

TITOLO :

PROGETTAZIONE STRUTTURALE E TECNOLOGICA DI
OPERE PREFABBRICATE SU BACINO GALLEGGIANTE

AUTORI :

Dott. Ing. GIUSEPPE CALCERANO
Direttore del Servizio Studi della DIPENTA S.p.A.

Dott. Ing. ANGELO MOSCHELLA
Ufficio Tecnico della DIPENTA S.p.A.

Dott. Ing. ALBERTO NEZI
Ufficio Tecnico della DIPENTA S.p.A.

PROGETTAZIONE STRUTTURALE E TECNOLOGICA
DI OPERE PREFABBRICATE SU BACINO GALLEGGIANTE

G.CALCERANO

A.MOSCHELLA

A.NEZI

SOMMARIO

Gli elementi in cemento armato della nuova banchina marittima adiacente il pontile "Isola bianca" di Olbia e della condotta sottomarina consortile della 2^a Opera di presa d'acqua marina di Porto Torres sono stati costruiti e varati mediante un bacino galleggiante trasportabile.

Tale tecnologia ha comportato la progettazione unitaria di strutture e modalità esecutive, compatibilmente con la profondità dei fondali nei quali si è stati obbligati ad ancorare il bacino e con l'assetto stabile dei concio in flottaggio.

In particolare, numerosi studi sono stati necessari per ottimizzare il concio terminale della condotta, dotato di bocche di presa e torrino d'ispezione di una o entrambe le canne (poste a secco in caso di manutenzione) attraverso un boccaporto a 4,5 m sul livello del mare.

La memoria, dopo una succinta esposizione delle caratteristiche generali delle due opere, ne illustra le principali particolarità strutturali e tecnologiche.

SUMMARY

The reinforced concrete elements of the new maritime dock near the wharf "Isola bianca" in Olbia and of the submarine water-pipe of the "2nd intake of the Porto Torres industrial combine" were built by a transportable floating basin.

This technology required the unitary design of structures and executive phases, compatibly with the depth of the sea where we were obliged to anchor the floating dock and with the stability of the floating precast elements.

Particularly, many studies were required to improve at the most the pipe's terminal element, equipped with intake holes and inspection tower of one or both pipes (put waterless for maintenance) by a hatchway situated at 4,5 m on sea level.

The report, after a short description of the general characteristics of the two works, shows the principal structural and technological peculiarities of them.

1 - PREMESSA

Per la realizzazione di due importanti opere marittime in Sardegna sono stati studiati appositi mezzi e tecnologie, di pari passo con lo sviluppo della progettazione esecutiva.

Trattasi della "Nuova banchina ad alto fondale a sud del pontile Isola bianca del porto di Olbia" e della "II^ opera di presa di acqua di mare per il Consorzio Industriale di Porto Torres" i cui lavori relativi ai manufatti da posizionare a mare, previo varo e flottaggio, erano programmati in successione temporale.

Dei mezzi marittimi impiegati, due si distinguono per le loro caratteristiche, studiate appositamente per entrambi i lavori: il bacino galleggiante "Tirso" e la piattaforma a gambe retrattili "Sarais". Questi natanti sono stati ideati di dimensioni, portate e caratteristiche funzionali adeguate alle due opere:

- Il bacino ha dimensioni in pianta di 20 x 30 m ed altezza in corrispondenza

za delle torri di 11,0 m (immersione 10,0 m); la portata, sino alla completa immersione della platea, è di 700 t (occorre poi, per maggiori immersioni, considerare l'eventuale sottospinta collaborante dei manufatti prefabbricati e delle torri del bacino stesso);

- La piattaforma è formata da due scafi di lunghezza 24,40 m distanziati di 8 m e larghi 2,5 m (ingombro trasversale massimo 13 m), muniti di 4 gambe per il sollevamento della stessa sino ad un'altezza massima, fondo marino-fondo scafo, di 16 m.

In particolare, il bacino è stato impiegato ad Olbia per la costruzione dei cassoni in c.a. e per la loro messa in galleggiamento, mentre a Porto Torres per la realizzazione ed il varo dei tronchi di condotta sottomarina. La piattaforma ha consentito di perforare e minare il fondo granitico adiacente il pontile Isola bianca, nonché di procedere alla messa in opera su bacchea dei conci della condotta di presa.

Esamineremo in seguito le principali caratteristiche dei due lavori, fornendo qualche considerazione sulle particolari soluzioni delle strutture e delle fasi di realizzazione di esse, scaturite dalla visione unitaria delle due componenti ideative del progetto: la destinazione delle opere e le tecnologie di esecuzione.

2 - LA NUOVA BANCHINA DEL PORTO DI OLBIA

Si tratta di una banchina, di cassoni cellulari di c.a., della lunghezza di circa 170 m con dente per l'attracco di due traghetti. Il tratto antistante la banchina è stato dragato sino alla profondità di - 10,50 m s.l.m. Il fondale è di roccia granitica e, pertanto, gli scavi sono stati effettuati dopo lo sparo di apposite "volate".

Il committente è la Regione Autonoma Sarda ed il lavoro, eseguito dall'Impresa DIPENTA S.p.A., è stato ultimato nel 1980.

2.1 - Fasi di costruzione dei cassoni

Il bacino Tirso veniva inizialmente ancorato al tratto di banchina esi



1



2

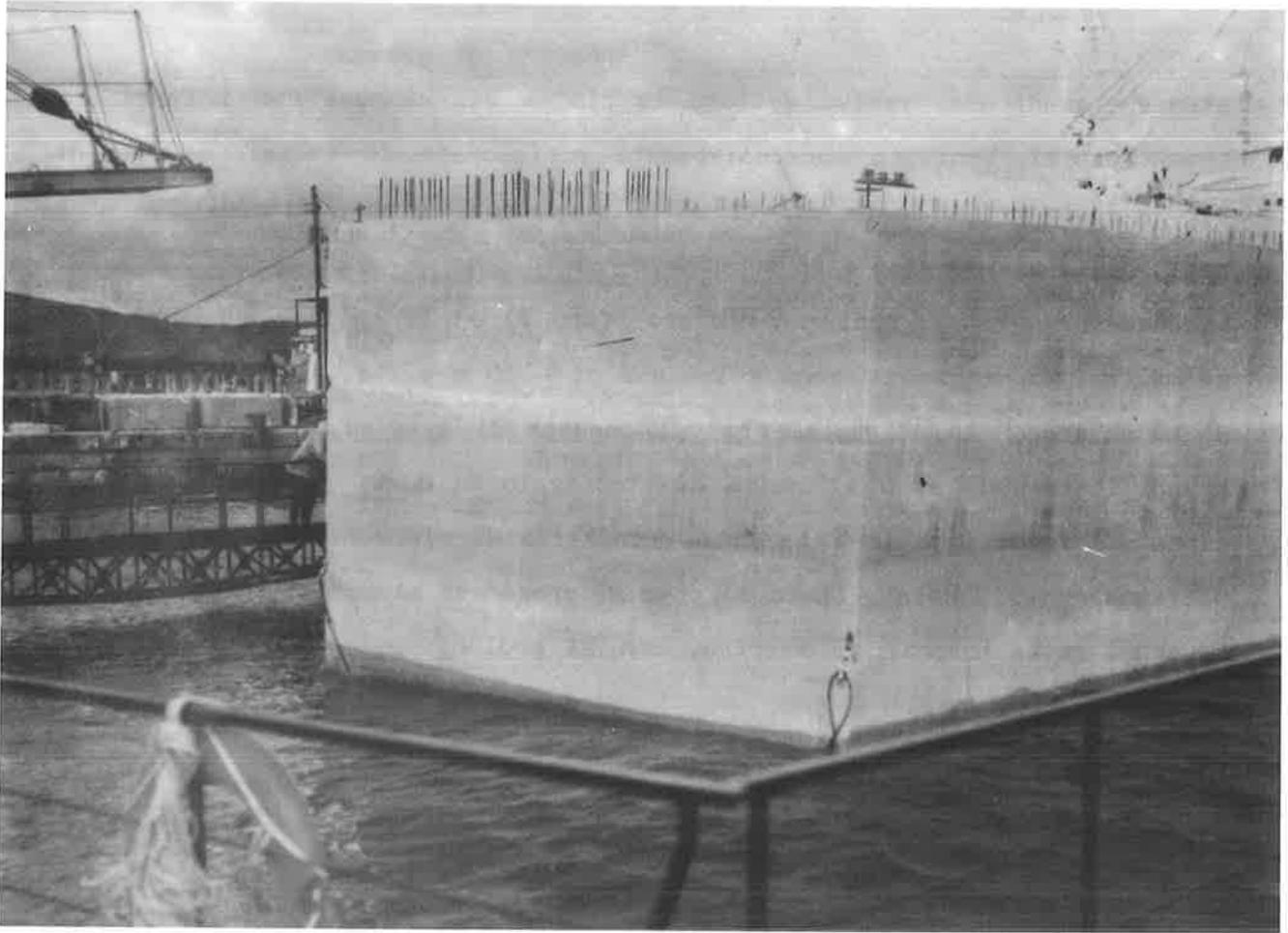
stente e su di esso veniva gettata la platea dei cassoni con i ferri d'at-
tesa (foto 1). Venivano successivamente posizionate le casseforme rampanti
per la costruzione delle pareti e si procedeva, quindi, all'orditura ed al
getto delle stesse sino alla sommità.

Le casseforme poi venivano rimosse (foto 2) ed il bacino, spostato a mez-
zo cavi di tonneggio in zona a fondale di - 10 m s.l.m., veniva immerso si-
no ad ottenere il galleggiamento del cassone di c.a. (foto 3). Si trainava
quindi il cassone sino al punto di stoccaggio da dove, ad avvenuta sistema-
zione del fondo, iniziava la fase successiva di rimorchio sino al punto di
posizionamento finale (foto 4), dove si procedeva al completamento dell'ope-
ra con i getti interni di zavorra, con il prolungamento delle pareti e con
la fase di copertura.

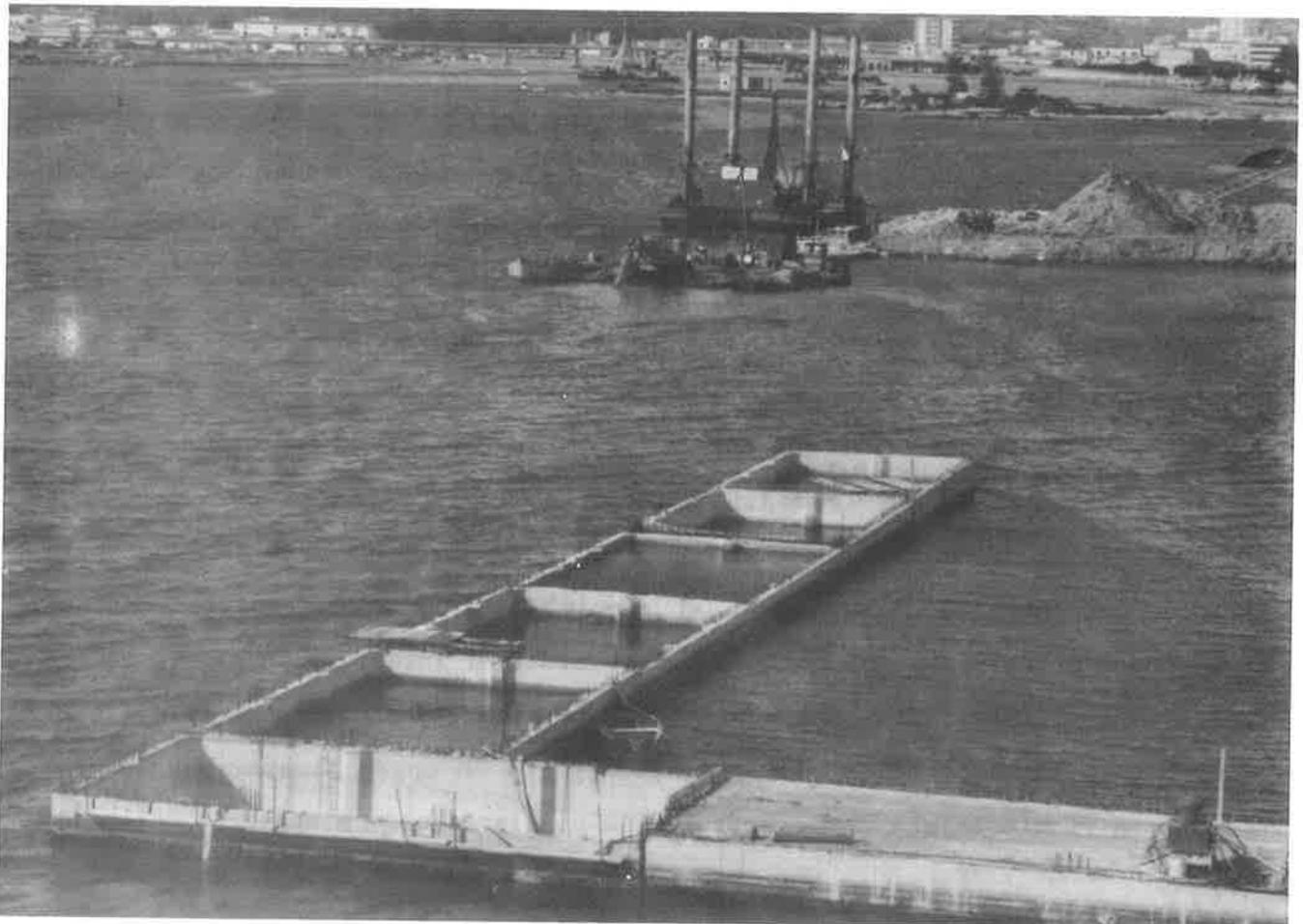
2.2 - Reciproche influenze tra la metodologia operativa e la progettazione strutturale

Il primo vincolo alla progettazione esecutiva venne dalla scarsa profondi-
tà dei fondali. Infatti, anche spostando il bacino nella zona dragata, il cas-
sone (se dimensionato secondo il primitivo progetto della Committente) non
avrebbe potuto sollevarsi in galleggiamento. Si dovette pertanto procedere
ad una riduzione della platea di fondo, sia in pianta che in spessore, non-
chè ad un accorciamento del getto delle pareti in I^a fase. Ciò portava natu-
ralmente l'altezza baricentrica in posizione più vicina a quella critica. Per
maggior cautela, si prevede di assicurare la stabilità del cassone con appo-
site funi sino all'uscita dal bacino ed a ripristinare, successivamente, l'as-
soluta sicurezza nei confronti del ribaltamento con zavorra d'acqua.

Il progetto prevedeva la costituzione di tasche di smorzamento dell'onda
nella sommità del cassone, ma la quota di dette aperture era incompatibile
con le necessità di flottaggio del concio. La parete fu prevista continua,
ma furono predisposte nel getto appositi setti di interruzione per il succes-
sivo abbattimento della zona corrispondente alla tasca da creare (fig.1 e 2).
La sommità delle pareti è stata poi proseguita in opera sia per raggiungere
la quota richiesta sia per costituire la più larga sede d'appoggio delle beo-

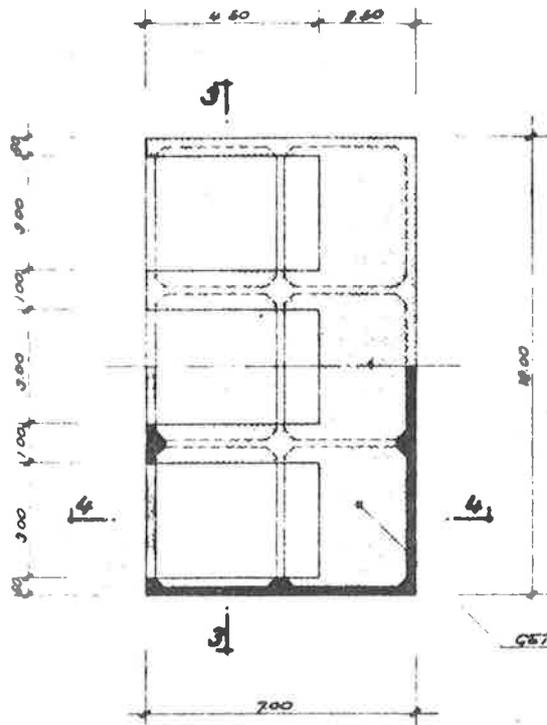


3

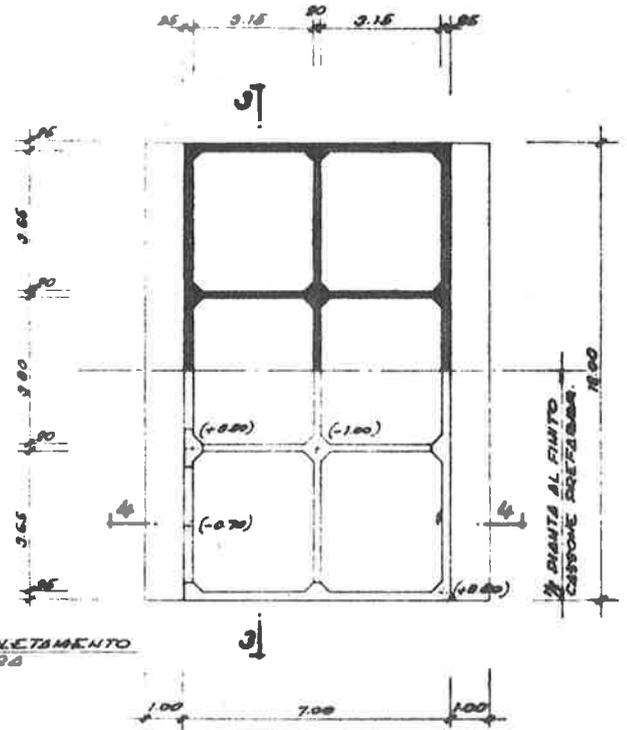


4

SEZIONE 1-1

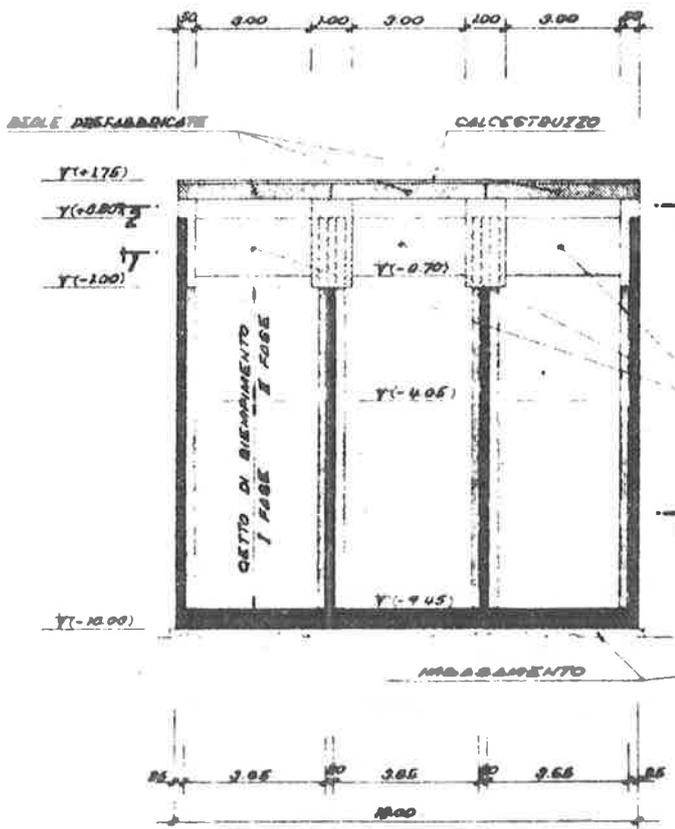


SEZIONE 2-2



GETTO DI COMPLETAMENTO
IN OPERA

SEZIONE 3-3



SEZIONE 4-4

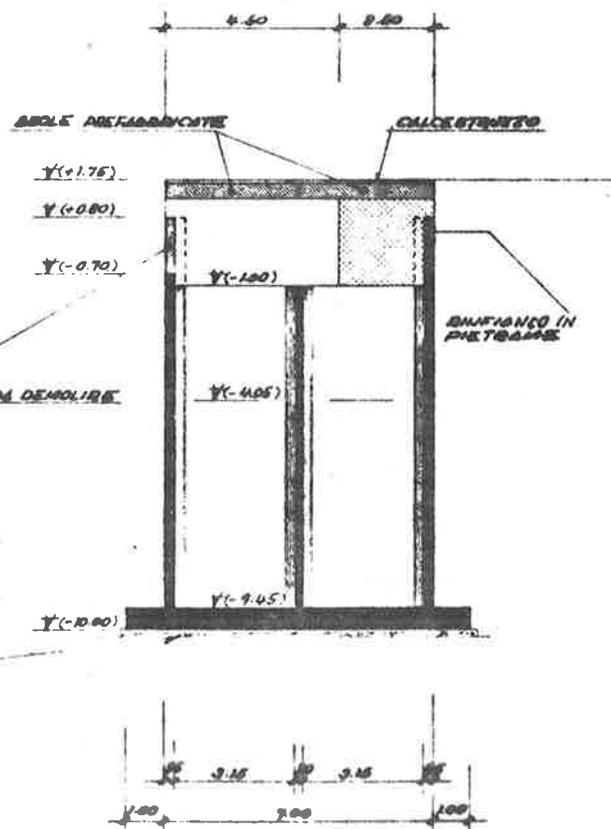


FIG. 1

le. La fig. 2 mostra anche il particolare relativo al getto in opera di finitura della pavimentazione sopra le beole prefabbricate

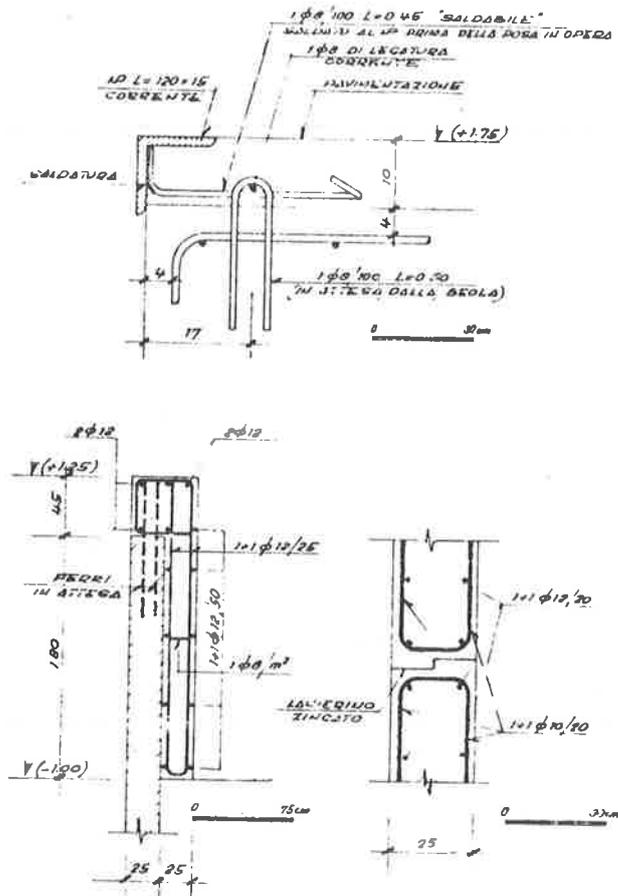


Fig. 2

3 - LE OPERE A MARE DELLA II^ PRESA DI PORTO TORRES

L'opera è stata commessa dal Consorzio per l'area di sviluppo industriale di Sassari - Porto Torres - Alghero, allo scopo di assicurare una disponibilità di acqua di mare per una portata aggiuntiva di $25 \text{ m}^3 / \text{sec}$.

Essa, in breve, si articola in un manufatto di presa a mare a doppia conca merazione, la cui ubicazione, a circa 240 m dalla battigia e con imbasamento su un fondale di - 13,15 m s.l.m., risulta obbligata dalla disposizione planimetrica delle utenze industriali, nonchè dai vincoli di sicurezza e funzionalità.

Da tale manufatto si diparte il canale sottomarino, anch'esso a due canne gemelle ed indipendenti (in modo da garantire comunque l'eventuale manutenzione di una o di tutte e due le canne) e destinato ad addurre l'acqua al complesso delle opere a terra, costituito dal manufatto di dissabbiamento e

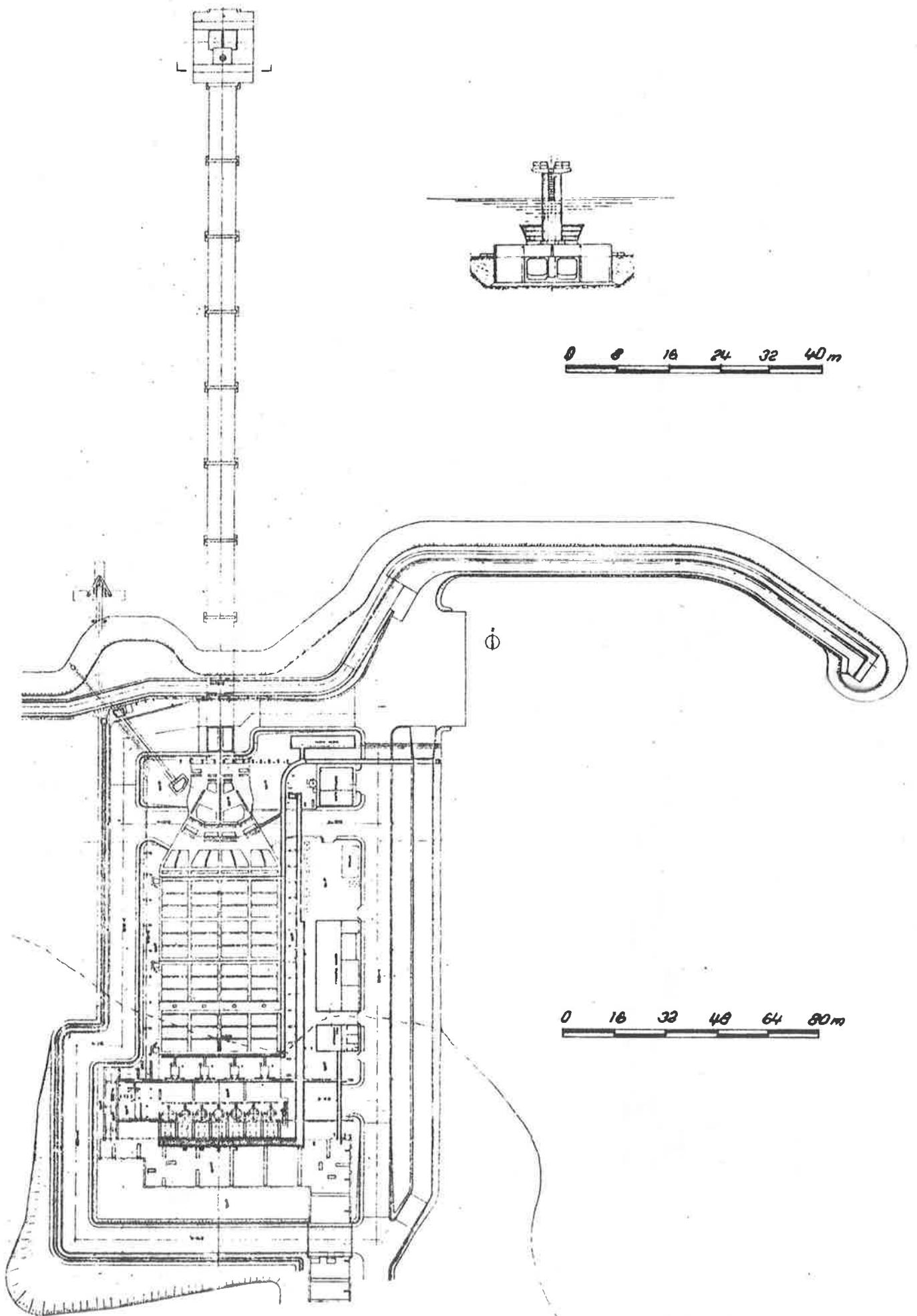


FIG. 3

PROFILO LONGITUDINALE

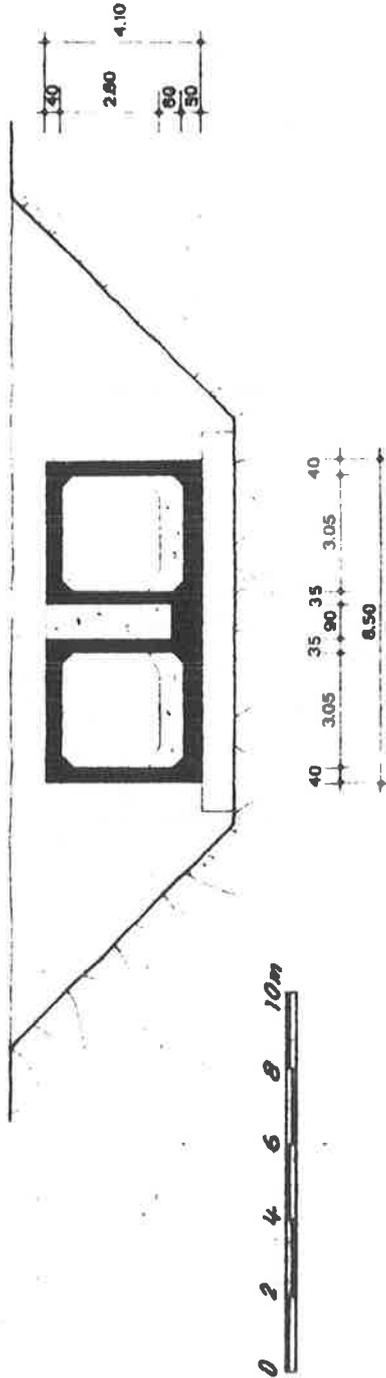
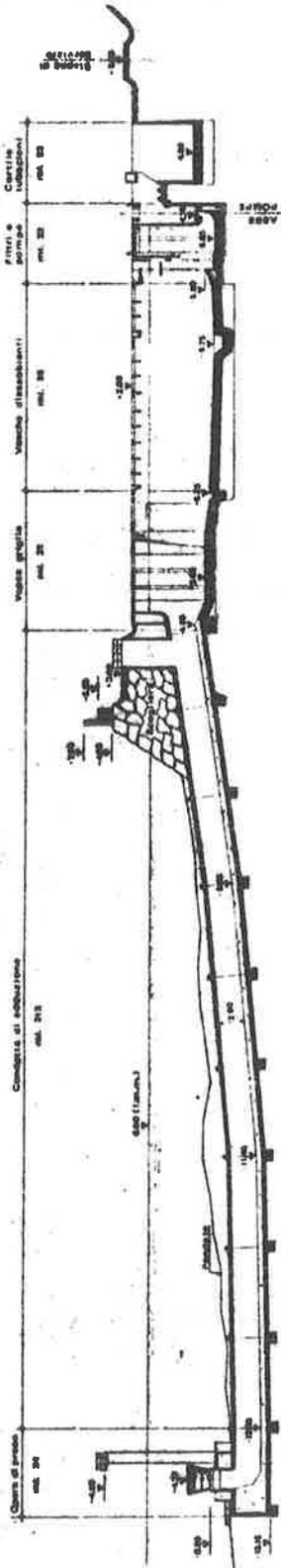


FIG. 4

di pompaggio, dalle reti di distribuzione in pressione e di scarico in canali a pelo libero e da tutte le annesse opere (Fig. 3).

Un aspetto di notevole interesse è costituito dai conci tipo a due canne (ciascuna da m 3,05 x 3,20) distanziate da un'intercapedine larga m 0,90 riempita di cls ad avvenuta posa in opera.

I nove conci tipo sono lunghi 24 m ed alti 4,10 m (Fig. 4).

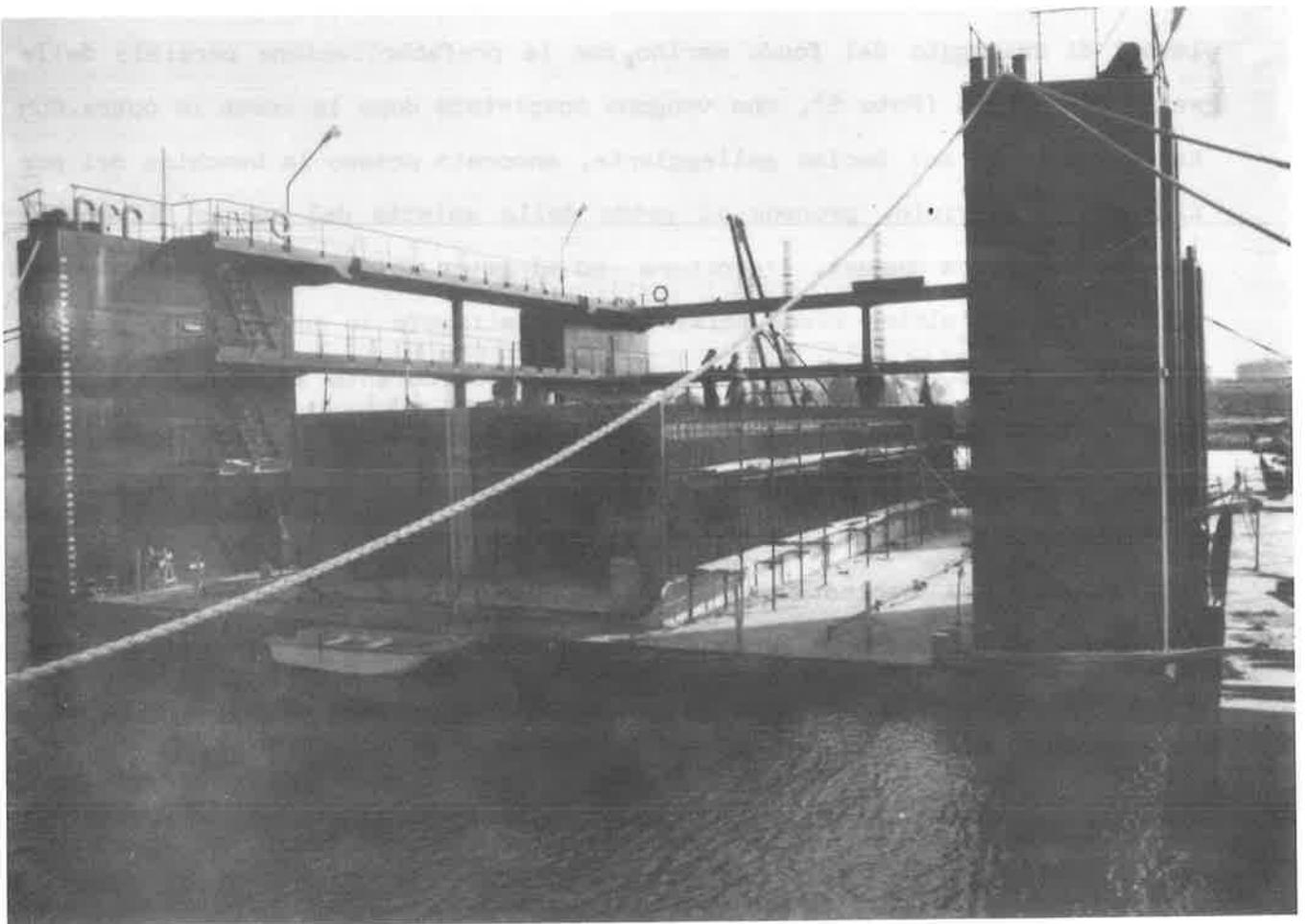
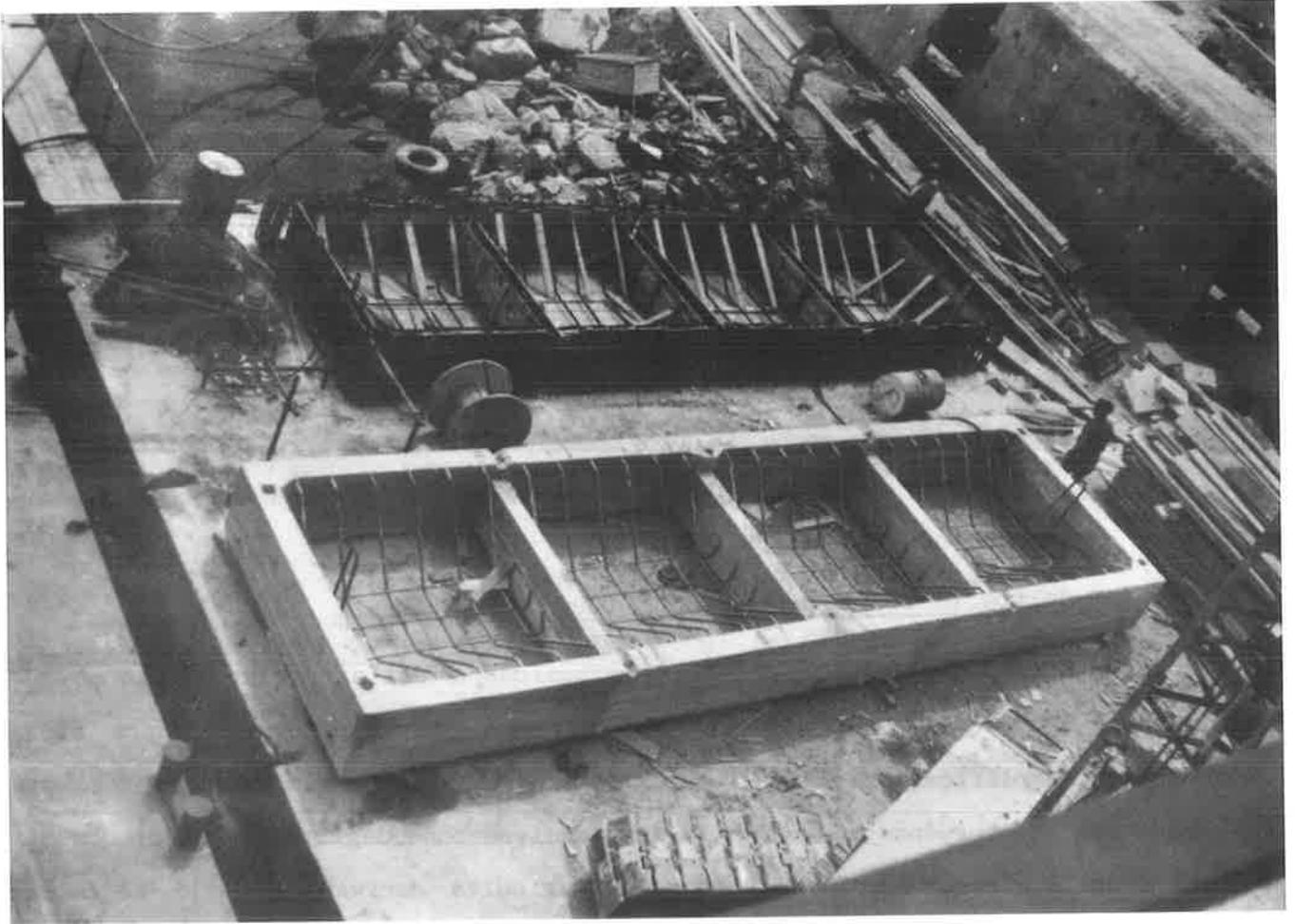
L'opera, che prevede anche la realizzazione di un attiguo porticciolo di servizio, è in via di ultimazione da parte della impresa DIPENTA S.p.A.

3.1 - Modalità di esecuzione e particolarità strutturali

Il principio informatore della progettazione, e della corrispondente esecuzione, è stato quello di ricercare ed attuare quanto poteva condurre alla massima semplificazione delle operazioni da effettuare nelle varie fasi lavorative. Conseguenza di ciò è la standardizzazione degli elementi di condotta e dello stesso concio di presa, che risulta derivabile dalle medesime carpenterie.

La sequenza di prefabbricazione e posa in opera ha inizio, al termine dei lavori di dragaggio del fondo marino, con la prefabbricazione parziale delle selle d'appoggio (Foto 5), che vengono completate dopo la messa in opera. Contemporaneamente sul bacino galleggiante, ancorato presso la banchina del porticciolo di servizio, procede il getto della soletta del concio, il montaggio del cassero a tunnel, l'orditura ed il getto delle pareti e della volta (Foto 6). Quest'ultima viene parzialmente realizzata in questa fase, per consentire un miglior galleggiamento dell'elemento durante la susseguente fase di sfilamento dal bacino. Col successivo montaggio delle ture metalliche sulle testate e sulle tasche di zavorra (tra le due canne) e del giunto tipo "Gina" sulla testata lato terra, il concio risulta predisposto per il galleggiamento ed il bacino salpa dalla banchina e, con opportuna manovra di tonneggio, si avvia verso la zona, predisposta con fondale a - 6,10 m s.l.m., per l'affondamento.

Ancorato il concio alle bitte del porticciolo, si eseguono i getti di completamento della soletta superiore (Foto 7) e, dopo l'opportuno zavorra





7



8

mento, l'elemento viene rimorchiato sino alla zona di posa in opera (da effettuare per affondamento). La piattaforma, precedentemente posizionata in detta area in attesa dell'inserimento del concio al disotto di essa, compie questa operazione e procede alla messa in opera, sul fondo, del concio di condotta ulteriormente appesantito con zavorra (Foto 8).

Viene quindi serrato il giunto e rimosse le ture corrispondenti, in modo da effettuare l'appesantimento finale con un getto di calcestruzzo dall'interno. La giunzione è poi rifinita ed il concio rinterrato, sia nello spazio tra fondo e platea, sia ai lati dello scavo ed al disopra, sino al ripristino del fondale primitivo.

Elementi più significativi si desumono dal manufatto di presa che, nella soluzione definitiva, è stato modificato durante numerosi affinamenti.

Orientamento principale seguito per questo particolare concio è l'esecuzione di un corpo di base che inglobi, già in fase di prefabbricazione sul bacino, il maggior numero di strutture, comprese quelle di zavorramento e di stabilizzazione, sia provvisoria che definitiva, compatibilmente con la disponibilità degli spazi e delle attrezzature marittime per le successive fasi fino alla posa in opera.

Ma vi è un'altra caratteristica che si è voluta raggiungere: prevedere il concio terminale con tipologia e quindi con componenti strutturali, tecnologie ed attrezzature già impiegate per i conci tipo, ad eccezione delle zone (quali le bocche di presa, il torrino d'ispezione alle canne, la testata cieca di queste dal lato mare) diverse, in dipendenza delle particolari e differenti esigenze funzionali cui il concio stesso è chiamato a soddisfare in esercizio.

In particolare, si è ancora prevista l'esecuzione parziale della soletta superiore delle canne, che ha comportato un incremento, seppur contenuto, delle armature metalliche ed un aumento delle fasi di lavorazioni in flottaggio. Ciò ha consentito di ottenere un pescaggio del concio al varo di 3,43 m, che è risultato di poco superiore al 3,25 m degli altri conci e, quindi ancora in accordo con la quota del fondale che non poteva essere approfondita per la vicinanza di una "sea-line".

Inoltre, l'elemento prevede, per lo stesso motivo legato al fondale, delle sopraelevazioni sempre in flottaggio, che hanno rivoluzionato la serie delle fasi di getto, con conseguente modifica delle armature, spesso raddoppiate nelle zone di ripresa dei getti.

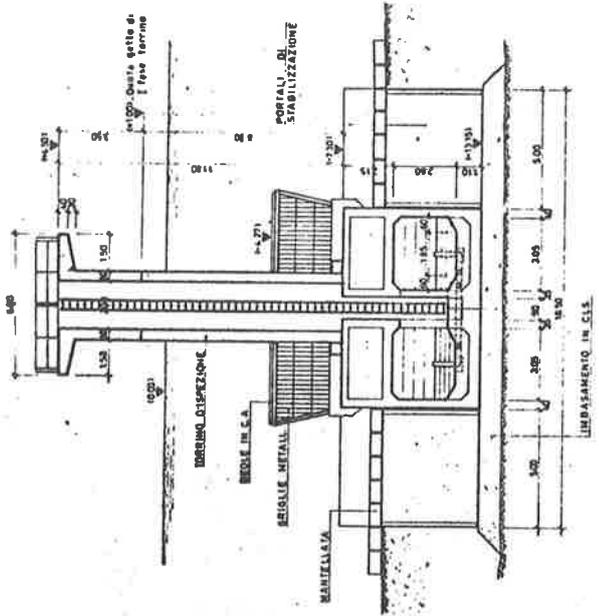
Questi poi non possono essere eseguiti uniformemente in altezza, nè essi contemporaneamente a tutti gli elementi da sopraelevare, in quanto si desidera garantire una notevole stabilità all'equilibrio in galleggiamento in tutte le fasi, operando nel contempo con zavorramenti d'acqua in apposite vasche allestite ad hoc e modificando, di volta in volta, la zavorra nella tassa di serraggio.

Altro elemento che ha subito numerose modifiche strutturali ed anche di ubicazione è il torrino d'ispezione alle canne, che già era stato studiato e dimensionato, sia per le precise richieste di agibilità interna del servizio di controllo e manutenzione alle due canne adduttrici, che per le conseguenti sollecitazioni dovute a tutte le azioni presenti (soprattutto quelle del vento e del moto ondoso che, stanti le notevoli dimensioni ed ingombri derivanti, sono risultate particolarmente onerose per l'economia del torrino stesso).

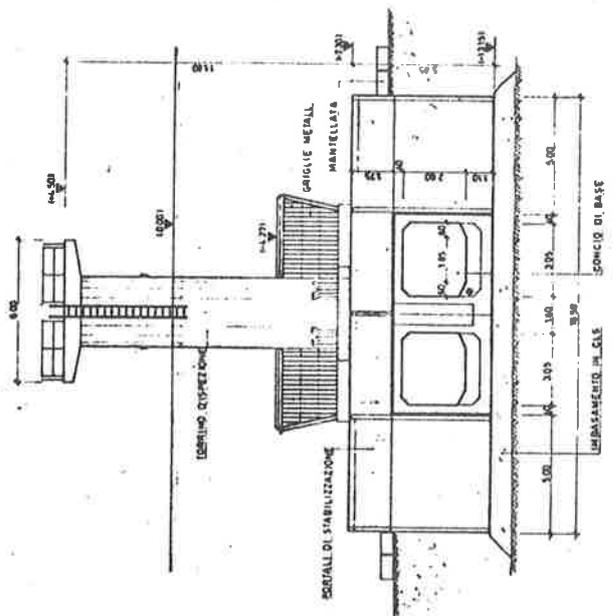
Dopo la messa a punto di varie soluzioni alternative, ci si è indirizzati al c.a. in opera eseguito in più fasi, previa predisposizione e controventamento dei casseri.

I ferri d'attesa del torrino sono mantenuti nell'esatta posizione per mezzo di una dima di lamiera dello spessore di 12 mm, che ha anche la funzione di tura provvisoria del vano circolare di accesso al concio. Questa tura viene inglobata nel getto di completamento e sopraelevazione, cui si procede dopo la messa in galleggiamento dell'elemento di presa. In questa fase, si ancorano nel getto alcuni profilati opportunamente sagomati ed accoppiati per costituire da guida al cassero del torrino. A questo punto, il concio viene calato sul fondo con le stesse metodologie impiegate per gli elementi precedenti. Per l'esecuzione del tratto di torrino tra la quota - 7,30 m e la quota + 1,00 m, una cassaforma metallica, comprensiva delle orditure interne, viene successivamente messa in opera e collegata (saldatura subacquea)

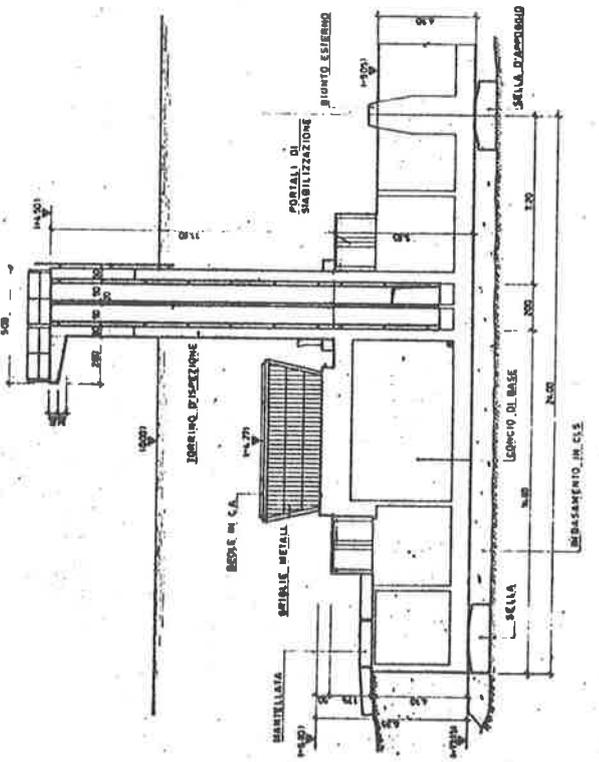
SEZIONE 4-4 .1:100



SEZIONE 6-6 .1:100



SEZIONE 4-4 .1:100



SEZIONE 5-5 .1:100

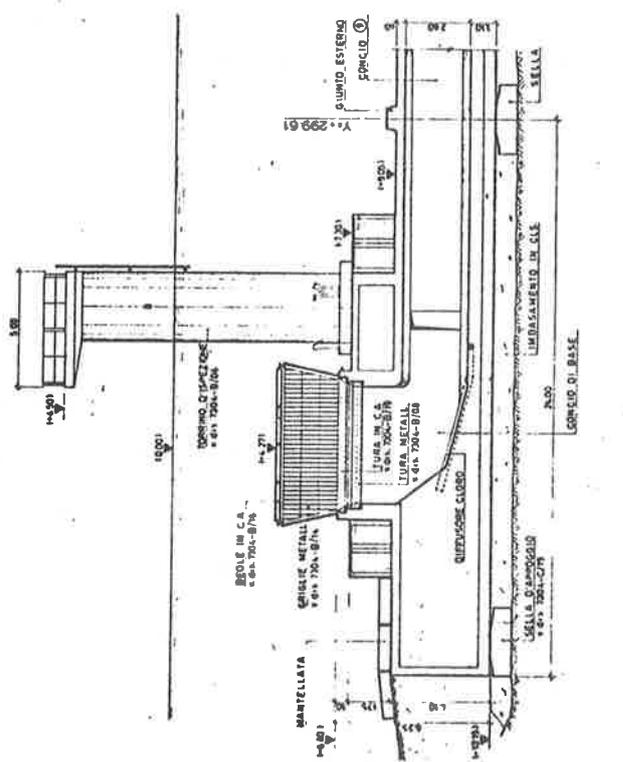


FIG. 5

agli anelli metallici di tenuta predisposti nel concio. Il getto può così avvenire all'interno del cassero sino a quota + 1,00 m s.l.m., da dove il torrino verrà proseguito con le modalità normalmente adoperata per i getti in elevazione. L'insieme strutturale delle griglie, poi, concepito inizialmente come elemento in c.a. solidale alla parte inferiore del torrino ed al concio di base, è stato radicalmente riprogettato come un blocco prefabbricato metallico, da collegare in opera a questo mediante viti in acciaio inox, che permettono lo smontaggio per le necessarie manutenzioni; questa innovazione, concepita per ottenere una semplificazione delle troppo complesse operazioni di esecuzione dei getti precedentemente previsti in questa zona, ha richiesto un approfondito affinamento del progetto in tutte le sue componenti, con particolare riguardo alla tecnologia dei materiali impiegati (caratteristiche fisico--chimiche, resistenza alla corrosione marina ed alle altre aggressioni esterne, proprietà meccaniche, elastiche etc.).

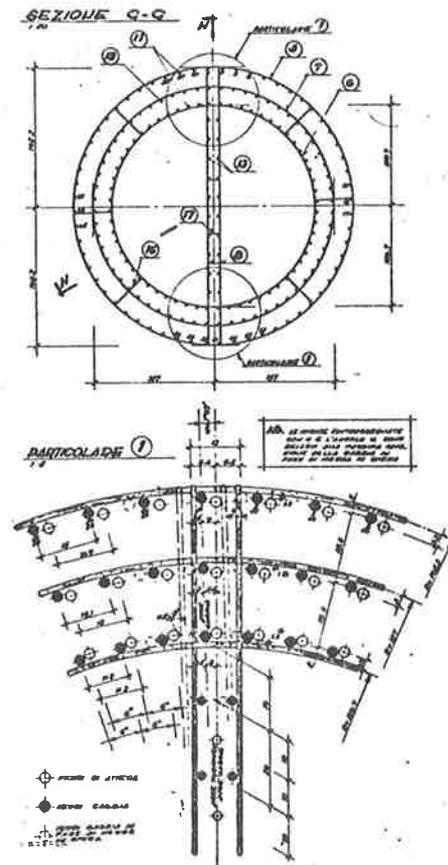


Fig. 6

temente previsti in questa zona, ha richiesto un approfondito affinamento del progetto in tutte le sue componenti, con particolare riguardo alla tecnologia dei materiali impiegati (caratteristiche fisico--chimiche, resistenza alla corrosione marina ed alle altre aggressioni esterne, proprietà meccaniche, elastiche etc.).

CONCLUSIONI E RINGRAZIAMENTI

La progettazione esecutiva di queste due opere, delle quali sono qui sommarariamente esposte le principali caratteristiche originatesi dalla sintesi delle esigenze funzionali e di quelle esecutive, è un esempio della mai troppo ribadita necessità di un coordinamento di tutte le fasi e le attività ne

cessarie per tradurre un'idea progettuale in un'opera eseguita.

Ciò in questi due casi è risultato agevolmente possibile grazie al vivace apporto degli ingegneri Michele Riccardi e Marco Foti, coordinatori tecnici rispettivamente del Cantiere di Olbia e del Cantiere di Porto Torres, che con i loro collaboratori hanno costantemente appalesato i problemi legati alle tecnologie esecutive proposte. Un ringraziamento particolare è dovuto al p.i. Bruno Vio, instancabile ideatore di accorgimenti tecnologici.

TITOLO :

L'ESECUZIONE DELLA PLATEA DI FONDAZIONE DEL BACINO
DI CARENAGGIO SAN MARCO A TRIESTE MEDIANTE GETTO
SUBACQUEO DI CALCESTRUZZO REOPLASTICO

AUTORI :

MARIO COLLEPARDI
Università di Ancona

SILVIO GENNARI
RECCHI S.p.A. Costruzioni Generali, Torino

ALBERTO TRIANTAFILLIS
MAC Modern Advanced Concrete S.p.A., Treviso

SILVANO ZORZI
IN.CO. S.p.A., Milano

L'ESECUZIONE DELLA PLATEA DI FONDAZIONE DEL BACINO
DI CARENAGGIO SAN MARCO A TRIESTE MEDIANTE GETTO
SUBACQUEO DI CALCESTRUZZO REOPLASTICO

M.COLLEPARDI

S.GENNARI

A.TRIANTAFILLIS

S.ZORZI

Sommario

Viene descritta l'esecuzione della platea di fondazione del bacino di carenaggio S. Marco a Trieste avente una superficie di circa 16.000 m² e richiedente circa 82.000 m³ di calcestruzzo. Una prima parte della platea, pari a 8.000 m² circa ed a 40.000 m³ di calcestruzzo, è stata realizzata mediante getto subacqueo di calcestruzzo ed essa costituisce, in particolare, l'oggetto della presente nota. Una seconda parte della platea è stata eseguita mediante getto di calcestruzzo a cielo aperto dopo aver provveduto allo svuotamento dell'acqua del mare.

Abstract

This is a description of the execution of the concrete foundation of S.Marco dry dock of Trieste : total surface about 16.000 m² and total volume of concrete about 82.000 m³. The first part of the foundation equivalent to about 8.000 m² and 40.000 m³ of concrete has been realized with concrete poured underwater and this is the main subject of this note. The second part of the foundation has been realized in the open air after the dewatering of the sea water.

1. INTRODUZIONE

La platea di fondazione del bacino di carenaggio S.Marco a Trieste (per navi da 140.000 dwt) presenta una superficie di circa 16.000 m² (lunghezza massima = 292 m), ed ha richiesto oltre 82.000 m³ di calcestruzzo. Una prima parte della platea, pari a 8.000 m² circa ed a 40.000 m³ di calcestruzzo è stata realizzata in gran parte mediante getto subacqueo di calcestruzzo. La seconda parte della platea è stata eseguita integralmente mediante getto di calcestruzzo a cielo aperto. La Fig. 1 mostra una veduta di assieme della platea finita : in secondo piano è la zona realizzata in gran parte mediante getto subacqueo. Questa ultima, che costituisce in particolare l'oggetto della presente nota, è stata eseguita in due stadi come è schematicamente mostrato in Fig. 2 : nel primo stadio si è realizzato un solettone spesso circa 4 m e costituito da un insieme di "pizze" di calcestruzzo (ciascuna avente diametro di circa 15 m e volume di circa 45 m³) gettate in subacqueo affiancate, sovrapposte e sfalsate per impedire la coincidenza nelle riprese di getto; nel secondo stadio, dopo aver provveduto allo svuotamento dell'acqua del mare, si è completato il suddetto solettone mediante getti di calcestruzzo a cielo aperto spessi circa 1 m e ripartiti in lastre di circa 600 m², finite in superficie dopo aver applicato uno spolvero antiusura.

Alla seconda parte della platea, integralmente realizzata a cielo aperto attraverso getti monolitici con conci da 1.000 ± 1.900 m³ circa, verrà solo accennato nella presente memoria.

Committente	: Arsenale Triestino S.Marco S.p.A., Trieste
Progettisti	: Ingg. Silvano Zorzi, Lucio Lonardo e Franco Cortiana dello Studio IN.CO S.p.A., Milano
Direzione Lavori	: Ingg. Antonio Franco e Giuseppe Bagnera
Impresa Esecutrice	: RECCHI S.p.A. Costruzioni Generali, Torino
Direzione Cantiere	: Ing. Silvio Gennari



Fig. 1 - Veduta generale della platea di fondazione : in primo piano quella gettata integralmente a cielo aperto, in secondo piano quella gettata in subacqueo e finita a cielo aperto.

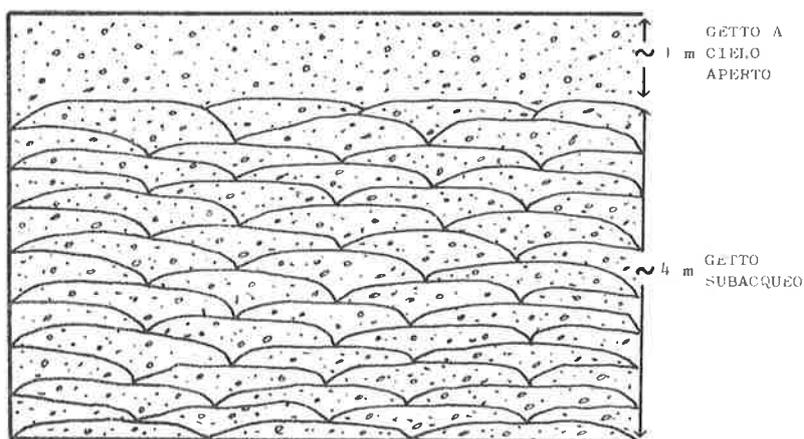


Fig. 2 - Schema del getto in subacqueo finito con il getto a cielo aperto.



Fig. 3 - Visione del cantiere durante il getto in subacqueo : il calcestruzzo viene pompato dall'autobetoniera alla tramoggia dalla quale si deposita sul fondo del mare mediante un tubo-getto.

2. PROVE DI LABORATORIO E DI CAMPO

Sono stati studiati sostanzialmente due tipi di calcestruzzi : il primo per il getto subacqueo ed il secondo per il getto a cielo aperto. Quest'ultimo, dopo lo svuotamento del bacino, è stato impiegato sia per finire il getto subacqueo con un altro strato di calcestruzzo dello spessore medio di 1 m, sia per l'esecuzione dei getti monolitici (con spessore variabile da 2,7 a 4 m circa) nella parte della platea realizzata integralmente a cielo aperto. La ragione della duplice miscela è fondamentalmente basata sulle diverse tecniche esecutive. Nel getto subacqueo si richiedeva una maggiore fluidità e soprattutto una maggiore coesione per resistere al dilavamento dell'acqua del mare; queste caratteristiche, come si dirà meglio nel seguito, sono state realizzate impiegando un maggior dosaggio di cemento ed un minor diametro massimo dell'inerte.

2.1 Calcestruzzo per getto subacqueo

Prima di dare inizio alla esecuzione dei lavori si è proceduto ad una lunga ed accurata serie di prove, sia in laboratorio che sul campo, al fine di individuare la composizione del calcestruzzo più idonea dal punto di vista tecnico ed economico. A tal fine si è dovuto tener conto, da una parte, delle particolari tecniche esecutive per il getto subacqueo e, dall'altra, delle caratteristiche richieste dal progetto. Si è dovuto, in sostanza, conciliare le esigenze dell'impresa con quelle derivanti dal progetto. Come sarà meglio visto in seguito, tali esigenze sono risultate talvolta antitetiche e si è dovuto, pertanto, raggiungere un soddisfacente compromesso per entrambe.

In base al progetto, per il calcestruzzo si richiedeva soprattutto :

1. Resistenza caratteristica di 25 N/mm².

2. Resistenza chimica del calcestruzzo nei confronti dei solfati contenuti nell'acqua del mare.
3. Protezione delle armature dalla corrosione innescata dai cloruri contenuti nell'acqua del mare.
4. Impermeabilità della platea (16 m sotto il livello del mare) in corrispondenza delle riprese di getto.

Per la resistenza caratteristica richiesta dal progetto (25 N/mm^2), tenuto anche conto dell'impiego di un cemento Portland ordinario, sarebbe stato sufficiente un rapporto acqua/cemento di circa 0,62. D'altra parte, sulla base delle raccomandazioni europee FIP-CEB concernenti l'attacco dell'acqua di mare nei confronti del calcestruzzo (1), si è stabilito che solo con un calcestruzzo poco poroso ed avente un rapporto acqua/cemento non superiore a 0,55 si sarebbe potuto garantire la durabilità del calcestruzzo contro l'attacco dei sali solfatici*. Si è deciso, per le ragioni nel seguito discusse, di adottare un rapporto acqua/cemento compreso tra 0,46 e 0,50 ottenendo una resistenza caratteristica di oltre 35 N/mm^2 necessariamente, quindi, superiore a quella prevista dal progetto. Per quanto concerne il punto 4 sopra menzionato (impermeabilità nelle riprese di getto) solo attraverso prove sperimentali di campo, che verranno discusse successivamente, è stato possibile verificare il raggiungimento dell'obiettivo.

Passando ad esaminare le esigenze derivanti dalle particolari tecniche esecutive scelte per il getto occorre innanzitutto menzionare che il calcestruzzo, preparato in un impianto centrale di betonaggio, veniva trasportato a mezzo autobetoniera e quindi pompato verso una tramoggia come è mostrato in Fig. 3. Successivamente, il calcestruzzo scendeva attraverso un tubogetto sistema "Contractor" (come è mostrato schematicamente in

* Per strutture con copriferro inferiore a 25 mm è necessario abbassare il rapporto acqua/cemento a 0,40 per garantire la protezione dei ferri dall'attacco dei cloruri. Si veda il paragrafo 2.2.

Fig. 4) per autolivellarsi sul fondo (inizialmente a circa 16 m dal livello del mare) sul quale una squadra di sommozzatori controllava le operazioni del getto. Si richiedeva, pertanto, un calcestruzzo fresco molto fluido ma al tempo stesso coesivo e non segregabile per impedire o limitare al minimo il dilavamento da parte dell'acqua del mare. La grande fluidità del calcestruzzo risultava indispensabile anche per la presenza sul fondo di ostacoli orizzontali e verticali, costituiti dai pali di fondazione e dalle relative camicie in calcestruzzo per solidarizzare i pali con il solettone (Fig. 5), oltre che dalle armature formate da travi a traliccio in profilati metallici di notevoli dimensioni (Fig. 6). Inoltre, tali ostacoli per la loro elevata frequenza, condizionavano il posizionamento del tubo-getto e rendevano nel contempo difficoltosa l'ispezione da parte dei sommozzatori. Pertanto, un'elevata lavorabilità del calcestruzzo veniva richiesta anche perché esso fosse capace di fluire a sensibile distanza così da poter limitare gli spostamenti del tubo-getto.

Pertanto, in base alle esigenze sopra menzionate si richiedeva:

5. Elevata fluidità del calcestruzzo corrispondente all'autolivellamento (slump 25-27 cm).
6. Conservazione della lavorabilità per un tempo sufficiente al trasporto ed al getto.
7. Elevata coesione ed assenza di segregazione dell'impasto per impedire il bloccaggio della pompa ed il dilavamento da parte dell'acqua del mare.

Val la pena di precisare che le caratteristiche relative al punto 5, che portano ad un'elevata richiesta nell'acqua di impasto, sono contrastanti con quelle relative al punto 7 e con quelle riguardanti i punti 2 e 3 per i quali il rapporto acqua/cemento deve rimanere inferiore a 0,55. Per conciliare tali con

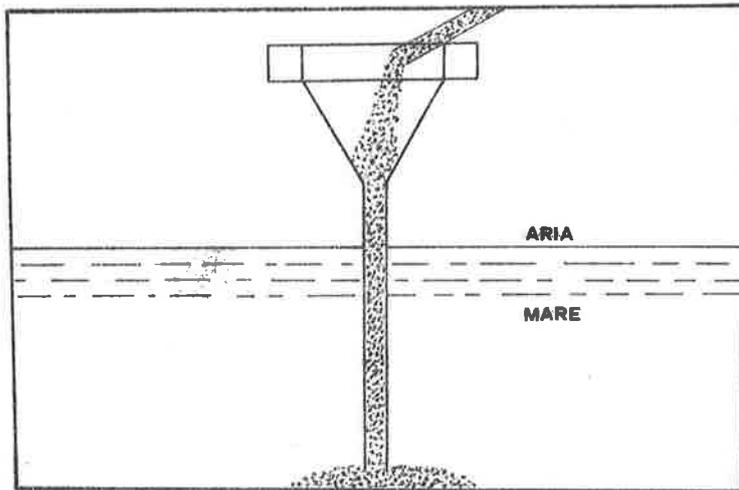


Fig. 4 - Schema del tubo-getto.

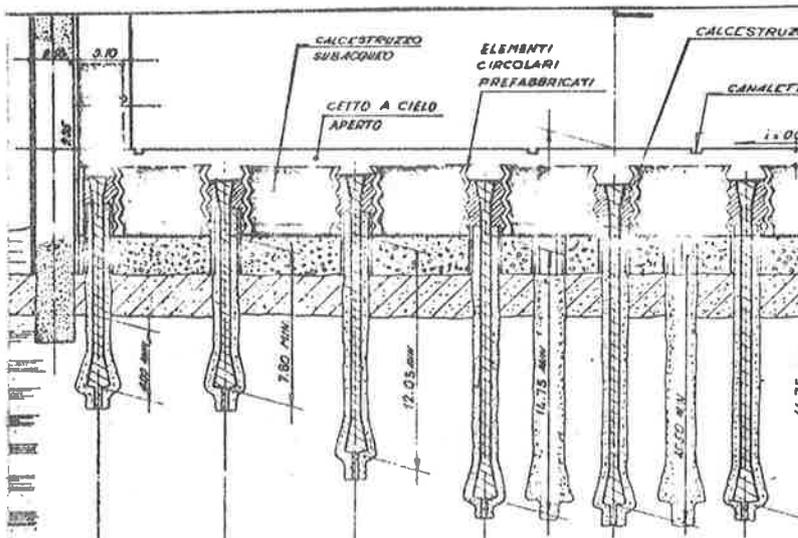


Fig. 5 - Schema della sezione della platea con i pali di fondazione.



Fig. 6 - I tralicchi in acciaio prima di essere calati sul fondo del mare per essere poi inglobati nel getto di calcestruzzo subacqueo.

trastanti esigenze si è deciso di impiegare un calcestruzzo con un rapporto acqua/cemento compreso tra 0,45 e 0,50 e di rendere reoplastico, cioè autolivellante e non segregabile l'impasto grazie all'impiego dell'additivo superfluidificante Rheobuild 561. Tenuto conto anche della distribuzione granulometrica degli inerti disponibili (Fig. 7 e 8) si è deciso di adottare la composizione media riportata in Tabella 1.

Tabella 1 Composizione media del calcestruzzo
per il getto subacqueo.

- Cemento Portland ordinario	=	400	Kg/m ³
- Acqua (inclusa umidità degli inerti)	=	190	l/m ³
- Sabbia Po (satura a superficie asciutta)	=	180	Kg/m ³
- Sabbia frantoio (satura a superficie asciutta)	=	990	Kg/m ³
- Ghiaia 3-14 mm (satura a superficie asciutta)	=	630	Kg/m ³
- Additivo superfluidificante Rheobuild	=	6	l/m ³
- Slump	=	26	cm
- Acqua/cemento	=	0,47	

L'impasto (Fig. 9) si presentava molto fluido (requisito n°5) ma al tempo stesso molto coesivo (requisito n°7) e conservava la lavorabilità in modo più che soddisfacente (requisito n°6) in modo che dopo circa 2 ore lo slump passava da 26 a 24 cm. Con prove di campo è stato possibile pompare questo calcestruzzo per oltre 250 m trasportandolo dall'autobetoniera alla tramoggia di alimentazione del tubo-getto con una portata pari a circa 45 m³/ora.

Sul calcestruzzo indurito sono state effettuate prove di resistenza meccanica a compressione, di resistenza chimica all'attacco solfatico, di protezione dei ferri d'armatura e di per

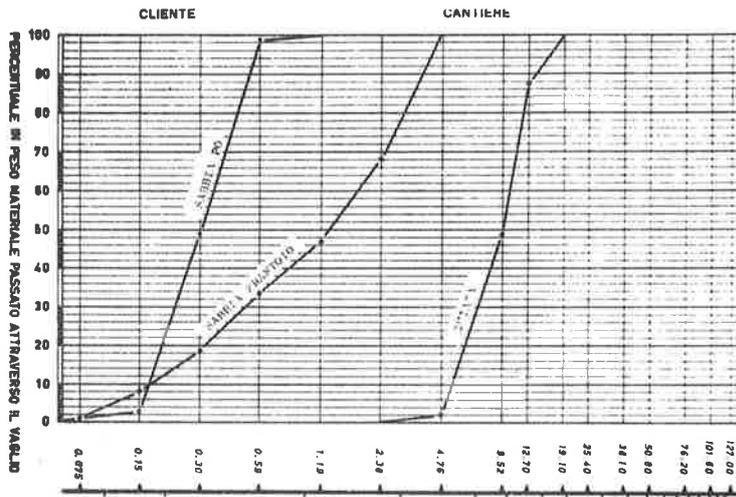


Fig. 7 - Curve granulometriche degli inerti impiegati.

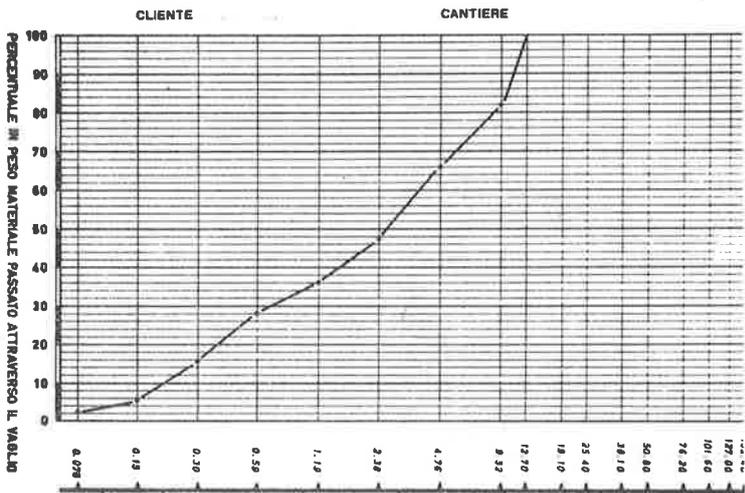


Fig. 8 - Curva granulometrica dell'inerte combinato.



Fig. 9 - Abbassamento al cono del calcestruzzo asciutto (senza additivo) e di quello reoplastico (con Rheobuild 561) con composizione della Tabella 1.

meabilità, al fine di verificare i requisiti n°1-4 sopra menzionati. Tutte queste prove sono state effettuate su calcestruzzo messo in opera senza alcuna vibrazione per simulare le reali condizioni di getto.

La resistenza meccanica media a compressione è stata di 42 N/mm² con una resistenza caratteristica di oltre 37 N/mm².

Per le prove di resistenza all'attacco solfatico alcuni provini di calcestruzzo stagionato per 24 ore nelle casseforme sono stati immersi sia in acqua potabile che in acqua del mare per valutare l'allungamento relativo dei provini. È noto che, a causa della reazione tra il solfato presente nell'acqua del mare ed i composti del cemento idratato, il calcestruzzo subisce una espansione eccessiva (causa di fessurazione e di distacchi) o comunque molto maggiore di quella che normalmente si registra per un conglomerato immerso in acqua priva di solfato. Le curve della Fig. 10 mostrano l'andamento dell'espansione in funzione del tempo per un periodo di 12 mesi. Si può osservare come l'andamento delle due curve sia sostanzialmente identico per l'acqua potabile e quella del mare evidenziando, così, per il calcestruzzo in esame, una eccellente resistenza all'aggressione solfatica: la ragione di questo comportamento è fondamentalmente da attribuire alla bassa porosità del conglomerato - derivante dal basso rapporto acqua/cemento - che impedisce l'ingresso dei sali solfatici all'interno del calcestruzzo.

Per le prove riguardanti la protezione dei ferri sono stati preparati dei provini cubici (10 cm) armati con una barra di acciaio (diametro 5 mm) ad aderenza migliorata. Le prove sono state effettuate sul calcestruzzo riportato in Tabella 1 con e senza additivo superfluidificante immergendo i provini armati (messi in opera entrambi senza vibrazione del calcestruzzo fresco) in acqua del mare per un periodo di 2,6 e 12 mesi dopo una stagionatura di un giorno in cassaforma. Alle scadenze previste

i provini sono stati in parte sottoposti a prove di sfilamento dei ferri (Tabella 2) ed in parte sezionati per valutare l'eventuale corrosione dell'acciaio (Fig. 11).

Tabella 2 Sfilamento (N/mm^2) delle barre ad aderenza migliorata per calcestruzzi stagionati all'aria o immersi in acqua del mare.

TEMPO	CALCESTRUZZO ASCIUTTO (slump = 3cm; senza additivo)		CALCESTRUZZO REOPLASTICO (slump = 26cm; con additivo)	
	aria	acqua del mare	aria	acqua del mare
2 mesi	0,3	0,7	18,0	18,3
6 mesi	0,4	0,3	17,0	21,0
12 mesi	1,4	0,3	16,8	22,6

I dati della Tabella 2 mostrano, innanzitutto, che in assenza di vibrazione, grazie alla grande fluidità del calcestruzzo reoplastico che avvolge e protegge i ferri d'armatura ed al basso rapporto acqua/cemento, l'aderenza tra ferro e calcestruzzo è significativamente maggiore di quella ottenibile con il calcestruzzo asciutto: in questo secondo caso, infatti, il contatto tra ferro e calcestruzzo è fortemente condizionato dalla scarsa lavorabilità del conglomerato e dall'assenza di vibrazione. Inoltre, la conservazione sott'acqua del mare invece che all'aria provoca - nel caso del calcestruzzo reoplastico - una migliore stagionatura; d'altra parte, l'impermeabilità del conglomerato, derivante da un basso rapporto acqua/cemento, non consente ai sali presenti nell'acqua del mare di aggredire il calcestruzzo e/o i ferri d'armatura.

Le Figg. 11 e 12 mostrano lo stato dei ferri d'armatura dopo 6 e 12 mesi di conservazione dei provini sott'acqua del mare. Si può osservare il grave stato di ossidazione dei ferri causa-

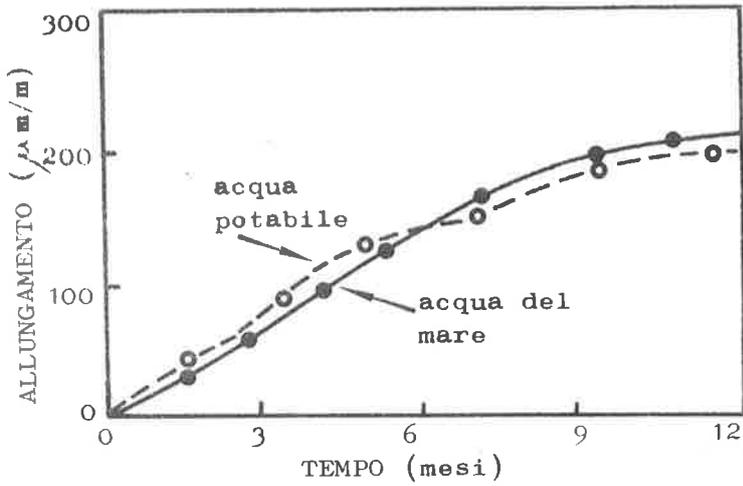
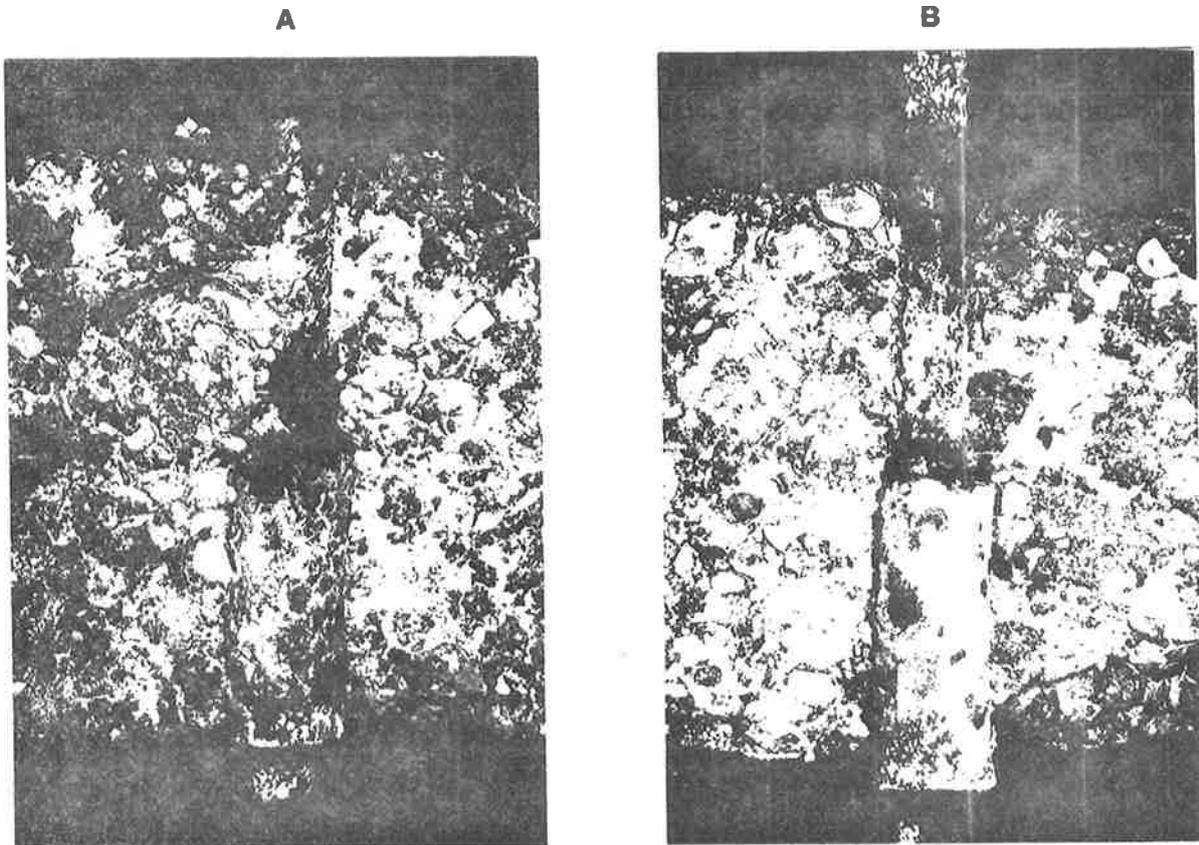
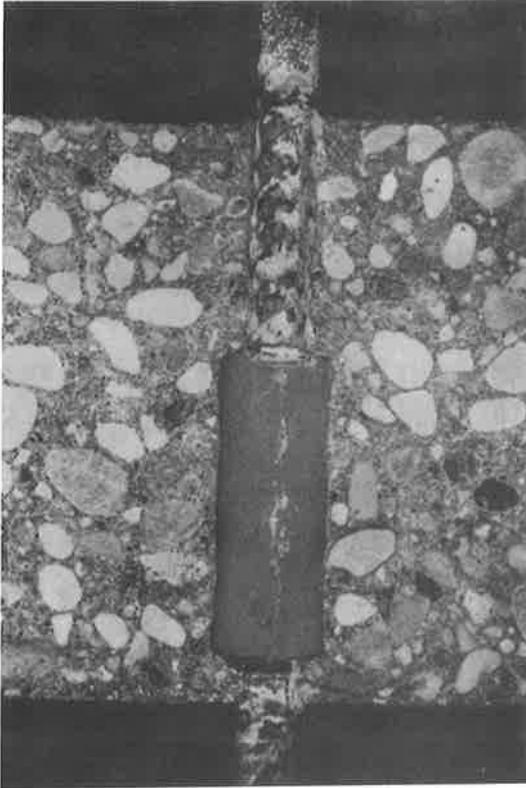


Fig. 10 - Allungamento di provini di calcestruzzo reoplastico immerso in acqua potabile o acqua del mare.

Fig. 11 - Sezione di un provino di calcestruzzo asciutto armato dopo 6 mesi (A) o 12 mesi (B) di immersione in acqua del mare.





A

Fig. 12 - Sezione di un provino di calcestruzzo reoplastico armato dopo 6 mesi (A) o 12 mesi (B) di immersione in acqua del mare.



B

to dall'ingresso del cloruro attraverso il calcestruzzo asciutto e la formazione di incrostazioni bianche dovute alla produzione di gesso ed ettringite (Fig. 11). Nei provini confezionati con calcestruzzo reoplastico, invece, i ferri risultano assolutamente protetti e privi di qualsiasi arruggimento, mentre all'interno del calcestruzzo non si formano né gesso né ettringite (Fig. 12).

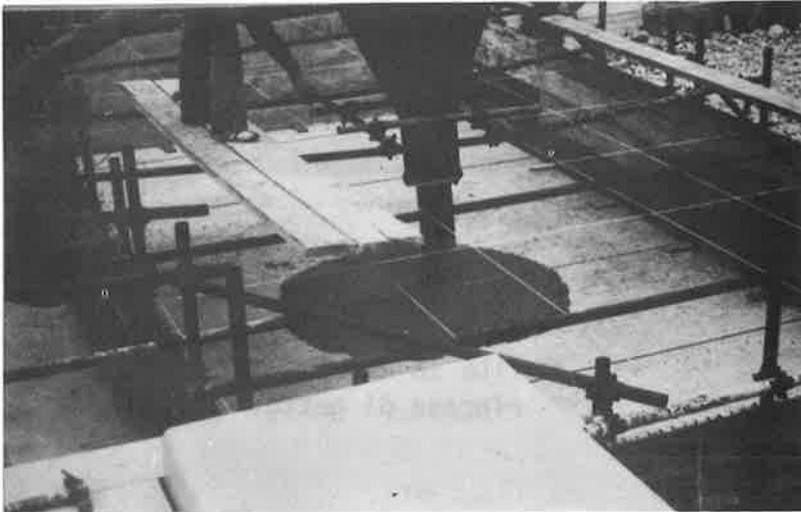
Per la permeabilità sono state effettuate sia prove di laboratorio su provini cubici di calcestruzzo (10 cm) per misurare il coefficiente di Darcy ($5 \cdot 10^{-11}$ cm/sec), sia prove di campo per valutare la tenuta in corrispondenza delle riprese di getto. A tal fine sono stati gettati dei blocchi (8 x 4 x 1 m) di calcestruzzo reoplastico sia a cielo aperto - per valutare visivamente l'autolivellamento del calcestruzzo (Fig. 13) - sia sotto l'acqua del mare (4,6 x 2,50 x 2,35 m) in condizioni operative molto simili a quelle poi realizzate in cantiere (Fig. 14). Il calcestruzzo è stato gettato in più strati (Fig. 15-16) interponendo almeno 1 giorno tra il getto di uno strato e quello successivo, in modo da creare una situazione simile a quella poi realizzata in cantiere. Successivamente il blocco è stato estratto dall'acqua del mare per essere sottoposto alle prove di carotaggio e di permeabilità secondo il metodo Lugeon (Fig. 17). Nel foro di 145 mm, causato dal carotaggio, è stata iniettata acqua a pressione crescente fino a provocare la perdita d'acqua in corrispondenza di una ripresa di getto. Ciò è avvenuto alla pressione di 3,5 atm corrispondente ad una colonna d'acqua di 35 m decisamente superiore, quindi, al battente d'acqua nella parte più profonda del bacino (16 m). Questa prova, quindi, ha messo in evidenza la buona adesione del calcestruzzo reoplastico in corrispondenza dei giunti freddi.

Sulle carote estratte dai blocchi sono state eseguite misure di peso specifico e di modulo elastico dinamico in confronto

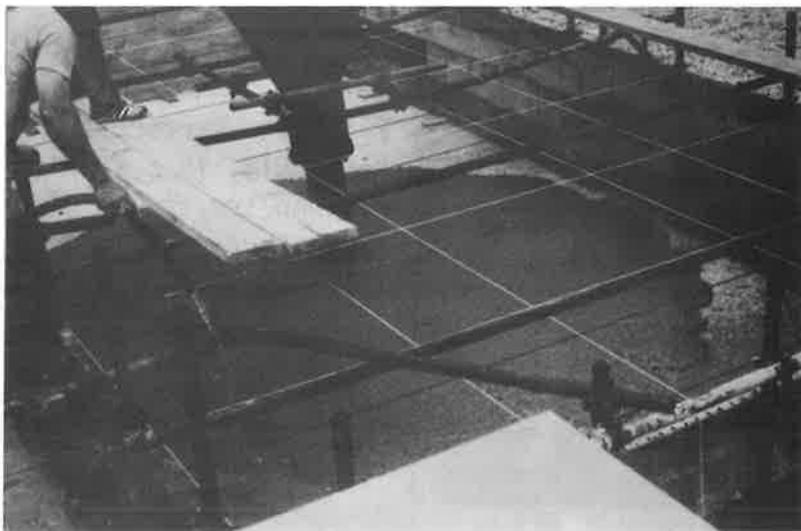


Fig. 13 - Prove di campo per il getto di calcestruzzo reoplastico : inizio del getto (A), au to livellamento del calcestruzzo (B e C).

A



B



C

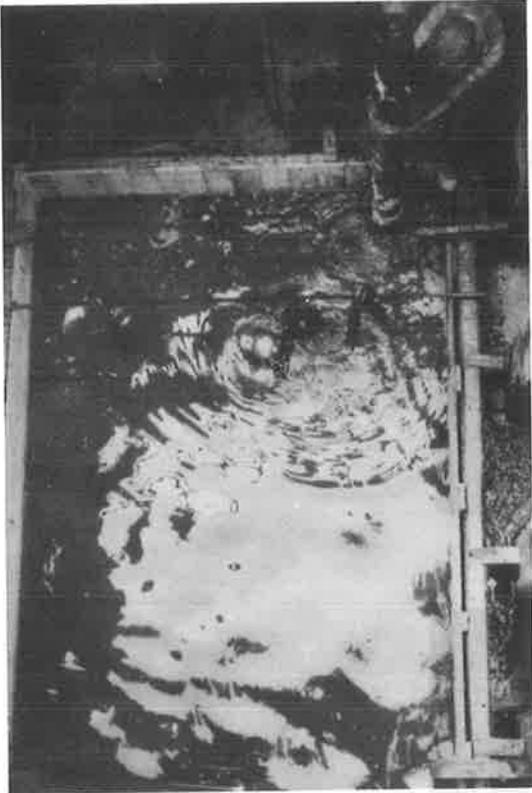


Fig. 14 - Prove di campo per il getto del calcestruzzo resoplastico in subacqueo.

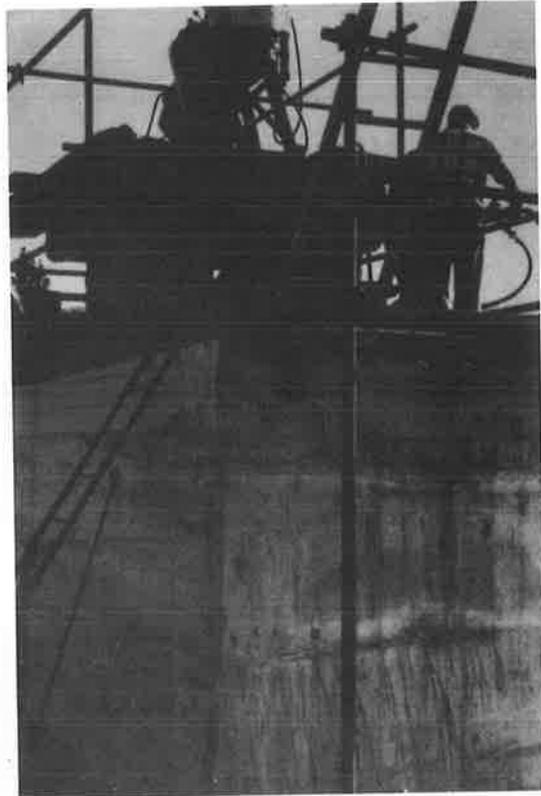


Fig. 15 - Blocco del calcestruzzo gettato in subacqueo e sollevato per le prove di permeabilità in corrispondenza delle riprese di getto.

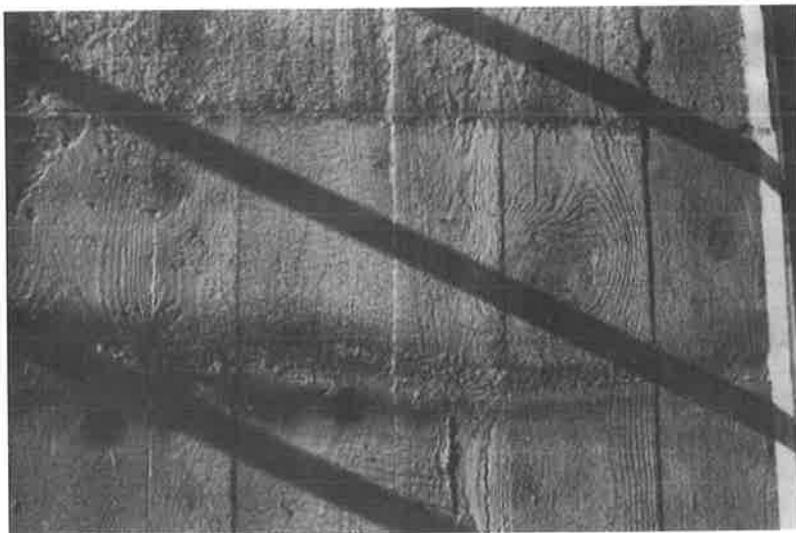


Fig. 16 - Particolare della Fig. 15 : si riconoscono tre strati di calcestruzzo gettati a tempi diversi.

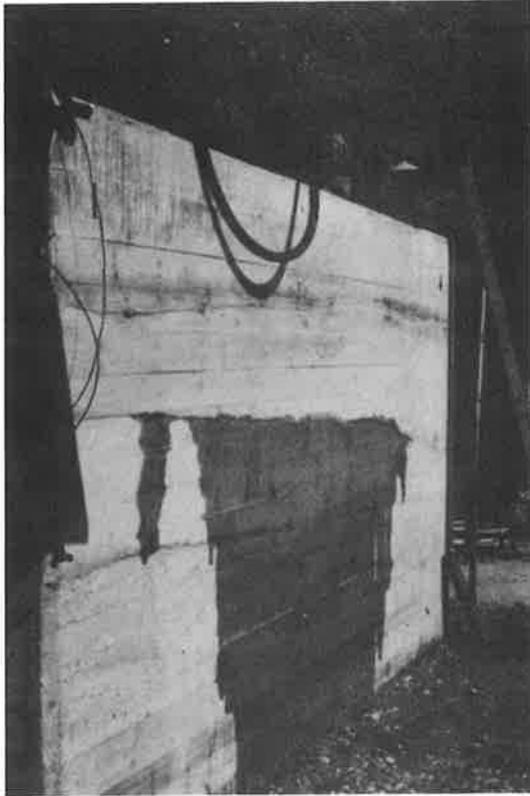
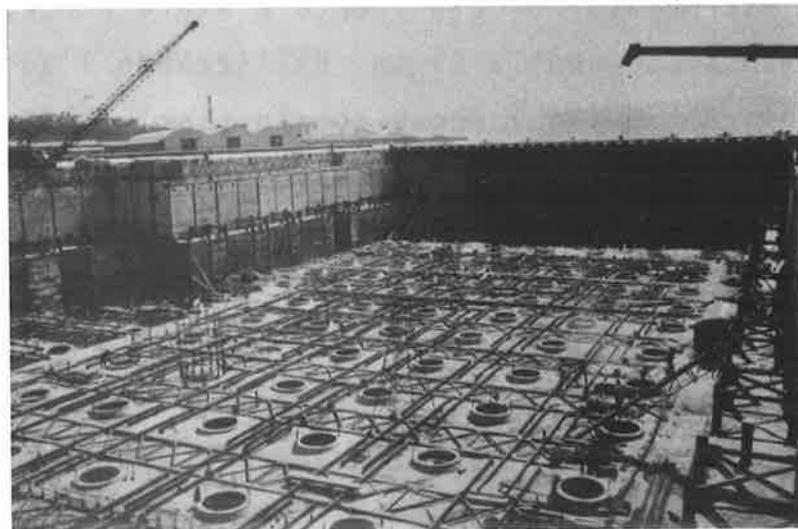


Fig. 17 - Fuoriuscita dell'acqua in corrispondenza di una ripresa di getto alla pressione di 3,5 atm.

Fig 18 - Veduta della platea di fondazione gettata in subacqueo dopo lo svuotamento dell'acqua del mare.



con analoghe misure effettuate sui cubetti di laboratorio. I risultati hanno mostrato che sia il peso specifico (2.390 Kg/m^3) sia il modulo elastico (circa 40.000 N/mm^2 a 28 giorni) erano identici nelle carote e nei cubetti confermando, così, l'affidabilità del calcestruzzo reoplastico (2). In altre parole, la qualità del calcestruzzo reoplastico messo in opera all'interno di una struttura reale, è sostanzialmente coincidente con quella dei provini preparati in laboratorio.

2.2 Calcestruzzo per getto a cielo aperto

Le caratteristiche di questo calcestruzzo, soprattutto per ragioni connesse con le diverse modalità esecutive, sono state sensibilmente diverse da quelle prescelte per il conglomerato gettato in subacqueo. Innanzitutto non si richiedeva una resistenza al dilavamento da parte dell'acqua del mare né un autolivellamento (slump = 25-27 cm) del calcestruzzo fresco. L'impiego di una staggia vibrante, infatti, consentiva di agevolmente rifinire in superficie il calcestruzzo. D'altra parte, l'esigenza di una rapida messa in opera, in presenza di una notevole percentuale di armatura, ha portato a scegliere una lavorabilità pari a 18-20 cm di slump.

Il diametro massimo dell'inerte è stato portato da 15 mm (per il getto subacqueo) a 25 mm. Utilizzando l'additivo superfluidificante Rheobuild l'acqua totale (inclusa l'umidità degli inerti) richiesta per una lavorabilità di 18-20 cm è stata di 165 l/m^3 . Poiché il rapporto acqua/cemento è stato fissato a 0,55 (per rimanere nei limiti imposti dalle raccomandazioni FIP-CEB) il dosaggio di cemento Portland ordinario è stato di $165 / 0,55 = 300 \text{ Kg/m}^3$. In Tabella 3 è riportata la composizione media del calcestruzzo per il getto a cielo aperto.

Tabella 3 Composizione media del calcestruzzo per il getto a cielo aperto.

- Cemento Portland ordinario	=	300	kg/cm ²
- Acqua (inclusa umidità degli inerti)	=	165	l/m ³
- Sabbia Po (satura a superficie asciutta)	=	210	kg/m ³
- Sabbia frantoio (satura a superficie asciutta)	=	690	kg/m ³
- Ghiaia 25 mm (satura a superficie asciutta)	=	1020	kg/m ³
- Additivo superfluidificante	=	4,5	l/m ³
- Slump	=	19	cm
- Acqua/cemento	=	0,55	
- Resistenza caratteristica	=	28	N/mm ²

Le sostanziali differenze rispetto all'impasto per il getto subacqueo (Tabella 1) risiedono, oltre alla minore lavorabilità, in :

- a) minor dosaggio di cemento (da 400 a 300 kg/m³);
- b) maggior rapporto acqua/cemento (da 0,47 a 0,55).

Il minor dosaggio di cemento - connesso d'altra parte con il maggior rapporto acqua/cemento oltre che con il maggior diametro dell'inerte - è stato scelto per ridurre il più possibile il ritiro del calcestruzzo (nelle condizioni d'esercizio la platea di fondazione sarà sottoposta a notevoli variazioni igrometriche). D'altra parte, un minor dosaggio di cemento comporta una riduzione nel calore di idratazione (-25% nel caso specifico) con conseguente riduzione nel rischio di fessurazione.

La riduzione del dosaggio di cemento ha comportato un aumento nel rapporto acqua/cemento. Questo è rimasto nei limiti delle raccomandazioni FIP-CEB per un calcestruzzo resistente all'attacco solfatico, ma ha lasciato aperto il problema della corrosione dei ferri d'armatura causata dai cloruri dell'acqua del mare. A questo proposito non esistono raccomandazioni o normati

ve specifiche. Tuttavia, il Comitato ACI 201 (3) segnala, sulla base di prove effettuate da Clear e Hay (4) su lastre di calcestruzzo mantenuto a contatto con acqua di mare, che solo con un rapporto acqua/cemento di 0,40 è possibile garantire la protezione dei ferri con un copriferro di circa 38 mm : alternativamente si raccomanda un copriferro di 50 mm per un rapporto acqua/cemento di 0,45.

Tenuto conto della presenza di una rete elettrosaldata con un copriferro di 25 mm e del rapporto acqua/cemento (0,55) impiegato per il calcestruzzo, si è deciso di applicare uno "spolvero" cementizio (Macron) che è stato incorporato sulla superficie del calcestruzzo fresco in misura di 5 kg/m². Poichè lo "spolvero" contiene circa il 50 % di cemento il rapporto acqua/cemento medio sui 2 cm superficiali di calcestruzzo è sceso da 0,55 a 0,39, creando così una migliore protezione da parte del copriferro nei confronti della rete elettrosaldata. D'altra parte la presenza di inerti silicei (quarzite), particolarmente duri e resistenti all'abrasione, nello "spolvero" ha avuto anche la funzione di migliorare la resistenza all'usura della superficie in calcestruzzo.

3. ESECUZIONE DEL GETTO SUBACQUEO

Nei paragrafi che seguono sono descritte le attrezzature impiegate e le tecniche esecutive del getto.

3.1 Attrezzature

a) Impianto di dosaggio e carico dei componenti per il calcestruzzo

E' stato impiegato un impianto (Loro Parisini) di tipo orizzontale con quattro tramogge per gli inerti corredato da tre sili per cemento e due cisterne per l'additivo.

b) Dosatore per additivi

Il dosatore di additivi era di tipo ad aria compressa con cilindro graduato trasparente per il controllo visivo dell'immissione dell'additivo (Rheobuild della MAC S.p.A.) nell'impasto.

c) Autobetoniere

Sono state utilizzate sei autobetoniere della capacità di 6 m³.

d) Pompa del calcestruzzo

E' stata impiegata una pompa tipo Elephant BRA 1046 Putzmeister, azionata da motore elettrico e con una capacità di pompaggio di 60 m³/ora.

e) Postazione della pompa

Era costituita da:

- piazzole sufficientemente ampie così da consentire l'accesso alla tramoggia della pompa e di due autobetoniere contemporaneamente, per assicurare un'alimentazione continua del calcestruzzo;
- tettoia di protezione della postazione per consentire le operazioni anche in caso di pioggia forte ed evitare apporti di acqua al calcestruzzo.

f) Braccio distributore

Tipo MT 29 della Scheele con un raggio di lavoro utile di 29 m. L'estremità di scarico era munita di una valvola speciale per impedire lo svuotamento del braccio discendente durante i cambiamenti di posizione del punto di getto.

calcestruzzo) e la base operativa sul pontone esisteva un collegamento telefonico.

3.2 Tecnica del getto in subacqueo

La messa in opera in subacqueo del calcestruzzo per mezzo di un tubo getto non è una tecnica nuova ed è già nota con il nome di metodo "Tremie" (5). Tuttavia essa presenta notevoli difficoltà operative. Nel caso della messa in opera per il lavoro oggetto della presente memoria si è tentato di sfruttare le particolari caratteristiche del calcestruzzo reoplastico (Tabella 1) - in particolare l'elevata fluidità e la scarsa segregazione - per facilitare tutte le operazioni connesse con questa tecnica (per esempio : minimizzare il numero degli spostamenti del tubo getto), e per aumentare considerevolmente la velocità di getto arrivando a mettere in opera dai 600 ai 700 m³ di calcestruzzo per giorno.

Per quanto riguarda l'esecuzione del getto subacqueo si è proceduto come descritto nel seguito.

- a) Il tubo getto veniva posizionato e fatto scendere verticalmente in acqua sino a contatto con il fondo. L'operazione veniva condotta con l'assistenza di un sommozzatore.
- b) Dopo il posizionamento si procedeva all'innesco del tubo getto, come segue.
 - Si faceva affluire il calcestruzzo attraverso la tramoggia entro il tubo getto sino a formare una colonna di calcestruzzo in grado di controbilanciare, con il suo peso, la pressione esistente sul fondo in conseguenza dell'altezza della colonna d'acqua; ciò impediva l'apertura della valvola terminale, la risalita dell'acqua nel tubo getto e quindi il dilavamento del calcestruzzo; tenuto conto della differenza nei pesi specifici occorreva una colonna di calcestruzzo di cir

ca 7 m per controbilanciare la pressione di una colonna d'acqua di 15 m; una colonna di calcestruzzo notevolmente più alta di quella necessaria a controbilanciare la pressione esistente sul fondo avrebbe prodotto, all'avviamento del getto (apertura della valvola terminale ed immissione di calcestruzzo in tramoggia), una spinta eccessiva al calcestruzzo in uscita, favorendo la separazione degli inerti dalla pasta cementizia e facendo formare, attorno alla valvola terminale, mucchi di ghiaia dilavata che, per la scarsa mobilità, avrebbero ostacolato il regolare fluire del calcestruzzo.

- Messa a punto la colonna di calcestruzzo atta a contrastare la pressione dell'acqua, si dava il via alla colata facendo affluire il calcestruzzo in tramoggia ed aprendo nel contempo la valvola terminale; questa era la fase più delicata dell'operazione, perchè se la portata del calcestruzzo affluente in tramoggia era inferiore a quella che fuoriusciva sul fondo, si poteva avere risalita d'acqua nel tubo getto e dilavamento del calcestruzzo; in tal caso bisognava sospendere le operazioni di getto, estrarre il tubo getto dall'acqua, svuotarlo interamente e ripetere l'operazione di innesco.

c) Il calcestruzzo reoplastico in uscita si autolivellava attorno al tubo getto in forma più o meno circolare a seconda degli ostacoli (tralicci e pali) presenti nell'area investita dal getto; successivamente aumentava lo spessore parallelamente al diametro della "pizza". Quando la parte terminale del tubo getto risultava coperta dal calcestruzzo la propagazione dell'impasto cementizio risultava progressivamente più ostacolata dovendosi vincere la pressione della colonna d'acqua più quella determinata dalla presenza della massa già gettata. Poichè, quindi, la portata del calcestruzzo alimentato in tramoggia risultava momentaneamente superiore a quella del materiale che fuoriusciva dal tubo, l'altezza della co-

lonna di calcestruzzo all'interno del tubo getto aumentava. Pertanto, si ristabiliva automaticamente la spinta necessaria a vincere l'ostacolo finchè non si fosse riempito il tu bo getto per tutta l'altezza con conseguente diminuzione della portata all'uscita del tubo. Si provvedeva quindi, su segnalazione dei sommozzatori, a sollevare dolcemente il tubo getto per diminuire lo spessore di calcestruzzo nel quale era immerso il tubo getto. Ciò consentiva di au me nta re nuovamente la portata del calcestruzzo che fuoriusciva dal tubo getto.

Con questa tecnica è stato possibile gettare con continuità delle "pizze" di calcestruzzo reoplastico aventi diametro di oltre 15 m e volume di circa 45 m³. Impiegando un calcestruzzo non additivato difficilmente si sarebbe potuto su pe re un diametro di 3,5 m, con conseguente enorme aumento del numero dei posizionamenti del tubo getto (operazione a) di questo paragrafo) ed intervento dei sommozzatori. Tenuto conto della grande fluidità del calcestruzzo reoplastico il getto di ogni "pizza" si completava in circa un'ora, li mi ta no al minimo il lavoro dei sommozzatori che controllavano il regolare avanzamento del calcestruzzo e l'avvolgimento completo dei tralicci e dei pali. La lavorabilità del calcestruzzo reoplastico, tenuto conto delle particolari co ndi zi o ni sul fondo del mare e della temperatura (15°C) si è mantenuta per circa quattro ore. Ciò ha consentito di ge tt are con sufficiente tranquillità e di far fronte agli in ev ita bi li inconvenienti che, di volta in volta, potevano pr es ent ar si sul cantiere per un'operazione così complessa.

L'indurimento del calcestruzzo iniziava, nelle reali condizioni di getto dopo circa 15 ore. A indurimento avvenuto, i sommozzatori procedevano - prima di iniziare il getto del successivo strato di calcestruzzo - alla ri mo zi o ne del ma te

riale incoerente depositato sul calcestruzzo indurito.

d) Il getto del calcestruzzo in subacqueo è in generale un'operazione che richiede personale specializzato e un'adeguata organizzazione del cantiere. Per quanto l'impiego del calcestruzzo reoplastico abbia semplificato considerevolmente la messa in opera, il getto in subacqueo per una platea di così notevoli proporzioni ed in presenza di rilevanti ostacoli, quali tralicci e pali di fondazione, ha richiesto un coordinamento attento e preciso tra i diversi gruppi di lavoro. A solo titolo di esempio si pensi, da una parte, al lavoro dei sommozzatori che dovevano controllare l'avvio del getto ed il suo regolare avanzamento e, dall'altra, a tutta l'organizzazione per il mescolamento, per il trasporto, e per la posa in opera del calcestruzzo che doveva provvedere, con adeguato sincronismo e senza interruzioni, all'alimentazione della tramoggia per il tubo-getto.

3.3 Risultato conseguito

Le Fig. 18-22 mostrano la parte del solettone gettata in subacqueo dopo lo svuotamento dell'acqua del mare. Si può osservare come - pur in assenza di vibrazione - il calcestruzzo si sia autolivellato sufficientemente. La Fig. 19 mostra il solettone di calcestruzzo dal quale emergono le parti superiori dei tralicci e gli elementi anulari in calcestruzzo prefabbricato per solidarizzare i pali con la platea di fondazione. Per il completamento di questa - al fine di realizzare una migliore planarità - è stato successivamente gettato, a cielo aperto, uno strato di calcestruzzo lisciato in superficie a regola d'arte (paragrafi 4.2 e 4.3). La Fig.22 mostra lo spessore del getto realizzato in subacqueo.

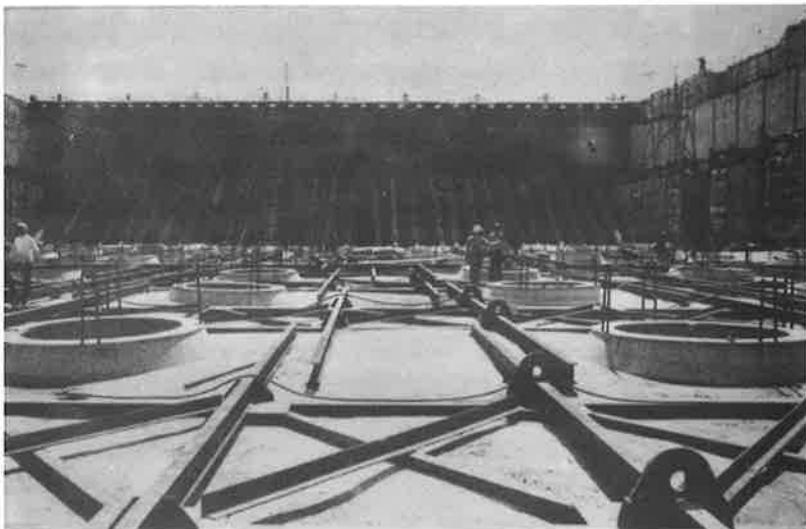


Fig. 19 - Particolare della platea di fondazione gettata in subacqueo : si notino le estremità superiori dei tralicci emergenti dal getto.



Fig. 20 - Veduta della platea gettata in subacqueo : sullo sfondo lo sbarramento per l'acqua del mare.

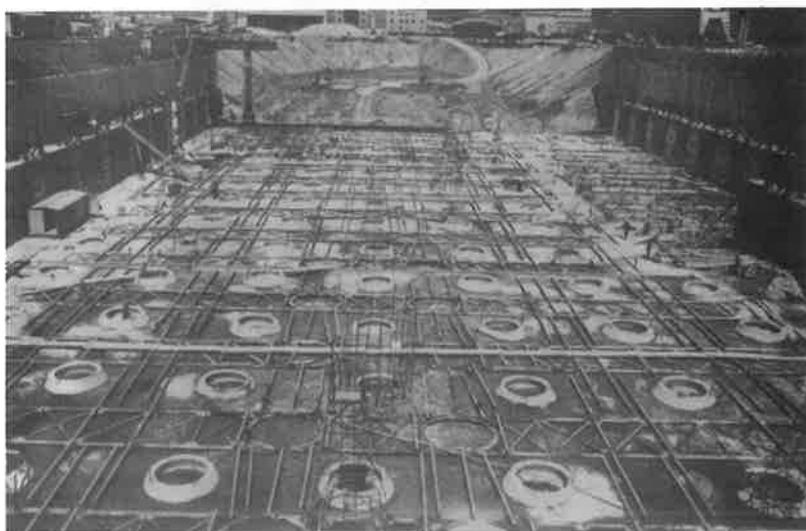


Fig. 21 - Veduta della platea gettata in subacqueo : sullo sfondo l'area dove il getto verrà proseguito a cielo aperto.

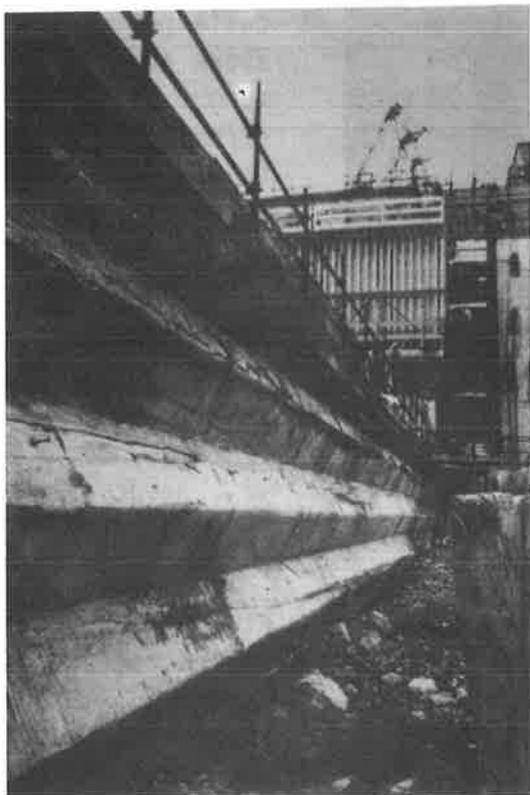


Fig. 22 - Particolare della platea gettata in subacqueo.

Fig. 23 - Getto a cielo aperto : in alto a destra l'autobetoniera e la pompa dalla quale il calcestruzzo reoplastico scende per essere distribuito attraverso una tubazione.



4. ESECUZIONE DELLA PLATEA A CIELO APERTO

Nei paragrafi che seguono sono descritte le attrezzature e le tecniche impiegate sia per il completamento del solettone precedentemente gettato in subacqueo, sia per l'esecuzione della restante platea integralmente gettata a cielo aperto e ripartita in conci monolitici da $1.000 \pm 1.900 \text{ m}^3$

4.1 Attrezzature

Le attrezzature sono quelle già descritte nei punti da a) a f) del paragrafo 3.1. Non sono ovviamente incluse quelle relative al getto in subacqueo. La Fig. 23 mostra una veduta d'assieme dell'autobetoniera, della tubazione e del distributore, posizionato in zona adiacente al concio da gettare, che porta ad un'estremità un tubo flessibile in gomma.

4.2 Tecnica del getto a cielo aperto

Il calcestruzzo reoplastico (Tabella 3) è stato messo in opera dopo il posizionamento dei ferri di armatura sul precedente strato di calcestruzzo gettato in subacqueo (Fig. 24). La lavorabilità dell'impasto (Fig. 25) ha consentito una rapida messa in opera pur in presenza di una notevole percentuale di armatura (Fig. 26).

Nel caso dei conci gettati integralmente a cielo aperto (Fig. 27-28) il calcestruzzo veniva fatto avanzare da un'estremità dall'altra mettendo in opera, fresco su fresco, strati spessi circa 50 cm. Inizialmente, quando l'altezza del concio raggiungeva i 3-4 m, il tubo di gomma veniva inserito tra i ferri di armatura, e attraverso apposite finestre ricavate nella rete elettrosaldata, al fine di evitare che ci fosse un impatto troppo violento tra il calcestruzzo ed i ferri che avrebbe potuto provocare la separazione degli inerti. In vicinanza

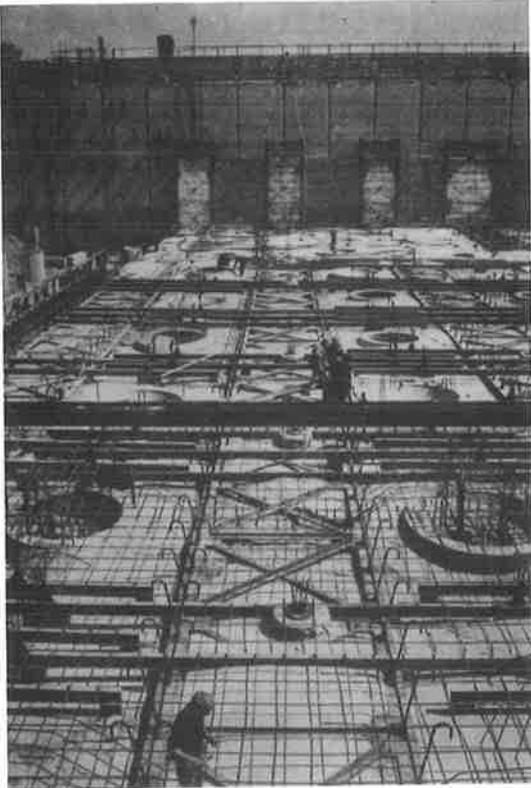
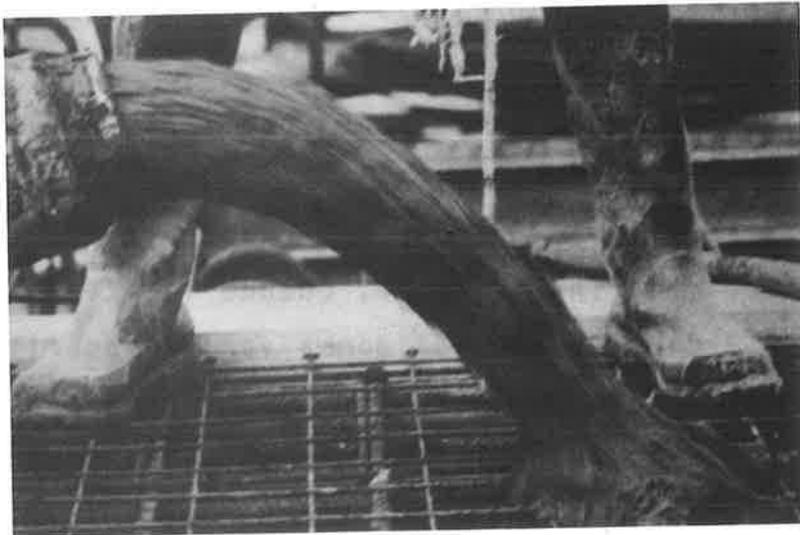


Fig. 24 - Posizionamento dei ferri di armatura sul calcestruzzo gettato in subacqueo prima del getto a cielo aperto.

Fig. 25 - Aspetto del calcestruzzo reoplastico pompato.



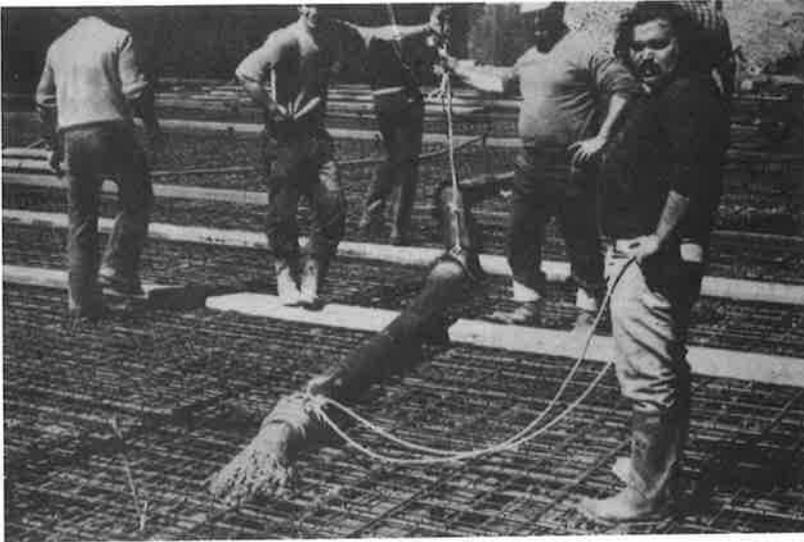


Fig. 26 - Messa in opera del calcestruzzo reoplastico pompato.

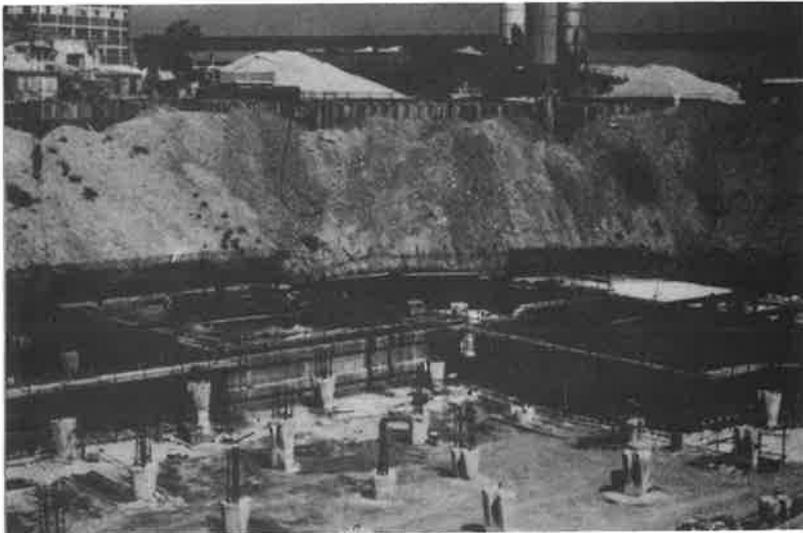


Fig. 27 - Veduta aerea della parte di platea integralmente gettata a cielo aperto. La platea è costituita da concci di $1000 \pm 1900 \text{ m}^3$ di calcestruzzo.

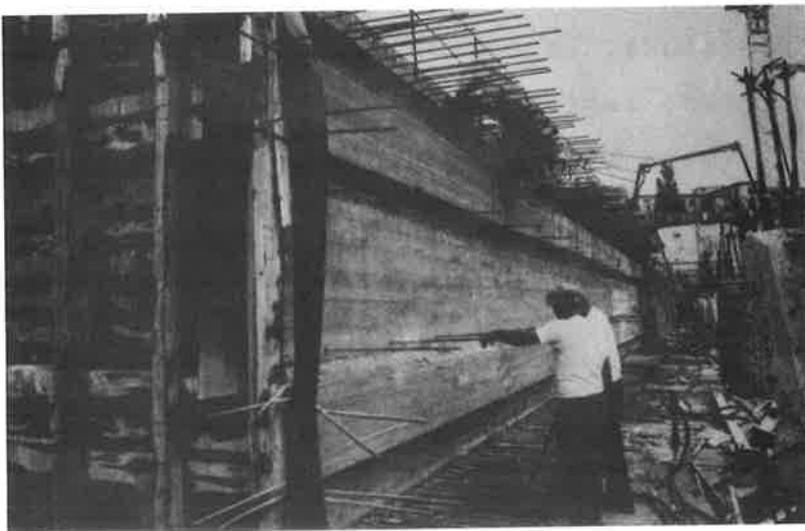


Fig. 28 - Particolare del faccia vista di un conccio gettato a cielo aperto. Il getto è stato eseguito a tutta parete evitando riprese di getto e giunti freddi.

dei casseri si provvedeva a vibrare il calcestruzzo.

4.3 Finitura e stagionatura

La superficie finale della platea di fondazione è stata ottenuta con l'ausilio di una staggia vibrante e scorrevole su pattini poggianti su rotaie precedentemente fissate a quota stabilita (Fig. 29). In questa fase, per ottimizzare la compattezza del calcestruzzo sono stati impiegati vibrator ad ago prima che sopraggiungesse la staggia vibrante.

Successivamente (Fig. 30) veniva incorporato uno "spolvero" indurente (Macron) a base di cemento, inerti silicei (quar_zite) ed additivi, avente il duplice scopo di migliorare la resistenza all'abrasione e di abbassare il rapporto acqua/cemento sullo strato più superficiale al fine di proteggere i ferri di armatura dalla corrosione causata dall'acqua del mare. Per incorporare lo "spolvero" indurente nel calcestruzzo non ancora indurito e per migliorare il grado di finitura superficiale si procedeva alla frattazzatura della pavimentazione mediante frattazzatrice meccanica (Fig. 31). In generale il getto del calcestruzzo fresco terminava nelle ore notturne, cosicché nelle prime ore del mattino successivo il calcestruzzo raggiungeva la consistenza ottimale per l'applicazione dello "spolvero".

Terminata la frattazzatura, la pavimentazione, eseguita in gran parte nel periodo estivo, veniva protetta con sacchi di juta mantenuti umidi per almeno 15 giorni. Rimossa la copertura, veniva applicata a spruzzo uno stagionante antievaporante (Mackure) per mantenere umido il calcestruzzo il più a lungo possibile e ridurre quindi al minimo le conseguenze del ritiro igrometrico.



Fig. 29 - Livellamento finale del calcestruzzo mediante staggia vibrante.

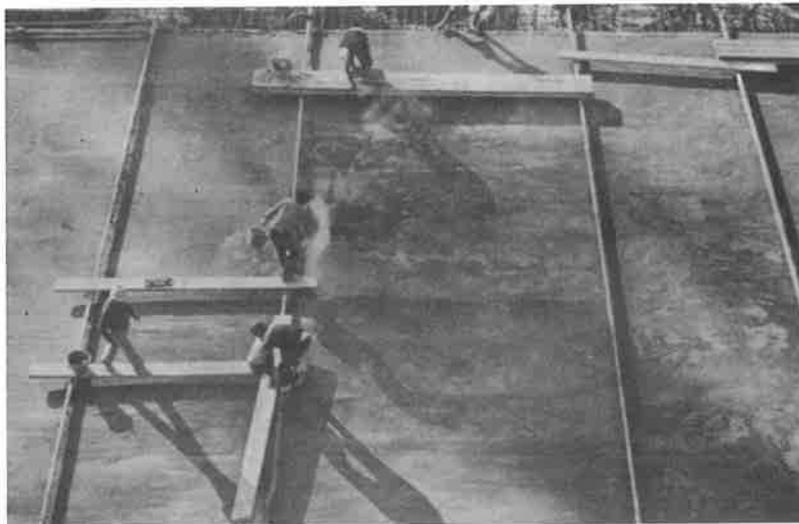


Fig. 30 - Applicazione dello spolvero antiusura sulla superficie del calcestruzzo.



Fig. 31 - Finitura della platea di fondazione mediante frattazzatrice meccanica.

5 BIBLIOGRAFIA

- (1) Codice-Modello per le strutture in cemento armato, CEB-FIP, pg. 159, Ed. AITEC, Roma, (1979).
- (2) M. Colleparidi e Mario Corradi "Superplasticizers in Concrete, pg. 315, Publication SP-62, American Concrete, Detroit, (1979).
- (3) ACI Committee 201 "Guide to Durable Concrete", ACI Manual of Concrete Practice 1979, Part I, pg. 201-1.
- (4) K.C. Clear e R.E. Hay "Time to Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete in Concrete Slab, V.1 : Effect of Mix Design and Construction Parameters", Interim Report No. FHWA-RD-73-32, Federal Highway Administration, Apr. 1973.
- (5) ACI Committee 304 "Recommended Practice for Measuring, Mixing, Transporting and Placing Concrete", ACI Manual of Concrete Practice 1979, Part I, pg. 304-1.

TITOLO :

CONSOLIDAMENTO E RIPRISTINO DI UN PONTILE PER
L'ATTRACCO DI PETROLIERE DA 50.000 E 80.000 D.W.T.
IN GAETA

AUTORI :

DOTT.ING.VITTORIO COLOMBINI
Facoltà di Ingegneria - Università degli Studi - ROMA
DOTT.ING.LUCIO DIAMANTI
GEOSONDA S.p.A. - ROMA

CONSOLIDAMENTO E RIPRISTINO DI UN PONTILE PER
L'ATTRACCO DI PETROLIERE DA 50.000 E 80.000 D.W.T. IN GAETA

V.COLOMBINI

L.DIAMANTI

SOMMARIO

La memoria descrive il consolidamento del pontile GIP, le cui strutture in c.a. e c.a.p. si presentavano a 15 anni dalla costruzione gravemente danneggiate dall'azione del mare.

La metodologia di intervento, descritta nelle sue varie fasi, progettuali ed esecutive, ha permesso non solo il ripristino totale del pontile ma anche il suo adeguamento all'attracco di navi sino ad 80.000 D.W.T.

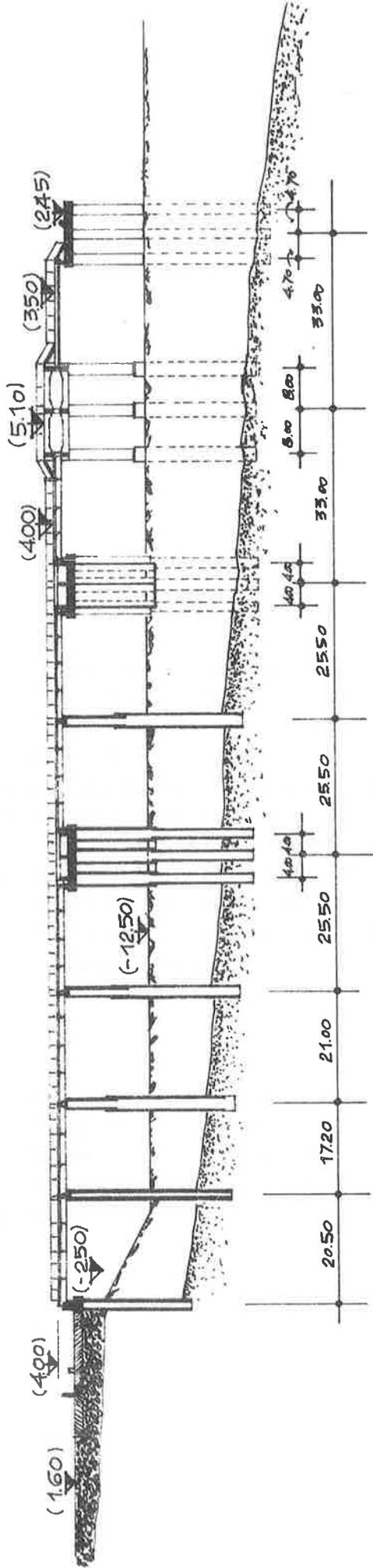
Il consolidamento ha interessato sia le strutture in elevazione, travi e solette, ove si sono utilizzati prodotti a base di resine epossidiche e beton plaqué, sia le strutture in fondazione ove si è costruito un plinto subacqueo di 400 mc in calcestruzzo iniettato Prepakt. Il lavoro è stato eseguito senza sospendere il traffico delle petroliere.

SUMMARY

The memory concerns the repairing and the strengthening of the GIP jetty in Gaeta. Its fifteen old structures, cast in reinforced and prestressed concrete were in bad conditions due to the action of marine environment. The various steps of the project beginning from the design up to the final execution are described in details. The works have achieved the full recovery of the structures and in addition the increase in the tonnage of the morning tankers up to 80.000 D.W.T.

Epoxy resins and the "beton plaque" technique were used to repair the superstructures (decks and slabs); a special technology: (the prepakt concrete) has been used to form a large underwater structure in reinforced concrete at the bottom of the sea around the foundation piles, to reduce the bending moments.

During the works the traffic of the tankers has been maintained.



SCALE 1:1000

PARTE I - PROGETTAZIONE DELL'INTERVENTO

1 - DESCRIZIONE GENERALE

Il progetto originale del pontile prevedeva l'attracco di navi da 5.000 a 46.000 DWT.

L'intero pontile ha una lunghezza di 207 m ed è realizzato con otto coppie di travi in c.a.p. gravanti alcune su pile-pali (\varnothing 2000 - 2300 mm) ed altre su isole (vedi sezione longitudinale).

I fondali lato Gaeta sono a q - 12.50 m mentre sul lato Formia sono stati portati a q - 15.50 m per consentire l'attracco anche a petroliere di maggiore pescaggio.

2 - STRATIGRAFIA

Il fondo marino al disotto della q - 15.50 m è costituito da uno strato di limo argilloso della potenza di circa 7.0 m con caratteristiche di resistenza irrilevanti superiormente e progressivamente crescenti in profondità.

Inferiormente si riscontra uno strato misto alluvionale prevalentemente sabbioso e ghiaioso con interposizioni argillose coerenti, la potenza di detto strato è di 6.0 m; al disotto si ha uno strato di argilla compatta (da q - 28.5 m in poi).

3 - STRUTTURE (vedi sezioni)

3.1 Passerella di accesso e di servizio

Ogni campata è costituita da 2 travi in c.a.p. di luce 20 m alte 1.30 m con interasse di 1.54 m accoppiate tra loro da tre traversi intermedi e due d'appoggio; tali traversi proseguono a sbalzo sull'esterno. Superiormente il calpestio di transito è formato con un graticcio Keller mentre le tubazioni di servizio gravano inferiormente sui traversi e sulle mensole.

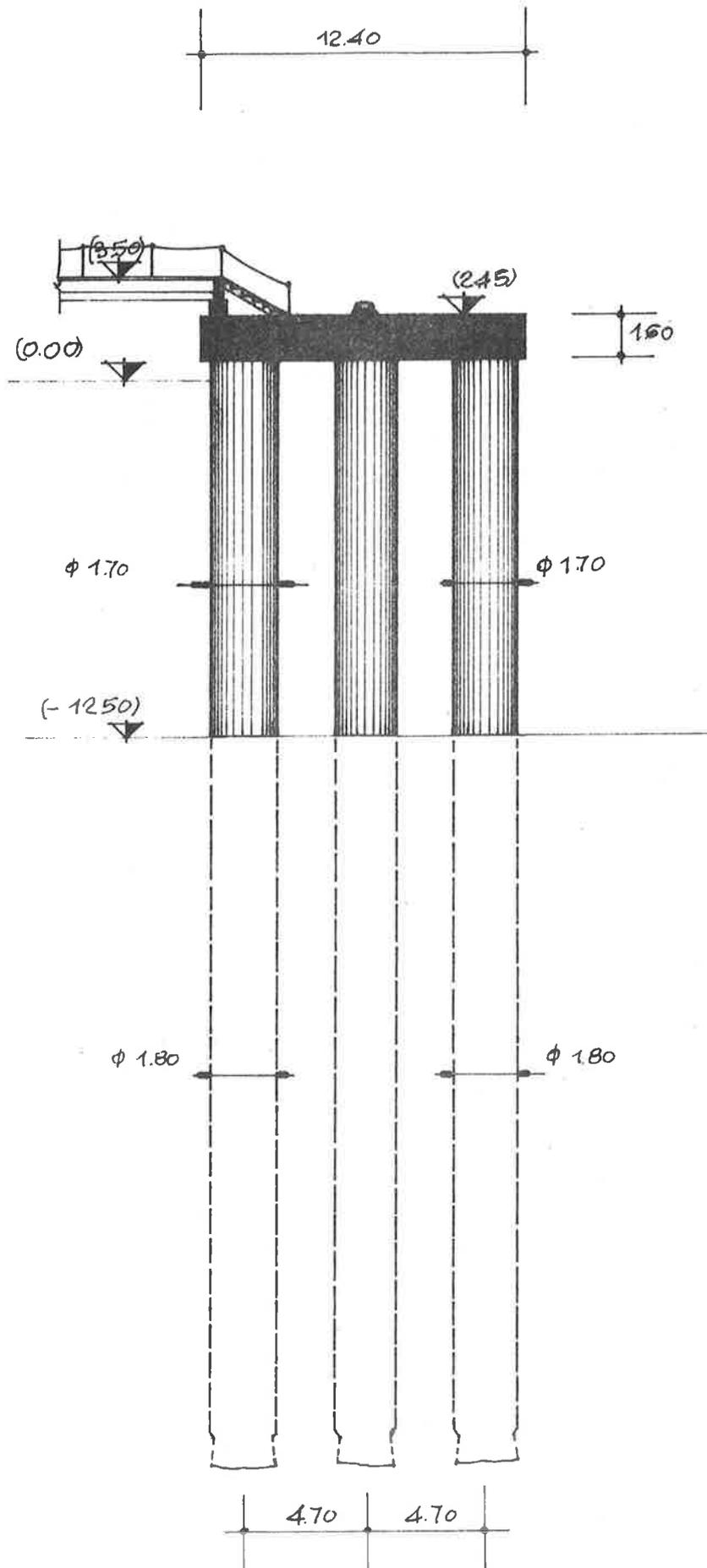
3.2 Pile di sostegno

Le pile di sostegno sono costituite da un elemento in c.a. di grosso diametro 2500 mm nel lato inferiore e di 2000 mm sul lato superiore, che si spinge fino alla profondità di - 32.00 m in modo da incassarsi per circa 3.0 m nello strato di argilla compatta.

Tale elemento è stato realizzato in tre tronchi cavi eseguiti in banchina. I primi due tronchi di diametro \varnothing 2500 mm esterno e lunghezza 11.00 m sono stati prima giuntati e successivamente portati in sito con un pontone e affondati quindi fino alla profondità di - 32 m.

Durante l'affondamento è stato giuntato a cannocchiale il terzo elemento del diametro esterno di 2000 mm. Il getto di calcestruzzo armato ha sigillato l'opera.

ISOLA DI TESTATA (DECINA)



3.3 Isole

Le due isole intermedie sono state realizzate con cassoni scatolari flottanti affondati in sito e successiva infissione entro le appropriate cavità cilindriche di pali ϕ 2000 (prefabbricati come i precedenti) prolungantisi all'interno del cassone stesso. Un getto di calcestruzzo ha reso anche qui l'opera monolitica. Analogamente a sopra, la profondità raggiunta dai pali è tale da intestarsi nello strato di argilla compatta.

L'isola di testata (Decina) è stata eseguita in un secondo tempo in previsione di attracchi di petroliere fino a 65.000 DWT, ed è costituita da un impalcato formato da griglie di travi e piastre gravanti su pali del diametro ϕ 1700 superiore e ϕ 1800 sul terreno.

Per l'esecuzione di tali pali si è fatto uso di una camicia metallica, che dopo lo scavo, interno è stata riempita di calcestruzzo armato.

La piattaforma di servizio dei bracci di carico è analoga alla precedente ed utilizza pali del medesimo tipo di quelli a sostegno della passerella.

4 - INTERVENTI

4.1 Generalità

Come precedentemente detto dopo una prima fase di esercizio si è realizzata l'isola terminale per consentire l'attracco di navi fino a 65.000 DWT e si è dovuto di conseguenza aumentare i carichi sulle travi portanti per le ulteriori e nuove tubazioni di servizio.

Successivamente nel 1970 la Direzione dello stabilimento, preoccupata del cattivo stato generale di conservazione delle opere (ed in particolare della passerella) ed in previsione di un ulteriore potenziamento globale dell'opera stessa tale da consentire l'attracco di petroliere di ancor maggiori dimensioni, dette inizio ai seguenti interventi.

1° - Consolidamento e restauro statico del pontile per permettere l'attracco delle petroliere da 80.000 DWT con una progettazione tale da assicurare la continuità gestionale della raffineria anche durante i lavori.

2° - Consolidamento e ristrutturazione dell'isola terminale per attracco navi fino a 80.000 DWT.

4.2 Restauro statico e consolidamento dell'intero pontile (1972-1974)

Gli interventi sono stati:

1) Bonifica e protezione delle strutture

Eliminazione del materiale degradato, suo ripristino e successiva opera di bonifica e protezione, interventi da estendere oltre che alle travi in c.a. anche alle altre strutture annesse. Il ripristino del materiale asportato è stato fatto con calcestruzzi di qualità a cui si garantisce una adesività a mezzo opportuni collanti (tipo epossidico). Dove non si è ritenuta necessaria l'eliminazione del materiale, per eccessiva fessurazione presente, si è provveduto ad iniettare le lesioni con malte epossidiche non eccessivamente espansive ed esenti da anioni di $\text{SH} - \text{NO}_3 - \text{CN}$ - (pericolosi per l'acciaio). La protezione superficiale è stata ottenuta con una "verniciatura" con vernici epossidiche, che hanno già conseguito ottimi risultati nel campo della protezione a mare.

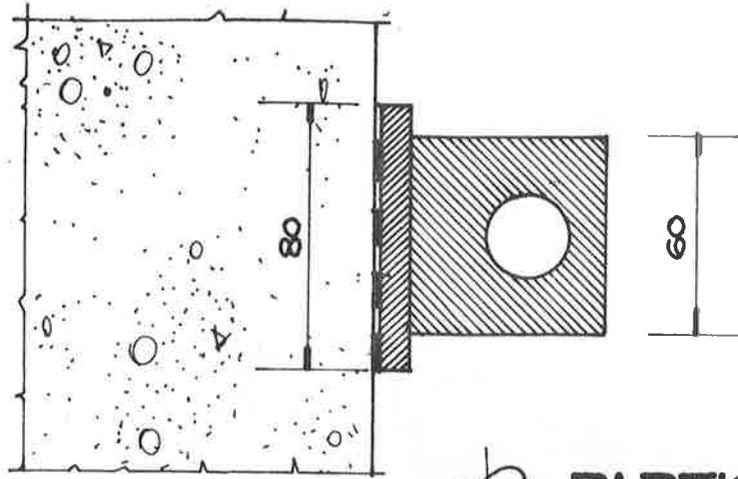
Nelle mensole e traversi, dove il processo distruttivo è risultato più evidente, oltre ai risarcimenti superficiali, è stata impiegata la tecnica del "beton plaqué" atta a rinforzi di strutture deficienti sia alla flessione che al taglio. Si tratta di un procedimento in cui lamiere di adeguato spessore vengono incollate al calcestruzzo e di lato ed al lembo inferiore, per cui assumono l'ufficio di armature aggiunte. Questa tecnica già precedentemente sperimentata, ha già trovato un ampio campo di applicazione. Ovviamente le lamiere aggiunte dovranno avere l'opportuna protezione.

Gli interventi sopra descritti sono stati eseguiti prima della precompressione aggiuntiva.

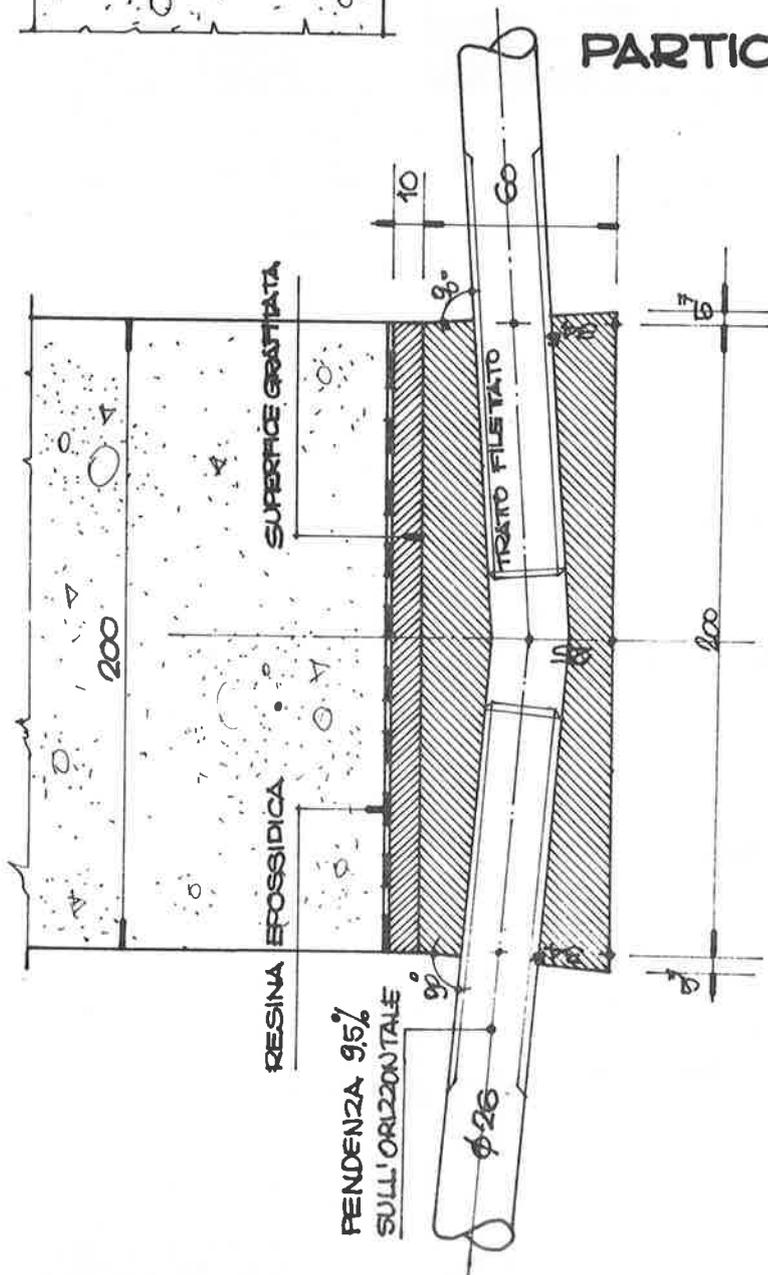
2) Precompressione aggiunta

A ripristino di una eventuale deficienza di precompressione causata dalla faticenza dei cavi originali, accertata con gammografia, si è effettuata una precompressione aggiuntiva a mezzo di barre opportunamente disposte. Le barre, rispetto ai cavi formati da tondi di piccolo diametro, offrono una minore superficie di attacco alla corrosione, vengono sollecitate a un minor tasso di lavoro e quindi risultano di una maggiore sezione trasversale per cui anche per questa ragione la corrosione è meno pericolosa. Inoltre sono state protette più facilmente a mezzo di una guaina unica polivinilica iniettata con opportune resine. Gli attacchi e i sistemi di bloccaggio sono risultati più semplici. L'operazione di tesatura fu fatta a mezzo chiave dinamometrica senza impiego di martinetti che, nel caso presente, avrebbero trovato un difficile alloggio dato il loro ingombro. Inoltre in corrispondenza del traverso di mezzeria si è inserito uno speciale pattino scorrevole che, oltre a consentire la giunzione delle barre filettate, ha permesso, nella fase iniziale, le operazioni di tesatura senza creare delle componenti orizzontali (per attrito) sul traverso stesso (vedi particolare D). I particolari di testata AeC indicano la disposizione di vari

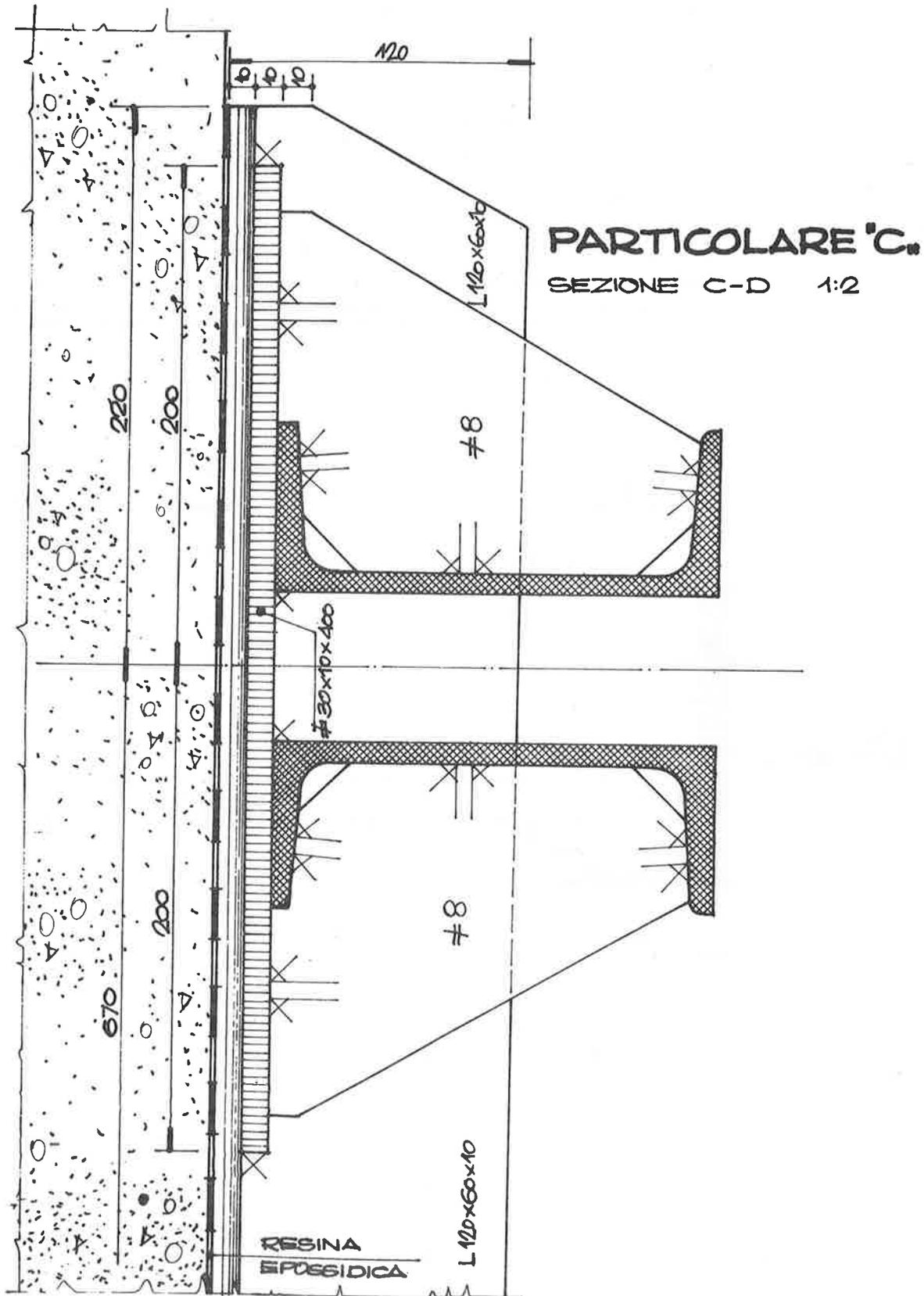
SEZIONE TRASVERSALE 1:2



SEZIONE LONGITUDINALE 1:2

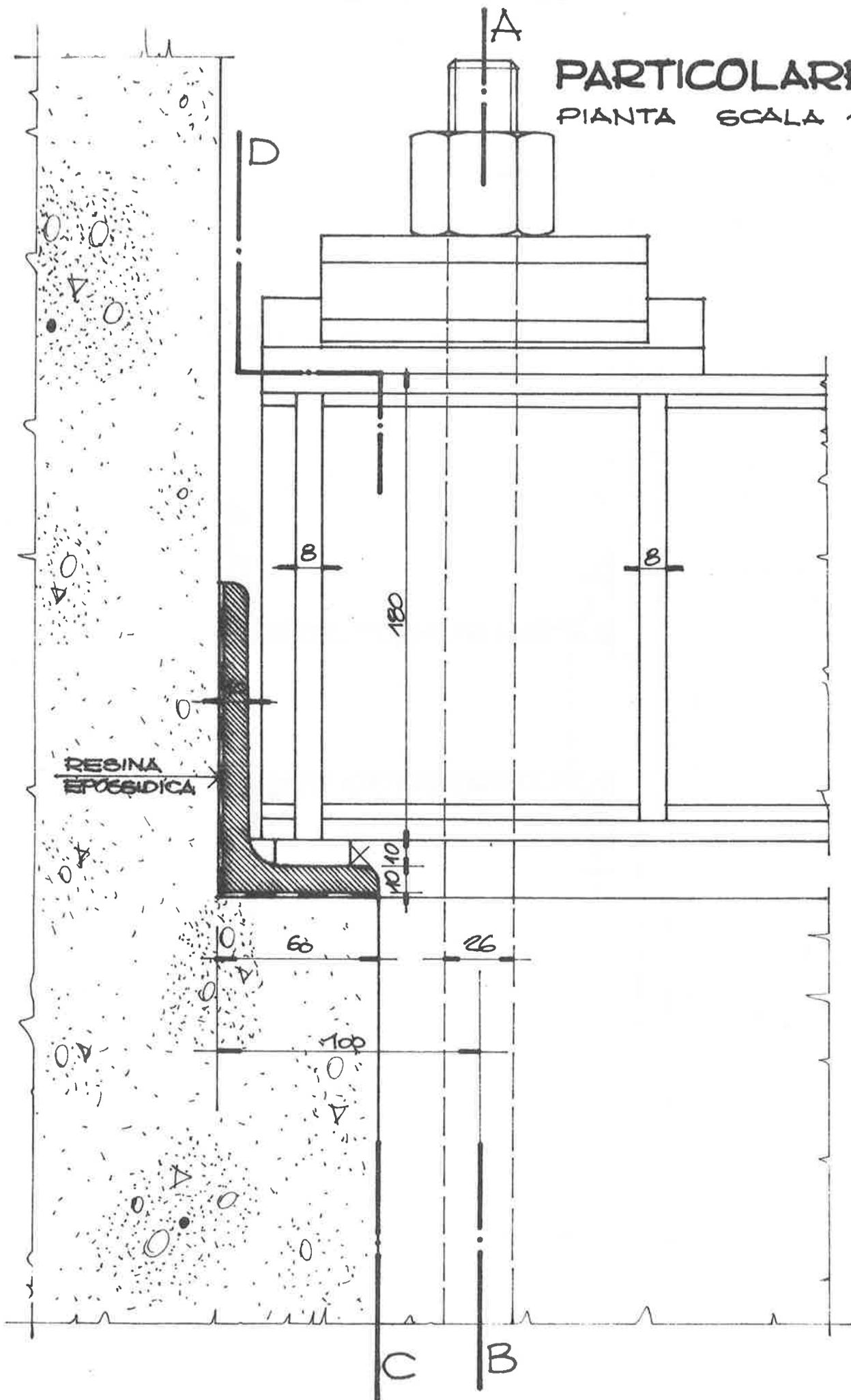


PARTICOLARE "D."



PARTICOLARE "A"

PIANTA SCALA 1:2



profilati, uniti tra di loro in officina, e resi solidali alle travi in loco tramite incollaggi con resine; si noti il dettaglio dello snodo per la tesatura delle barre part. B.

Le barre di precompressione sono state limitate ai tre traversi centrali per cui la precompressione aggiuntiva esplica la sua azione solo in questo tratto che è proprio quello più sollecitato. Un particolare dispositivo è stato adottato per non sovraccaricare con sollecitazioni aggiuntive, dovute alla precompressione e al carico delle nuove tubazioni, i traversi intermedi, già in precarie condizioni e con armature insufficienti (vedi pagg. seguenti).

Quanto sopra viene esplicitato nei disegni dei particolari esecutivi dettagliati che meglio servono alla loro descrizione.

3) Apparecchi di appoggio

Gli apparecchi di appoggio in acciaio preesistenti sono stati sostituiti con altri apparecchi di appoggio costituiti da due strati di gomma-neoprene con interposto un lamierino metallico d'armatura. L'insieme sarà contenuto in un involucro protettivo e stagno.

4) Possibilità di una tubazione aggiuntiva da \varnothing 14"

Con l'esecuzione dei lavori ai punti 1-2-3 si rese possibile l'aggiunta di una tubazione da 14" disposta in modo da ripartire equamente il proprio peso tra le due travi portanti. A tale fine le selle di appoggio vennero disposte a 10.0 m di distanza, di modo che la tubazione trovasse appoggio sui soli traversi di testata e quello centrale.

Riguardo le isole si sono avuti nel corso degli anni successivi ai lavori di restauro, alcuni fenomeni di distacco degli stucchi epossidici di protezione del calcestruzzo. Dalla relazione dell'Impresa Geosonda si è rilevato che:

L'intonaco di malta epossidica è in perfetto stato di conservazione su tutte le strutture, verticali od orizzontali, eccezione fatta per il ripiano orizzontale dell'isola di carico, e dell'isola immediatamente precedente, anch'essa saltuariamente adibita al carico e scarico di idrocarburi.

Sul ripiano di queste isole, in particolar modo dell'isola di carico, l'intonaco si presenta attraversato da una rete di lesioni e, nei pressi delle lesioni, scollato dalla struttura con il sollevamento dell'intonaco stesso. In alcuni punti l'intonaco stesso si è talmente sollevato da spezzarsi, lasciando a nudo la superficie di calcestruzzo.

Alcune lesioni nell'intonaco epossidico si sono verificate anche alla radice del pontile, ma per queste ultime si ritiene che il fenomeno abbia cause completamente differenti e non se ne tratta in questa sede.

E' molto probabile infatti che alla radice del pontile siano in atto fenomeni di assestamento delle varie strutture che, muovendosi, hanno spezzato l'intonaco secondo alcuni "giunti" creati nelle strutture stesse.

Si è quindi passati ad esaminare la distribuzione delle lesioni nelle due strutture, ed alcuni campioni di intonaci nei punti di scollamento delle strutture. Da tutti i dati rilevati si è dedotto quanto segue:

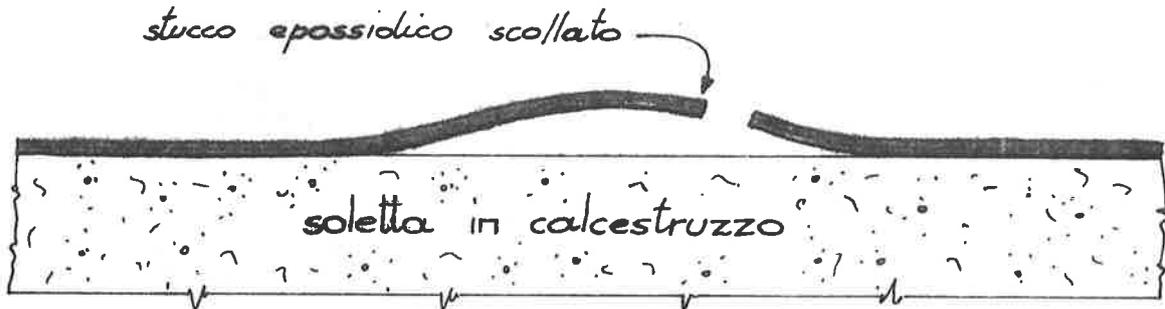
- 1) Gli intonaci si staccano trascinando seco una parte della struttura a cui erano stati fatti aderire; il fenomeno è costante e non si è mai riscontrato un caso di distacco dell'intonaco vero e proprio dal calcestruzzo. Insieme alla malta epossidica viene "strappato" dalla struttura uno strato di calcestruzzo di spessore variabile da pochi millimetri ad oltre un centimetro.
- 2) Le linee di rottura seguono, nel caso dell'isola di carico, le stesse direzioni e dimensioni dell'orditura travi-solette sottostante (si tratta di una struttura non massiccia); nel caso dell'isola immediatamente precedente le linee di rottura sono localizzate attorno ai punti dell'isola soggetti a forti sollecitazioni (ormeggi, bitte, ecc.).

Da tutto quanto sopra esposto si è formulata questa ipotesi: è noto che i materiali epossidici hanno modulo di elasticità differenti dal calcestruzzo, se vengono quindi impiegati, in spessori notevoli, per ricoprire superfici in calcestruzzo e se quest'ultimo subisce sollecitazioni tali da provocare deformazioni elastiche, nella ricopertura di stucco epossidico possono verificarsi delle fratture; laddove il calcestruzzo non ha ancora bisogno di giunti, questi invece occorrono per l'intonaco epossidico, data la minore elasticità e la maggior fragilità. E' chiaro poi che, una volta originatasi la frattura, le permeazioni dell'acqua salmastra e degli idrocarburi, unite alle sollecitazioni tangenziali, che si erano create al momento della sollecitazione, tendono a farne allontanare i lembi; tutti questi fattori fanno sì che il calcestruzzo superficiale superi il proprio valore di resistenza a taglio e abbia origine il fenomeno del distacco. Questo fenomeno è facilitato laddove il calcestruzzo, intriso di olii minerali, ha già perso parte delle sue caratteristiche di resistenza.

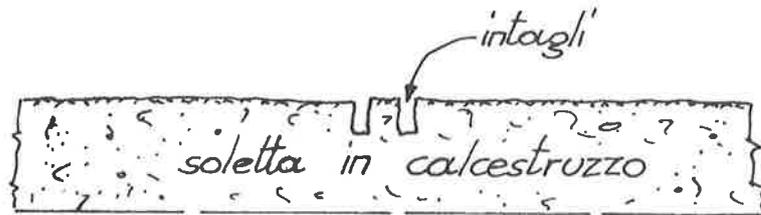
Pertanto si sono resi necessari i seguenti interventi (vedi disegno):

- Fase 1: Asportazione di tutte le parti di stucco lesionate e distaccate, previa identificazione e rilievo delle linee di "giunto".
- Fase 2: Scarnificazione del calcestruzzo sottostante.
- Fase 3: Ricostruzione eventuale del calcestruzzo asportato oltre 1 cm di spessore con speciale malta reoplastica preconfezionata tipo Emaco, a limitato ritiro.

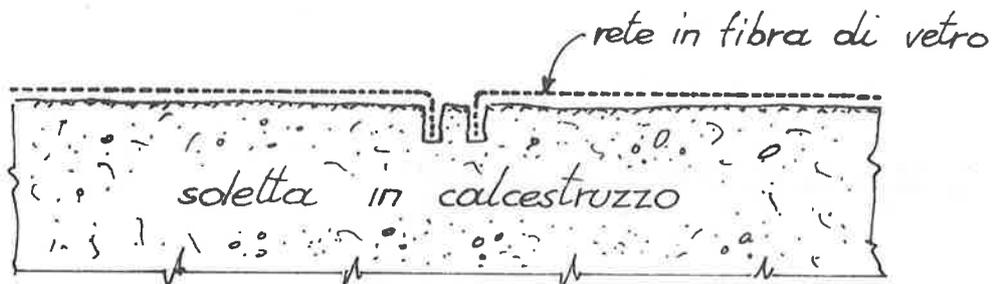
1) SITUAZIONE ATTUALE



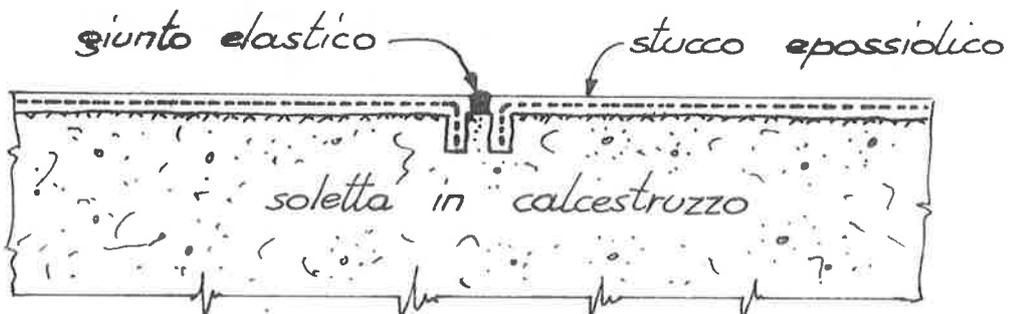
2) SCARNITURA DELLA SUPERFICIE E CREAZIONE DI INTAGLI NEL CALCESTRUZZO AI LATI DELLA LESIONE

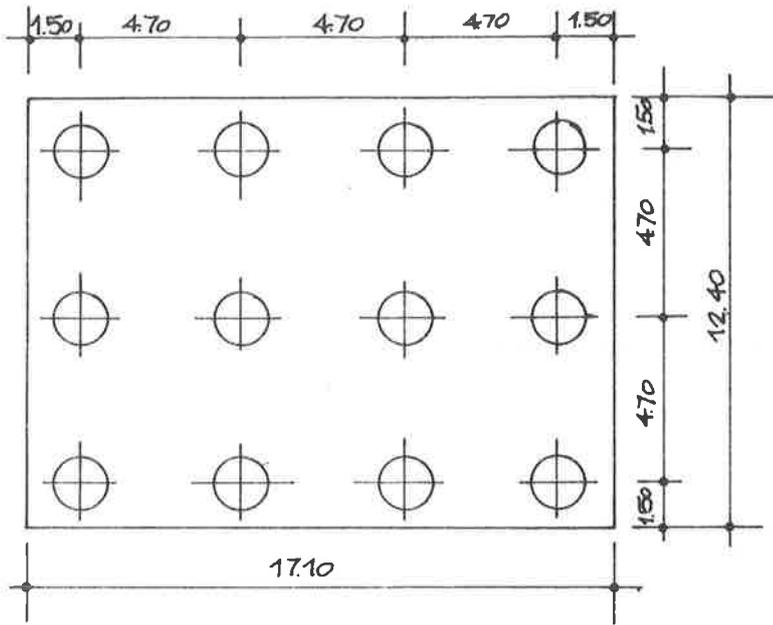


3) POSA IN OPERA DELLA RETE IN FIBRA DI VETRO

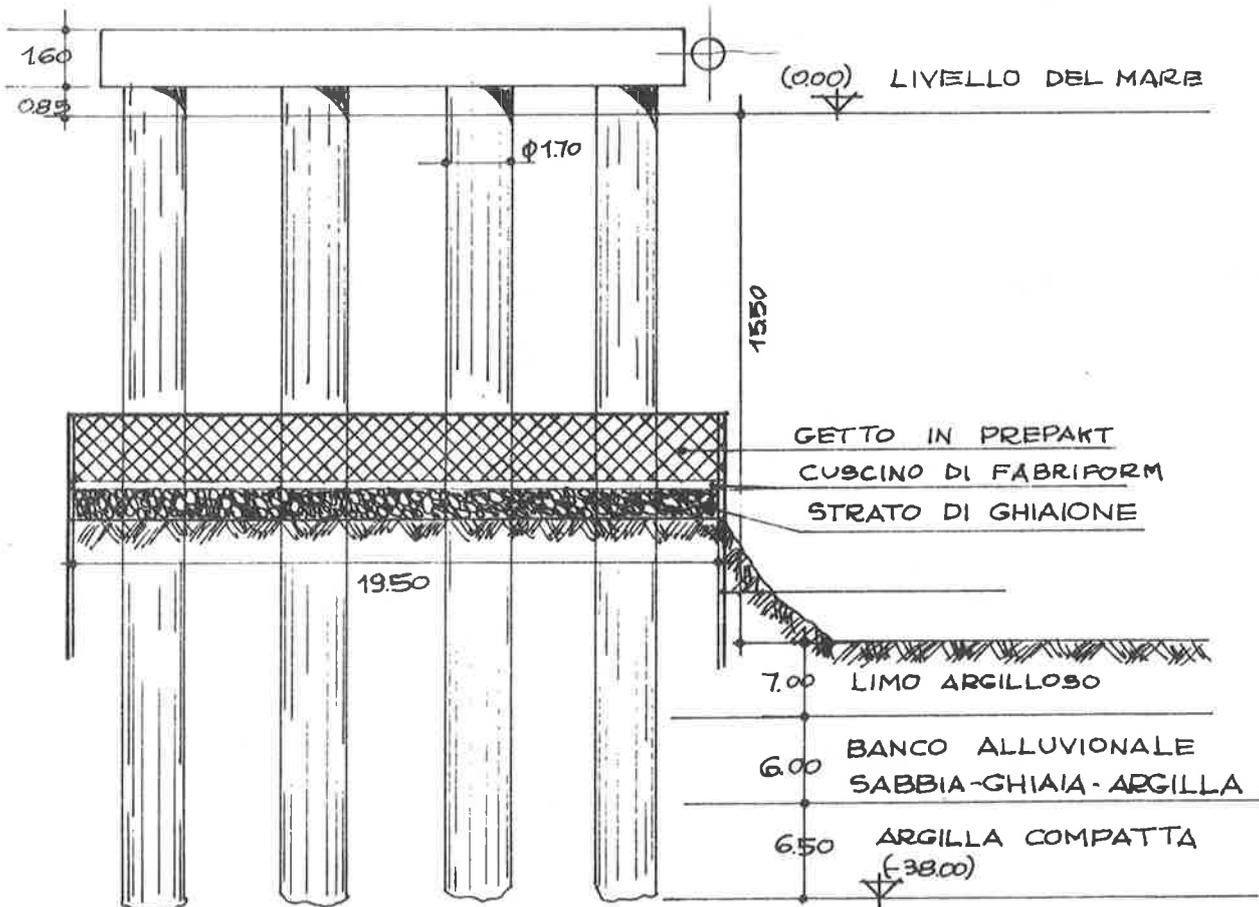


4) RICOSTRUZIONE DELLO STUCCO EPOSSIDICO ARMATO CON FIBRA DI VETRO





ARMATURA STRATO
ESTERNO 52 ϕ 32
INTERNO 26 ϕ 32



- Fase 4: Attorno alla linea di "giunto" è stata creata un'intaccatura nel calcestruzzo da ciascuno dei due lati, per servire da risvolto e ancoraggio all'armatura dell'intonaco.
- Fase 5: Sulle zone di intonaco da ricostruire, e il cui perimetro verrà delimitato dall'intaccatura di cui alla fase 4, verrà stesa, in semplice o doppio strato a seconda dello spessore dell'intonaco, una rete in tessuto di fibra di vetro il cui bordo terminale verrà annegato nell'intaccatura sopra descritta.
- Fase 6: Si è proceduto alla ricostruzione dell'intonaco con malta di stucco epossidico rifinito in superficie con vernice epossidica di protezione. Lo stucco epossidico dovrà colmare l'intaccatura eseguita nel calcestruzzo.
- Fase 7: Fra i due bordi dell'intonaco compresi fra le due intaccature parallele è stato posto in opera uno speciale giunto a base di prodotti elastici tipo "Tiokol" o similari.

4.3 Consolidamento dell'isola terminale "Decina" (1974 - 1976)

L'isola di attracco è stata inizialmente progettata come un telaio in cui l'impalcato costituisce il traverso, considerabile per le dimensioni come infinitamente rigido, e i pali costituiscono i relativi piedritti con base vincolata a incastro realizzato come trave immersa in mezzo elastico. Il modello matematico assunto risulta valido ed i calcoli eseguiti in sede di progettazione corretti. La verifica delle sezioni critiche dà tensioni massime:

per il calcestruzzo $\sigma_b = 84.4 \text{ Kg/cm}^2$
per l'acciaio $\sigma_f = 1015 \text{ "}$

Per questo tipo di opere le tensioni del calcestruzzo risultano abbastanza elevate, ma poichè sono conseguenti ad azioni a carattere del tutto temporaneo (urto), potrebbero ancora ritenersi accettabili per un buon calcestruzzo.

Le tensioni dell'acciaio sono del tutto normali anche considerando le limitazioni d'uso intese a ridurre i conseguenti sforzi di trazione nel calcestruzzo ai fini di evitare fenomeni fessurativi particolarmente pericolosi: se la necessaria protezione del metallo in ambiente aggressivo, nel caso di apertura di lesioni, viene meno la corrosione (alla normale si aggiunge la corrosione da sforzo) riduce le sezioni metalliche con conseguente aumento delle tensioni e nell'acciaio e nel calcestruzzo.

Da quanto sopra si evince l'importanza di una buona esecuzione dei calcestruzzi ai fini di ottenere, con la riduzione della porosità, una protezione tale da garantire nel tempo l'efficienza dell'opera.

Successivamente, da un esame esterno, delle parti superiori e delle parti immerse accessibili (fino a circa 5.00 m sotto il l.m.) lo stato di conservazione è apparso compromesso rilevando una situazione critica.

Si è reso quindi necessario un approfondimento delle indagini estese all'interno dei pali con una campagna di carotaggi continui. Il materiale estratto è risultato discontinuo per composizione, consistenza e caratteristiche di resistenza. Anche se si tiene conto dell'azione disgregatrice della perforazione a rotazione risulta evidente, dalla campionatura, la bassa qualità del calcestruzzo. Per rilevare eventuali sezioni lesionate e una possibilità d'intervento a bonifica dei calcestruzzi mediante iniezioni con miscele adatte, nei fori carotati, sono state eseguite prove di tenuta d'acqua a pressione (v. allegato).

In alcune sezioni le perdite rapide di pressione hanno denunciato la presenza di uno stato fessurativo e la grande variabilità dei valori caratteristici hanno confermato la deficiente omogeneità dei getti già rilevata nei carotaggi.

Dai dati ricavati dalle prove d'acqua e di laboratorio i risultati conseguibili con le iniezioni non erano tali da essere sufficienti a soddisfare le prestazioni richieste alla palificata. Pur tuttavia la qualità del calcestruzzo attuale può essere migliorata non tanto da essere adatto alle tensioni sopra riportate, ma almeno a quelle ridotte che si potranno verificare dopo i provvedimenti appresso suggeriti.

Con le caratteristiche di sollecitazione del progetto originario, il taglio e lo sforzo normale erano di entità molto ridotta. In assenza di flessioni si avrebbero:

$$T = 23.8 \quad t/palo \quad da \quad cui \quad \tau = 1.4 \quad Kg/cmq$$
$$N = 62.0 \quad " \quad " \quad " \quad \sigma_N = 2.73 \quad "$$

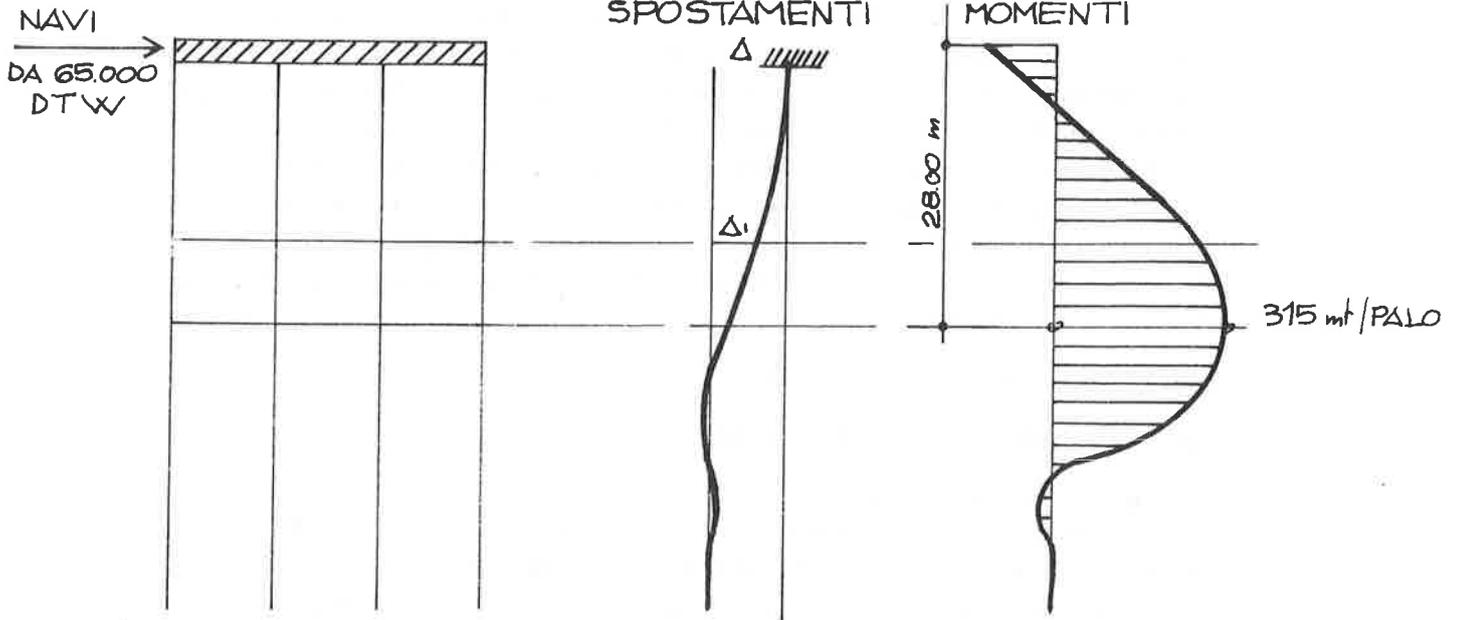
Le massime tensioni erano dovute alla flessione provocata dall'urto di attracco con un momento di $M = 315.0 \text{ mt/pal}$ (vedi grafico) che, nell'ipotesi di Winkler per le travi immerse in mezzo elastico e di telaio a traverso rigido (spostamenti senza rotazioni), si verifica nella sezione di incastro virtuale posta a 28.0 mt dall'impalcato.

4.4 Interventi eseguiti per l'attracco di navi da 80.000 DWT

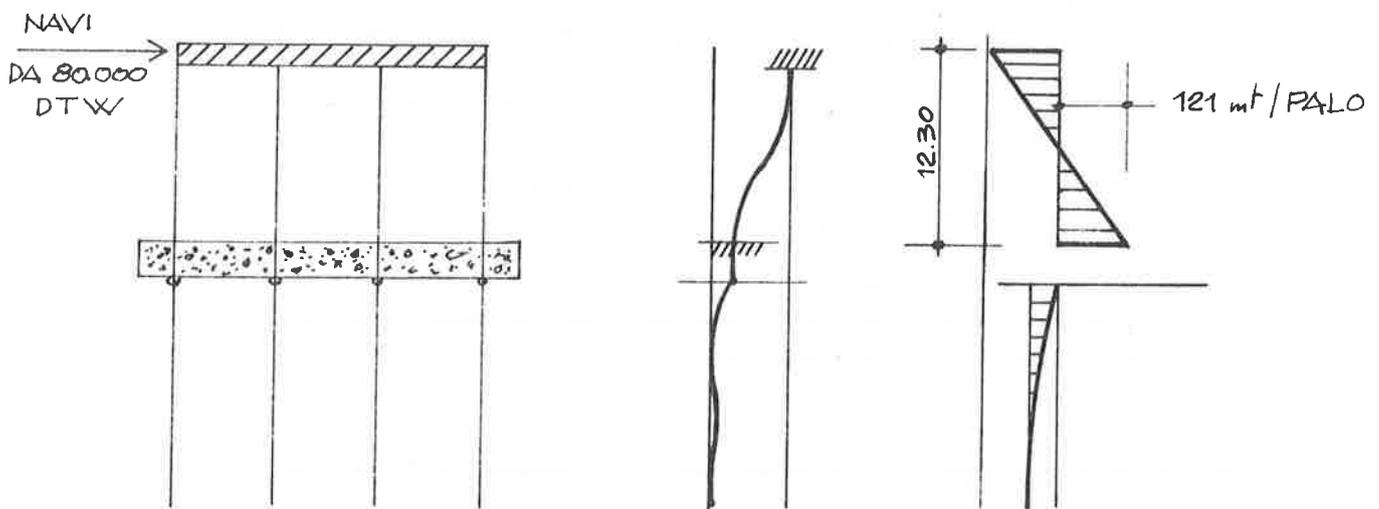
Nello studio dei provvedimenti presi in considerazione il più logico per maggior efficacia, di minima spesa e di più facile realizzazione senza interruzione di esercizio, è stato quello inteso principalmente a ridurre la flessione anche se con un incremento dei carichi verticali.

Lo scopo è stato raggiunto creando all'altezza del fondo un solido blocco di ancoraggio a mezzo di un getto di calcestruzzo armato (vedi disegno).

PROGETTO ORIGINARIO
CON IPOTESI DI WINKLER



PROGETTO CON REALIZZAZIONE
DELL'INCASTRO DI FONDO
CON L'IPOTESI DI FORMAZIONE
DI CERNIERE



L'utilizzazione del calcestruzzo Prapak unita all'impiego del "FABRIFORM" * ha permesso l'esecuzione del plinto di fondo, senza sospendere l'attività del pontile.

La descrizione delle varie fasi operative, delle componenti esecutive e dei vari materiali impiegati per la realizzazione di tale "tavolino di fondo o di incastro" è descritta particolareggiatamente dall'Ing. Lucio Diamanti della Soc. GEOSONDA.

In tal caso la base di incastro si trova alla profondità di -10.15 m con un momento pari a $M = 121.0$ mt/palo, cioè poco più di un terzo di quello inizialmente previsto. Tenuto conto del peso del nuovo getto ($N = 130.0$ t/palo complessive) le tensioni massime che riscontrano sono:

per il calcestruzzo $\sigma_b = 24.7$ Kg/cm²

per l'acciaio $\sigma_f = 440$ "

Il taglio rimane invariato.

Per il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione le forze orizzontali assunte, in concomitanza con quelle verticali, sono state stabilite in base alle condizioni locali di esposizione in mare ed alle dimensioni delle navi di cui si prevede l'attracco.

Pertanto sono state prese in considerazione:

1 - Forze dovute all'urto di attracco.

E' stato trascurato, a favore della stabilità, l'elasticità dello scafo, lo smorzamento dovuto al rollio ed alla rotazione nel piano orizzontale dello scafo, allo spostamento dell'acqua tra scafo e strutture fisse e le deformazioni plastiche dello scafo, delle strutture e del terreno.

I parametri di calcolo sono stati assunti in base a quanto riportato in

R.D. CHELLIS "Foundation Engineering" cap. 7 Pile foundation - pp 685 - 696.

A. EGGINK Paper proc. 18 th Inter. Navigation Congr. Roma sec. 2 pp. 167 - 187 (1953).

2 - Forze dovute al vento.

E' stato assunto un vento classificabile come "uragano" nella scala Beaufort, cioè con velocità di 140 Km/h. Si fa rilevare

* FABRIFORM è uno speciale tessuto caratterizzato dall'essere solamente permeabile all'acqua e non alle miscele cementizie. Ciò permette che l'acqua possa essere espulsa sotto la pressione della miscela per cui questa occupa il volume dei vuoti esistente tra i grani. Si ottiene così un materiale cementato con alte qualità protettive e di alta resistenza, che contribuisce notevolmente, dato che si trova disposto secondo una corona circolare esterna, alla resistenza globale del fusto.

che in una recente pubblicazione della Capitaneria di Porto di Gaeta, la velocità massima registrata per il vento di maggior intensità (detto garigliano) è stata di 90 Km/h con bassa frequenza annuale. Nella ipotesi assunta le forze che ne derivano sono pressochè equivalenti, anzi leggermente inferiori, a quelle del punto 1).

3 - Forze dovute all'acqua.

Non esistendo correnti di valore apprezzabile, le azioni da prendere in considerazione si riducono a quelle relative al moto ondoso. Facendo ricorso alla teoria di Stokes (del 2° ordine) e sulla scorta di quanto riportato nella pubblicazione citata al punto 2), il moto ondoso dà luogo a forze applicate inferiori a quelle considerate al punto 1).

Resta da mettere in evidenza, comunemente ai punti 2) e 3), che non avvengono operazioni di attracco e le navi non restano all'ormeggio, quando vento ed onde dovessero risultare eccezionali, cioè maggiori di quelle previste.

Nei calcoli si è fatta anche l'ipotesi della palificata lesionata nella sezione di base (all'attacco con il plinto sommerso) (condizione più sfavorevole), dove però, per la presenza delle armature esiste la possibilità di resistere al taglio. Ciò equivale a considerare lo stesso telaio a traverso rigido, ma con una cerniera alla base.

Le tensioni massime si verificano all'attacco del palo all'impalcato con i valori

per il calcestruzzo $\sigma_b = 54.2 \text{ Kg/cm}^2$

per l'acciaio $\sigma_f = 705 \text{ "}$

tagli nelle armature (cerniera) = 38

la tensione ideale $\sigma_{id} = \sqrt{705^2 + 3 \times 38^2} = 708 \text{ Kg/cm}^2$

Con una sezione ridotta delle armature al 50% la tensione ideale resta compresa nei limiti ammissibili.

Una terza verifica è stata eseguita per la palificata immersa sottostante il blocco di nuova costruzione. Le relative tensioni sono risultate

per il calcestruzzo $\sigma_b = 22.9 \text{ Kg/cm}^2$

per l'acciaio $\sigma_f = 108 \text{ "}$

nell'ipotesi, favorevole alla stabilità, di considerare nulle le variazioni verticali ed orizzontali del terreno sottostante al plinto sommerso.

Le verifiche eseguite per l'impalcato, struttura emersa di facile controllo ed eventuale bonifica, hanno dato tensioni massime di:

per il calcestruzzo $\sigma_b = 42.9 \text{ Kg/cm}^2$
per l'acciaio $\sigma_f = 944 \text{ "}$

A completamento delle opere proposte, verrà realizzata una camicia in malta cementizia a protezione della superficie esterna dei pali estesa dall'estradosso del plinto sommerso fino all'attacco con le strutture di impalcato. Si è sconsigliato l'impiego di una camicia metallica di protezione e per le difficoltà di esecuzione e per la sua limitata durabilità. E' da preferire l'adozione di un rivestimento in calcestruzzo, materiale soggetto a minore attacco da parte di tutti gli aggressivi dell'ambiente marino, più facilmente adattabile alla geometria del fusto dei pali e di più semplice posa in opera.

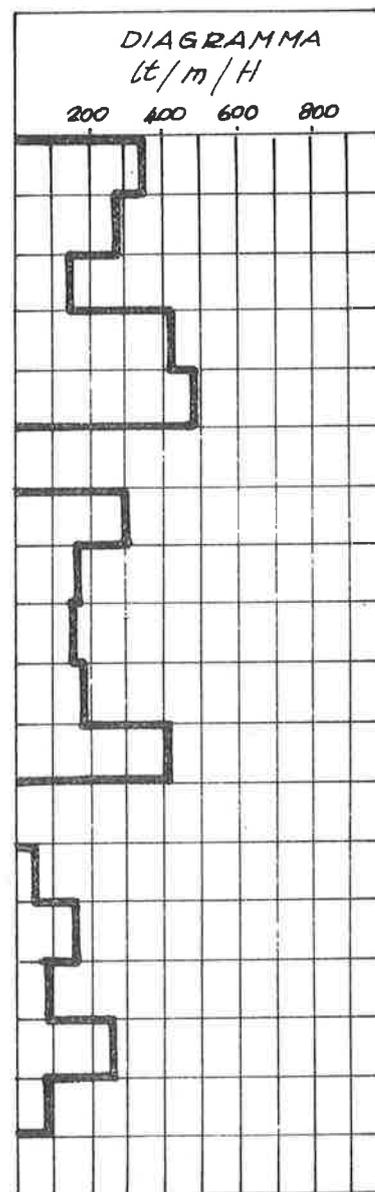
In attesa del completamento si è provveduto alla bonifica provvisoria del calcestruzzo, che costituisce il palo vero e proprio, con iniezioni di malte di cemento e di resine.

L'esecuzione della camicia di protezione, salvo dettagli di minore importanza, verrà così eseguita:

- Pulizia del fusto con l'eliminazione della fauna e flora marina attualmente esistenti in notevole quantità (da fare in ogni caso).
- Creazione di una calza in FABRIFORM all'esterno del palo con un diametro tale da rendere possibile ottenere uno spessore di rivestimento intorno ai 15 cm. disponendo opportuni distanziatori.
- Riempimento dello spazio tra calza e palo con calcestruzzo micro litico addizionato con I.A.

PROVA IDRAULICA AL PALO N° 11

DATA	PRESS. (Atm)	TRATTO		ASSORBIM. UNITARIO lt/m/H
		da m	a m	
12-7-74	6	6,00	9,00	348
	6	9,00	12,00	283
	6	12,00	15,00	157
	6	15,00	18,00	430
	6	18,00	21,40	486
	4	6,00	9,00	300
	4	9,00	12,00	164
	4	12,00	15,00	157
	4	15,00	18,00	185
	4	18,00	21,40	407
	2	6,00	9,00	47
	2	9,00	12,00	158
	2	12,00	15,00	98
	2	15,00	18,00	251
	2	18,00	21,40	79



PARTE II - ESECUZIONE DELL'INTERVENTO

GENERALITA'

1 - Introduzione

Un calcestruzzo normale si compone di cemento, sabbia ed inerti, di acqua e di eventuali additivi.

Nel caso di un getto ordinario si realizza una miscela predosata con i materiali sopradescritti e quindi si versa il calcestruzzo ottenuto dello slump desiderato, all'interno della cassaforma. Nel caso della tecnologia impiegata nel lavoro presentato, si riempie l'interno della cassaforma con inerti selezionati di grosse dimensioni e si saturano quindi i vuoti tra gli inerti iniettando una malta, costituita da cemento-sabbia-acqua ed additivi, la cui composizione è studiata in relazione all'iniezione desiderata.

Questa tecnologia viene utilizzata, essenzialmente, per getti sommersi e per speciali lavori di riparazione di opere in calcestruzzo od in muratura; essa è inoltre applicabile anche al caso in cui è necessario ottenere un calcestruzzo con ritiro nullo. Questo procedimento costruttivo, il cui metodo è brevettato sotto il nome di Prepakt Concrete (P.P.C.), non è di uso corrente, sia perchè esige una notevole padronanza dei metodi di dosaggio e di iniezione delle miscele cementizie che per il suo sensibile costo. L'insieme, quindi, di questi fattori inducono a servirsi di questa tecnica limitatamente ad opere di grande impegno tecnologico.

Nel caso specifico il problema è consistito nella realizzazione del plinto subacqueo, precedentemente descritto, delle dimensioni di circa 750 mc alla profondità di 10.00 m dal livello medio mare ed alla distanza di 250 m dalla linea di costa.

Tale plinto ha il doppio scopo di consolidare l'isola terminale del pontile e contemporaneamente adeguarne la struttura inizialmente prevista per l'attracco di navi da 50.000 D.W.T. a navi di 80.000 D.W.T. Il lavoro è stato eseguito in presenza di traffico marittimo.

2 - Principi del procedimento

2.1 - Cenni teorici

Nel caso del calcestruzzo normale la premiscelazione del cemento, acqua, inerti ed eventuali additivi permette di ottenere una combinazione immediata tra inerti e malta.

Nel caso di calcestruzzi iniettati la combinazione inerti e malta si realizza e si completa successivamente all'esecuzione dell'iniezione, di conseguenza il ritiro della malta ha luogo durante e dopo la presa non coinvolgendo la posizione dell'inerte ed inoltre c'è la certezza che la malta, sotto il peso proprio possa penetrare in tutti i vuoti spostando l'acqua o l'aria solo nel caso di esatta scelta della giusta curva granulometrica (fig. 1).

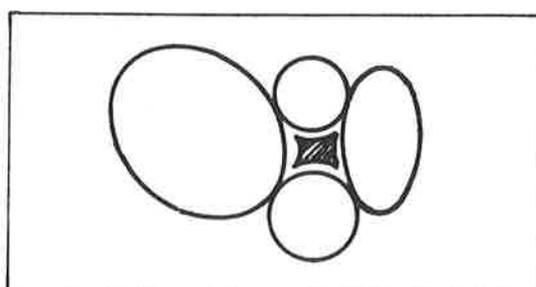


Fig. 1

	Dimensione della maglia del se- taccio	PERCENTUALE PASSANTE	
		CALIBRATURA 1 ϕ min. inerti 12,7 mm	CALIBRATURA 2 ϕ min. inerti 38,1 mm
BRECCIA	38,1 mm	95 - 100	0,5
	25,4 "	40 - 80	—
	19,0 "	20 - 45	—
	12,7 "	0 - 10	—
	9,5 "	0 - 2	—
SABBIA	4,8 mm	—	100
	2,38 "	100	95 - 100
	1,19 "	95 - 100	80 - 90
	595 micron	55 - 80	55 - 70
	297 "	30 - 55	25 - 50
	149 "	10 - 30	5 - 30
14 "	0 - 10	0 - 10	

Fig. 2

Queste osservazioni evidenziano i punti essenziali del procedimento, che consistono in:

- scelta accurata degli inerti che devono essere rotondi, lavati accuratamente, presentare una curva granulometrica ben definita (fig. 2);
- utilizzazione di una malta espansiva (cosa che nel caso del P.P.C. è ottenuta con l'impiego di additivi espansivi a base di polvere di alluminio).

L'uso di una malta espansiva permette di:

- compensare il ritiro;
- ottenere un'ottima coesione tra i diversi materiali: inerti e leganti;
- assicurare una completa e perfetta penetrazione nei vuoti.

Un'ulteriore importante caratteristica del P.P.C. è la sua mancanza di affinità con l'acqua, che lo rende particolarmente idoneo ai lavori subacquei.

2.2 - Posa in opera del calcestruzzo Prepakt

Si possono distinguere tre distinte fasi in un'operazione di getto, che avvenga secondo questa tecnologia esecutiva:

- la posa in opera delle casseforme:
queste ultime devono essere stagne per impedire fughe di malta all'atto dell'iniezione e particolarmente robuste per resistere alle forze laterali che si sviluppano all'atto della espansione della malta;

- il riempimento delle casseforme con l'inerte:

La posa in opera dell'inerte deve avvenire con cautela e sotto controllo in modo da garantire una uniformità di vuoti;

- la confezione ed iniezione della malta:

L'impianto di confezionamento ed iniezione utilizzato nel caso specifico è quello della fig. 3.

La malta viene dosata e prodotta in un impianto apposito. Normalmente all'uscita dell'impianto la malta viene inviata attraverso un sistema di pompaggio ai tubi di iniezione. Le portate e le pressioni di iniezione devono venire accuratamente controllate in quanto una pressione troppo elevata non consente di saturare i vuoti ma fa circolare la malta solo nelle aperture maggiori ove il liquido incontra minori resistenze. La malta si distribuisce all'interno dell'armatura secondo la forma di un cono il cui asse (verticale) coincide con il tubo di iniezione.

Perchè il procedimento sia efficace è necessario:

- un accurato controllo nella composizione della malta e nella conseguente fluidità;
- una accurata preparazione (lavaggio e posa in opera) degli inerti;
- uno studio preliminare dei campi di iniezione;

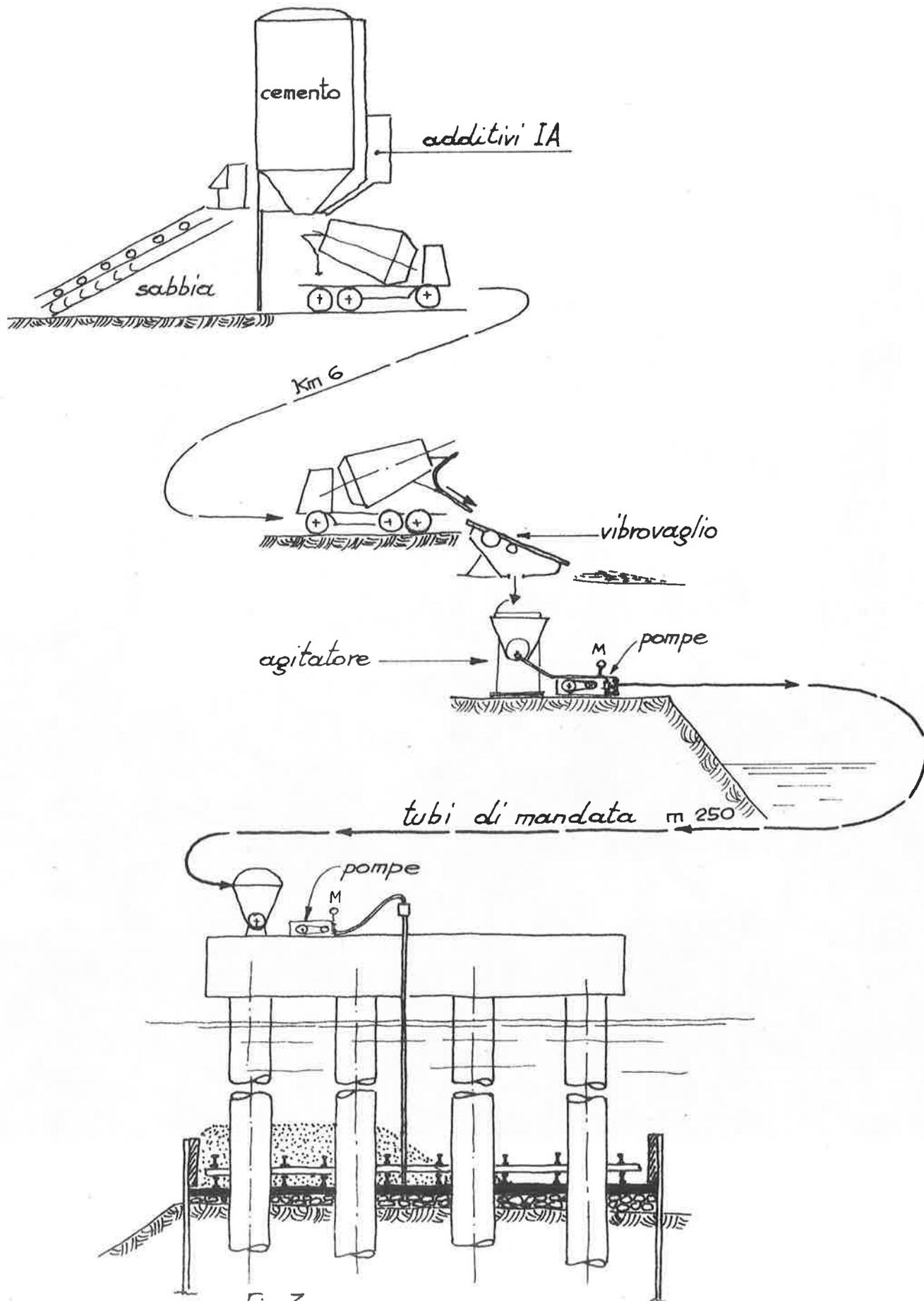


Fig 3 - IMPIANTO UTILIZZATO



- una regolare esecuzione dell'iniezione.

Come si evince da quanto sopra descritto, il metodo P.P.C. si presenta particolarmente delicato e richiede manodopera altamente specializzata, per contro, se correttamente eseguito, garantisce ottimi risultati e grandi vantaggi (rapidità di esecuzione, grande precisione nei getti e nella posizione delle armature), non necessita di opere provvisorie di notevole dimensioni e permette di intervenire in condizioni ove gli altri metodi si presentano inefficaci.

COSTRUZIONE DEL PLINTO

1 - Generalità

Le difficoltà del lavoro erano costituite da:

Difficoltà di tipo logistico

- necessità di operare in presenza di traffico marittimo (in quanto le esigenze della produzione della raffineria dovevano essere salvaguardate);
- necessità di operare alla quota di - 10.00 m dal l.m.m. in presenza di acqua spesso non chiara con impiego di sommozzatori;
- inagibilità della piattaforma se non con mezzi navali;
- particolare situazione del fondale ai lati dell'isola conseguente lo scavo dei canali di accesso alla quota - 20.00 m sul l.m.m. e - 14.00 m sul l.m.m.

Difficoltà di tipo tecnico connesse con la necessità di eseguire, onde garantire una monoliticità del plinto, l'iniezione di circa 300 mc di malta cementizia, con continuità e senza interruzione in condizioni accuratamente controllate.

Tutte le operazioni pertanto furono studiate ed attuate in modo da poter essere interrotte senza pregiudizio per la qualità delle lavorazioni ed in modo da operare da un solo lato dell'isola.

2 - Fasi costruttive

Le operazioni eseguite per la costruzione del plinto, che vengono descritte in dettaglio nei seguenti paragrafi, si possono così schematizzare:

- A) costruzione della cassaforma subacquea mediante infissione di un palancolato metallico a perdere la cui quota superiore corrisponde alla sommità superiore del plinto;
- B) Rettifica del fondale impiegando sorbone e benne meccaniche tipo dragline;
- C) Posa in opera di pietre calcaree di grossa pezzatura per costituire un vespaio che servisse da piattaforma sufficientemente costipata;
- D) Posa in opera di un telo doppio tipo "Fabriform" al di sopra del

- vespaio di pietrame (analogo come struttura ad una trapunta);
- E) Posa in opera dell'armatura metallica, dei tubi di iniezione e dell'inerte. Quest'ultima operazione veniva eseguita a strati di 20 cm di spessore uniformemente distribuiti alternando la posa in opera dell'inerte alla posa in opera dell'armatura;
 - F) Iniezione dell'inerte con il metodo P.P.C.
 - G) Iniezione, dopo circa 15 gg. dall'esecuzione del plinto, di malta nel telo Fabriform onde realizzare al di sotto del plinto un miglioramento, per costipamento, del coefficiente di sottofondo del terreno;
 - H) Taglio subacqueo delle carpenterie esterne al palancolato metallico, per garantire completa libertà di accosto alle navi anche in caso di errori.

3 - Casseforme

L'infissione del palancolato metallico intorno all'isola, avente la funzione di cassaforma, fu eseguita da un pontone flottante. Per garantire il posizionamento e la perfetta tenuta della paratia, fu costruita una speciale struttura in carpenteria metallica, appoggiata all'isola terminale, sulla quale furono premontate in superficie le palancole metalliche. Detta struttura fu quindi calata alla quota di progetto utilizzando 4 pali metallici, come guide fisse, per garantirne il posizionamento. Le palancole furono successivamente infisse con un vibromaglio dotato di una speciale prolunga sino alla quota di testa plinto (fig. 4).

L'utilizzo delle palancole permise di chiudere il perimetro esterno con adeguato margine di sicurezza in funzione delle quote di fondo, impedendo ogni possibile rifluimento di materiali durante la posa in opera dell'inerte.

4 - Telo Fabriform

Il telo "Fabriform" aveva il duplice scopo di:

- esercitare, una volta iniettato, un carico al di sotto del plinto migliorando le caratteristiche geotecniche del terreno;
- evitare la contaminazione tra l'inerte posto in opera ed il fondo marino.

Esso venne steso a rotoli incrociati della lunghezza di m 2,50.

5 - Contaminazione

Furono eseguite una serie di prelievi di campioni d'acqua all'intorno del pontile in modo da determinare la percentuale di solidi in sospensione nelle acque e quindi il rischio di contaminazione, a seguito dei depositi solidi al di sopra della massa di inerte, nell'intervallo intercorrente tra il deposito dell'inerte e la sua iniezione.

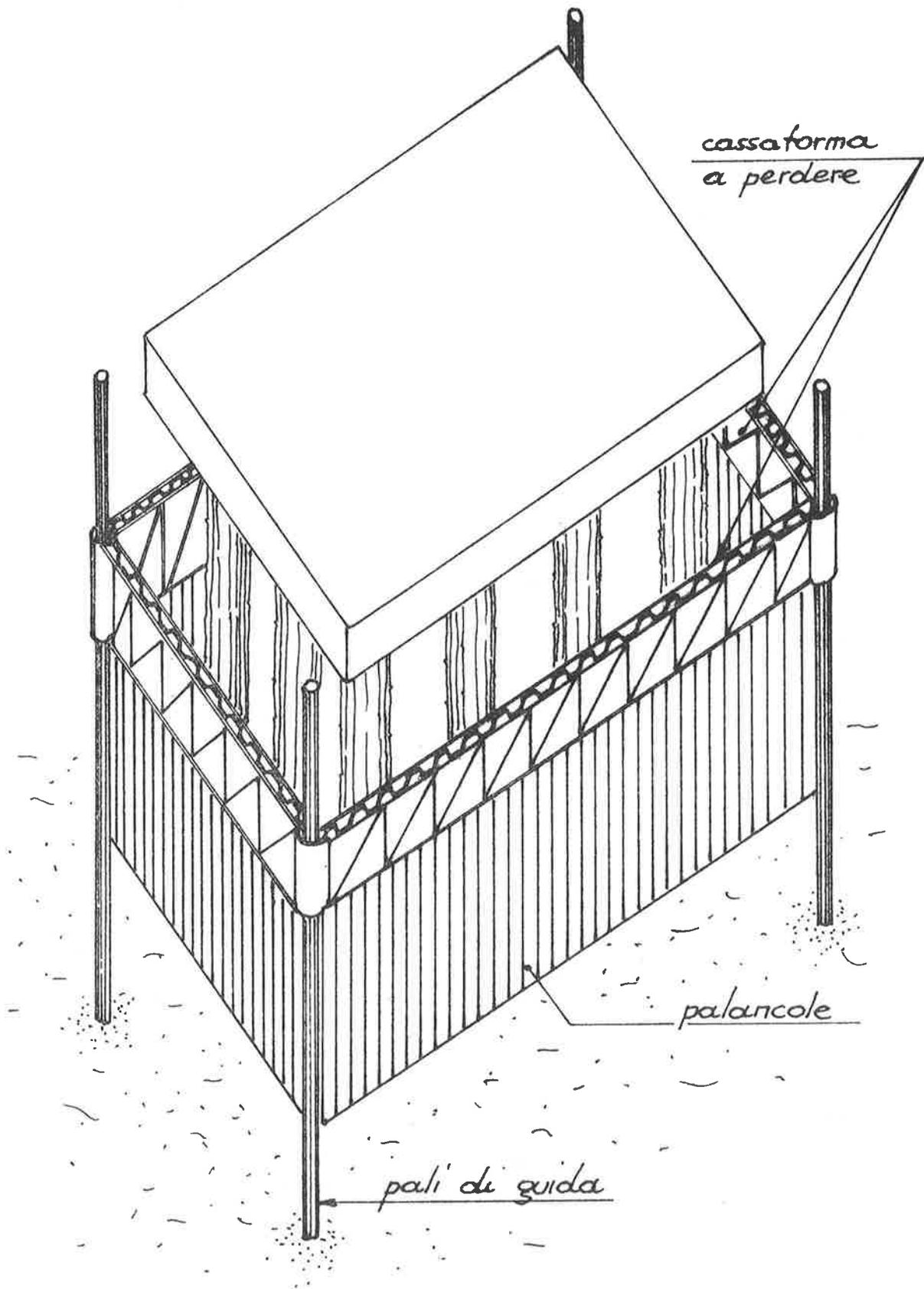


Fig. 4

Constatata l'estrema chiarezza delle acque si ritenne sufficiente un sovrasspessore di 20 cm nella posa in opera degli inerti, valutando che i sedimenti avrebbero intasato nel tempo intercorrente tra la posa in opera e l'iniezione solo questo spessore.

6 - Posa in opera dell'inerte

Per la posa in opera dell'inerte venne utilizzata la seguente metodologia:

- deposito dell'inerte alla radice del pontile ove esso veniva sottoposto ad un accurato lavaggio preliminare;
- carico e trasporto su natante all'isola terminale con delle tramogge d'attesa per calcestruzzo, accuratizzate per lo scopo, munite di speciali pompe che operavano il lavaggio definitivo;
- posa in opera dell'inerte attraverso un tubo di gomma armata del diametro di 250 mm circa.

Il tubo veniva riempito di inerte e quindi calato sino alla quota di testa plinto. A questo punto gli inerti venivano scaricati mentre il tubo contemporaneamente veniva riempito con continuità all'estremità superiore, il tubo rimaneva pertanto sempre pieno eliminando la caduta libera del materiale da altezza superiore ai 3.00 m ed evitando la separazione granulometrica degli inerti. L'estremità inferiore del tubo veniva spostata dal sommozzatore in modo da avere un riempimento a strati della cassaforma.

7 - Armature

L'armatura metallica del plinto era costituita:

- lungo i bordi - dalla parte interna delle strutture in carpenteria metallica utilizzate per la posa in opera delle palancole;
- all'interno del perimetro dei pali - da una serie di carpenterie metalliche in travi IPE 200. Tali elementi furono costruiti in modo tale da permetterne un'agevole posa in opera con la gru su pontone, di cui disponeva il cantiere, limitando l'impiego dei sommozzatori alla sola direzione delle manovre (fig. 5).

8 - Getto dal plinto

La superficie dal plinto fu suddivisa una volta verificato l'angolo di distribuzione della malta, funzione del tipo di sabbia utilizzato, in 6 sezioni parallele alla parte più larga dell'isola; in ogni sezione furono collocati 8 tubi di iniezione da 2" alternati con 4 tubi spia in modo da controllare il livello della malta durante l'iniezione. Il termine dell'iniezione veniva fissato dal sommozzatore addetto al controllo dopo che la malta era fuori uscita al di sopra dell'inerte.

Ogni campo di iniezione veniva iniettato contemporaneamente mediante uno speciale distributore cilindrico posto immediatamente a valle del

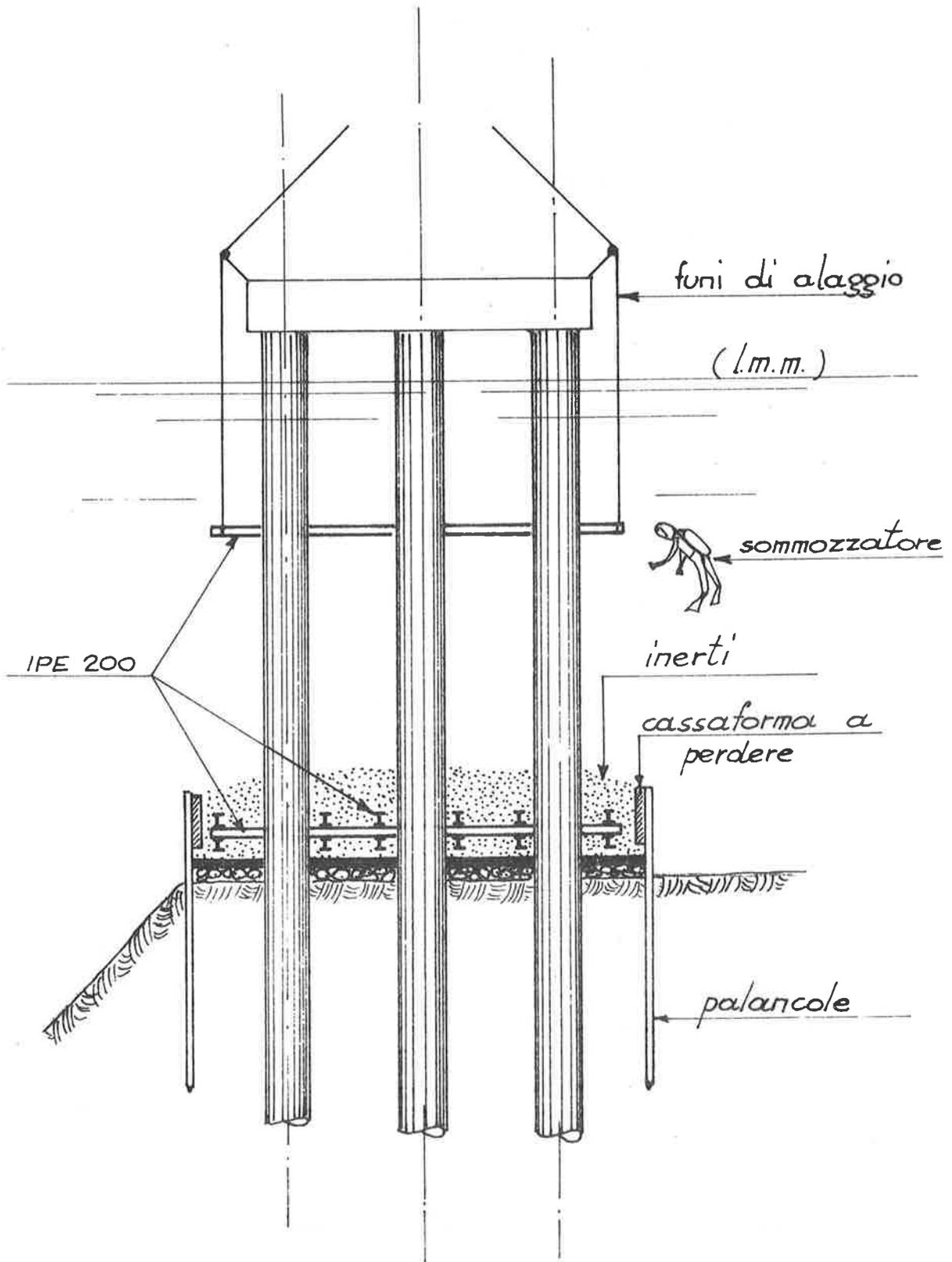


Fig. 5

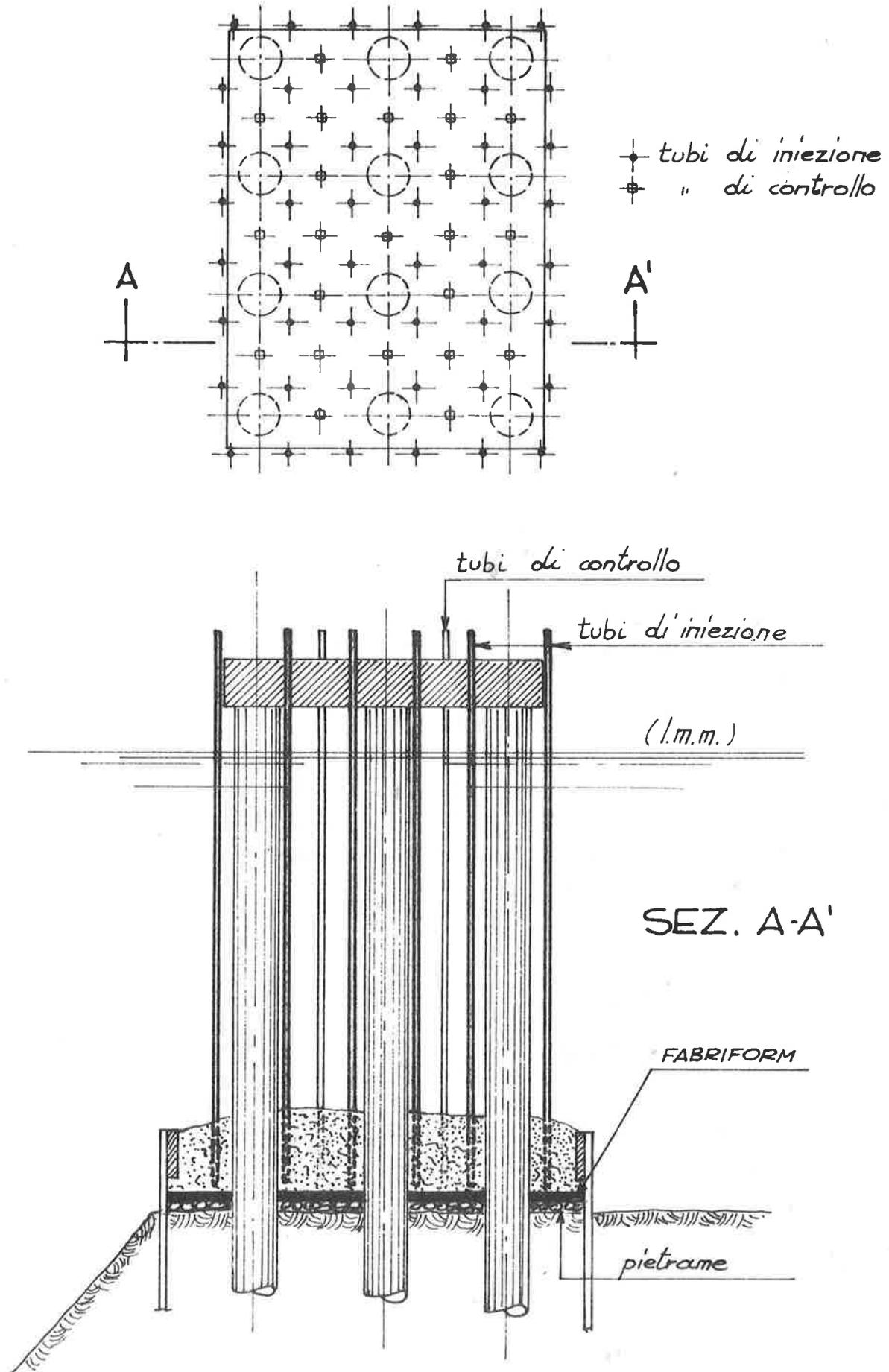


Fig.6

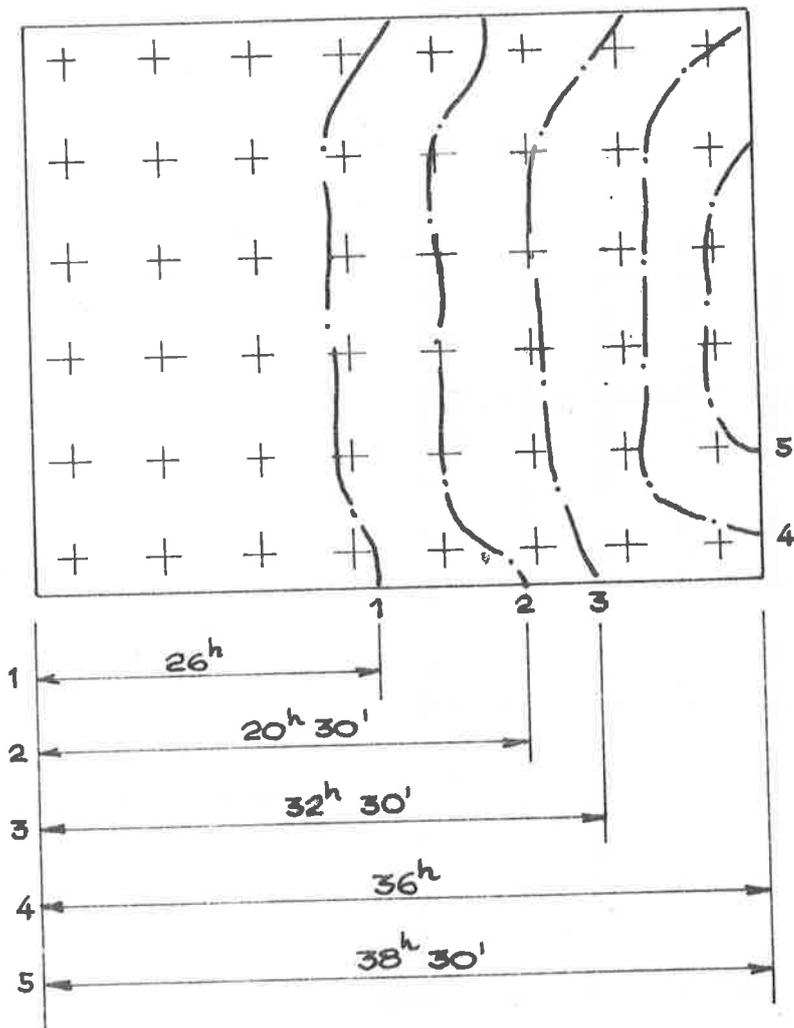


Fig 7

- cemento pozzolanico Kg 750
- Intrusion Aid " 7
- acqua " 450

La miscelazione è avvenuta in peso tenendo conto dell'umidità naturale della sabbia.

Per il dosaggio si è utilizzato un normale impianto di preconfezionamento di calcestruzzo della capacità di 50 mc/ora dal quale la malta veniva trasferita tramite autobetoniera all'impianto di pompaggio.

La miscela utilizzata doveva rispondere alle seguenti caratteristiche:

Flow	σ_{28} malta	σ_{28} P.P.C.
sec.	Kg/cm ²	Kg/cm ²
19 \pm 3	280	220

6 - Armature metalliche

Le armature metalliche sono state costituite da una carpenteria in profilati IPE 200, progettata in modo da permetterne una agevole posa in opera sott'acqua anche in condizioni di visibilità limitata e garantire precisione di posizionamento e quindi la continuità longitudinale dell'armatura.

7 - Controlli di qualità

I controlli di qualità effettuati sono stati di due tipi:

- test di consistenza - Detto test è realizzato facendo fuoriuscire da un cono di dimensioni standard "flow cone" una quantità di malta prefissata misurando contemporaneamente i tempi di afflusso. La fluidità della miscela viene misurata in secondi; il test viene eseguito ad intervalli di tempo di circa mezz'ora, durante il pompaggio in modo da garantire una costanza di fluidità della miscela. I prelievi venivano effettuati all'impianto di confezionamento, all'impianto di trasferimento della malta ed all'impianto finale di pompaggio;
- test di rottura alla pressa di campioni di malta e di calcestruzzo P.P.C. prelevati nel corso dell'iniezione, secondo le modalità e nel numero di prelievi previsto dalla norme UNI;
- test di penetrazione della malta negli inerti, eseguito prima delle operazioni di iniezione, per definire la posizione dei tubi.

CONCLUSIONI

Il metodo P.P.C. sopra descritto pur relativamente semplice come principio, presenta, come si è visto, all'atto pratico, problemi di carattere esecutivo che ne aumentano il costo e ne limitano l'applicazione a problemi specifici ad alto contenuto tecnologico.

E' da sottolineare comunque che esso è insostituibile nel campo delle fondazioni quando si verificano le seguenti circostanze:

- impossibilità per ragioni di carattere progettuale o tecnologico di portare a piano acqua il plinto di fondazione;
- impossibilità di procedere alla costruzione di un doppio palancolato o asciugando l'acqua all'interno dello stesso ed eseguendo quindi le rimanenti lavorazioni all'asciutto.

In tal caso solo una tecnologia di questo tipo permette di eseguire dei getti monolitici di notevoli dimensioni in condizioni controllate durante la costruzione.

TITOLO :

PALI DI GRANDE DIAMETRO PER OPERE MARITTIME.
PROBLEMI ESECUTIVI

AUTORE :

DOTT. ING. LUCIO DIAMANTI
GEOSONDA S.p.A. - ROMA

PALI DI GRANDE DIAMETRO PER OPERE MARITTIME

PROBLEMI ESECUTIVI

LUCIO DIAMANTI

SOMMARIO

La memoria offre una sintesi degli aspetti tecnologici esecutivi connessi con l'utilizzo dei pali di grande diametro il cui impiego è cresciuto esponenzialmente negli ultimi anni imponendosi anche nelle opere marittime, rispetto ad altri tipi.

Nella prima parte della memoria vengono analizzati i principali fattori che possono influenzare le successive scelte tecniche: la geologia e la geotecnica dei terreni fondali, l'ambiente (condizioni meteorologiche, fondale, movimento delle acque), i mezzi ausiliari disponibili.

Nella seconda parte vengono descritte le tecniche più usuali di costruzione dei pali di tipo infisso e di tipo trivellato, nonché i principali metodi non distruttivi per la verifica dell'integrità dei pali, oggi disponibili.

SUMMARY

The paper offers a brief "state of art" concerning the problems of installation of large diameter piles (caissons) in marine works, both driven and cast in situ.

All the steps of the construction procedures are considered: preliminary surveys, auxiliary equipments (floating barges, self elevating platform, launching girdes), executions technologies, with their relevant problems; methods to control the integrity of the piles.

1. GENERALITA'

L'impiego dei pali nei manufatti posti in zone lacuali o marine rappresenta uno degli aspetti più antichi dell'attività dell'uomo nel campo delle fondazioni. I resti delle antiche opere di fondazione sono oggi generalmente scomparsi lungo le coste ove i porti dell'epoca sono stati progressivamente interrati (Ostia, Alessandria d'Egitto, Frejus) od addirittura sommersi (Pozzuoli); rimangono invece tracce documentate delle opere fondali nel caso delle costruzioni eseguite in acque interne (quali le palafitte nelle terremare).

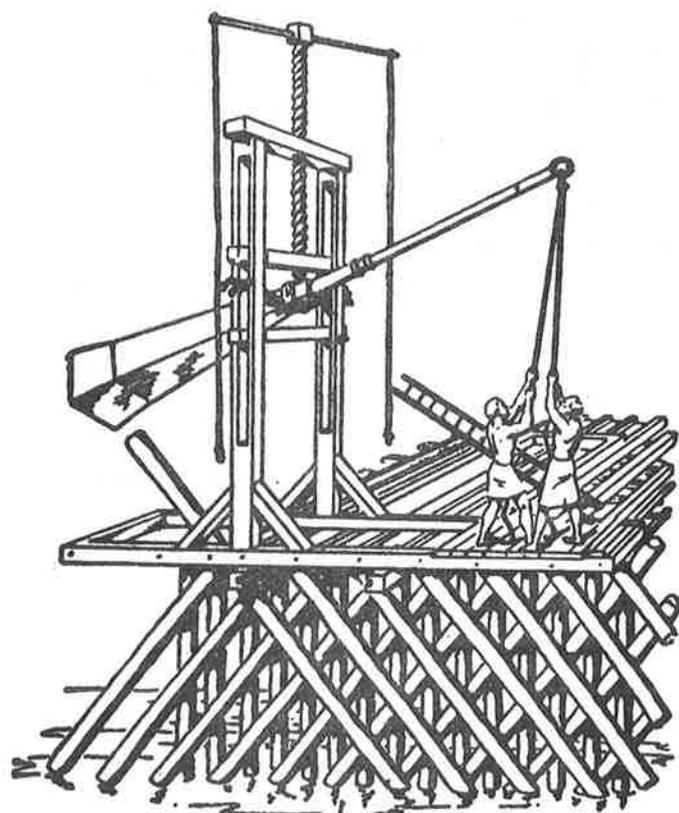
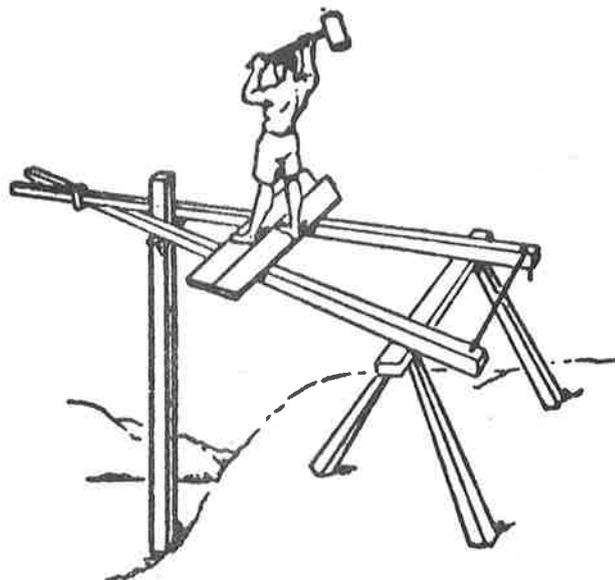
I problemi affrontati e risolti dal punto di vista fondale per eseguire dette opere, sono analoghi, pur nella differenza di dimensioni e di materiali utilizzati a quelli che si incontrano nella tecnologia attuale, e consistono nella trasmissione dei carichi della costruzione sino agli strati portanti del terreno, in modo diretto ed indiretto.

La possibilità oggi di impiegare su larga scala il calcestruzzo, materiale sagomabile secondo le proprie necessità e praticamente insensibile, se correttamente progettato ed eseguito, all'attacco degli elementi meteomarini, permette di risolvere, in modo più economico di una struttura in acciaio o legno, molti dei problemi connessi colle opere marittime ivi compresi quelli fondali.

Nel caso delle opere marittime, analogamente alla terraferma, possiamo distinguere due tipi di fondazioni: dirette ed indirette. Queste ultime, cui si riferisce la presente memoria, possono essere suddivise schematicamente in:

- pali di tipo trivellato,
- pali di tipo infisso.

Negli ultimi venti anni il campo di impiego dei pali di grande dia-



Infissione con antichi battipalo

metro si è rapidamente esteso, dati i notevoli vantaggi connessi, dalla terraferma alle opere marittime quali, pontili, opere di ormeggio e d'accosto, bacini di carenaggio; ad applicazioni particolari quali le piattaforme offshore per lo sfruttamento dei giacimenti petroliferi, i ponti anche di notevole lunghezza su bracci di mare (quali ad esempio quello sul lago di Maracaibo, il ponte-tunnel nella baia di Chesapeake od il ponte di Niteroi a Rio de Janeiro).

Parallelamente sono migliorate le tecniche esecutive, sia in termini di qualità di prodotto che di velocità di lavorazione, per cui si può affermare che il costo del palo in termini relativi è andato via via calando, anche se esso è fortemente variabile da opera ad opera.

I limiti raggiungibili possono essere sintetizzati dai seguenti esempi numerici:

diametro - pali in c.a.	6,00 m	(l = 25,00 m)
- pali in c.a.p.	2,90 m	(l = 30,00 m)
profond. - pali in c.a.	80,00 m	(diametro 1,80 m)
- pali in c.a.p.	60,00 m	(diametro 1,15 m)

La ns. esposizione verrà limitata alle tecnologie esecutive ed ai problemi di carattere costruttivo relativi alle opere con un battente d'acqua sino ai 20 metri (limite che copre la maggior parte delle opere esistenti) ed ai tipi di pali realizzati in cemento armato normale e precompresso, (anche se talune tecniche sono comuni ai pali infissi in acciaio).

Verranno trattati i seguenti argomenti:

- le indagini preventive,
- i fattori ambientali,
- i mezzi ausiliari per l'esecuzione dei lavori,
- le metodologie esecutive relative ai pali di tipo infisso e di tipo trivellato.

2. INDAGINI PREVENTIVE

Le indagini preventive, geologiche e meteomarine, necessarie per la acquisizione di tutti i dati relativi alla progettazione ed alla costruzione, sono essenziali e determinanti per la definizione non solo del tipo e delle dimensioni delle opere fondali ma anche per ciò che riguarda la futura tecnologia esecutiva.

Mentre infatti le strutture in elevazione possono essere univocamente definite sulla base dei dati di progetto, per le strutture fondali, data la tipologia delle opere, ciò può avvenire solo una volta note le caratteristiche dell'ambiente e dei terreni.

Le indagini geognostiche vengono eseguite con i criteri normalmente utilizzati per le opere in terraferma, debbono estendersi ad una profondità

tà pari almeno ad 1,5 volte la profondità prevista per i pali di fondazioni ed essere ubicate in corrispondenza della posizione effettiva delle opere. E' opportuno osservare che qualunque variazione di progetto conseguente alle cosiddette sorprese di carattere geologico, comporta oneri notevoli in termini di "stand by" dei mezzi del cantiere nonchè in qualche caso, data l'estrema specializzazione delle attrezzature impiegate, dei costi di reimpianto non indifferenti, ed è origine di claims e discussioni.

Le notizie sulle condizioni ambientali, (vento, altezza d'onda, pioggia) debbono essere desunte da stazioni di rilevamento poste il più vicino possibile alle località dove si effettuano i lavori e possibilmente su più anni.

3. FATTORI AMBIENTALI

I fattori ambientali costituiscono, insieme colle indagini geognostiche, elementi essenziali nella logistica del lavoro. Infatti mentre in terraferma le incertezze ed i conseguenti rischi sulle operazioni base sono molto limitati, nel caso dell'opera marittima (che spesso è un esempio unico) le difficoltà derivanti da alcuni fattori non possono venire che estrapolate da esperienze avute in condizioni, che si ipotizzano analoghe a quelle attuali. In tabella 1 vengono schematizzati alcuni dei problemi inerenti i fattori ambientali .

Problemi semplicissimi in acque protette (ad esempio il trasferimento del personale) possono divenire estremamente difficili in acque esposte ed addirittura non superabili con mezzi ordinari in presenza di onde superiori al metro. Le lavorazioni subacquee con sommozzatori o palombari (ad esempio il taglio delle teste dei pali) sono fortemente condizionate dalla visibilità sottomarina e dalle correnti.

L'uso di piattaforme autosollevantesi, vantaggiosissimo in condizioni di mare non favorevoli, può essere inibito dalla presenza di fondali fangosi, non in grado di sostenere il peso delle strutture.

I fattori ambientali possono essere vincolanti per le scelte esecutive, condizioni meteomarine particolari quali ad esempio quelle del Mare del Nord, possono infatti portare a scegliere determinati tipi di soluzioni, che pur più costose in termini assoluti, siano le uniche compatibili con i programmi di costruzione.

4. MEZZI AUSILIARI

4.1 Generalità

Normalmente per il sostegno e le movimentazioni delle attrezzature di trivellazione o di infissione dei pali si utilizzano:

- a) pontoni flottanti

TABELLA 1

Fattori	Aspetti
- Movimento dell'acqua	- Moto ondoso (altezza, lunghezza, periodo) - Correnti - Vortici - Maree
- Profondità	- Pressione idrostatica - Visibilità
- Percentuale di solidi in sospensione	- Visibilità - Contaminazione
- Condizioni metereologiche	- Vento - Clima - Temperatura - Umidità relativa (nebbia)
- Fondale	- Sabbia - Fango - Roccia - Presenza di canjon marini derivanti da paleo incisioni

- b) piattaforme, flottanti in fasi di spostamento, dotate di zampe mobili che ne permettono il sollevamento una volta posizionate;
- c) piattaforme fisse (che possono costituire il nucleo delle successive opere, tipo i templates), messe in opera con bigli o rimorchiatori;
- d) carroponti autovariantisi da opere fisse in avanzamento;
- e) gru di portata eccezionale operanti da opere fisse in avanzamento.

I costi economici sono generalmente crescenti secondo a) b) c) d) il termine e) è normalmente il più economico ove realizzabile.

In lavori di dimensioni medie o in località logisticamente difficili le spese di impianto e quindi il tipo di mezzi reperibili sul posto sono elementi determinanti in fase di progettazione per la scelta del futuro sistema costruttivo dei pali di fondazione nonchè entro certi limiti della pianta della fondazione.

Nella valutazione del tipo e numero dei mezzi ausiliari necessari bisogna considerare anche la necessità di un costante afflusso dei materiali da porre in opera, essenziale per il regolare svolgimento del programma di costruzione soprattutto nel caso dei pali trivellati gettati in opera.

In tabella 2 vengono riportati a confronto, per i vari tipi di mezzi ausiliari, i principali vantaggi e svantaggi derivanti dalla loro utilizzazione.

4.2 Pontoni flottanti

I pontoni rappresentano generalmente il metodo più economico e semplice per realizzare i pali in zone marittime protette.

La scelta della stazza del pontone e delle modalità esecutive del palo sono funzione del moto ondoso (altezza d'onda e lunghezza d'onda).

Le dimensioni e la forma del pontone (se realizzato in più elementi componibili) sono estremamente variabili e dipendono dal tipo di attrezzatura previsto per la realizzazione dei pali nonchè dalla disposizione degli stessi.

E' necessario, per questioni di stabilità, utilizzare pontoni di dimensioni molto più grandi di quelli che si possono prevedere in base al calcolo dei pesi statici delle attrezzature. Particolare cura dovrà essere data ai dispositivi di ancoraggio in quanto il posizionamento del pontone e la sua successiva movimentazione sono ad essi strettamente legati. (foto 1)

Nel caso si operi in zone molto protette sono stati studiati (derivandole dalle apparecchiature di dragaggio) delle zampe mobili che stabilizzano il pontone e permettono con dei dispositivi idraulici di eseguire con la massima precisione spostamenti limitati (entro i 10+15 m).

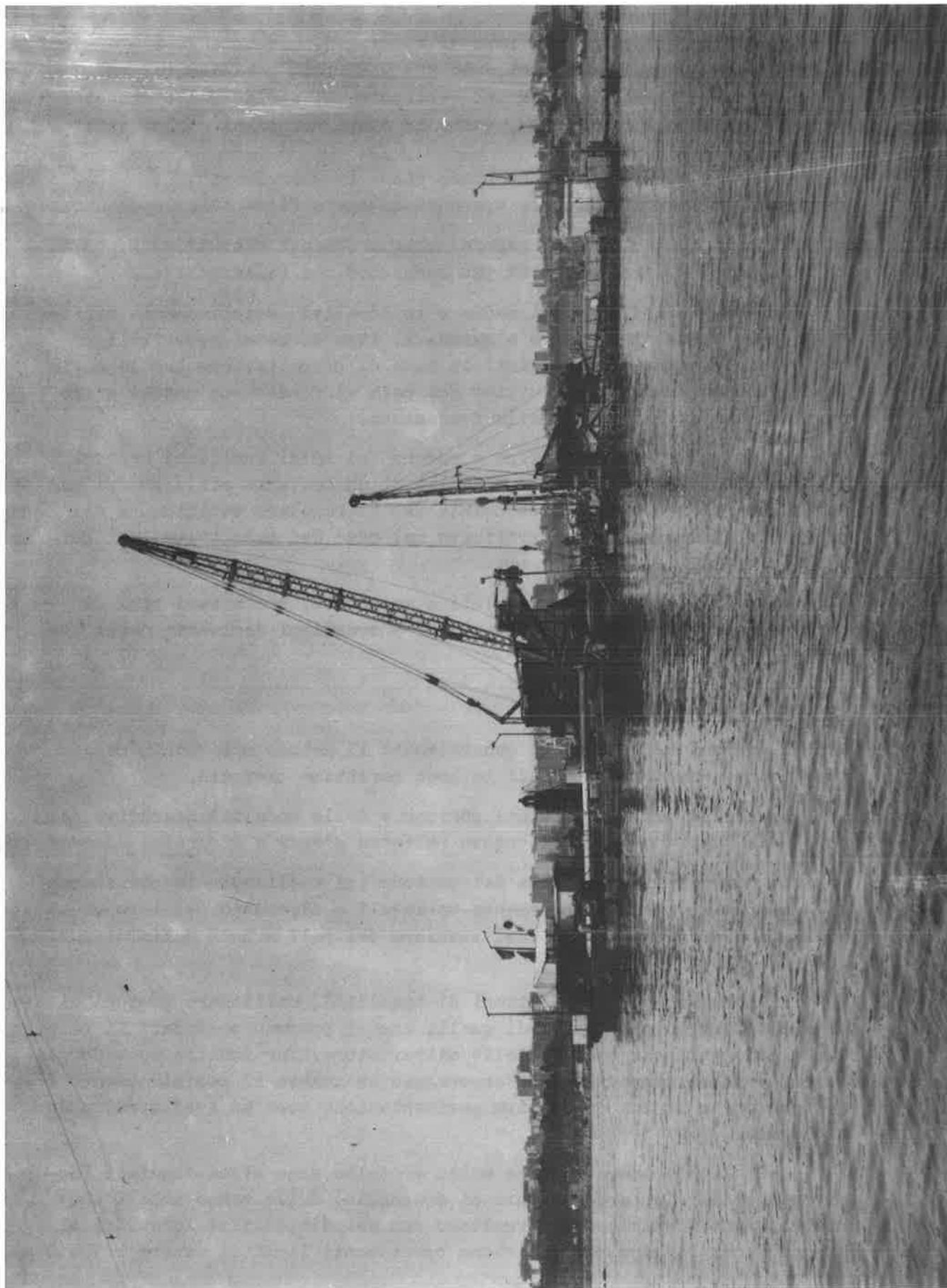


Foto 1 - Pontone flottante (perforazione a rotazione)

TABELLA 2 - Parte A

TIPO DI ATTREZZATURA	
- Piattaforme fisse poste in opera e mezzo di Derrick (pali di piccolo diametro per ancoraggio)	
VANTAGGI	SVANTAGGI
<ul style="list-style-type: none">- Costo limitato di esercizio- Posizionamento accurato- Insensibilità al modo ondoso- Personale non specializzato	<ul style="list-style-type: none">- Costo medio di impianto- Necessità di un mezzo di servizio- Non adeguatezza a schemi elaborati- Dimensioni limitate dell'attrezzatura di perforazione e conseguente limitazione del diametro dei pali- Applicazioni a casi particolari
TIPO DI ATTREZZATURA	
- Pontoni autosollevanti	
VANTAGGI	SVANTAGGI
<ul style="list-style-type: none">- Insensibilità al modo ondoso- Possibilità di operare anche in avverse condizioni atmosferiche- Possibilità di operare a largo ed in zone esposte- Versatilità di impiego- Possibilità di attuare un programma esecutivo indipendente dalle condizioni del mare- Dimensionamento legato solo agli esponenti di carico statico	<ul style="list-style-type: none">- Costo elevato di impianto- Costo elevato di esercizio- Necessità di un mezzo ausiliario- Necessità di svincolare tutte le operazioni dalla superficie del mare- Necessità di disporre di personale specializzato per tutte le manovre (tali costi sono funzione crescente delle dimensioni della piattaforma)

TABELLA 2 - Parte B

TIPO DI ATTREZZATURA	
<ul style="list-style-type: none">- Carroponti autovaranti da opere preesistenti- Gru di portata eccezionale	
VANTAGGI	SVANTAGGI
<ul style="list-style-type: none">- Costo limitato di esercizio- Posizionamento accurato- Insensibilità al modo ondoso- Insensibilità agli agenti atmosferici- Possibilità di collegamenti continui con la terra ferma- Buone possibilità di trasporto con costi modesti	<ul style="list-style-type: none">- Alti costi di impianto- Distanza di sbalzo limitata (sino 20 m)- Inadeguatezza a schemi elaborati di progetto- Vincolo ad un solo tipo di tecnologia esecutiva ed a particolari tipi di terreno- Limitazione nelle dimensioni del palo- Personale specializzato nella manovra- Necessità di partire da punti fissi- Tempi esecutivi di scavo e costruzione dell'opera nel suo complesso strettamente legati- Impossibilità di aumentare il numero di attrezzature di perforazione
TIPO DI ATTREZZATURA	
<ul style="list-style-type: none">- Pontoni flottanti	
VANTAGGI	SVANTAGGI
<ul style="list-style-type: none">- Costo limitato di esercizio- Costo limitato di impianto- Numero di attrezzature impiegabili proporzionato alle dimensioni dell'opera- Possibilità di adeguamento della tecnologia esecutiva ad eventuali sorprese di carattere geologico- Facilità di spostamento- Indipendenza dalle caratteristiche del fondale- Possibilità di impiego economico anche per un numero limitato di pali- Personale non specializzato per la conduzione	<ul style="list-style-type: none">- Necessità di un mezzo ausiliario per gli spostamenti- Sensibilità al modo ondoso ed agli agenti atmosferici- Non perfetto posizionamento del mezzo in relazione alla elasticità degli ancoraggi- Costo elevato di trasferimento- Necessità di un posto per il ricovero in caso di avverse condizioni atmosferiche- Dimensionamento legato agli esponenti di carico dinamico

4.3 Piattaforme flottanti autosollevanti

L'uso di dette piattaforme, derivanti dalle perforazioni petrolifere off shore, si è rapidamente esteso nel campo della costruzione delle opere marittime per i notevoli vantaggi che esse offrono anche se i relativi costi di impianto e di esercizio sono molto elevati.

Forma e dimensioni sono notevolmente variabili e le maggiori possono operare in acque profonde sino a 60 m, montare gru sino a 150 ton di portata ed alloggiare sino a 50 persone. (foto 2 - fig. 3)

Le piattaforme autosollevanti, anche in funzione delle loro dimensioni, generalmente non sono influenzate nel loro utilizzo, una volta piazzate, dalle condizioni metereologiche e dal moto ondoso e costituiscono una base stabile per la realizzazione dei pali. E' da considerare comunque che il moto ondoso influenza le operazioni di spostamento in quanto il sollevamento non è più eseguibile con onde di altezza superiore a 2.5 m.

L'utilizzazione è vincolata dalle caratteristiche geotecniche del fondale marino nella zona dei lavori, in quanto, su di esso viene trasferito il peso dell'intera isola.

Recentemente sono state realizzate delle piattaforme composte da pontoni camionabili modulari componibili. Tali piattaforme, pur limitate nell'altezza delle zampe mobili (15 m) e nelle capacità di carico (150 t) sono tuttavia in grado di sostenere una normale attrezzatura di trivellazione per pali di grande diametro (costituita da un escavatore, del peso di 50 t, ed attrezzature di scavo e rivestimento del foro, del peso di circa 60 t,) e risultano di costo inferiore rispetto ad una piattaforma tradizionale (circa 600 milioni).

Un ulteriore sviluppo nel campo delle piattaforme autosollevanti si è avuto con l'introduzione di una piattaforma semovente consistente in due piattaforme scorrevoli una sull'altra in fase di spostamento, sopportate da 4 gambe del diametro di circa 90 cm con basi circolari di m 1.50 di diametro. Tale piattaforma può portare carichi sino a 100 ton è equipaggiata con una gru da 65 ton e opera con battenti d'acqua da 1 m sino ad un massimo di 8 m ed è specialmente adatta a lavori lungo spiagge con forti maree. (foto 4)

4.4 Piattaforme fisse

Dette piattaforme vengono costruite in corrispondenza di ogni fondazione in modo da realizzare il piano di lavoro delle macchine di perforazione al di sopra del massimo livello raggiunto dalle acque, sono state utilizzate in condizioni ambientali particolari, come presenza di marea con escursioni notevoli e contemporanea periodica inversione della corrente. In qualche caso sono costruite con gli elementi che costituiranno la struttura finale.

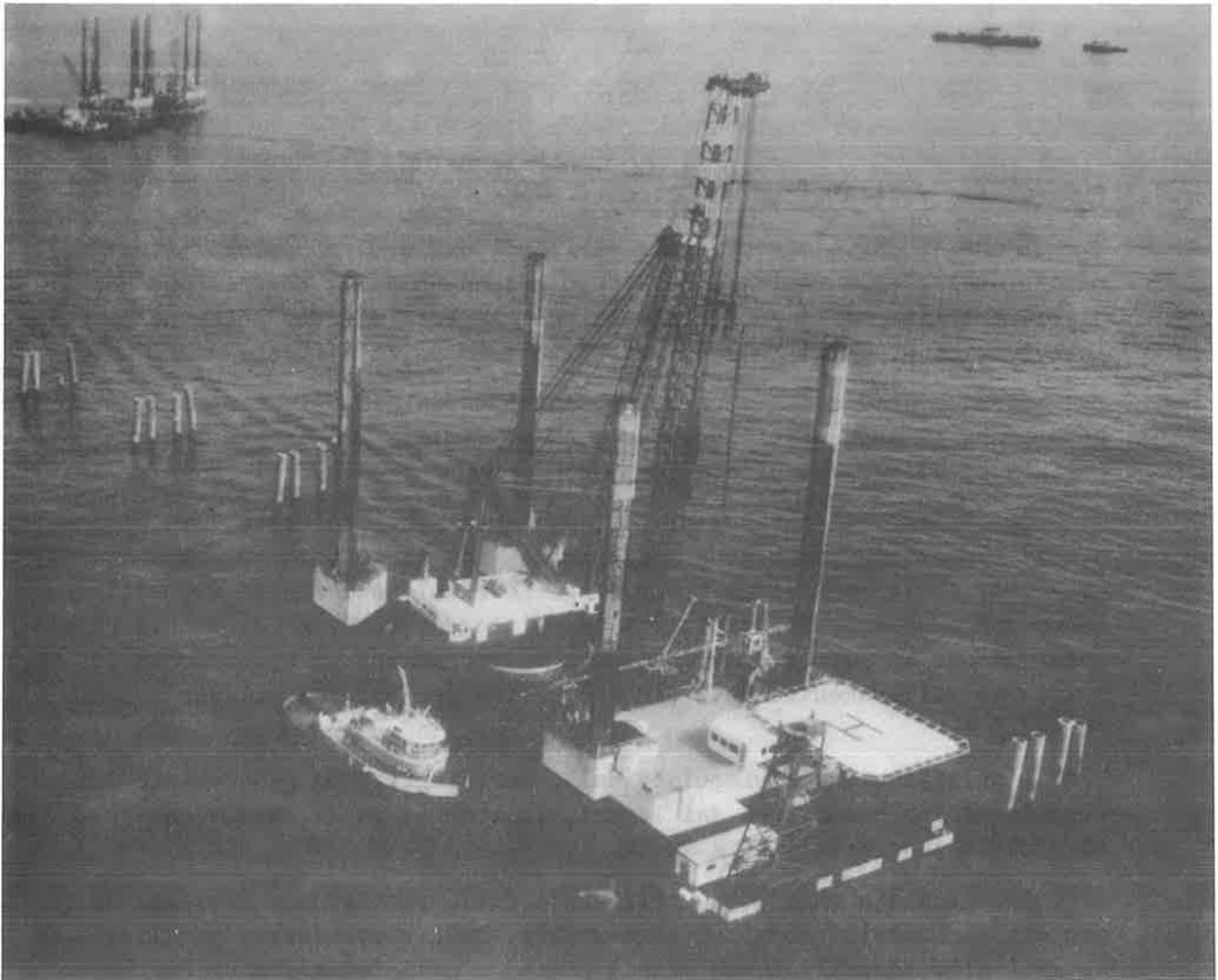


Foto 2 - Piattaforma flottante autosollevante (pali battuti)

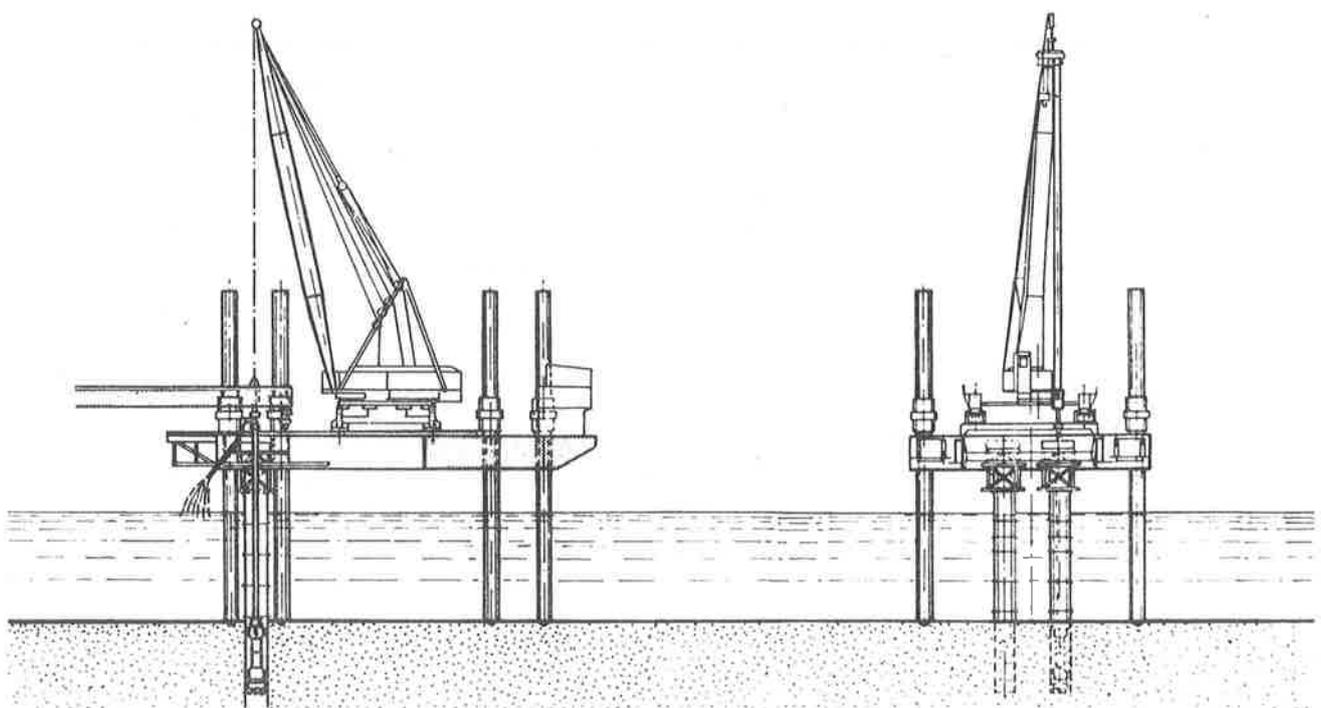


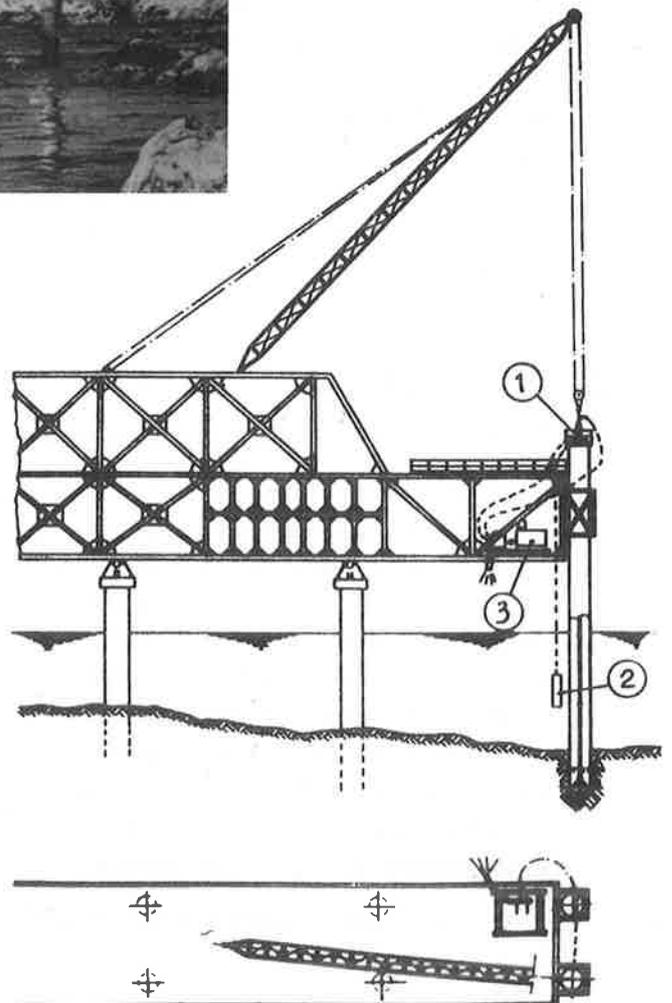
Fig. 3 - Piattaforma flottante autosollevante (pali trivellati a circolazione inversa ed air-lift)



Foto 4 - Piattaforma semovente per lavori su battigia

Fig. 5 - Carroponte autovarante (la lavorazione avviene a circolazione inversa previa infissione della camicia definitiva

- ① Tavola rotaria
- ② Pompa di mandata
- ③ Attrezzature del vuoto



4.5 Carroponti autovaranti

I carroponti autovaranti costituiscono, come le piattaforme fisse, delle attrezzature molto specializzate adatte alla costruzione di strutture di tipo modulare (pontili, ponti). Essi possono operare l'avanzamento a sbalzo, opportunamente contrappesati, oppure essere dotati di zampe mobili che ne permettono l'avanzamento ed il piazzamento nella nuova posizione. (fig. 5)

Le manovre di avanzamento sono generalmente eseguite, data l'entità degli spostamenti, con l'impiego di funi ed argani elettrici, utilizzando come sostegni gli appoggi già eseguiti. Ciò comporta la necessità di prevedere una palificata nella quale i pali abbiano, già all'atto dell'esecuzione, le caratteristiche di portata finale e pertanto sono particolarmente indicate nel caso dei pali di tipo in fisso.

Il programma esecutivo è inoltre legato alla contemporanea realizzazione delle opere di elevazione ad evitare tempi morti dell'attrezzatura, od alla necessità di costruire impalcati provvisori su cui fare affluire i materiali da porre in opera. Il sistema richiede pertanto l'esteso impiego della prefabbricazione nella costruzione delle opere. I limiti del sistema sono rappresentati dal peso e dallo ingombro delle attrezzature di perforazione, che determinano le dimensioni del carroponte e vincolano la massima distanza a cui possono essere eseguiti gli spostamenti. Esempi di utilizzazione di questo sistema in Italia sono il pontile a Pozzallo in Sicilia, il molo VI a Trieste. Il sistema è indipendente dalle condizioni atmosferiche e del mare e può essere utilizzato in aree particolarmente esposte. Tuttavia il costo di installazione ne limita l'utilizzazione economica a lavori di medie e grandi dimensioni di caratteristiche modulari.

5. PALI DI TIPO INFISSO

5.1 Installazione con magli a percussione

Nel caso di pali infissi in mare le operazioni di infissione non differiscono generalmente da quelle in terraferma se non per il fatto che i carichi unitari sui pali sono generalmente più elevati, le lunghezze dei pali maggiori, il diametro dei pali più grande e quindi sono necessari magli di potenza adeguata per raggiungere le profondità di infissione richieste, per contro tutta la movimentazione è in mare notevolmente più semplificata. Inoltre dovendo i pali resistere ad azioni orizzontali generalmente si prevede l'infissione di un certo numero di pali inclinati di modo da non avere sollecitazioni di flessione sull'opera. Ciò porta alla necessità di realizzare torri orientabili.

Nel caso l'infissione venga eseguita da piattaforma fissa o

procedendo dalle opere già costruite, le difficoltà sono quelle usuali per un lavoro in terraferma.

L'infissione del palo è eseguita per quanto possibile in un solo elemento della lunghezza finale prevista per evitare i tempi morti dovuti alle operazioni di collegamento e le perduranti difficoltà tecnologiche di tali collegamenti.

La lunghezza del palo è generalmente determinata con i metodi statici, analizzando le caratteristiche geotecniche del suolo ricavate dalle indagini geognostiche preventive, anche se l'impiego del palo infisso permette una verifica quantitativa della portata del palo in funzione del rifiuto raggiunto.

Lo spessore del palo, nel caso di pali in acciaio o l'armatura della camicia in c.a. o c.a.p. nel caso di pali in calcestruzzo, sono generalmente variabili alle varie altezze, secondo sollecitazioni impresse dai carichi di progetto. Le sollecitazioni massime si hanno generalmente, in funzione delle caratteristiche geotecniche del terreno, in una zona, che si estende da una breve distanza al di sotto del fondo marino sino ad una profondità tra i 12 m ed i 20 m al di sotto del fondo marino. Ne consegue che qualora l'infissione del palo non raggiunga la profondità richiesta, oltre alla eventuale inferiore portanza assiale, si verifica che la zona con spessore od armatura maggiorata non è più posta nella posizione prevista ed il palo può essere sovrasollecitato dagli sforzi orizzontali. Difficoltà di questo genere sono estremamente onerose in quanto comportano soluzioni alternative quali: scavo ed infissione all'interno del palo di un palo coassiale, pali aggiuntivi ecc., non sempre eseguibili senza aggravii di costo o lunghe verifiche.

Il metodo maggiormente utilizzato per studiare il comportamento dinamico di un sistema maglio-palo-suolo è l'equazione dell'onda d'urto utilizzando un calcolatore digitale. Il modello del palo e del maglio sono rappresentati da una serie di masse concentrate, collegate da molle senza peso. Correlazioni tra le prove in situ ed i parametri studiati indicano che la resistenza dovuta all'attrito laterale del palo può essere rappresentata da una serie di molle laterali smorzate, mentre la resistenza alla punta è rappresentata da una molla singola e da uno smorzatore. L'equazione dell'onda d'urto permette di avere un metodo per prevedere le sollecitazioni di infissione applicate al palo e valutare da una parte l'effettiva possibilità di infissione del sistema maglio-palo in funzione delle caratteristiche geotecniche del terreno e dall'altra le sollecitazioni di trazione subite dal palo e conseguentemente determinare nel caso di pali in c.a. o c.a.p. le caratteristiche delle armature. Inoltre gli accessori del maglio come cuscini e testate possono venir scelti tramite l'equazione dell'onda d'urto in modo da ottimizzare il trasferimento di energia. I risultati della analisi dell'equazione dell'onda d'urto vengono riportati nella forma di una curva che dà il numero di colpi necessari per unità di penetrazione in funzione della resistenza del terreno e quindi della capacità portante

a rottura del palo.

La resistenza all'infissione in argille normalmente consolidate o in argille sensitive sovraconsolidate è generalmente inferiore alla capacità statica a causa della temporanea perdita di adesione lungo le pareti del palo, in seguito al rimaneggiamento del terreno durante la infissione. La soluzione con la equazione dell'onda d'urto comporterebbe l'assoluto rifiuto alla ulteriore infissione. In pratica il rifiuto viene considerato raggiunto, quanto l'operazione di battitura per ottenere una ulteriore penetrazione avviene non economica. Si considera generalmente raggiunto il rifiuto quando 12 colpi di maglio non permettono una penetrazione maggiore di 1 cm (30 colpi/pollice).

Il metodo più semplice ed economico per la messa in opera di pali è mediante la sola battitura senza utilizzare alcun procedimento ausiliario, che faciliti l'infissione del palo. Tuttavia non sempre è possibile infiggere il palo sino alla profondità ipotizzata anche nel caso di utilizzazione di quanto di meglio si possa avere nel campo dell'equipaggiamento e del materiale impiegato. Sulla base dei dati geotecnici acquisiti in base ai sondaggi è comunque possibile, dall'analisi dell'equazione dell'onda elastica e da esperienze precedenti, pianificare l'impiego di procedimenti supplementari prima dell'inizio delle lavorazioni. La maggior parte delle difficoltà si incontrano nel caso di argille molto coesive ($C_u \geq 4 \text{ Kg/cm}^2$) o sabbie molto dense.

I procedimenti suppletivi possono riassumersi in tre categorie distinte:

- 1) perforazione per rimuovere il tappo di materiali all'interno del palo o loro asportazione mediante lavaggio ("jetting"). Le due operazioni sono anche abbinabili e possono essere, con opportuni accorgimenti progettuali, eseguite contemporaneamente alla battitura del palo o del cassone;
- 2) perforazione di un foro pilota di minor diametro al di sotto della punta del palo;
- 3) infissione di un palo di diametro inferiore all'interno del palo inizialmente infisso;
- 4) perforazione del foro sino ad una determinata quota, nel caso di presenza di strati consistenti che impedissero l'infissione o potessero danneggiare il palo e successiva infissione del palo.

Il lavaggio (wash boring) o la perforazione per la rimozione del tappo di terreno, ove si conseguano i risultati desiderati, è il più vantaggioso dei tre sistemi. Il procedimento ha la massima efficacia in situazioni nelle quali la resistenza alla punta è relativamente grande rispetto alla resistenza totale. Ne consegue che l'applicazione ottimale del procedimento si attua in terreni sabbiosi, mentre in terreni argillosi il metodo dà dei vantaggi trascurabili. In sabbia il palo deve successivamente essere gettato nella parte terminale per una lunghezza sufficiente a ricostruire la resistenza alla punta del palo. Si tratta di fatto di un metodo analogo a quello seguito nella costruzione di un cassone autoaffondante.

La perforazione di un foro pilota di minor diametro al di sotto della punta, oltre a facilitare la penetrazione della punta stessa, permette di ridurre gli attriti palo-terreno per la lunghezza del foro pilota durante la successiva fase di infissione. La perforazione deve essere per quanto possibile controllata di modo da evitare effetti di riduzione sulla portata finale del palo. I migliori risultati si hanno eseguendo lo scavo a circolazione diretta od inversa con aste rigide e dotate di centratori e utilizzando fanghi di bentonite, come elemento stabilizzante del foro, il che evita anche pericolosi fenomeni di rifluimento. Il diametro del foro pilota non deve superare il 75% del diametro del palo in argilla ed il 50% in sabbia e ciò per impedire un eccessivo allentamento delle pareti.

Nel corso delle operazioni di battitura, il rendimento del maglio deve essere controllato costantemente ed il maglio sottoposto a regolare manutenzione, ciò per ottimizzare i tempi produttivi, ottenere un out put costante di energia e non avere false informazioni sulla capacità portante dei pali, desunte in base al rifiuto dei medesimi.

I battipali impiegati, date le masse in giuoco, sono generalmente diesel, a vapore od idraulici (questi ultimi possono essere utilizzati anche per l'infissione di pali sino al di sotto del livello dell'acqua senza particolari adattamenti). L'energia per colpo può giungere per battipali a vapore a doppio effetto sino a 120.000 kgxm con una potenza della caldaia di 1500 HP (Menk MRBS 8000).

5.2 Installazione con vibratori ad alta frequenza

Nel caso si operi in presenza di terreni a coesione nulla o bassa, quali sabbie e limi, argille soffici, ghiaia, è possibile utilizzare per l'infissione dei pali costituiti da una camicia di c.a. o c.a. pre compresso o di acciaio, vibrator di notevole potenza, sino a 400+500 KW. (foto 6)

Come è noto, un vibratore o maglio vibrante utilizzato per l'infissione di un palo, opera fundamentalmente trasmettendo lungo la direzione longitudinale del palo vibrazioni di determinate frequenze ed ampiezze.

Ciò comporta un fenomeno di liquefazione del terreno nelle immediate adiacenze del palo ed una riduzione dell'attrito e, quindi, una caduta della resistenza alla penetrazione; il palo affonda nel terreno sotto l'effetto del peso del palo stesso e del vibratore nonchè di eventuali sovraccarichi che possono essere dovuti a pesi posti al di sopra delle masse vibranti o pull-down meccanici.

I vibrator della prima generazione, tuttora utilizzati sul mercato, in cui le masse eccentriche che danno origine alla forza alternativa sono mosse da motori elettrici, hanno frequenza ed ampiezze di vibrazione fisse. E' possibile una variazione discontinua della frequenza



Foto 6 - Pali battuti in acciaio, successivamente trivellati e gettati
in calcestruzzo

solo in determinati tipi di macchine e ciò comporta la sospensione delle operazioni di infissione. Tali caratteristiche ne limitano l'applicazione a terreni di frequenza caratteristica costante. I vibratorii della seconda generazione, in cui le masse eccentriche sono mosse da motori idraulici, permettono una variazione continua e costante della frequenza ed ampiezza di vibrazione anche nel corso delle operazioni di infissione ed è quindi possibile applicare il metodo ad una gamma di terreni, in cui la frequenza propria è variabile alle varie quote entro determinati limiti.

La frequenza di vibrazione è generalmente compresa tra i 1200+1600 vibrazioni/minuto nel caso che vengano infisse solo camicie di acciaio mentre scende a valori dell'ordine dei 200+400 vibrazioni/minuto nel caso di pali in c.a. o c.a.p..

L'infissione del palo sino alla quota prevista può essere facilitata o rimuovendo il tappo di materiale all'interno del palo con i metodi impiegati nel caso di pali trivellati (ma ciò a meno di accorgimenti ed attrezzature particolari, comporta una sospensione delle operazioni di infissione) o utilizzando un dispositivo di Jetting posto all'estremità inferiore del palo di modo da diminuire l'effetto di addensamento in corrispondenza della punta (il che può essere eseguito contemporaneamente all'infissione).

Quest'ultimo accorgimento è necessario in particolare nel caso in cui lo spessore della camicia non sia trascurabile rispetto al diametro del palo. I tubi necessari per il jetting in quest'ultimo caso possono essere già previsti all'interno dello spessore della camicia e collegati man mano che i vari elementi vengono approfonditi.

I vibratorii sono macchine robuste di grande affidabilità, che comunque devono essere sottoposte a regolare manutenzione ed affidate a personale specializzato. La possibilità di controllare costantemente la potenza assorbita, permette di avere una indicazione della resistenza del terreno alle varie profondità.

Una ulteriore evoluzione del vibratore è costituita dagli Impact Hammers, vibratorii modificati che trasmettono ai pali solo sollecitazioni di compressione e che quindi possono operare ad una frequenza superiore.

Anche nel caso di infissioni con vibratorii ad alta frequenza è possibile stabilire una relazione tra la potenza assorbita dal vibratore durante l'infissione e la portata finale del palo, analogamente al caso dei pali infissi con magli tradizionali.

6. PALI TRIVELLATI

6.1 Generalità

L'impiego dei pali di tipo trivellato si è andato via via estenden

do in considerazione del fatto che le attrezzature necessarie per l'esecuzione del lavoro sono di dimensioni molto più modeste rispetto a quelle necessarie per l'infissione di pali battuti delle stesse caratteristiche (diametro e portata).

Il palo di tipo trivellato possiede rispetto al palo battuto tutti i vantaggi comuni anche alle opere in terraferma come possibilità di giungere alla quota di progetto anche in presenza di formazioni consistenti non superabili con i pali infissi, minori pesi unitari nel corso della costruzione, analisi diretta del terreno di fondazione, etc..

Detto tipo di palo permette inoltre una maggiore flessibilità nella progettazione rispetto al corrispondente palo battuto in c.a.; si possono infatti variare le caratteristiche costruttive dei pali (diametro e lunghezza), in presenza di situazioni geologiche impreviste, con notevole rapidità senza aumenti dei costi di installazione e quindi nel caso di lavori di piccole dimensioni l'incidenza delle indagini preliminari può essere inferiore.

Rispetto ai pali di tipo prefabbricato infisso occorre tuttavia un "controllo di qualità" molto più accurato soprattutto durante le operazioni di getto.

Altra caratteristica, per altro poco impiegata in Italia, è la possibilità di avere a parità di diametro una maggiore portata scampanando la base del palo.

Qualora la perforazione venga effettuata da piattaforma fissa o poggiando su opere già eseguite, non vi sono difficoltà particolari rispetto a quanto si verifica operando in terraferma. Utilizzando pontoni flottanti, le caratteristiche dei pontoni sono determinate dalla stabilità necessaria per l'esecuzione delle lavorazioni che varia in funzione del tipo di attrezzatura prescelta. La differenza di ingombri e di pesi tra una attrezzatura a rotazione a circolazione inversa ed una a rotazione con fango statico di bentonite può essere da 1 a 4.

Ragioni di costo oltre che di portata orientano oggi la progettazione generalmente verso i pali di grande diametro; infatti determinate operazioni quali: spostamenti da opera ad opera, piazzamenti su ogni singolo palo e quota parte delle operazioni di getto sono indipendenti dal diametro prescelto. Convien quindi aumentare tale parametro, riducendo per contro il numero dei pali.

6.2 Modalità esecutive (Fig. 7)

6.2.1 Infissione dell'avampozzo

Un tubo di rivestimento, provvisorio o definitivo, viene posto in opera attraverso il battente d'acqua prima di poter procedere alle operazioni di perforazione. Il tubo viene approfondito

per una certa lunghezza, funzione delle caratteristiche del terreno al di sotto del fondo marino, onde garantire un incastro al piede tale da resistere all'effetto del moto ondoso e delle correnti. Poichè le operazioni di posizionamento sul palo sono generalmente lunghe e complicate, è preferibile approfondire maggiormente il tubo soprattutto in caso di tubi definitivi, piuttosto che rischiare il suo abbattimento in caso di avverse condizioni metereologiche o del mare.

Lo spessore del tubo di rivestimento deve essere valutato in considerazione della spinta idrostatica (ove si preveda l'eventuale svuotamento del palo) ed in funzione della pressione esterna del terreno (ove si operi in zone con presenza di sedimenti recenti privi o a bassa coesione).

E' opportuno inoltre prevedere, che all'atto della infissione il tubo di rivestimento, possa non essere perfettamente circolare. Ciò comporta una minore resistenza allo schiacciamento del tubo, che pertanto è opportuno sia sovradimensionato e verificato come spessore non solo in relazione alle spinte interne del calcestruzzo, ma anche rispetto alle sollecitazioni che avvengono nel corso delle lavorazioni che generalmente sono molto più gravose e che possono essere costituite, nel caso di pali eseguiti a rotazione con il secchione, dalle sottopressioni causate da quest'ultimo durante la risalita. Gli spessori del tubo di rivestimento generalmente sono dell'ordine del centimetro ed in alcuni casi se ne tiene conto agli effetti della resistenza del palo.

L'infissione del tubo avviene con i metodi già ricordati per i pali infissi quali magli vibranti, magli diesel oppure con tubatrici mosse da martinetti idraulici. (fig. 8 - foto 9)

Mentre nel primo caso l'operazione di infissione della camicia non comporta che sollecitazioni verticali e quindi nella scelta dei mezzi ausiliari se ne tiene conto solo con un aumento degli esponenti di carico, la utilizzazione delle tubatrici è invece legata alla possibilità di applicare un momento torcente alternativo al tubo di rivestimento e pertanto la piena efficienza del sistema è legata alla disponibilità di piattaforme fisse o su zampe mobili.

Nel caso di utilizzazione di pontoni flottanti si dovrà considerare che l'elasticità degli ancoraggi riduce notevolmente il rendimento di questo tipo di macchina e l'infissione della colonna avverrà soprattutto attraverso la spinta esercitata dei martinetti verticali.

I tubi provvisionali, generalmente impiegati, ove non sia possibile l'utilizzazione di un avampozzo in un unico elemento, sono composti da elementi modulari collegati con giunti rapidi.

Nel caso che si utilizzino tubi di rivestimento definitivo in cemento armato, infissi mediante morsa idraulica, la tubatrice deve essere realizzata in modo da trasmettere al tubo una sollecitazione uni-

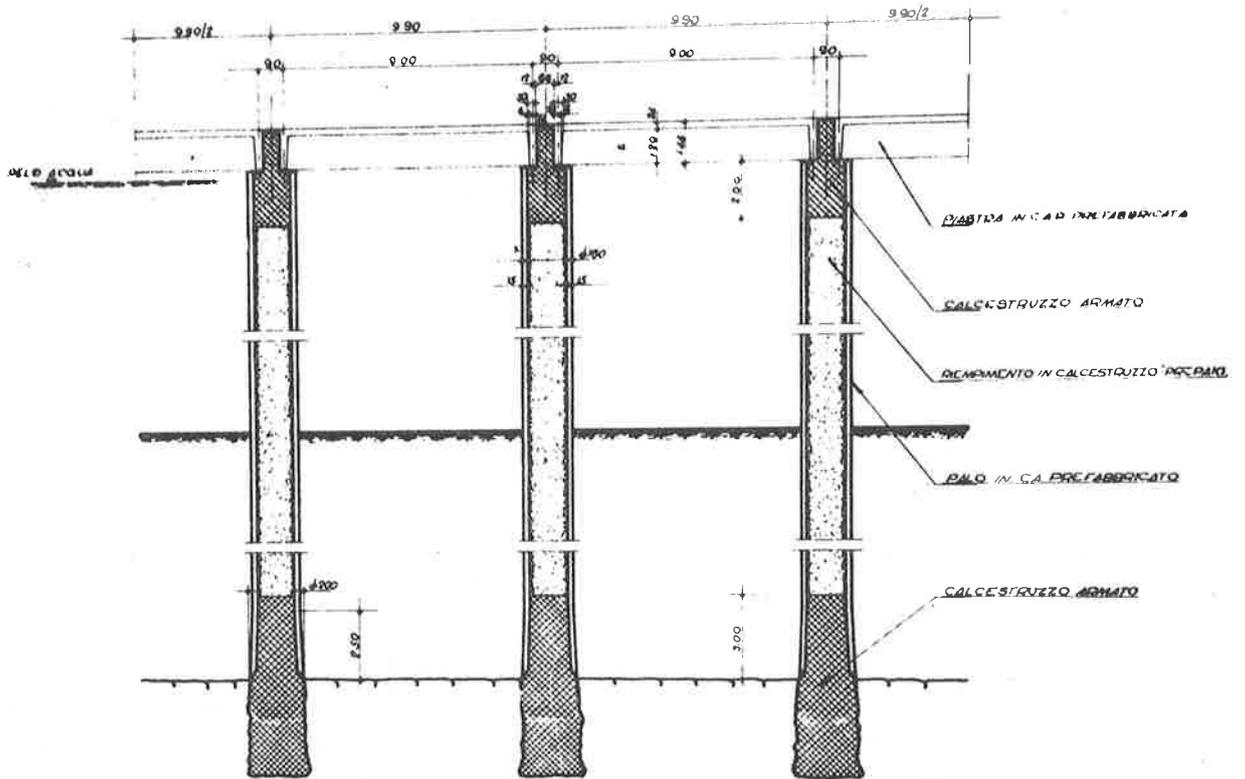


Fig. 8 - Pali di tipo trivellato con camicia in c.a. (Molo VI Trieste)
I pali vengono eseguiti con la tecnologia della Fig. 5

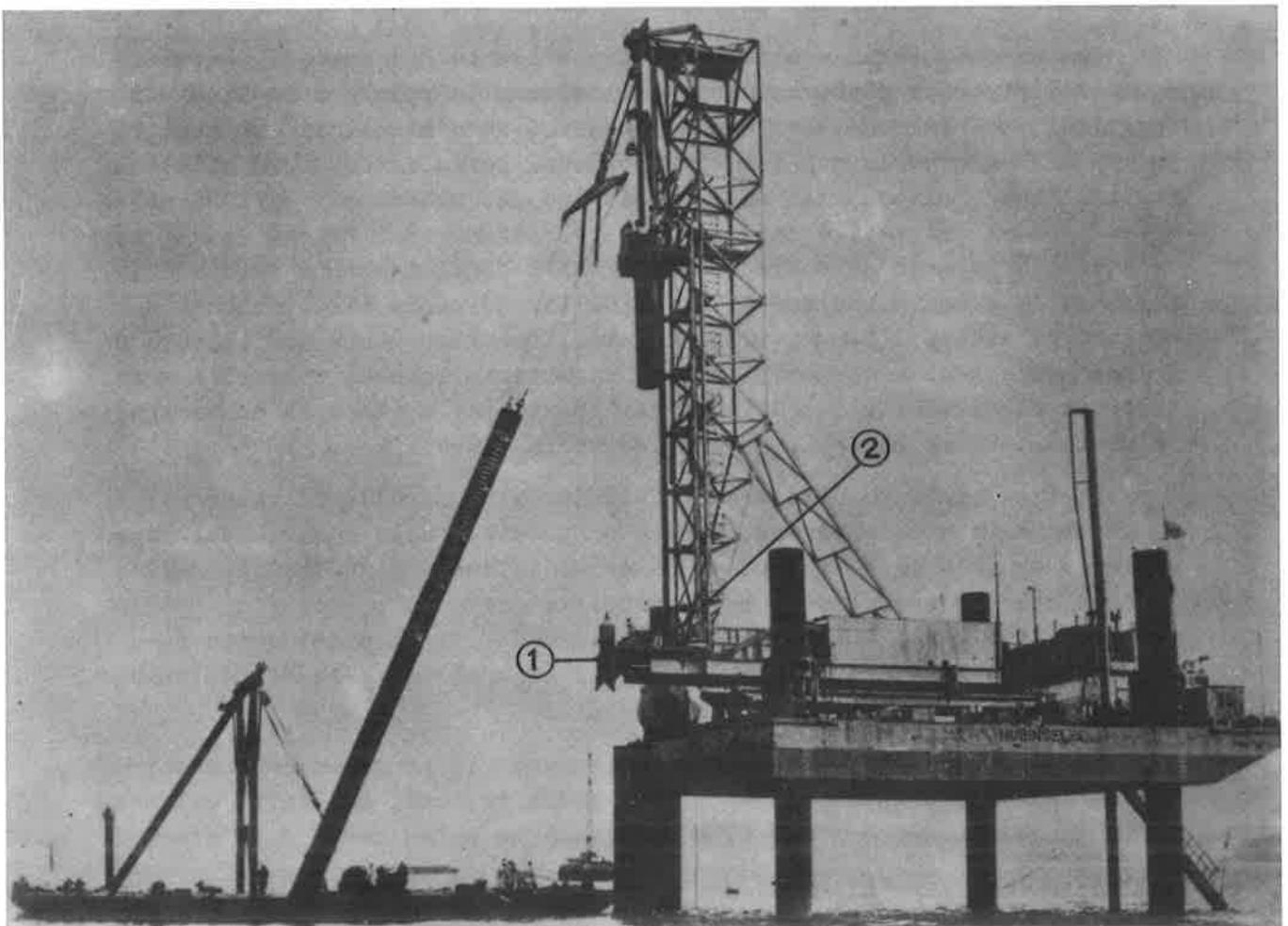


Fig. 9 - Sollevamento della camicia in acciaio. La perforazione viene successivamente eseguita con la benna ① ed una morsa oscillante ②

forme di compressione sul mantello. A questo scopo invece di utilizzare il sistema tradizionale sfruttante il principio del freno a ceppi o del freno a nastro, che provoca sollecitazioni concentrate anche di trazione sulla camicia, sono state realizzate tubatrici in cui il serraggio è eseguito attraverso una serie di martinetti posti radialmente.

6.2.2 Perforazione del palo

Una volta posto in opera l'avampozzo, la perforazione del palo può avvenire prevedendone o meno il rivestimento in corso di scavo. Nel caso di rivestimento del foro l'infissione del tubo può precedere o seguire lo scavo. Il primo caso è possibile solo nel caso si sia in grado di esercitare sulla colonna la spinta verticale necessaria per vincere gli attriti laterali e la resistenza alla punta del tubo stesso (ciò è generalmente possibile solo se si dispone di un'isola artificiale su zampe mobili); una certa riduzione dell'attrito laterale si può ottenere creando un film di fango di bentonite all'esterno della colonna. L'avanzamento dello scavo all'interno della colonna di manovra permette di conoscere esattamente la stratigrafia del terreno ed impedisce aumenti di volume del palo. Nel secondo caso è necessario un maggior controllo della quantità di materiale, che viene estratto, per evitare il crearsi di cavità all'esterno della colonna, che possono provocare complicazioni durante le operazioni di getto sia in seguito a contaminazione del calcestruzzo sia nel caso di rifiuto di ricupero della tubazione di manovra.

Qualora si operi in assenza di rivestimento del foro il sostentamento delle pareti viene ottenuto utilizzando la spinta idraulica dei fanghi di perforazione, che, ove necessario, sono miscelati con bentonite per migliorarne le qualità tixotropiche. Detta metodologia alla luce degli ultimi miglioramenti rappresenta uno dei metodi più diffusi nella trivellazione dei pali a mare. Le caratteristiche dei fanghi devono essere studiate in modo da resistere oltre alla contaminazione dovuta alla presenza di cemento (comune ai lavori a terra) anche alla presenza di cloruro di sodio. I fanghi vengono quindi opportunamente additivati onde mantenere inalterate nel tempo le caratteristiche di viscosità e filtrazione richieste; gli additivi utilizzati per evitare la contaminazione derivano dalle esperienze dell'industria petrolifera.

Particolare cura deve essere dedicata al controllo costante del fango che deve essere periodicamente riciclato. Dalla qualità del fango dipende non solo la perforazione ma anche la successiva fase di getto. Si deve evitare soprattutto in quest'ultima fase la presenza di sabbia (la percentuale della sabbia in peso prima dell'inizio del getto deve essere inferiore al 3% in caso contrario vi è il pericolo di inclusioni di sabbia nel calcestruzzo a palo eseguito).

La perforazione può avvenire utilizzando il fango in condizioni dinamiche con i seguenti metodi: circolazione inversa, air lift, collocando la tavola rotary o l'eiettore direttamente sulla testa dell'avampozzo.

zo (unico sistema normalmente utilizzato per la perforazione di pali inclinati); in alternativa la perforazione può avvenire lasciando il fango in condizioni statiche ed utilizzando per l'asportazione del materiale delle macchine rotary convenzionali.

Gli utensili di scavo sono analoghi a quelli utilizzati per la costruzione dei pali trivellati in terraferma quali: benne meccaniche monofune o bifune, benne idrauliche guidate da aste rigide, cestelli, trivelle per circolazione inversa. In presenza di formazioni lapidee si possono utilizzare scalpelli a lame, scalpelli a rulli conici, cestelli muniti di taglienti in metalli duri.

6.2.3 Getto del palo

La posa in opera del calcestruzzo avviene normalmente con il sistema del tubo convogliatore (utilizzato per la prima volta in Norvegia all'inizio del secolo); l'approvvigionamento del calcestruzzo avviene entro un limite di 50 metri da terra con l'impiego di pompe per calcestruzzo. Al di là di questa distanza è preferibile l'impiego di betoniere montate su pontoni o al limite di interi impianti di betonaggio flottanti.

In alternativa il getto del palo può essere eseguito con il sistema Prepakt previa posa in opera degli inerti di opportuna granulometria. Tale sistema è descritto in dettaglio in altra memoria presentata dallo scrivente in questo congresso. Il procedimento Prepakt permette di ottenere un aumento delle caratteristiche di portata del palo, dovuto ad una maggiore aderenza del sistema palo-terreno. Esso consente di poter sospendere l'operazione di getto senza pregiudizio per la qualità del calcestruzzo, per contro richiede manodopera altamente specializzata, inerti (sabbia vagliata, ghiaia rotonda con diametro compreso tra i 10 e i 40 mm) selezionati ed ha, di conseguenza, costi più elevati rispetto ad un calcestruzzo tradizionale.

7. METODI DI CONTROLLO DELL'INTEGRITA' DEI PALI

7.1 Azioni del mare sul calcestruzzo

Ogni struttura in cemento armato esposta all'azione del mare può essere completamente disintegrata se non sono prese adeguate misure perchè ciò non avvenga, ciò implica non solo una buona progettazione dell'opera (miscela del calcestruzzo almeno 400 Kg. di cemento tipo 325 per mc. di impasto, copertura dell'acciaio con un adeguato spessore di calcestruzzo impermeabile), ma anche delle specifiche esecutive adeguate e soprattutto una corretta esecuzione di tutte le operazioni di posa in opera delle gabbie e di getto nel caso dei pali trivellati e di una corretta movimentazione ed infissione nel caso dei pali infissi ad evitare la possibilità di microlesioni sul mantello.

Quando la disintegrazione del calcestruzzo avviene, la zona ove si notano i più severi danni, coincide normalmente con la zona del bagnasciuga (splash zone) che è quella maggiormente sollecitata dinamicamente e maggiormente ossigenata (un caso a se è quello del livello del fondo marino ove massima è l'azione abrasiva delle onde).

La disintegrazione del calcestruzzo è dovuta alla presenza di calcestruzzo poroso o fessurato a seguito di cattiva progettazione o di esecuzione difettosa o dall'errato posizionamento della gabbia d'armatura che non ha sufficiente copertura.

Oltre all'attacco chimico dovuto al solfato di magnesio presente nell'acqua di mare, se la miscela è povera e permeabile l'evaporazione dell'acqua di mare nella zona porosa o fessurata è seguita dalla cristallizzazione dei sali; la risultante azione espansiva causa lo spallamento del calcestruzzo e quindi l'esposizione diretta dell'acciaio di armatura alla corrosione dovuta all'acqua ed all'aria. L'acciaio ossidandosi aumenta di volume disintegrando nel suo interno il calcestruzzo ed accelerando il processo sopradescritto.

7.2 Metodi di controllo

Da quanto esposto nel precedente paragrafo consegue che particolare attenzione deve essere posta nel controllo costante di tutte le operazioni inerenti la costruzione del palo (ivi comprese le miscele di calcestruzzo e la precisione geometrica nel posizionamento dell'armatura) in quanto la presenza di un ambiente aggressivo può portare, nel tempo, a collassi delle opere indipendentemente dal buon comportamento della struttura dal punto di vista geotecnico se vi sono difetti di integrità dei pali.

I principali metodi di controllo sono oggi i seguenti:

- carotaggi e prelevamento di campioni di calcestruzzo da sottoporre a schiacciamento (i dati di resistenza sono da utilizzare in senso qualitativo);
- metodi di osservazione con telecamere a circuito chiuso in fori eseguiti a distruzione all'interno del calcestruzzo (onde verificare la presenza di lesioni od inclusioni, controllando nel medesimo tempo la stratigrafia della miscela);
- prove d'acqua;
- metodi acustici con ultrasuoni eseguibili all'esterno dei pali nella parte immersa in acqua ed all'interno nella parte immersa nel terreno;
- metodi sismici;
- metodo di risposta dinamica.

Tali test di integrità non sono sostitutivi delle prove di carico che danno invece un'indicazione dell'interazione terreno struttura. Essi permettono, invece, di effettuare un controllo più generalizzato della qualità del prodotto e sono, nella maggior parte dei casi, affidabili,

poco costosi, danno risultati documentati costanti nel tempo suscettibili di verifica e richiedono tempi esecutivi ridotti.

Alcuni di detti test possono venire inoltre eseguiti subito dopo il getto del calcestruzzo o pochi giorni dopo il getto con evidenti vantaggi nella costanza e continuità del controllo e nella possibilità di introdurre nel corso del lavoro delle correzioni nelle modalità esecutive.

CONCLUSIONI

Data l'importanza assunta dai pali nelle costruzioni marittime riteniamo opportuno ribadire la necessità che le imprese specializzate vengano coinvolte nelle scelte tecniche sin dalla fase progettuale. E' opportuno infatti considerare che i pali di grande diametro (sia infissi che trivellati) vengono eseguiti generalmente con combinazione di varie tecnologie non sempre tutte note, nel dettaglio necessario, a chi è incaricato della progettazione generale di cui le fondazioni rappresentano solo un aspetto e non sempre il principale.

L'impresa specializzata, per le sue stesse caratteristiche, è invece obbligata a seguire l'evoluzione dello "state of art" pena l'esclusione dal mercato da parte della concorrenza più agguerrita ed è pertanto più qualificata a studiare una soluzione in cui la realtà tecnica è subordinata al costo economico.

TITOLO :

PONTILI MARITTIMI IN C.A.P. COSTRUITI IN
AVANZAMENTO

AUTORI :

Prof.Ing.GIORGIO MACCHI

Dott.Ing.GIANLUCA PAPINI

PONTILI MARITTIMI IN C.A.P. COSTRUITI IN AVANZAMENTO

GIORGIO MACCHI

GIANLUCA PAPINI

1) Introduzione

Questa illustrazione di tre diversi pontili marittimi progettati dal nostro Studio intende mostrare l'evoluzione del ruolo della precompressione nei tre progetti, finalizzata ad una successione di miglioramenti delle condizioni di esecuzione in mare che, come ben noto, costituiscono il problema di gran lunga prevalente.

Pontili e piattaforme di attracco del tipo considerato, sono essenzialmente costituiti da pochi elementi strutturali per i quali poche e ben determinate sono le alternative:

- briccole di attracco e di ormeggio, per le quali le importanti azioni dinamiche consigliano l'uso di tubi di acciaio, (almeno per le applicazioni maggiori)
- supporti di tubazioni (pipe-rack) e passerelle, normalmente in profilati d'acciaio per la necessità di realizzare quote d'appoggio esatte su strutture portanti posate con larghi margini di tolleranza
- struttura portante verticale costituita da pali, per la profondità dei fondali da raggiungere; i pali in acciaio sono largamente preferiti per il ridotto peso proprio, qualità apprezzata nel caso di grandi lunghezze, e per la possibilità di tagli e di prolungamenti saldati per adattarsi alle varie e imprevedibili lunghezze di infissione; l'infissione dei pali costituisce il problema tecnico ed economico prevalente, per gli importanti mezzi marittimi richiesti da tale operazione, e per la loro impossibilità di operare con la necessaria precisione durante i lunghi periodi, soprattutto invernali, in cui il mare è anche leggermente mosso; alla soluzione di questo problema sono so-

stanziamente indirizzate le tecniche proposte

- pulvini o in genere, strutture primarie di collegamento fra le teste dei pali: le soluzioni più semplici sono in struttura metallica; più economici in costruzione e in manutenzione possono risultare pulvini in cemento armato o c.a. precompresso, ma il loro peso pone problemi di organizzazione del trasporto, ed il collegamento tra pali in acciaio e pulvini in calcestruzzo è tecnicamente di difficile soluzione quando il diametro dei pali è notevole
- implacato corrente del pontile o delle piattaforme: le soluzioni in c.a. precompresso presentano notevoli vantaggi economici ed importanti pregi di conservazione nel tempo, potendo essere sistematicamente esclusa la fessurazione, e quindi la corrosione delle armature metalliche.

2) PONTILE ISAB - MARINA DI MELILLI

Si tratta di un pontile di notevoli dimensioni, comportando 4 piattaforme di attracco per navi fino a 385.000 D.W.T. ed una piattaforma gas.

La lunghezza è di 1340 m ed il massimo fondale interessato è di 44 m. Notevole è la larghezza: 17,80 m di cui 6,00 m di banchina percorribile, e due strati di tubazioni sulla rimanente larghezza di 11,80 m.

Gli importanti fondali hanno consigliato l'adozione di luci relativamente notevoli, (36 m) e di pali in acciaio di grande diametro (\emptyset 1422 mm).

Per la battitura dei pali sono quindi state necessarie grandi piattaforme autoelevatrici, ed un periodo di lavoro piuttosto lungo.

Malgrado fossero state studiate anche soluzioni in cemento armato precompresso, sono stati preferiti pulvini in acciaio, aventi la medesima sezione tubolare dei pali: il collegamento pali-pulvini è in effetti risultato semplice, malgrado gli inevitabili difetti di posizionamento dei pali.

Interamente con strutture prefabbricate in c.a. precompresso è invece stata realizzata la sovrastruttura del pontile e delle piattaforme. La tecnica adottata è usuale nella costruzione di viadotti autostradali.

Le travi sono state agevolmente prefabbricate a terra nel periodo necessario per la battitura dei pali; si osservi infat-

ti che il cantiere a terra ha una produzione costante, mentre i lavori a mare sono soggetti a frequenti interruzioni.

Il varo longitudinale delle travi è stato effettuato da un traliccio autovarante di tipo corrente. Le travi precomprese sono state prefabbricate solidalmente ai tronchi di soletta, in modo di ridurre al minimo i getti di collegamento in opera; la precompressione "totale" è stata poi realizzata precomprimendo anche trasversalmente l'intera struttura (soletta e traversi).

Mentre le prime campate sono su bassi fondali e di conseguenza i cavalletti sono sufficientemente stabili anche a travate indipendenti, successivamente il pontile è reso continuo (mediante cavi di precompressione fra le successive travate) fino alla coppia di piattaforme; il secondo tronco è anch'esso reso continuo fino all'estremità, ed è ancorato ad un solo punto fisso in corrispondenza delle prime piattaforme.

3) PONTILE RUMIANCA - CAGLIARI

Il procedimento esecutivo sopra descritto diventa eccessivamente oneroso quando l'opera è meno importante, pur conservando una notevole lunghezza: è il caso del Pontile Rumianca di Cagliari, lungo 1720 m.

E' sembrato allora più conveniente trasformare il traliccio di varo della soprastruttura in un attrezzo più complesso, capace di avanzare a sbalzo e di effettuare l'infissione dei pali sui quali successivamente appoggiarsi. In tal modo l'infissione dei pali del pontile ha potuto svincolarsi dall'uso di mezzi marittimi ed ha raggiunto una regolarità ben maggiore di quella possibile con le piattaforme autoelevatrici; il sistema poteva operare in condizioni d'onda ben più sfavorevoli che nel primo caso.

Per ottenere tale risultato è stato opportuno adottare ridotte luci per le travate (12 m), d'altronde ben proporzionate ai ridotti carichi dell'impalcato, al minor fondale e conseguentemente ai piccoli pali d'acciaio di 609 mm di diametro.

Strutturalmente meno impegnativi, i pulvini hanno potuto essere realizzati in cemento armato, e prefabbricati a terra, ed il loro peso ha consentito di vararli portandoli all'estremità a sbalzo del traliccio, evitando quindi anche per que-

sta posa l'uso di mezzi marini.

L'impalcato è costituito da piastre nervate in c.a. pre-compresso a cavi scorrevoli, prefabbricate a terra con maturazione accelerata.

Per ciascuna campata la successione delle operazioni è dunque stata la seguente:

- avanzamento longitudinale del traliccio e del battipalo nella nuova posizione di battitura;
- battitura dei due pali del cavalletto;
- posa del pulvino prefabbricato e saldatura dei pali alle piastre di collegamento;
- posa della piastra prefabbricata d'impalcato in c.a. pre-compresso.

Anche in questo caso i cavalletti sono stati collegati fra loro per ognuno dei tronchi compresi fra due successivi giunti di dilatazione, ed ogni tronco ancorato ad un punto fisso.

I pipe-racks sono interamente metallici ed effettuano la funzione di collegamento dei cavalletti sopraddetti.

4) PONTILE SARAS CHIMICA - SARROCH

Il procedimento usato per questo pontile (1125 m di lunghezza) può ritenersi una ulteriore evoluzione del concetto della esecuzione in avanzamento. Esso differisce dal precedente perchè l'impalcato, invece di essere prefabbricato a terra, varato e successivamente reso continuo, è stato costruito a terra (per tronchi di 15 m) e spinto in mare costituendo travi continue della lunghezza di circa 400 m fra i giunti di dilatazione.

Il procedimento "per estrusione" era già stato numerose volte adottato per ponti e viadotti, in particolare da Leonhardt; è sembrato interessante estenderlo alla costruzione di pontili di grande lunghezza e di piccola luce; infatti esso può consentire allo stesso tempo la battitura dei pali in avanzamento e l'esecuzione a terra dell'intera struttura.

In luogo del traliccio di varo, dunque, lo stesso tronco iniziale di pontile in c.a. precompresso viene trasformato in attrezzo auto-varante mediante l'apposizione di un breve avanbecco metallico che sopporta il battipalo.

La sezione in c.a. precompresso ha una sezione a U rovesciato, in modo di possedere sufficiente rigidità trasversale e poggiare direttamente le due nervature sui pali di ciascun cavalletto; in tal modo viene eliminato anche il pulvino. Ogni 15 m (interasse degli appoggi) un traverso, anch'esso in c.a. precompresso, costruito a terra solidamente con la travata costituisce l'appoggio delle tubazioni dello strato inferiore, e del rack dello strato superiore. In tal modo i lavori a mare vengono praticamente annullati.

Infine, la continuità del pontile fra i giunti di dilatazione, affidata negli altri casi ^{ad} appositi collegamenti metallici, è in questo caso assicurata dalla stessa travata precompressa che viene fissata, ad operazione conclusa, alle coppie di pali dei cavalletti.

La travata è precompressa con barre Macalloy \emptyset 32 mm, per ottenere una precompressione uniforme iniziale di circa 60 kg/cm^2 ; dopo la precompressione di ogni tronco di 15 m, e la sua traslazione, le barre sono riprese con manicotti filettati; in tal modo, malgrado la grande lunghezza complessiva della travata, essa è interamente e uniformemente precompressa senza riduzione per effetti di attrito delle barre nelle guaine.

Dopo iniziali prove di scorrimento su teflon, poichè il consumo del materiale risultò superiore al previsto, si preferì far scorrere la travata su rulliere metalliche provvisorie. L'avanzamento è stato effettuato con apparecchiatura oleodinamica operante a contrasto sul punto fisso.

Concludendo su queste esperienze, riteniamo che lo sviluppo di nuove idee e di sistemi originali consenta ancora, nella costruzione dei pontili, sensibili progressi che ancor più sfruttino le prerogative delle strutture in c.a. precompresso. In particolare riteniamo che il procedimento per estrusione meriti di essere ulteriormente sviluppato, in quanto consente la massima indipendenza dai mezzi marini e realizza la struttura il più possibile priva di elementi delicati, quali appoggi, giunti, ancoraggi, e la meno sensibile agli effetti della corrosione.

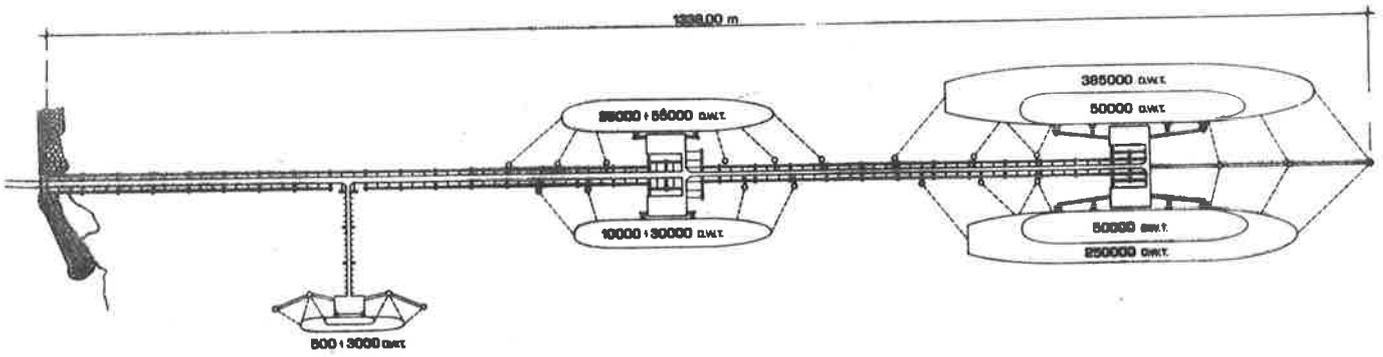


Fig. 1 - Pontile ISAB - Marina di Melilli

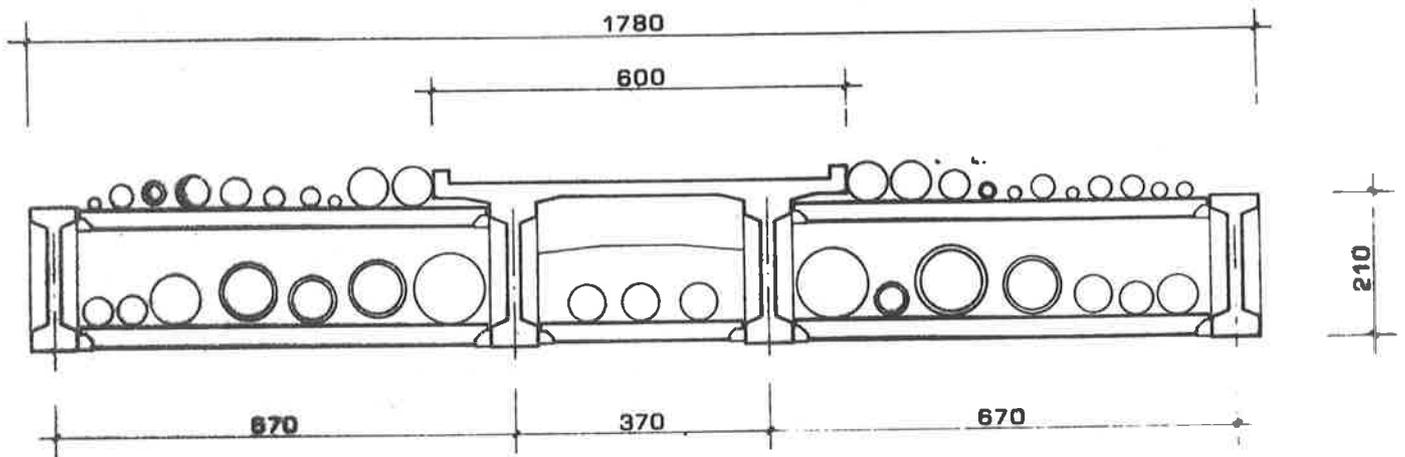


Fig. 2 - Pontile ISAB - Sezione Trasversale

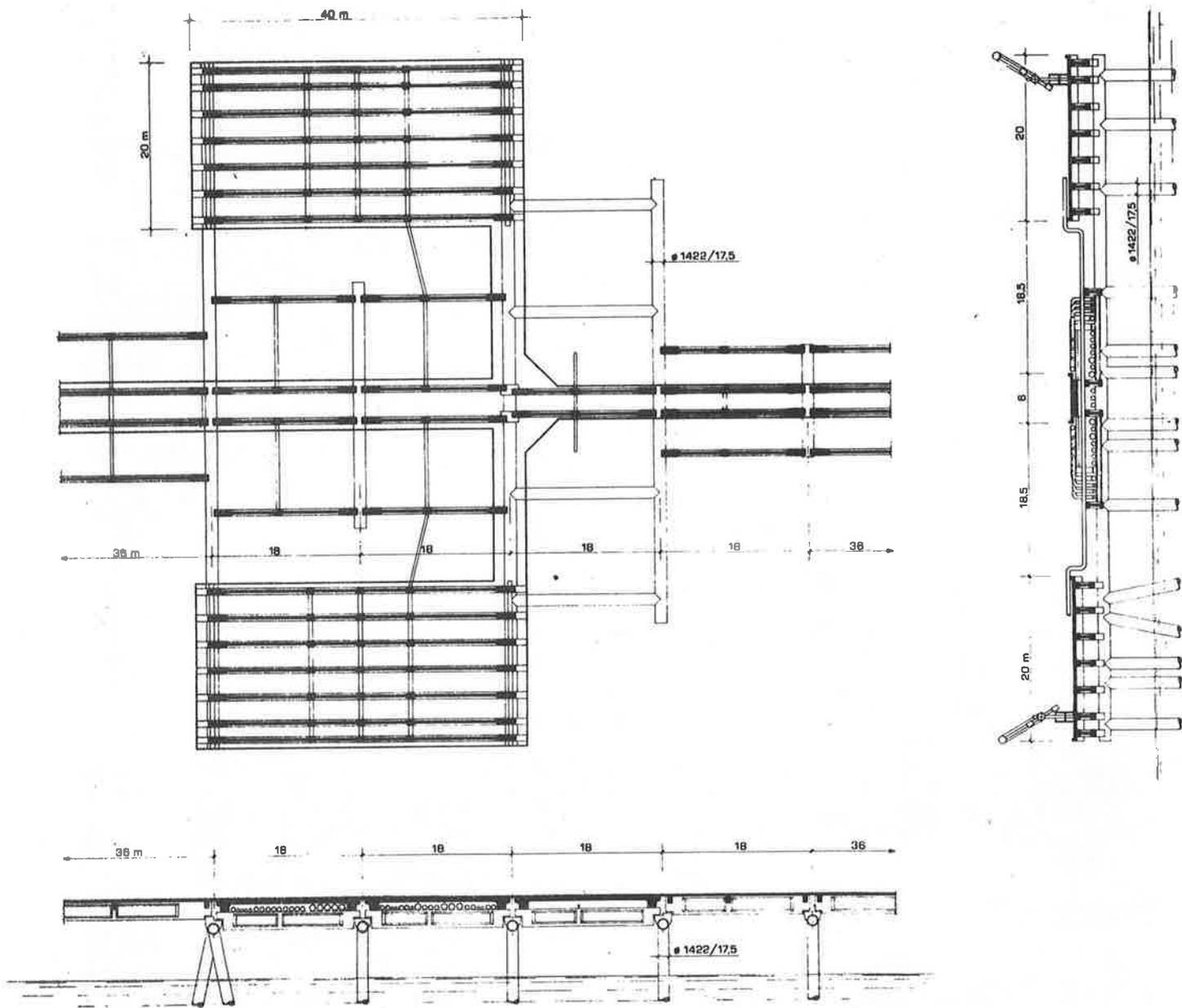


Fig. 3 - Pontile ISAB - Piattaforme



Fig. 4 - Pontile ISAB - Battitura dei pali, con piattaforma autoelevatrice



Fig. 5 - Pontile ISAB - Posa delle travi precomprese mediante pontone

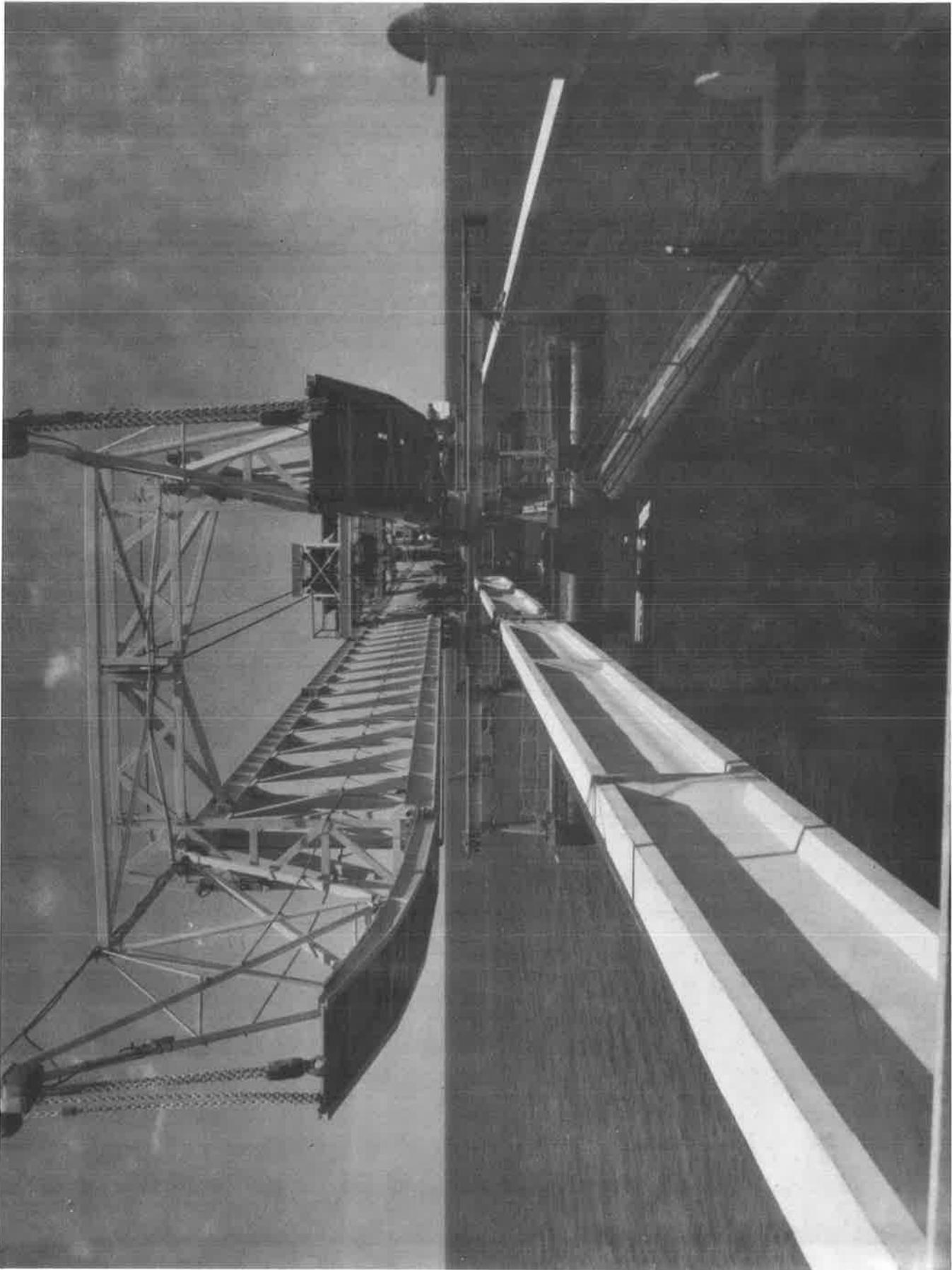


Fig. 6 - Pontile ISAB - Varo longitudinale delle travi pre-comprese del pontile

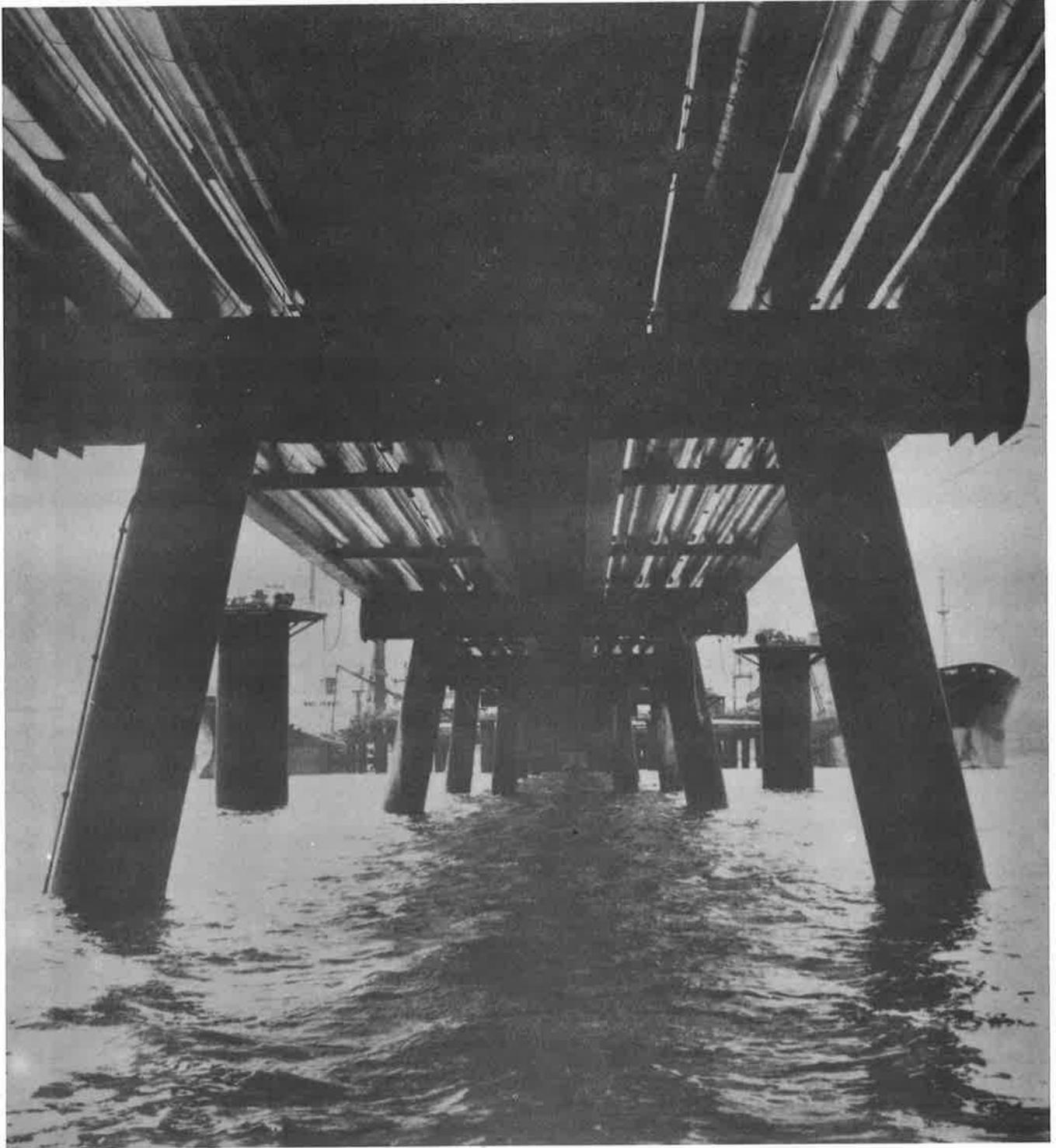


Fig. 7 - Pontile ISAB - Vista inferiore



Fig. 8 - Pontile ISAB - Vista di pontile, loop e piattaforma

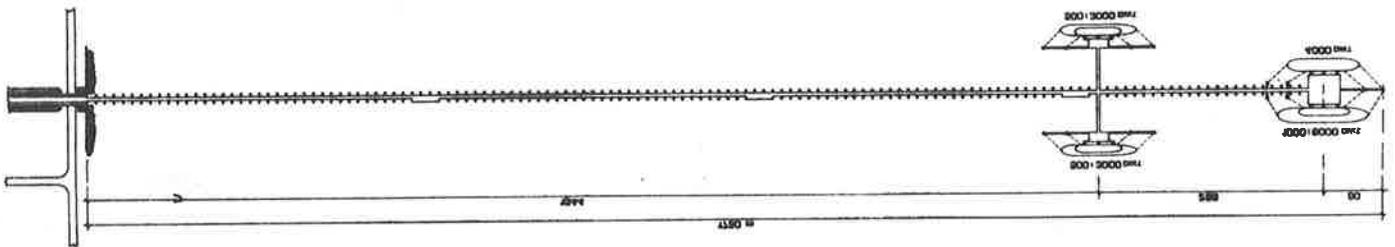


Fig. 9 - Pontile RUMIANCA - Cagliari

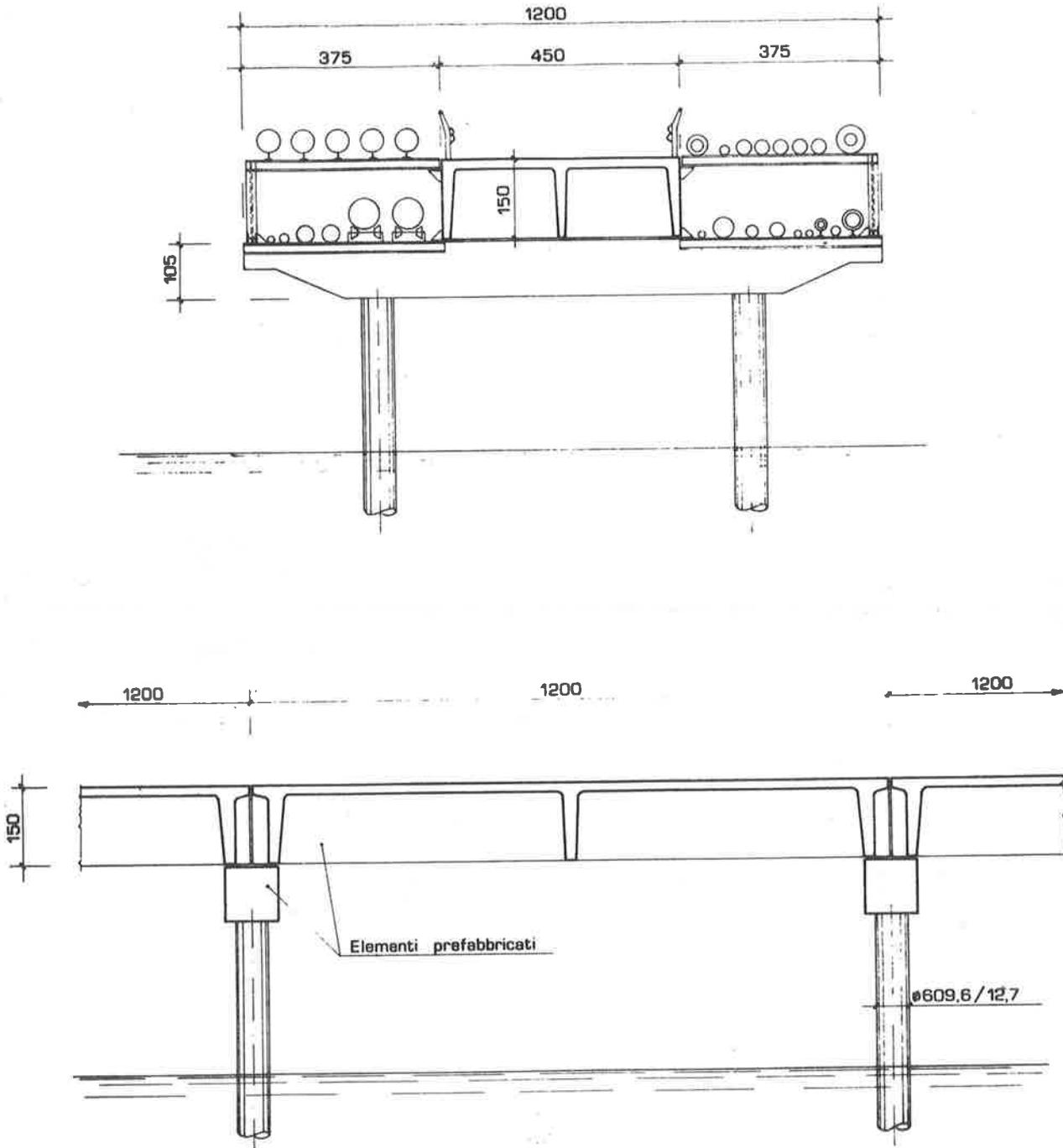


Fig. 10 - Pontile RUMIANCA - Sezioni dell'impalcato

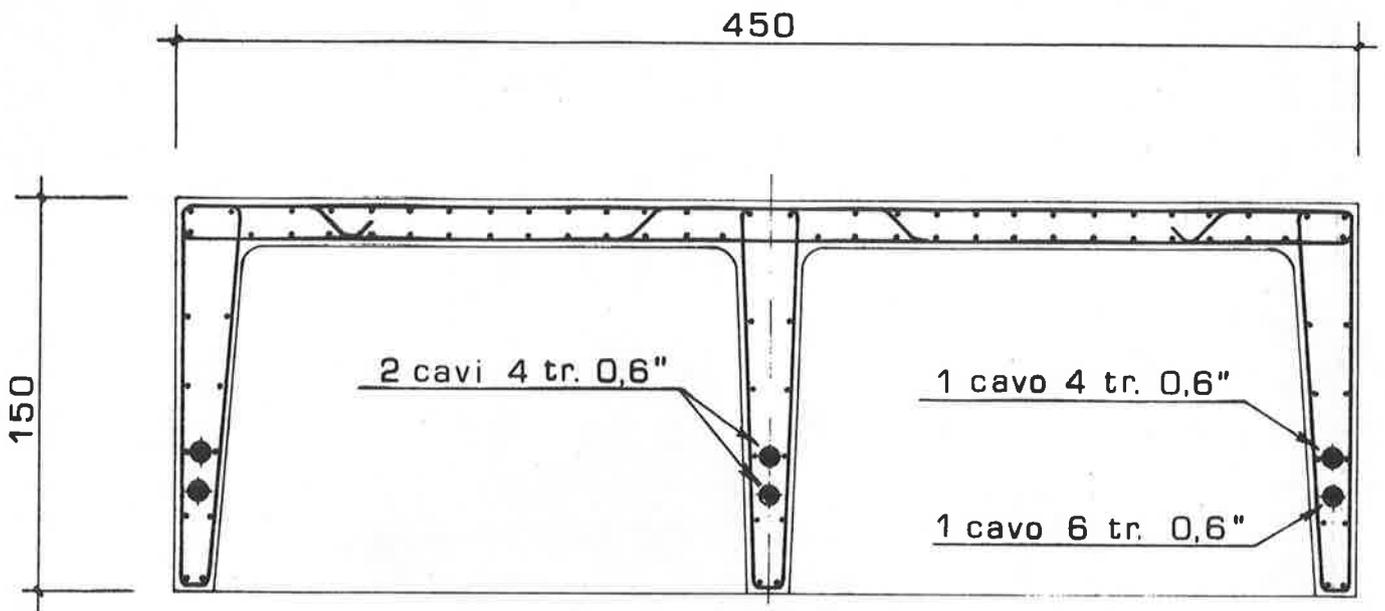


Fig. 11 - Pontile RUMIANCA - Sezione dell'impalcato prefabbricato precompresso

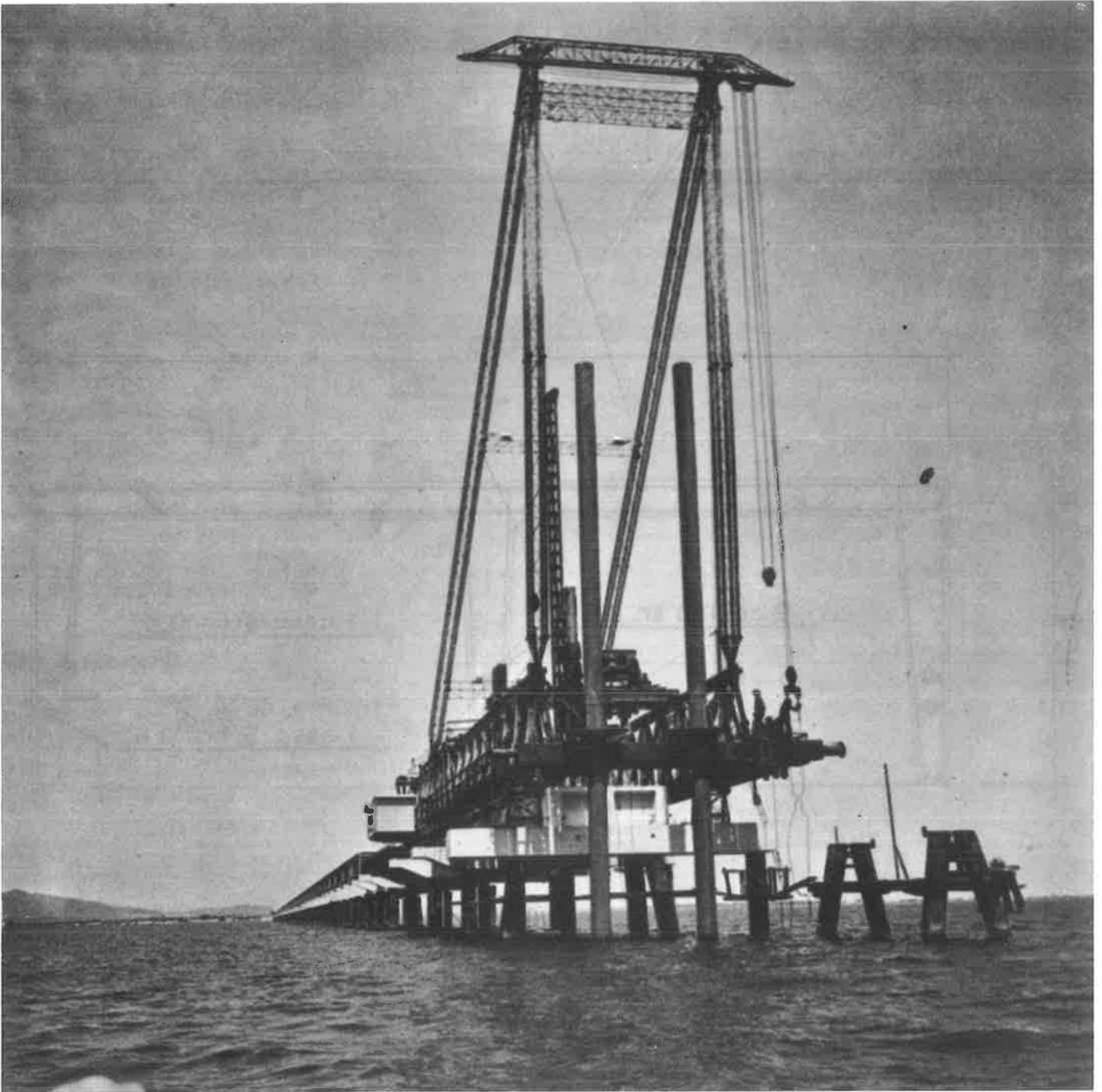


Fig. 12 - Pontile RUMIANCA - Traliccio di varo con battipalo in testa



Fig. 13 - Pontile RUMIANCA - Impalcato precompressi prefabbricati

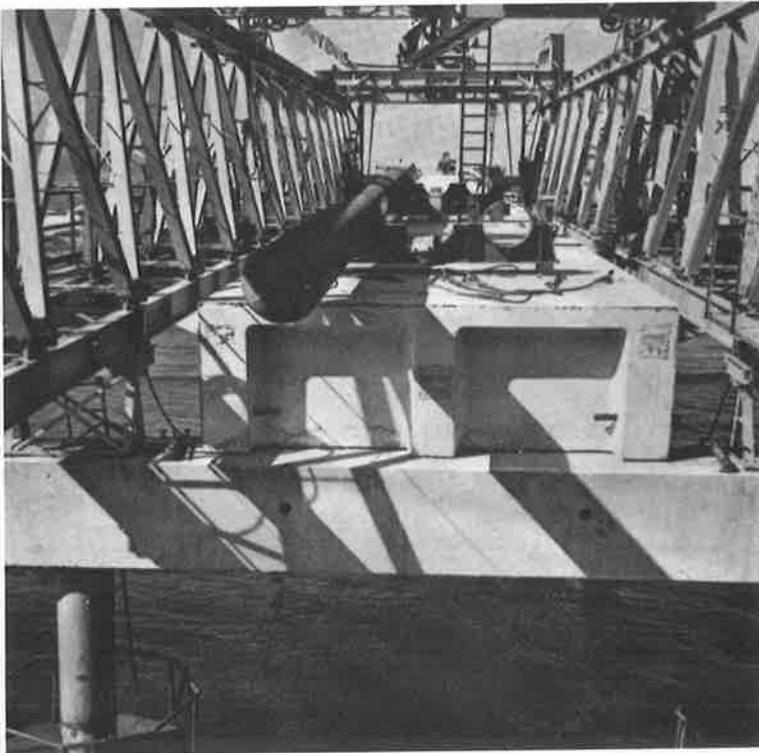


Fig. 14 - Pontile RUMIANCA - Varo longitudinale degli impalcato prefabbricati



Fig. 15 - Pontile RUMIANCA prima della posa delle tubazioni



Fig. 16 - Pontile RUMIANCA - Piattoforma prefabbricata pre-compressa

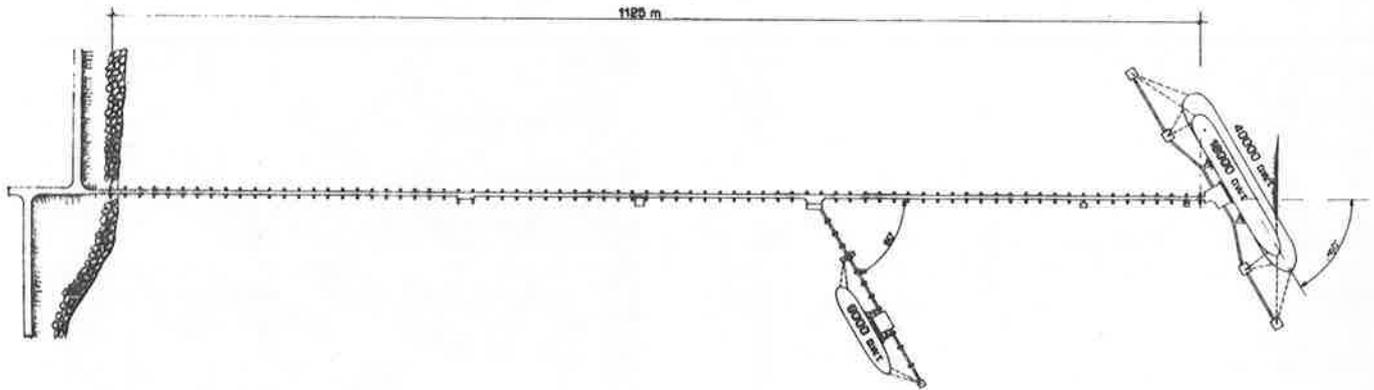


Fig. 17 - Pontile SARAS - Sarroch

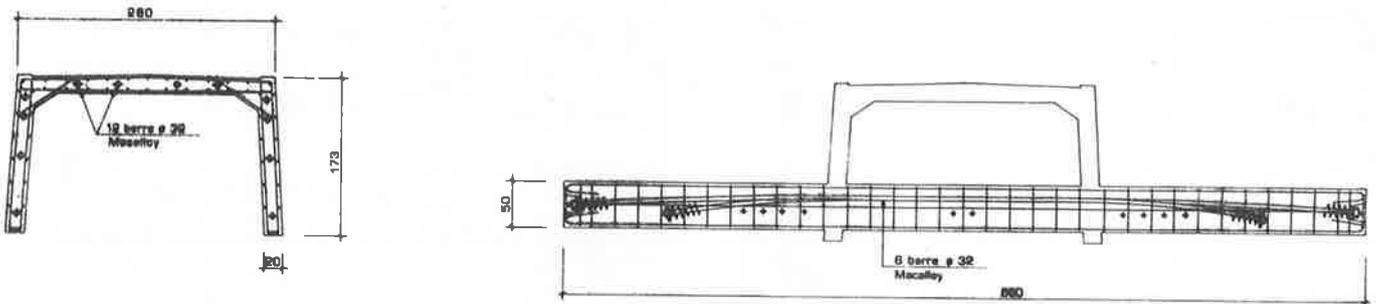


Fig. 18 - Pontile SARAS - Sezione e armatura della travata continua precompressa prodotta per estrusione

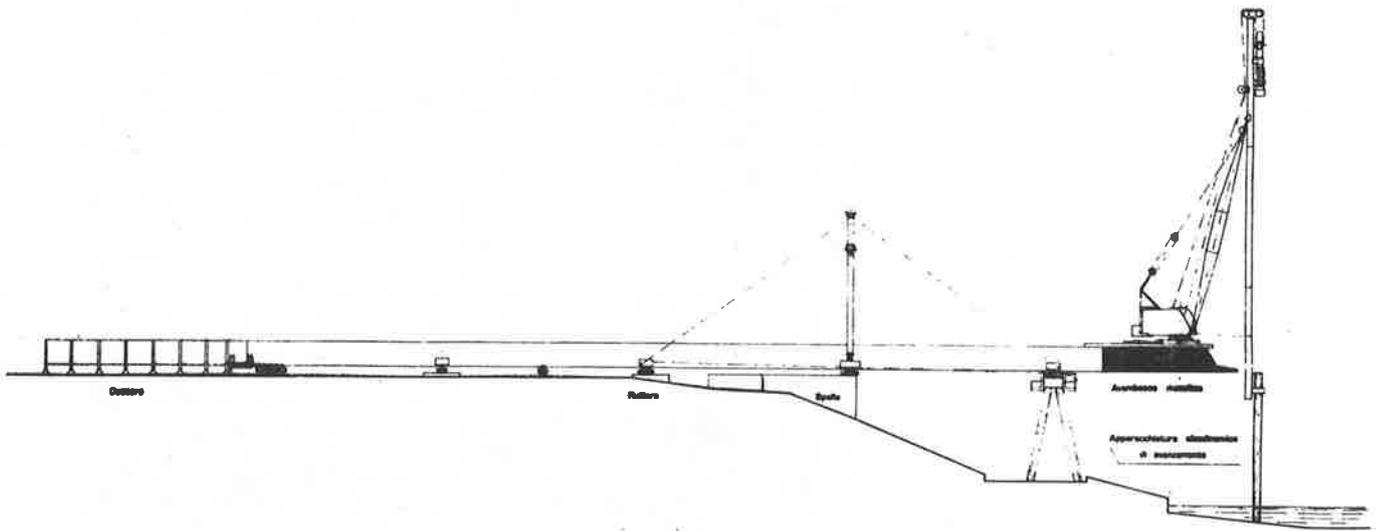


Fig. 19 - Pontile SARAS - Sistema costruttivo: cassero, rulliere, apparecchiatura di avanzamento, avambecco metallico con battipalo

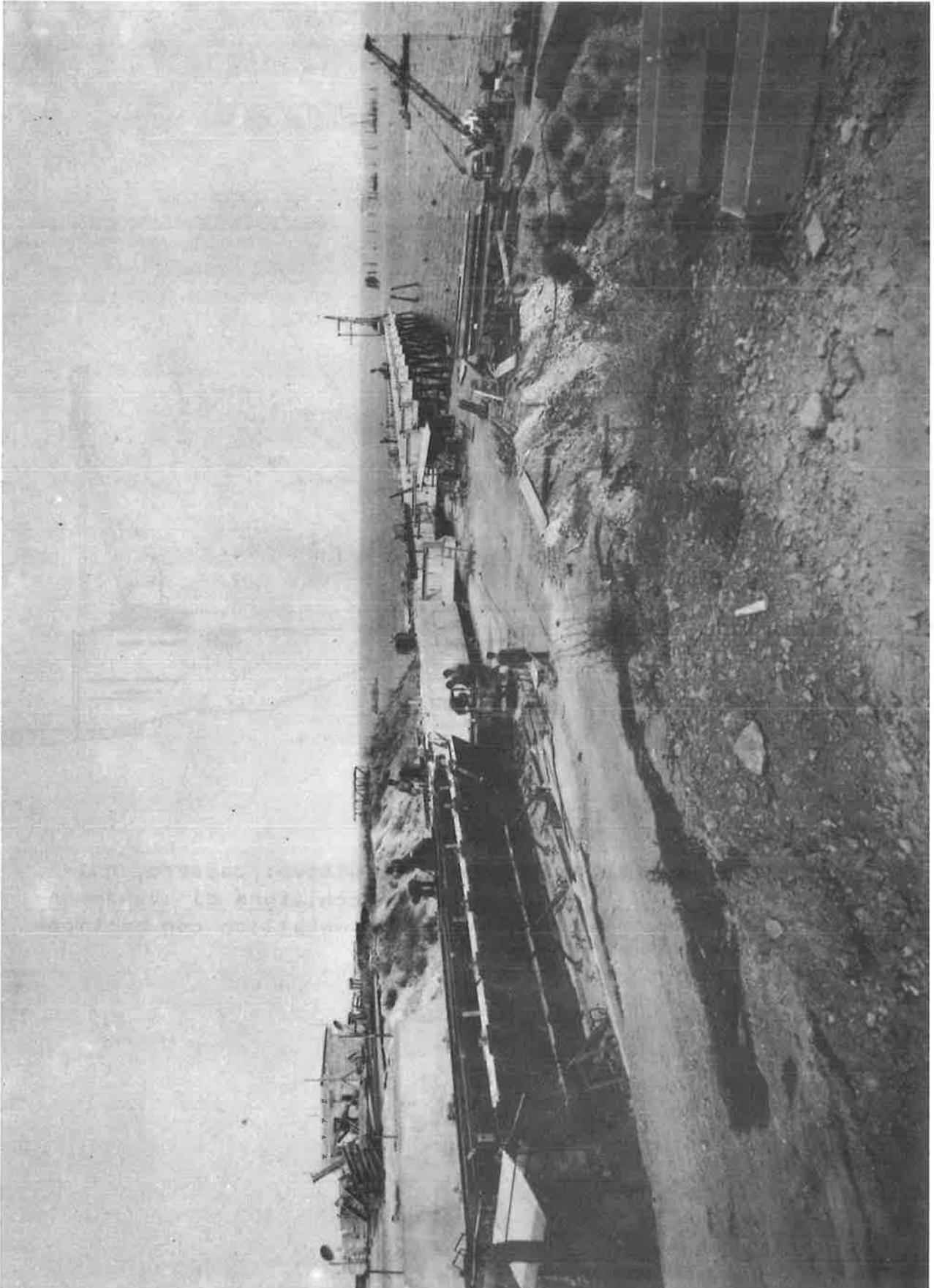


Fig. 20 - Pontile SARAS - Il cantiere di produzione dei tronchi precompressi

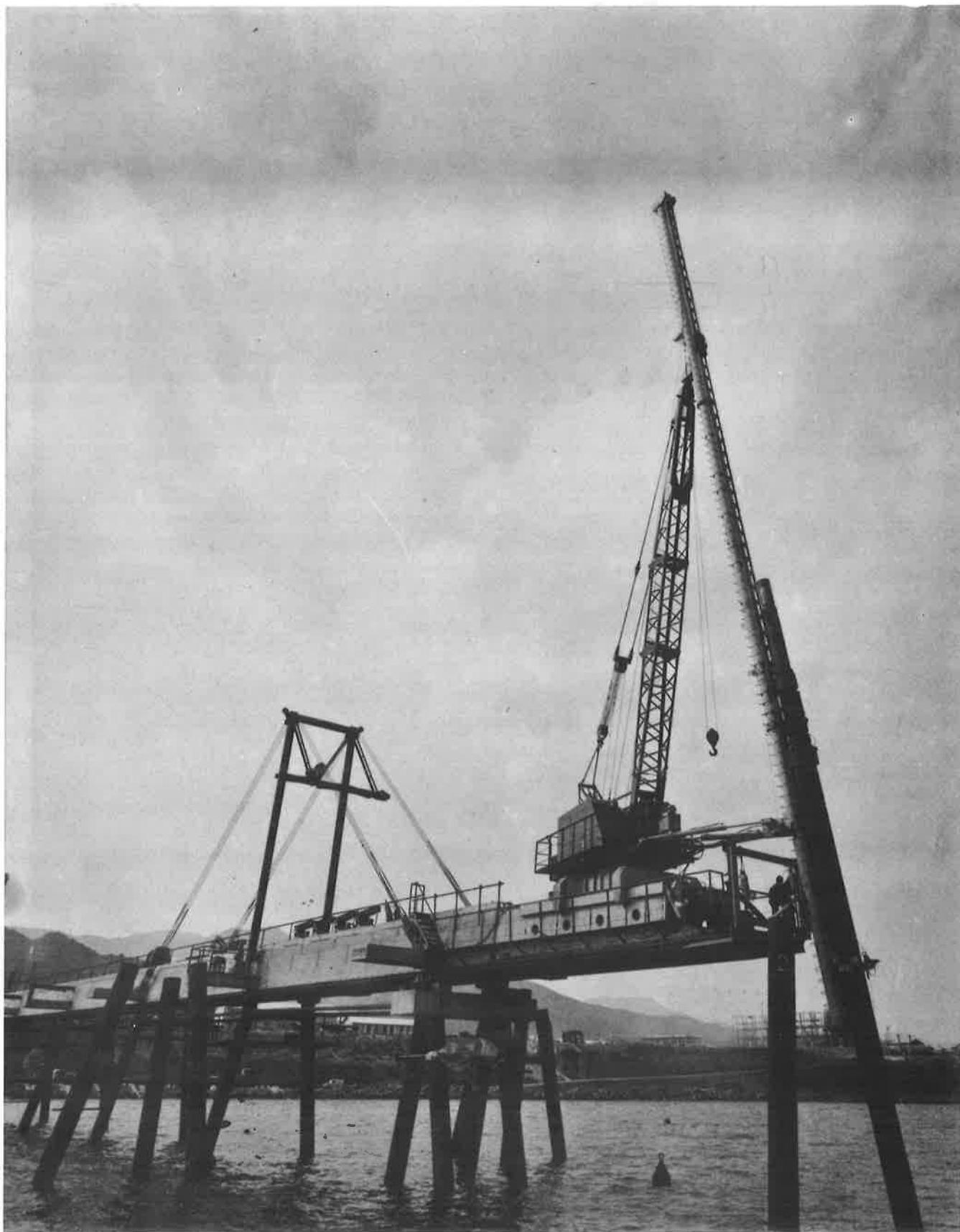


Fig. 21 - Pontile SARAS - Il battipalo in funzione sull'avam-
becco



Fig. 22 - Pontile SARAS ultimato

TITOLO :

RIPARAZIONI IN LOCO DI STRUTTURE IN CEMENTO
PER MEZZO DEL CONSOLIDAMENTO SOTTO VUOTO

AUTORE :

JAMES MILNE
Consulente BALVAC

RIPARAZIONI IN LOCO DI STRUTTURE IN CEMENTO PER MEZZO DEL CONSOLIDAMENTO SOTTO VUOTO

JAMES MILNE

I. INTRODUZIONE

Da più di un secolo la scienza e l'industria hanno riconosciuto nella immersione e applicazione del vuoto il metodo più efficace di impregnazione di una struttura porosa o fessurata. Il trattamento sotto vuoto fa sì che la pressione esterna dell'aria spinga la soluzione impregnante nei vuoti e nelle parti porose.

Durante i primi 70 anni di questo secolo il processo è diventato popolare nell'industria e nel commercio, sebbene sia sempre stato considerato un processo costoso, applicabile soltanto su piccoli pezzi mobili da poter trasportare in laboratorio e da trattare in uno speciale autoclave.

Nel 1972 si sviluppò l'idea del trattamento sotto vuoto effettuato in loco, mediante immersione nella soluzione impregnante, con applicazione del vuoto ottenuto avvolgendo la struttura in una speciale copertura, cioè politene in luogo di un autoclave. Sebbene in possesso di brevetti in tutto il mondo, il principale brevetto relativo all'impregnazione della Balfour Beatty è stato depositato a Londra nell'ottobre del 1973 e il processo è stato utilizzato nel commercio dal 1975, con l'applicazione di speciali tecniche atte a facilitare l'impregnazione in loco di substrati porosi e fessurati.

A tutt'oggi il processo, conosciuto commercialmente con il nome "BALVAC", è stato applicato con successo su strutture in mattoni e cemento armato, come ponti, strade, aeroporti, serbatoi, moli e autosilos.

II. ESEMPI DI APPLICAZIONE DEL PROCESSO BALVAC

1. Prendiamo un esempio di una colonna in cemento armato sgretolata e friabile che sostiene un ponte. La colonna è avvolta in un foglio di politene e sigillata sopra e sotto con mastice; un tubo d'aspirazione viene fissato sotto la parte più alta del foglio di politene e viene

collegato alla pompa a vuoto.

2. Con l'applicazione del sotto vuoto il politene aderisce tenacemente alla colonna a causa della pressione esterna dell'aria, evitando l'ingresso di aria dall'esterno.

3. Viene poi aperta una valvola per permettere l'entrata della soluzione impregnante nella parte bassa del foglio di politene. Attraverso il politene trasparente si può vedere la resina riempire le fessure e le parti friabili; la parte esterna del cemento sano non subisce alcuna alterazione perché la pressione esterna dell'aria sul politene previene l'ingresso della resina.

4. Un pò di aria può sempre chiaramente entrare sotto le sigillature sia nella parte alta, sia nella parte bassa, ciò a causa della porosità del substrato in cemento armato. L'aria sotto la parte superiore della sigillatura non lascia alcuna conseguenza in quanto la stessa passa direttamente nella pompa ad aria compressa, evitando la colonna sotto trattamento. L'entrata di aria nella parte inferiore può essere eliminata con l'introduzione di resina sufficiente a riempire la parte bassa della colonna, chiudendo la pompa e permettendo alla resina di polimerizzare prima di procedere.

5. Quando le rotture e le fessure sono completamente riempite di resina, la valvola viene chiusa e il processo arrestato per circa 10 minuti, finché la resina polimerizza. Il politene può ora essere tolto; il lavoro è finito.

III. VANTAGGI DEL TRATTAMENTO SOTTO VUOTO

Ci sono molti vantaggi rispetto ad altri simili trattamenti:

1. Disidratazione. L'acqua, sotto vuoto, bolle a normale temperatura ambiente, ciò assicura la rapida eliminazione dell'umidità dal substrato.

2. Nessuna dilatazione. La pressione tende a dilatare e perciò ad allargare le rotture che si sta provando a sigillare. Il sotto vuoto tende a far aderire tutta la struttura mentre si stanno eseguendo le riparazioni.

3. Fessure di scarico. L'iniezione di resine fatta sotto pressione spesso si sperde tramite fessure di scarico non rilevate, nei canali di scolo dell'acqua e nei servizi sotterranei con disastrose conseguenze. Con il BALVAC non si corrono simili rischi.

4. Aree friabili e a nido d'ape. L'iniezione di resine a pressione è per forza limitata al riempimento di fessure identificabili e facilmente sigillabili, mentre il trattamento sotto vuoto riempie automaticamente tutte le aree porose, friabili o a nido d'ape del substrato sotto trattamento.

5. Casse d'aria. Simuliamo una fessura in un ponte di cemento armato considerando una normale pipetta, si può riempirla bene sia a pressione dal basso, sia ad aspirazione dall'alto. Comunque, le fessure sul cemento armato presentano generalmente anche fessure secondarie che si diramano

dalla fessura principale; per simulare questa condizione, la pipetta richiede alcune modifiche; riempiendo la pipetta modificata a pressione da sotto o ad aspirazione da sopra, si ottiene una cassa d'aria nel lobo secondario o - nel caso di fessure su cemento armato - nella fessura secondaria. Il BALVAC comunque non funziona in questo modo. Se tappiamo la base della pipetta e la vuotiamo di tutta l'aria e poi togliamo il tappo dal fondo, la resina riempie completamente il vuoto, per esempio, nel caso del ponte, sia le fessure principali, sia le secondarie. La parte più importante di ogni fessura è il suo apice. Forando l'apice di una fessura in una piastra metallica, cesserà di svilupparsi; ma in altre forme di iniezione è proprio all'apice della fessura che si manifestano casse d'aria, ed inoltre l'aria sotto pressione tende a dilatare ancora di più la fessura. Il BALVAC elimina l'aria e tiene unito il cemento armato rotto durante il trattamento.

6. Inquinamento. Lo spargimento di resine nei canali e nell'acqua del sottosuolo può provocare gravi rischi di inquinamento. Nel BALVAC eventuali "perdite" sono limitate all'entrata di aria dall'esterno e non all'uscita della resina dall'interno.

7. Corpi estranei. Sebbene sui contenitori della resina vi sia sempre l'avviso che le superfici da trattare debbono essere pulite, asciutte, senza polvere, sporco, sfaldature ecc., la superficie da trattare di un ponte in cemento armato di circa 20 anni è sporca, umida, piena di detriti, di scaglie di cemento, per non parlare di funghi, insetti ecc. Tutti questi corpi estranei agiscono come un cuscino fra la resina a pressione e il substrato in cemento armato, mentre, con il sotto vuoto, non solo tutte le particelle vengono assorbite dalla resina, ma la resina stessa viene introdotta nel substrato poroso su entrambi i lati della fessura. Quando si sottopongono alle prove di resistenza delle carote prese all'interno della struttura, ad angolo retto rispetto alla fessura, esse si spaccano sempre nella parte non trattata con la resina e mai intorno alla fessura trattata con la resina.

8. Arrugginimento dei tondini di rinforzo. Questa è una comune causa di decadimento nel cemento armato, causato dalla ossidazione e dal conseguente rigonfiamento dei tondini dentro il cemento. Il sotto vuoto toglie l'aria e l'umidità, i due elementi senza i quali il processo di ossidazione non può continuare. Riempire le fessure mentre la pompa a vuoto è in funzione con una resina a bassa viscosità fa sì che si ottenga un maggiore isolamento e quindi una maggiore prevenzione contro future penetrazioni di acqua e umidità, inibendo perciò lo svilupparsi dell'ossidazione.

IV. DESCRIZIONE DI ALCUNI CONTRATTI BALVAC

1. Riparazioni a due ponti gemelli sull'Autostrada M1, raccordo 15 (G.B.)

Questi due ponti in cemento armato a due luci, costruiti sopra la maggiore arteria stradale britannica verso la fine degli anni 50 in condizioni quasi di gelo e in gran fretta, non avevano alcuna membrana contro l'umidità sotto la copertura dell'asfalto. I parapetti, getto monolitico con i ponti, avevano delle giunture di dilazione sopra i pilastri di appoggio, ciò per facilitare la rottura verticale dei parapetti sotto controcurvatura dei ponti sotto peso.

La penetrazione di acqua piovana in queste giunture e il conseguente fenomeno di congelamento hanno causato la propagazione delle fessure dai parapetti fino ai ponti e attraverso gli intradossi, provocando la rottura e la dislocazione di alcune parti piuttosto grandi di cemento, mettendo in evidenza i tondini. Nel 1973 sono stati fatti i primi tentativi di riparazione del cemento rotto dal fianco della spalla del ponte più a nord, intonacando l'area esposta della struttura di acciaio con un'appropriata malta resinosa conosciuta con il nome di "Sealocrete". Questo ha favorito il risanamento dei profili originali della spalla d'appoggio, ma dopo 18 mesi grossi pezzi intorno alla parte risanata con "Sealocrete" hanno cominciato a cadere sul bordo e sulla spalla dell'Autostrada. Esaminando i pezzi caduti si è potuto constatare che quanto sopra non è stato causato dal "Sealocrete", né dalle sue proprietà adesive, ma dalla natura friabile del cemento su cui la malta resinosa era stata applicata. Si è visto infatti che due o tre centimetri del cemento originale sono rimasti saldamente attaccati ai pezzi rotti di "Sealocrete". L'applicazione del trattamento BALVAC, fatto nel 1975, ha eliminato tutti questi inconvenienti. Il lavoro ha dato ottimi risultati tuttora visibili.

2. Ponte ferroviario in cemento armato, Grosseto - Italia.

L'ossidazione di alcuni dei tondini ha causato la rottura e il distacco della copertura in cemento del ponte ferroviario n. 256+599 vicino a Grosseto. Le riparazioni effettuate col processo BALVAC sono iniziate nell'agosto 1979.

3. Ponte ferroviario in cemento armato, San Vincenzo - Italia.

Simili danni sono stati causati da un forte urto del braccio di una escavatrice mentre veniva trasportata su un autocarro a una certa velocità da un'estremità all'altra del ponte n. 239+107 a San Vincenzo.

Una buona parte della copertura in cemento si è tolta da tutte e otto le travi, già strutturalmente indebolite da gravi rotture nelle travi stesse e nell'intradosso. Il processo BALVAC è iniziato nell'ottobre 1980.

Sebbene il contratto comprendesse soltanto le riparazioni di metà del ponte (parte est) il cliente è stato così soddisfatto dei lavori che ha subito deciso di estendere il contratto alla parte ovest senza alcuna interruzione dei lavori.

4. Bunns Lane, Londra.

Si è dato corso alle riparazioni alle spalle di appoggio in cemento armato di questo ponte, che passa sopra Bunns Lane dalla Great North Road. Il conglomerato cementizio era in buono stato, ma si sono verificate delle fessurazioni superficiali a causa dell'inadeguato spessore della copertura in cemento sopra le strutture in acciaio. Le zone danneggiate sono state riparate con l'applicazione di Gunita alcuni anni fa, ma il processo di ossidazione ha continuato anche dopo l'applicazione della Gunita e le rotture sono quindi riprese. E' stato perciò deciso di applicare su tutte le facciate delle spalle di appoggio resina poliestere sotto vuoto, applicando inoltre malta resinosa per evitare ulteriori rotture.