

TEMA B) STRUTTURE MARITTIME
B2) REALIZZAZIONI

Presidente di sessione: Raffaele RICCIARDI

Relazione generale: Silvano ZORZI

M E M O R I E

TITOLO :

L'IMPIEGO DELLE PARATIE INFISSE E DEI DIAFRAMMI
CONTINUI IN CEMENTO ARMATO PER BANCHINE PORTUALI

AUTORI :

ING. EDOARDO ALMAGIA'
presidente della S.I.D.E.R. S.p.A.

ING. GIOVANNI MAGELLO
direttore tecnico della S.I.D.E.R. S.p.A.

L'IMPIEGO DELLE PARATIE INFISSE E DEI DIAFRAMMI
CONTINUI IN CEMENTO ARMATO PER BANCHINE PORTUALI

E.ALMAGIA'

G.MAGELLO

SOMMARIO

L'impiego di strutture a gravità in calcestruzzo ordinario per la realizzazione di opere d'attracco ha largamente dominato il campo delle opere portuali fino al momento in cui il calcestruzzo armato ha trovato la sua applicazione anche nella tecnica delle costruzioni marittime.

Fino allora ogni struttura, del tipo infisso, soggetta a sforzi di flessione o presso-flessione, era costituita di pali in legno e, più tardi, di palancole d'acciaio. Fu solo nella prima metà del nostro secolo che per la costruzione di banchine portuali, a fianco del palancole d'acciaio, fecero la loro comparsa le palificate in calcestruzzo armato mentre dal medesimo materiale trassero profitto anche le strutture agenti a gravità con l'adozione dei cassoni cellulari prefabbricati in speciali impianti e successivamente rimorchiati e collocati nella sede definitiva.

Alle palificazioni a contatto in c.a. si accompagnarono le palancole dello stesso materiale riducendo le discontinuità verticali e perfezionandone le tecniche costruttive fino ad arrivare ai moderni palancole costituiti di grandi elementi in precompresso con più efficienti garganature e migliorate tecniche di infissione.

^^^^^^^^^^
^^^^^^^^^^

SUMMARY

The employ of concrete gravity structures for quays construction has ruled for a long time over maritime works till the

insertion of the reinforced concrete.

Till then every piled structure, subjected to bending stresses, was set up with wooden piles and, later, with steel sheet piles. During the first part of our century, only, side by side of steel sheet piling, reinforced concrete piling appeared and at the same time reinforced concrete caissons were introduced for gravity solution.

The technology of reinforced concrete sheet piling was afterwards improved increasing sizes of pre-casted elements, power of equipments and employing also the pre-tension of steel reinforcement.

Last step improvement is, at last, the cast-in-situ reinforced concrete continuous diaphragm inside deep vertical trenches excavated with water-bentonite process.

EVOLUZIONI E SCELTE TECNOLOGICHE

Un ulteriore passo avanti nella continuità strutturale del muro di banchina fu raggiunto adottando il getto in sito della paratia previo escavo in terrapieno della sua sede.

Praticamente il diaframma continuo in calcestruzzo armato ha stimolato il miglioramento delle tecniche costruttive del suo concorrente, il palancoleto in elementi prefabbricati, che impiega oggi elementi precompressi e di sempre maggiori dimensioni, con impiego di attrezzature di movimentazione ed infissione sempre più potenti.

Si può ritenere, in linea generale, che la scelta fra le strutture del tipo infisso, descritto di seguito, ove l'aspetto tecnico non sia determinante, possa attualmente essere subordinato a criteri economici mediante raffronto diretto, caso per caso, dei loro costi.

Il problema tecnico di scelta fra strutture "piene", quelle a gravità (normali o armate) e infisse (palancoleto d'acciaio o in calcestruzzo armato e diaframmi continui) si riconduce in primo luogo alle caratteristiche geotecniche delle sedi che suggeriscono l'adozione di strutture a gravità su terreni di posa con buona portanza e di quelle infisse in terreni definiti genericamente scadenti.

Per queste ultime, di cui particolarmente ci occupiamo, il criterio di scelta fra palancoleto e muro continuo è a sua vol

ta vincolato alla situazione morfologica della zona di lavoro.

La costruzione del diaframma continuo, per l'escavazione preventiva della sua sede esige la presenza o la formazione di un terrapieno con sommità ad almeno un metro sopra il livello del l'acqua mentre le altre paratie in elementi prefabbricati possono invece essere erette attraverso un battente d'acqua con infissione diretta sul fondo.

E' più che opportuno a questo punto un breve accenno alle banchine e pontili a giorno che rappresenta oggi, in molti casi, il cavallo vincente nei confronti di ogni altro tipo di struttura.

La tecnica dei pali di grande diametro che, nel campo marittimo, ha avuto a progenie il palo prefabbricato e successivamente il palo misto trivellato/prefabbricato di modeste sezioni, acconsente oggi la soluzione preferita quando alla qualità del terreno si accoppino esigenze particolari, la prima delle quali quella di abolire l'onda riflessa, specie all'interno dei bacini portuali ristretti e lungo i canali navigabili. Palificazione con ampie luci liberi con diametri di un metro ed oltre, trivel-late e gettate in sito con la tecnica del lamierino a perdere attraverso il battente d'acqua e con la possibilità di innesto in bed-rock o terreni solidi coperti da terreni cattivi si accoppiano con nuove tecniche di formazione degli impalcati in c.a. che aboliscono ogni impiego di cassetture provvisorie con getti entro o sopra elementi prefabbricati che formano un'unica struttura monolitica con i getti stessi.

E' questo un argomento che coinvolge le più moderne applicazioni delle tecniche del calcestruzzo armato che merita una ben più diffusa e separata illustrazione che si confida venga fatta nel corso delle giornate A.I.C.A.P. 1981, Tema B strutture marittive.

TIPOLOGIA DELLE PARATIE

A) Palancolato d'acciaio: la sezione delle palancole é costante per tutta la loro lunghezza e pertanto il dimensionamento, subordinato alla zona di massima sollecitazione, diventa esuberante nelle parti meno sollecitate, provocando uno svantaggio economico specie in corrispondenza di maggiori fondali.

I costruttori, specialmente in Francia, rimediano a questa penalizzazione sostituendo il palancolato lineare con strutture a gabbioni circolari, o simili, che agiscono praticamente a gravità con il peso del materiale da essi racchiuso.

Il palancolato, infisso da terrapieno con impiego di "gabarit" sostenuti da impalcature mobili per poter preventivamente chiudere tutte le gargamature delle palancole, lavora come le pareti di un silos circolare ed é dimensionato sulla base della resistenza dei gargami alle sollecitazioni orizzontali che verranno a crearsi con la rimozione del terreno antistante la banchina, ad opera finita, mentre la lunghezza delle parti infisse sotto il battente d'acqua finale sono funzione delle spinte orizzontali agenti sulle facce retrostanti dei gabbioni.

Si tratta di strutture di ingombro orizzontale notevole che, agendo a gravità, non necessitano per contro di tirantature a tergo, ragion per cui, in definitiva, l'occupazione di terreno retrostante al filo banchina é all'incirca eguale a quello di ogni struttura lineare infissa.

L'incidenza dell'acciaio, in genere, nei palancolati metallici ne vincola i costi alle situazioni di mercato che sono attualmente meno lievitanti degli altri materiali a causa della crisi di sovrapproduzione in tutti i paesi del mondo.

E' questa, pertanto, una situazione di favore per il loro impiego. Altra circostanza favorevole, specialmente per lavori in paesi remoti privi di risorse e mano d'opera specializzata, é costituita dalla possibilità di poter disporre in sito di elementi già pronti all'impiego.

- B) Palancolato in c.a. precompresso: sensibili progressi si sono verificati nel campo di impiego di tale struttura nel campo dei bassi e medi fondali e tutto lascia presumere che anche per alti fondali (12 e più metri) esso sia attuabile con l'aumento della potenza delle attrezzature necessarie. La confezione in serie di grandi palancole, potrà essere fatta in sito con l'allestimento del cantiere di pretensione dei ferri sulla verticale di lunghe piazzuole di getto con impianto a vapore per la stagionatura, sollecito reimpiego delle casseforme e rimozione dei prefabbricati.

L'attuale grande disponibilità di mercato di attrezzature di movimentazione ed infissione di prefabbricati del peso di 200 t. ed oltre, della lunghezza di oltre 30 metri, con sezioni superiori ai 2 m² ne acconsente la posa attraverso terreni non legati ed argille con l'impiego di circuiti d'acqua di lubrificazione e taglio e l'asporto di terreno sotto la punta attraverso le predisposte cavità circolari, anche con l'impiego di benne speciali.

La dosatura dei ferri longitudinali fra armatura pretesa su tutte la lunghezza delle palancole ed ordinaria aggiuntiva, fra loro collaboranti, per le tratte più sollecitate, potrà acconsentire una certa riduzione dei pesi dell' acciaio.

Il problema della gargamatura dei singoli elementi costituisce la parte più delicata che richiede notevoli esperienze e capacità dell'operatore nonché una avveduta forma e distribuzione longitudinale delle sedi maschie e femmina per ottenere il perfetto parallelismo degli assi dei singoli prefabbricati e la reciproca aderenza.

- C) I diaframmi continui: l'origine di tali strutture risiede nelle applicazioni per l'edilizia di muri di contenimento di muri di locali interrati e, di seguito, anche per la costruzione di underground metropolitane. Su tali strutture ci soffermiamo in modo particolare.

La possibilità di poter costruire paratie in calcestruzzo armato entro i terrapieni da contenere, con mezzi esclusivamente meccanici, in presenza di acqua, in terreni anche non coesivi senza asporto di materiale oltre a quello occupato dal volume del successivo getto del muro ne ha rapidamente esteso il campo di impiego addirittura anche nella costruzione di casserature temporanee di contenimento per getti all'asciutto di grandi platee o la posa di grandi tubazioni in aree urbane ristrette.

L'originario metodo di escavo delle profonde trincee a parete verticale con procedimento brevettato RODIO, consistente in un'attrezzatura corrente su rotaie a cavallo della trincea stessa, fornita di apparecchiatura a percussione telescopica, "a campana", per la rottura del terreno e di un circuito di miscela d'acqua/bentonite azionato da pompa per il trasporto in superficie del fango di risulta e recupero parziale della bentonite, ebbe in tempi successivi alla seconda guerra mondiale, rapida evoluzione con l'introduzione di speciali benne bivalve sospese o guidate da aste scorrevoli su guide applicate alle torrette ed ai bracci di normali grues. L'impiego dei fanghi bentonitici a prevalenza sulla falda freatica rimase però alla base di ogni procedimento per l'impermeabilizzazione delle pareti dell'escavo e la spinta sulle stesse onde prevenirne i franamenti specie in presenza di materiali sciolti e permeabili.

Dalle prime applicazioni per le banchine di San Vitale, con l'aumentare dei tiranti d'acqua di nuove banchine anche

in altri porti nazionali, gli spessori dei muri aumentarono dagli originari 60 cm fino ad 1 metro mentre la struttura lineare si trasformò in strutture a T, più razionali staticamente, con spessori mediamente di 80 cm. L'esempio recente più ragguardevole è rappresentato da Gioia Tauro e fu proprio realizzato da un'Impresa romagnola con la più moderna tecnologia ed attrezzature di propria creazione, (mq 220.000 di diaframmi a T spessore m 0,80 per tiranti d'acqua di m 11,50 e metri 13,50).

In tale occasione la principale innovazione tecnologica fu costituita dall'impiego di una benna speciale guidata in grado di escavare contemporaneamente sia il pannello frontale che lo sperone dei pannelli aventi la lunghezza di metri 3,00.

a) Procedimenti costruttivi: il tracciato della banchina viene "armato" con due guide superficiali formate con piastre di calcestruzzo i cui fili interni ripetono la sezione orizzontale del muro/diaframma. La loro funzione è di guida della apparecchiatura di scavo la cui corsa verticale deve essere perfettamente a piombo e priva di ogni movimento rotatorio. L'escavazione è costantemente eseguita in presenza di fango bentonitico il cui livello viene costantemente mantenuto almeno 1 metro al di sopra della falda freatica naturale per assicurare una permanente prevalenza dei fanghi sull'acqua del sottosuolo: ciò allo scopo, come si è detto dianzi, di prevenire lo svilupparsi di frane lungo le pareti dell'escavo.

Le profondità degli escavi raggiungono mediamente i $20 \div 30$ metri sotto il livello del terrapieno.

A scavo ultimato il mantenimento del livello della miscela acqua/bentonite, senza altre aggiunte, assicura il buon esito dell'escavazione.

Con l'impiego di una seconda gru, la gabbia d'armatura preparata sul terrapieno viene sollevata in solido fino a raggiungere la posizione verticale. A questo punto, la gabbia stessa viene introdotta nelle guide e progressivamente fatta scendere entro la trincea fino a raggiungere il fondo. L'introduzione della gabbia provoca lo sfioro di una parte dei fanghi bentonitici che vengono recuperati. Durante l'escavo, uno speciale separatore scarica a parte il materiale terroso permettendo il riciclaggio di parte della bentonite originaria.

L'operazione di getto del calcestruzzo avviene mediante una tramoggia alimentata dall'autobetoniera, fornita inferiormente da un tubo telescopico la cui bocca inferiore viene tenuta costantemente affogata nella parte superiore della colata subacquea, favorendo il refluo laterale dello stesso calcestruzzo entro la sua cassaforma naturale costituita dal terreno.

Il fango bentonitico, sotto l'azione del peso del calcestruzzo, che ne occupa gradualmente il volume, viene sospinto verso l'alto per sfiorare sopra la guida.

Ultimato il getto del muro poco al di sopra della quota superiore di progetto, con i ferri verticali d'armatura a sporgere per la successiva ripresa del calcestruzzo armato della sovrastruttura, si procede in fase successiva alla scarifica della testa del muro ed alla sua pulizia per assicurare la migliore aderenza con il nuovo calcestruzzo della sovrastruttura.

- b) Giunzione dei pannelli: la lunghezza modulare dei pannelli è fino ad ora di m. 3,00 che si è considerato, specie per spessori di muro inferiori agli 80 cm, come limite per una regolare distribuzione del getto del calcestruzzo dianzi descritto.

Vi è tuttavia la tendenza ad incrementare tale lunghezza modulare anche per la sezione a T migliorando la tecnica del getto del calcestruzzo.

L'avanzamento costruttivo, in funzione del collegamento fra pannello e pannello avviene in genere mediante il posizionamento alterno di pannelli "maschio" e pannelli "femmina".

Una serie di pannelli femmina viene costruita per prima lasciando l'intervallo fra pannello e pannello necessario alla costruzione successiva della serie di pannelli maschio.

Completato lo scavo di un pannello femmina, due tubi forma; del diametro corrispondente allo spessore del diaframma, e la lunghezza corrispondente alla sua profondità, vengono calati all'interno della trincea, ciascuno all'estremità dello scavo in modo da formare una casseratura che, una volta estratta, lascia due impronte semicircolari concave lungo entrambe le estremità del pannello.

La successiva formazione del pannello maschio, fra due pannelli femmina, avviene quindi in modo che il getto del calcestruzzo occupi la lunghezza del pannello fino

ad invadere le due concavità contigue formando così una struttura praticamente priva di continuità. Altro procedimento d'avanzamento é costituito dalla costruzione di un pannello dopo l'altro impiegando un solo tubo forma ad una estremità ottenendo elementi con una estremità maschio ed una femmina ottenendo egualmente l'ermeticità della tenuta fra elemento ed elemento.

- c) Tirantatura del palancoato e del diaframma: la tecnica della tirantatura con attacco sulla parte superiore, generalmente fuori acqua, della paratia si é evoluta negli ultimi decenni con l'adozione prima di tiranti massicci in barre d'acciaio ad alta resistenza del tipo Dywidag e successivamente con cavi d'acciaio armonico rivestiti di guaina protettiva. L'adozione di questi ultimi si va vieppiù diffondendo per la loro praticità di trasporto in matassa e la praticità dell'impiego diretto senza l'onere di ulteriori protezioni. Per i primi, infatti, la protezione con guaina protettiva di plastica o di acciaio da riempire con iniezioni di malta di cemento, ottenendo una efficace protezione delle barre massicce d'acciaio, va eseguita dopo la posa in opera del tirante.

Gli ancoraggi dei tiranti, che sfruttano le spinte passive del terreno, sono costituiti da muri verticali siti a conveniente distanza dal diaframma, nel sottosuolo.

Tali ancoraggi possono essere costituiti da grandi piastre in c.a., prefabbricate e poste in opera nello stesso sbancamento di terra necessario alla posa dei tiranti, da diaframmi continui o da pannelli isolati da costruire con lo stesso procedimento della banchina o da grosse palancole da infiggere nel terrapieno.

Ai due tipi di tiranti sopradescritti, va aggiunto un nuovo tipo di tirante autoancorante che, applicato alla parte superiore della paratia, viene introdotto, mediante trivellazione sub orizzontale, nella massa del terreno del piazzale.

Successivamente, mediante iniezione ad alta pressione di malta di cemento si ottiene la formazione di una serie di bulbi nelle parti inferiori del tirante, che ne costituiscono l'ancoraggio.

Si ottiene in pratica un tirante in c.a., inclinato sotto il piano orizzontale che agisce in presenza di terreno indisturbato e compresso degli strati soprastanti.

La possibilità di applicare tale tirante suborizzontale sulla paratia anche in punti sotto il livello del mare offre allettanti possibilità di ridurre l'entità degli sforzi di flessione della paratia stessa ed un più razionale utilizzo della sua armatura.

C) Descrizione tecnica di esempi di banchine a diaframma
(Vedi disegni allegati)

1) Porto di Ravenna

Darsena San Vitale - Banchina per fondali (-9,40) -
Anni 1962 - 63

Il Porto Commerciale di Ravenna, situato nella località "San Vitale", è stato costruito su una vasta zona di terreno pianeggiante, a Sud del Canale Candiano il quale collega la vecchia darsena di città col mare aperto. Progettato dal fu Prof. Luigi Greco, con un bacino di evoluzione e numerose banchine aventi uno sviluppo totale di circa 2000 metri, si rese necessaria la sua costruzione a secco; si pensò cioè dapprima di costruire le banchine e successivamente di creare davanti alle banchine il fondale mediante dragaggio.

Il progetto del Prof. Luigi Greco prevedeva l'infissione di pali a contatto in cemento armato accostati fra loro per formare la parete esterna della banchina e l'infissione di pali inclinati d'ancoraggio all'interno. Il collegamento fra di loro di queste strutture si realizzava mediante una robusta sovrastruttura in cemento armato. Lo scopo era quello di trasmettere tutti i carichi esterni permanenti ed accidentali (questi ultimi a ragione di 4 tonnellate per metro quadrato) sui pali e sulla paratia e non sul terreno sottostante onde ridurre le spinte sul diaframma limitandole a quelle naturali del terreno a tergo.

Gli inconvenienti derivanti da una parete verticale formata da pali accostati fra di loro sono ben noti: a parte la difficoltà di infiggere i pali mantenendo la loro perfetta verticalità, dei vuoti tra palo e palo sono inevitabili.

Questo è il motivo per il quale l'Impresa costruttrice propose, e la proposta fu accettata, di sostituire ai pali contigui una parete a diaframma da realizzare previo scavo con l'impiego di fanghi bentonitici, con getto in sito di calcestruzzo adeguatamente armato.

Per l'esecuzione del lavoro erano necessarie tanto la conoscenza preliminare più completa del terreno da scavare, che l'accurata scelta degli inerti da usare per la confezione del calcestruzzo.

Si resero perciò necessari preliminarmente un numero adeguato di sondaggi del terreno, di prove granulometriche dei materiali, di test su cubetti di calcestruzzo cui si aggiunsero nel corso dei lavori anche l'estrazione di carote dalle opere eseguite e loro prove di laboratorio.

I sondaggi segnalavano l'esistenza di uno strato, in maggior parte sabbioso, avente un'altezza di circa 15 m. a partire dalla superficie del terreno. Al di sotto di esso esisteva del fango argilloso, il cui tenore in argilla diminuiva con la profondità, l'argilla essendo gradualmente sostituita da sabbia. I sondaggi furono spinti sino a 25 m circa di profondità. Inoltre furono infissi alcuni pali prova di calcestruzzo per determinare la lunghezza necessaria da assegnare ai pali inclinati della struttura d'ancoraggio.

La stabilità generale allo slittamento dell'insieme è stata verificata con il "Metodo svedese".

Le prove di carico effettuate alla fine dei lavori hanno dato dei risultati molto soddisfacenti e così pure il comportamento della struttura nel tempo. Vi è da aggiungere anzi che l'accorgimento d'aver incorporato, nell'unico corpo del solettone e delle travi della sovrastruttura, le ancorature ai retrostanti pali inclinati, con il compito anche di assorbire i carichi verticali agenti sulla banchina, si è dimostrato particolarmente felice.

Infatti oggi è possibile prevedere il sovrizzo delle banchine di San Vitale, a seguito del fenomeno di subsidenza, senza introdurre nel diaframma alcun sforzo suppletivo orizzontale.

Esempi di altre paratie a diaframma, di più recente esecuzione, sono oggi largamente presenti nel Porto di Ravenna.

2) Porto di Oristano

Canale interno - Banchina a (-12,00) - Anno 1978

Un tratto di banchina a diaframma, della lunghezza di 225 ml, in corrispondenza della riva Nord del canale di penetrazione, presso l'imboccatura dell'avamposto di Oristano, è stata costruita nel corso dell'anno 1978.

A differenza parziale del Porto di Ravenna dove tut

ti i banchinamenti, per la diffusa cattiva natura dei terreni, sono del tipo infisso, all'interno del Porto di Oristano una sensibile diversificazione della natura del sottosuolo nei suoi vari punti ha diversificato anche il tipo di strutture. Si ha così un pontile a giorno su pali d'acciaio nella zona dell'avamposto, una prevalente parte di banchine a gravità in massi di calcestruzzo sia nell'avamposto che nel canale di penetrazione ed infine una banchina a diaframma continuo di calcestruzzo armato collegato ad entrambe le estremità a banchine a gravità. La scelta di tale tipo di struttura avvenne dopo una serie di terebrazioni e prove penetrometriche che denunciarono la presenza in profondità, sotto una coltre dello spessore di 5 metri costituita di terreno sabbioso-ghiaioso, di strati alterni di limi argillosi e limi sabbiosi.

Scartata la soluzione a gravità, la scelta tecnica cadde su un diaframma spinto fino a (-24,70) in funzione del tirante d'acqua di 12 metri e dei sovraccarichi di 6 t/m^2 oltre a quelli trasmessi della grue per movimentazione di containers la cui rotaia a mare cadeva sulla verticale del diaframma mentre la seconda veniva predisposta sulla verticale della serie dei pali a cavalletto di ancoraggio dei tiranti del tipo Dywidag.

La struttura fu prevista in pannelli a T della lunghezza di 3 metri con prospetto e sperone dello spessore di m 0,80; lo sperone risultò sporgere dal filo interno del muro frontale di m. 2,20 creando un quadrato d'inviluppo di m. 3 x 3.

La costruzione procedette regolarmente seguendo il tradizionale metodo dell'escavo con benna in presenza di fanghi bentonitici, previa posa della guida superficiale di calcestruzzo lungo tutto il contorno delle sagome a T.

Il momento massimo positivo introdotto nei calcoli del diaframma fu di 200 Tm/m e quello negativo di 85 Tm/m .

Le tensioni massime nei ferri risultarono di 1.665 kg/cm^2 e quelle nei calcestruzzi di 71 kg/cm^2 .

I tiranti furono ancorati al diaframma in corrispondenza degli speroni con l'intervallo, quindi di m 3,00.

Su ciascun tirante composto di tre barre Dywidag $\emptyset 32$ il tiro complessivo di oltre 147 t. indusse la trazione unitaria di quasi 6.400 kg/cm^2 nella condizione più sfavorevole.

Gli ancoraggi sono costituiti superiormente da una trave a T

rovescia, che porta in sommità la rotaia interna della grue, mentre l'ala di base é ancorata ad una serie di pali Franki lunghi circa 17 metri, disposti a cavalletto con angolo di ogni palo, compresso o teso, di 16 gradi sulla verticale.

Raccordo con banchina a gravità

La costruzione del diaframma seguì di poco la ultimazione di un breve tratto contiguo formato di massi in calcestruzzo con imbasamento da quota -11,00 a quota -14,00 costituito da pietrame scapolo, una parte del quale, per esigenze costruttive, veniva a interferire con la proiezione verticale della sezione a T del nuovo diaframma.

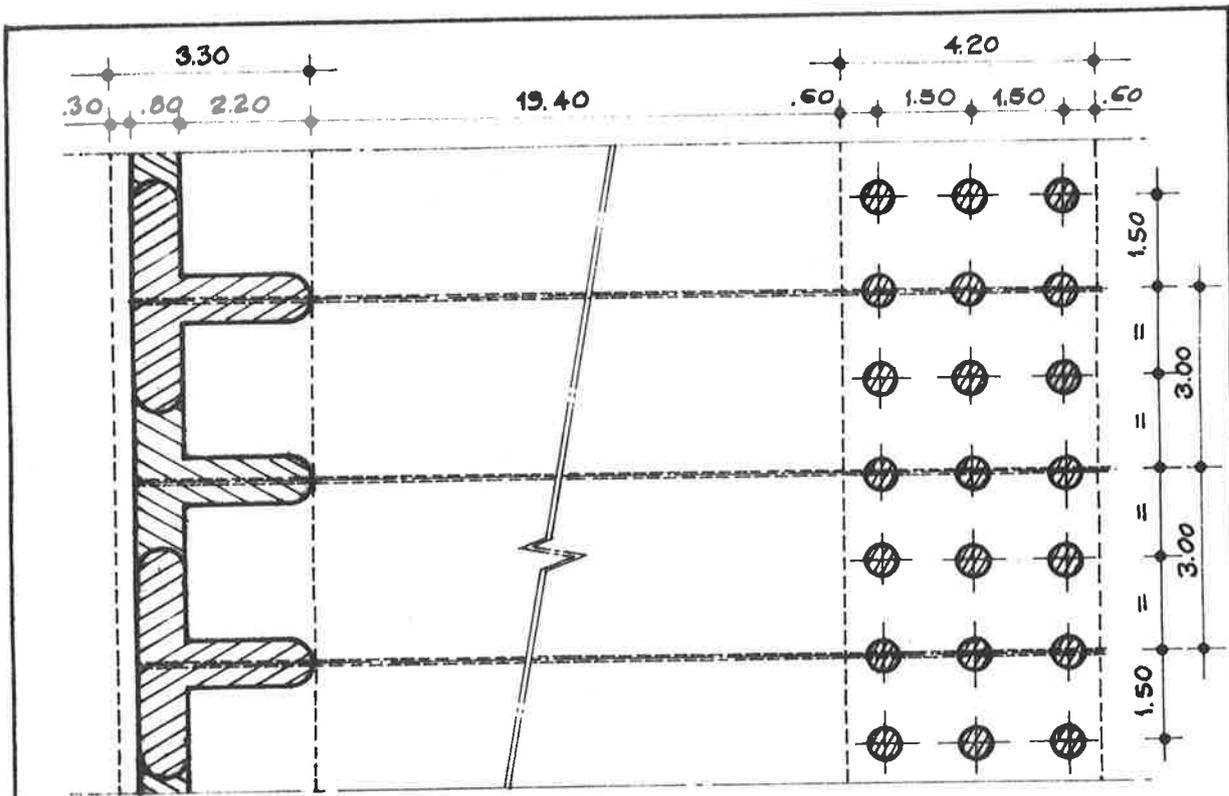
Lo stesso diaframma precedette invece il prolunga-mento della stessa banchina con una struttura a massi di calcestruzzo analoga alla precedente. Il prolungamento del diaframma con la struttura a gravità imbasata su pietrame non incontrò il minimo inconveniente in quanto l'escavo della trincea per la nuova banchina non poteva recare danno all'estremità della parete verticale monolitica del diaframma.

Non tutto andò liscio invece, nel raccordo del diaframma con l'estremità della banchina a massi già ultimata.

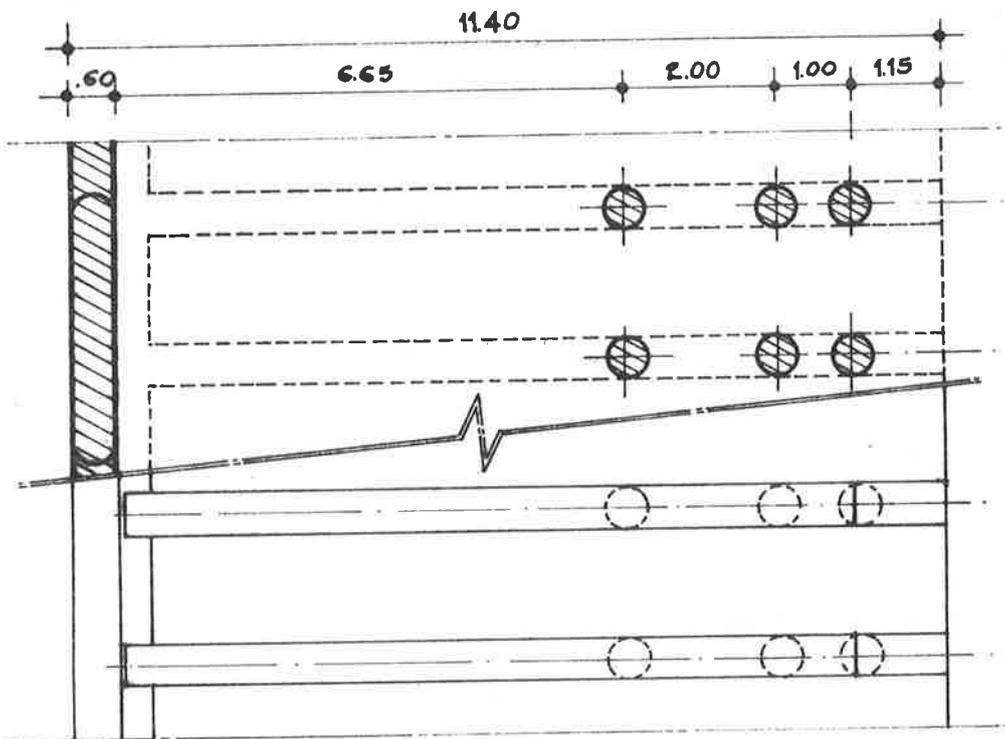
Infatti la presenza dell'imbasamento di pietrame, oltreché rendere più gravoso l'escavo della sede del diaframma, non poteva che provocare, con la sua grossolana permeabilità, la perdita dei fanghi bentonitici e quindi l'impossibilità di procedere con l'escavazione della trincea al di sotto di quota -10,00 circa.

Fu quindi necessario impermeabilizzare completamente l'imbasamento di pietrame cadente sotto la sagoma del diaframma mediante una serie di iniezioni di cemento, sabbia e bentonite effettuate mediante fori trivellati anche attraverso lo stesso pietrame.

Il successivo escavo della trincea del diaframma, potè quindi essere realizzato con benna e impiego di scalpello sempre in presenza dei fanghi bentonitici.

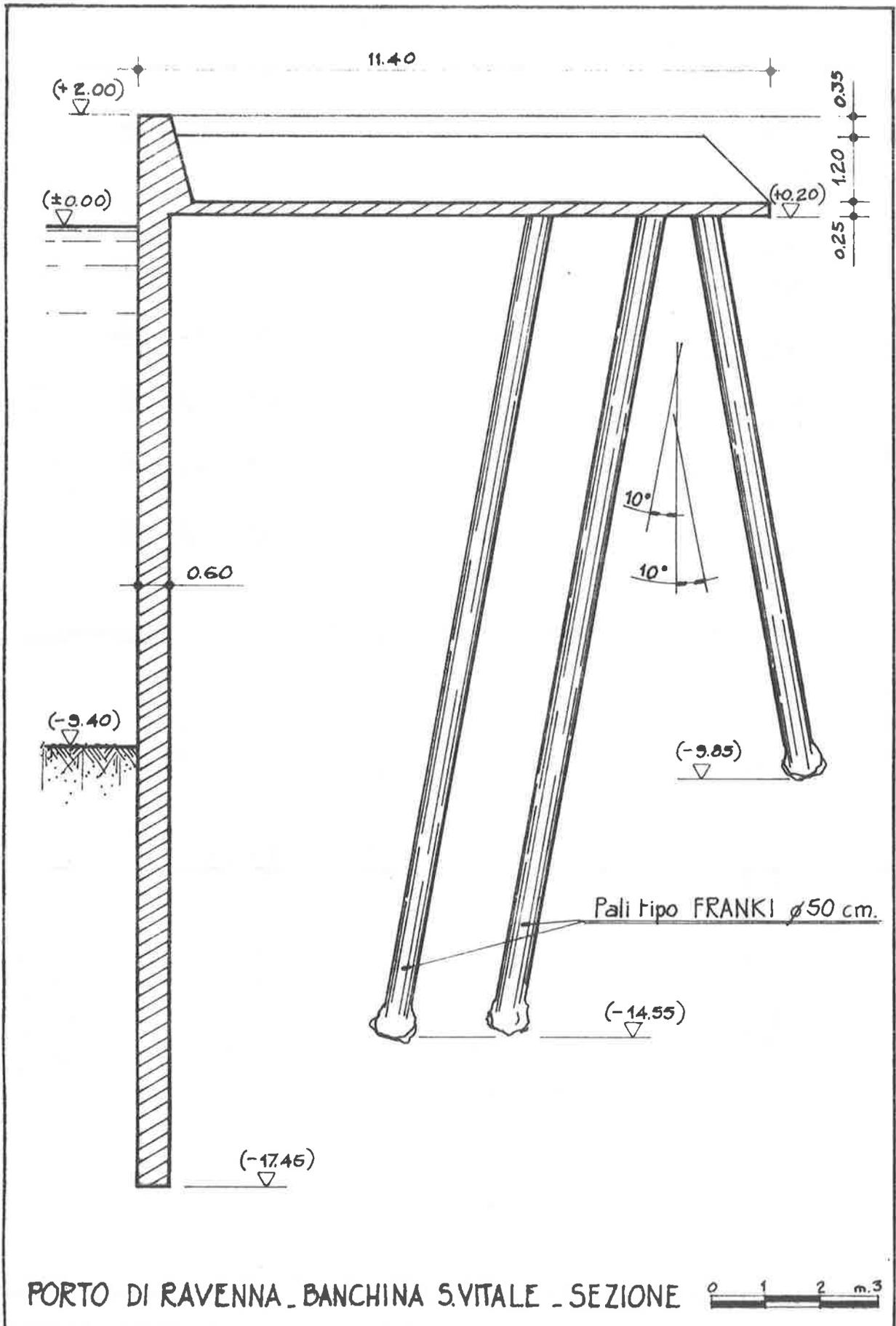


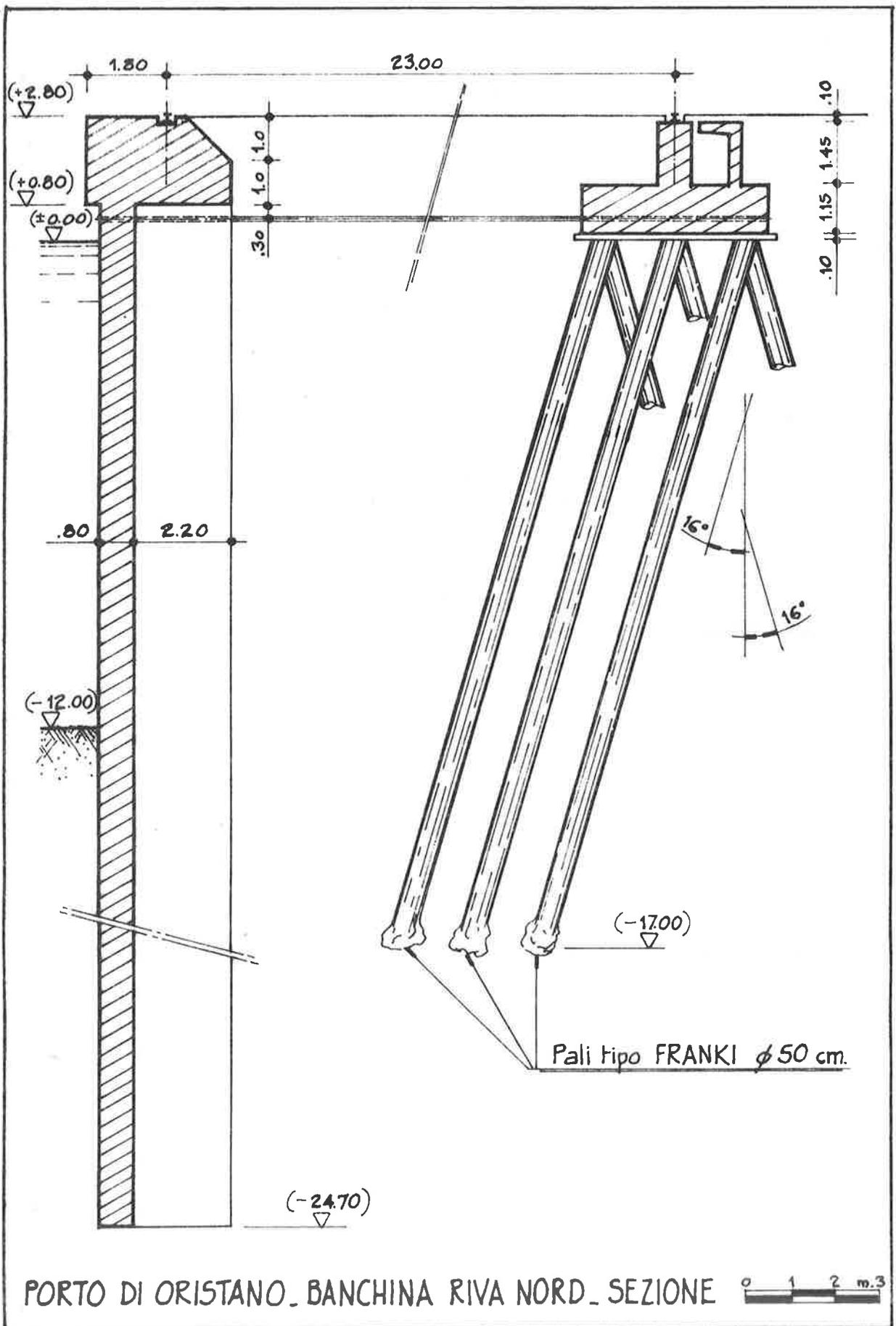
PORTO DI ORISTANO - BANCHINA RIVA NORD - PIANTA



PORTO DI RAVENNA - BANCHINA S.VITALE - PIANTA







TITOLO :

ESECUZIONE DELLE FONDAZIONI DEL PIU' GRANDE PONTE
AD ARCO IN CALCESTRUZZO "COSTA - ISOLA SAN MARCO".

AUTORE :

ING. DARIO ALMESBERGER

ESECUZIONE DELLE FONDAZIONI DEL PIU' GRANDE PONTE
AD ARCO IN CALCESTRUZZO "COSTA - ISOLA SAN MARCO"

DARIO ALMESBERGER

SOMMARIO

L'isola San Marco in Jugoslavia è collegata con la costa mediante un ponte ad arco in calcestruzzo di 390 metri di luce. L'esecuzione di questo arco con elementi prefabbricati è senz'altro un risultato interessante, però l'esecuzione delle fondazioni a forma di forcina con due elementi prefabbricati di notevoli dimensioni al fine di superare il canale lungo 470 metri con un arco in calcestruzzo di misura realizzabile è una soluzione senza precedenti. Tutti gli elementi prefabbricati delle fondazioni sono stati prodotti sulla costa e con mezzi interessanti trasportati e montati alla profondità di 20 metri.

Sul cassone della fondazione (dimensioni 5,5x5,5x20 m) a 20 metri di profondità appoggia l'elemento diagonale, mentre l'elemento orizzontale della fondazione dell'arco si trova sopra il livello del mare. Gli elementi prefabbricati delle fondazioni con i pesi di 500 e 320 tonnellate sono stati trasportati con apposite macchine e calate sul fondo precedentemente preparato. Il calcestruzzo impiegato è stato precedentemente studiato e provato presso l'Istituto dell'Università di Zagabria.

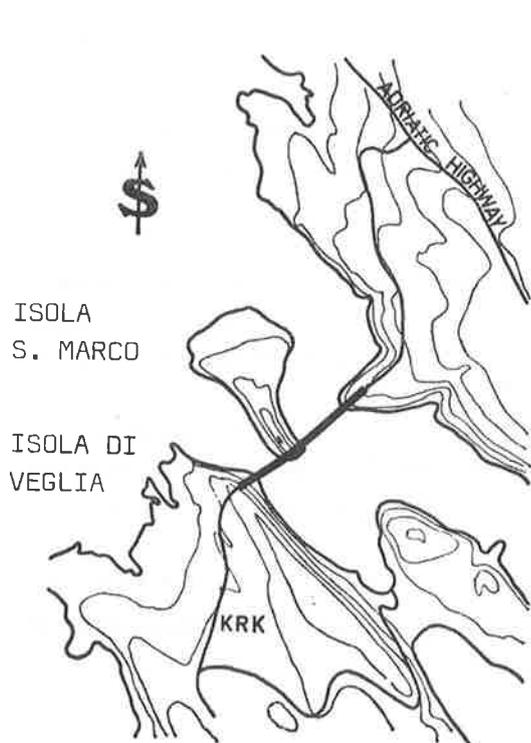
SUMMARY

The island of St. Mark in Yugoslavia is linked with the coast by an arch bridge in concrete with an opening of 390 metres. The construction of this arch using prefabricated members is undoubtedly an interesting outcome, but the construction of fork shaped foundations by using two very large prefabricated members, thus covering the 470 m channel with a feasibly sized arch in concrete is a solution without precedent. All the foundations' prefabricated members have been made on the shore, transported by suitable means and assembled at the depth of 20 metres. The diagonal element rests on a foundation block (size: 5,5x5,5x20 m) at a depth of 20 metres, whilst the horizontal element of the foundation

arch is situated above sea level. The foundation's prefabricated elements weighing 500 and 320 tons were transported by proper lighters and lowered on to the sea bottom, aptly prepared beforehand. The concrete itself was studied and tested beforehand at the Institute of Zagreb University.

1. INTRODUZIONE

Sono passati ben 20 anni di confronti e dibattiti tra vari progetti proposti, in acciaio e calcestruzzo, prima di arrivare alla soluzione scelta: collegare la terraferma con l'isola di Veglia (JUGOSLAVIA) mediante due ponti ad arco in calcestruzzo (Fig.1).



QUANTITÀ DEI LAVORI

	CLS m ³	ARMATURA t	CAVI t
FONDAZIONI	7850	1120	-
PILASTRI	1620	320	-
ARCHI	7270	1460	35
STRADA	3920	520	125
TOTALE	20660	3420	160

Fig. 1 Posizione geografica del ponte

Avendo il terreno roccioso, già all'inizio era chiaro che la soluzione di passare dalla terraferma all'isola di Veglia tramite l'isolotto San Marco con due ponti ad arco era la soluzione migliore. Superare la luce di 250 m tra l'isola San Marco e l'isola di Veglia non era un problema, perchè la ditta esecutrice "MOSTOGRADNJA" di Belgrado aveva nel 1966 realizzato il ponte di Sebenico di 246 met, ma collegare la terraferma con l'isola

San Marco, dove abbiamo uno specchio d'acqua di 470 metri con un ponte ad arco in calcestruzzo era un'impresa senza precedenti. Il ponte di Gladesville-Australia (1964), con 305 metri di luce teneva il primato tra i ponti ad arco in calcestruzzo, però aveva una luce di molto inferiore e la sua realizzazione è costata notevoli sacrifici.

Numerose erano le opinioni riguardo la soluzione da impiegare per il canale fra l'isola S. Marco e la costa:

1. Il ponte sospeso in acciaio attraversava il canale con una campata di 460 metri senza pile nel mare, però aveva un costo troppo elevato di manutenzione
2. La travata continua in calcestruzzo precompresso con luci di 130+210+130 metri presentavano una soluzione elegante, però le due pile, oltre alla costosa fondazione da situare alla profondità di oltre 60 metri, rappresenterebbero un costante pericolo per la navigazione e per il ponte stesso
3. L'arco in calcestruzzo presentava la soluzione ottimale, perché oltre ad attraversare il canale con una campata senza pile nel mare, offriva una soluzione con un costo minimo di manutenzione. Grazie alla configurazione delle sponde era possibile diminuire la luce dell'arco a una misura realizzabile, eseguendo le fondazioni sotto il livello del mare. Per questo è stato eseguito uno studio di ricerca alla fine di trovare la luce ottimale che prendeva in considerazione le spese per la realizzazione dell'arco e delle fondazioni sotto il livello del mare. I risultati hanno messo in evidenza, che il quantitativo di calcestruzzo cresce rapidamente per luci superiori a 300 metri ed è enormemente alto quando si supera i 400 metri. Dall'analisi delle spese per la realizzazione di fondazioni sotto il livello del mare, si è potuto constatare, che fino a 20 metri di profondità i lavori di esecuzione hanno un prezzo accettabile dato che possono essere eseguite con sistemi di cui l'impresa appaltatrice possiede le necessarie attrezzature e l'esperienza. Prendendo in considerazione tutte queste informazioni è stato deciso di eseguire le fondazioni

a 19 metri sotto il livello del mare e superare il canale con un'arco in calcestruzzo di 390 metri di luce. In conclusione è stata accettata la soluzione di collegare l'isola di Veglia con due ponti ad arco in calcestruzzo (Fig. 2) dalle rispettive luci di 390 e 250 metri per un prezzo di 261.000.000 Dinari (cca 11 miliardi di lire nel 1976).

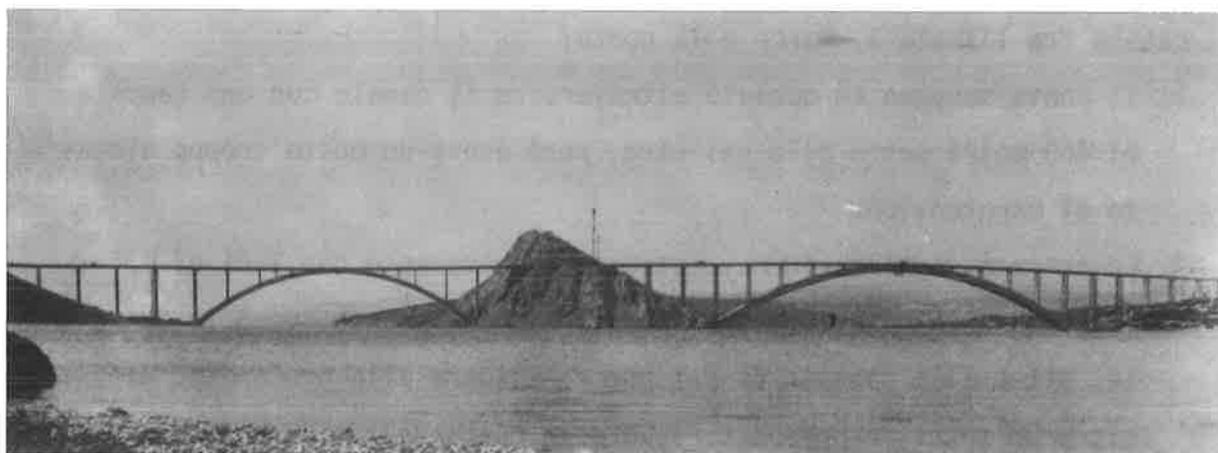


Fig. 2 Ponti ad arco " COSTA - ISOLA S. MARCO - ISOLA di VEGLIA "

2. BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA

Come si vede dalla Fig.3a la struttura dell'arco grande appoggia su fondazioni a forma di forcilla. Il ramo orizzontale della forcilla trasmette la pressione orizzontale dell'arco direttamente sulla roccia, sopra il livello del mare, mentre la reazione verticale dell'arco viene caricata sulla fondazione eseguita a 19 metri sotto il livello del mare. Le fondazioni del piccolo arco che collega l'isola San Marco con l'isola di Veglia sono dei blocchi in calcestruzzo posizionati 4 metri sotto il livello del mare. L'arco in cemento armato è tutto composto da pannelli prefabbricati. I pannelli vengono fabbricati sulla costa, trasportati sotto l'arco con una motozattera e sollevati con una gru teleferica dalla portata di 2x10 ton (fig.3b). Il pannello inferiore viene da una parte fissato con un giunto al pannello precedente già montato, mentre, dall'altra parte viene tenuto da due viti fissate nella mensola sporgente del ponteggio. Sul pannello inferiore orizzontale vengono montati i due

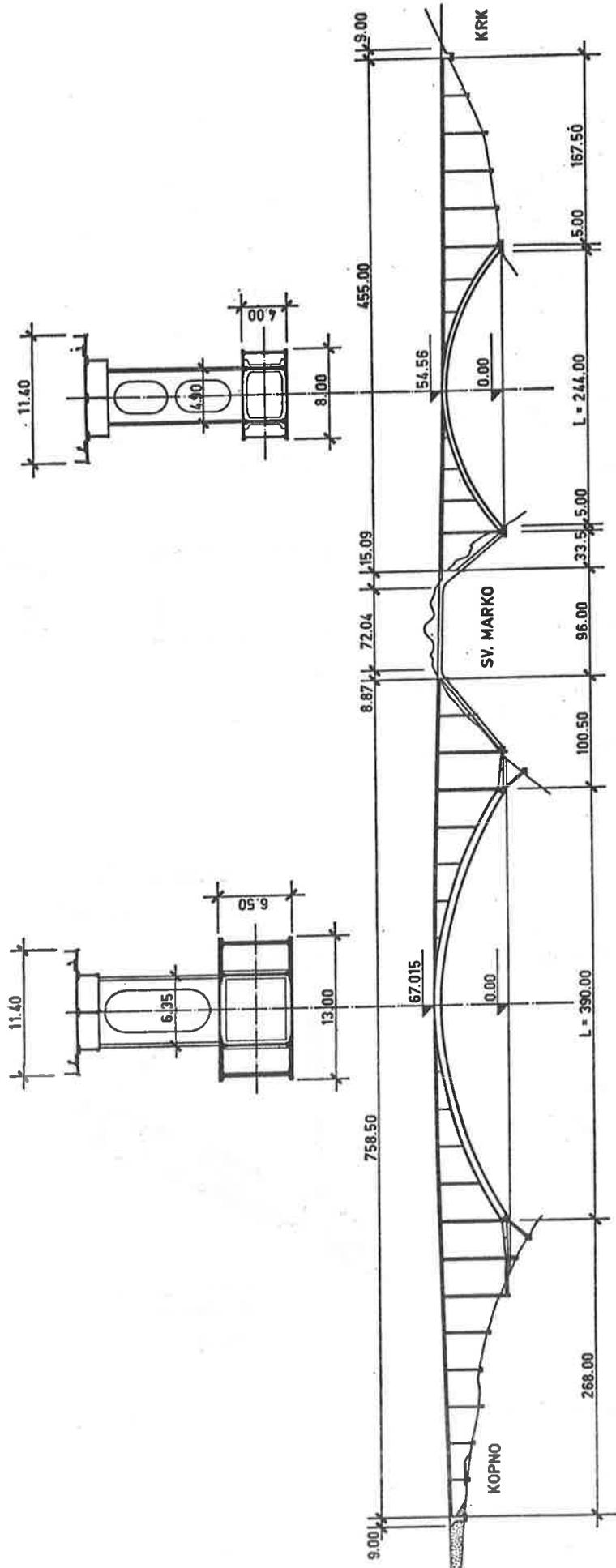


Fig. 3a Disposizione generale dei ponti " COSTA - S. MARCO - VEGLIA "

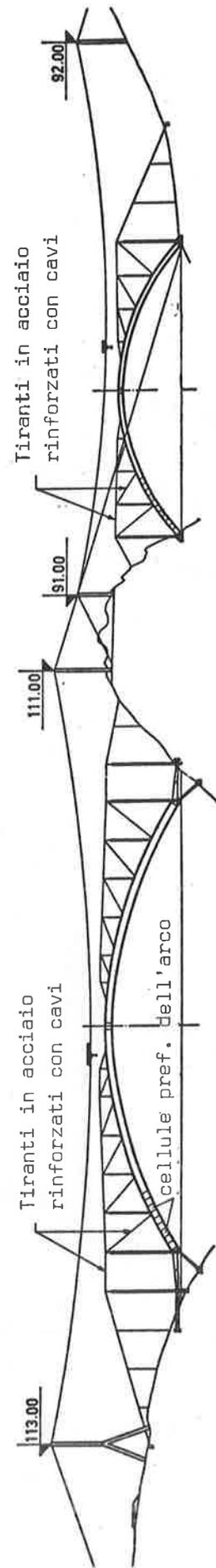


Fig. 3b Esecuzione dell'arco con cellule prefabbricate

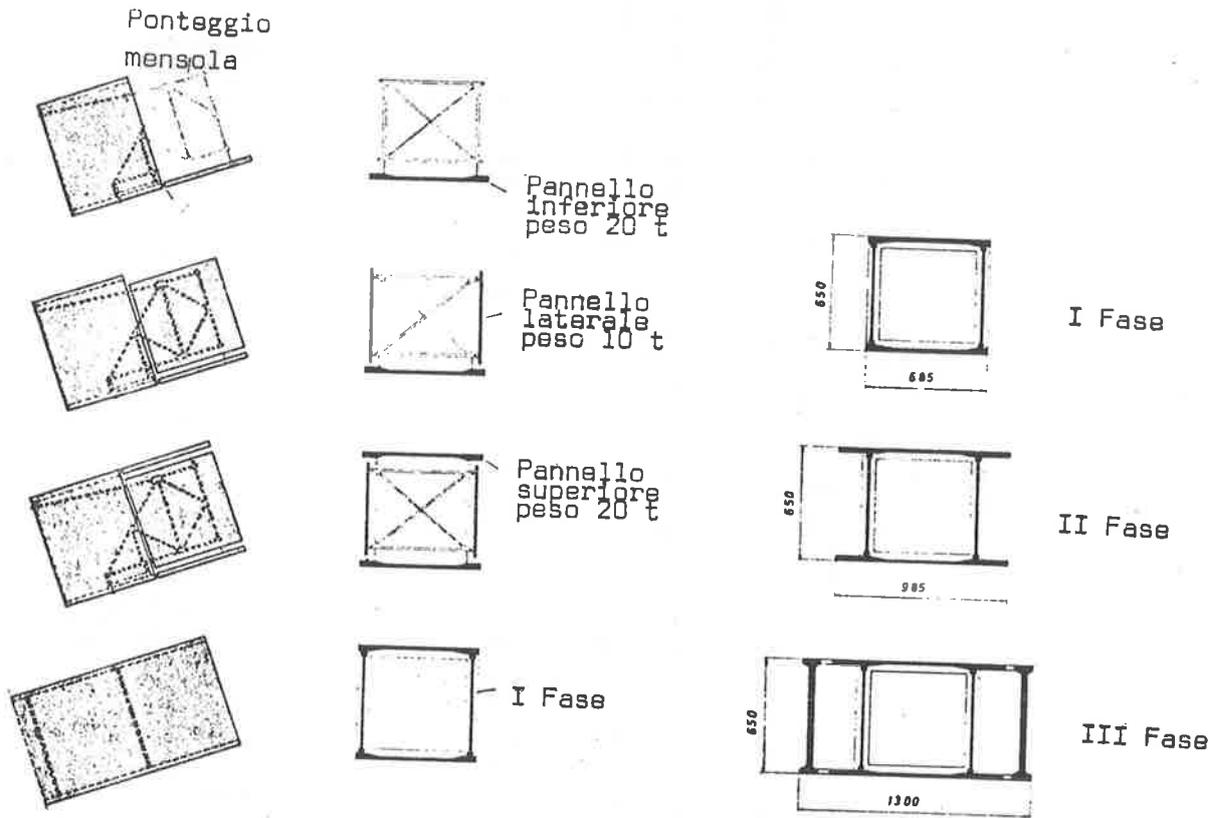


Fig. 3c Montaggio dei pannelli della cella e fasi di esecuzione della sezione dell' arco grande

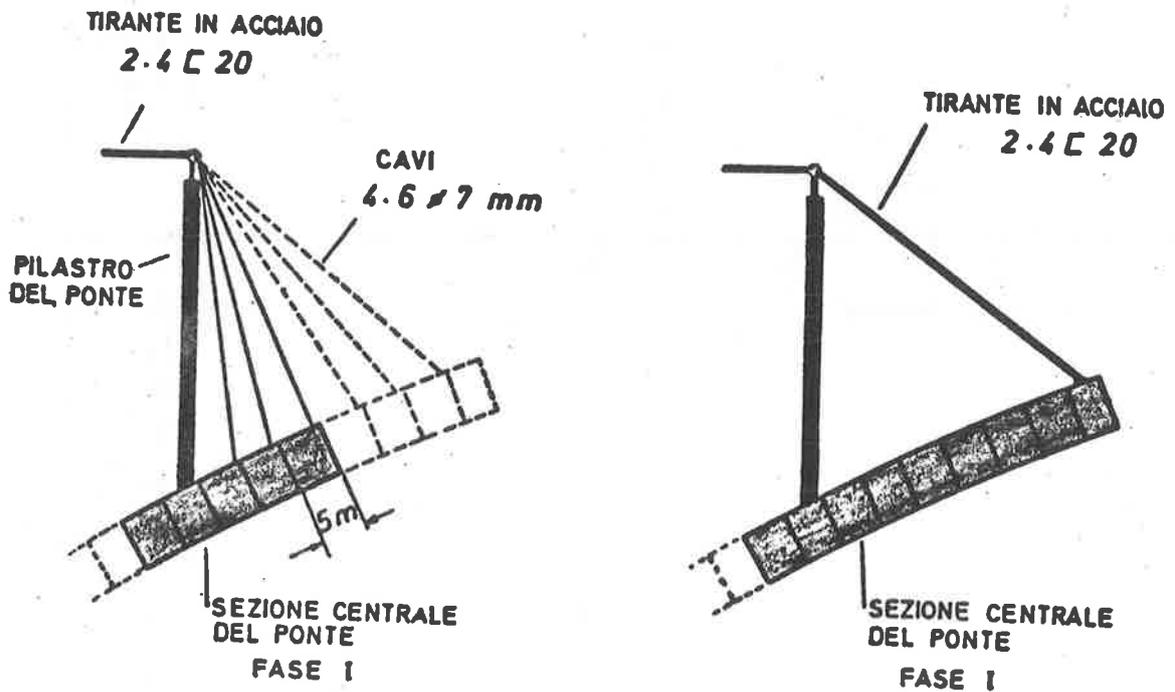


Fig. 3d Fissaggio della cella con cavi ancorati in cima al pilastro

pannelli verticali. Il pannello orizzontale superiore è anche fissato da una parte col giunto del pannello della cellula precedente e dall'altra parte con le viti della mensola del ponteggio (fig.3c). I due pannelli orizzontali e i due pannelli verticali costituiscono una cellula. L'arco grande è stato eseguito con 40 cellule bilaterali e l'arco minore con 16 cellule bilaterali. Eseguiti i getti di completamento che collegano i vari pannelli, la cellula viene fissata con dei cavi alla cima del pilastro precedente (fig.3d). Questi cavi ausiliari vengono tolti, quando la settima cellula viene fissata con dei tiranti in acciaio al pilastro precedente. Su questa cellula viene eseguito il getto del nuovo pilastro. I pilastri sono eseguiti con casseforme rampanti e sono distanti l'uno dall'altro 33,5 m.

Tutta la costruzione è sostenuta da tiranti in acciaio ancorati alle sponde (Fig. 3e).

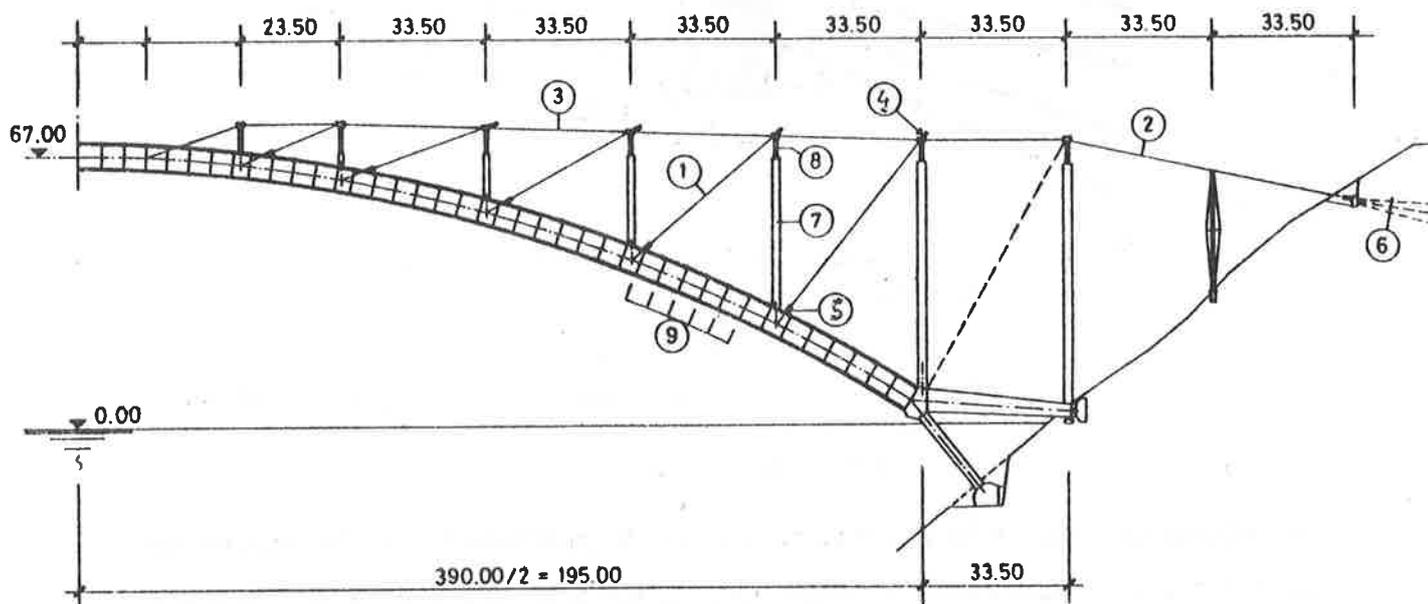


Fig. 3e Costruzione dell' arco grande con il sistema mensola

- 1 - Tirante portante
- 2 - Tirante d' ancoraggio
- 3 - Tirante d' ancoraggio esteso
- 4 - Dispositivo per il controllo della forza nel tirante
- 5 - Ancorante d' acciaio per collegamento del tirante con l'arco
- 6 - Cavi ancorati nella sponda rocciosa
- 7 - Pilastri della costruzione stradale
- 8 - Parte provvisoria del pilastro
- 9 - Cellule prefabbricate dell' arco

Questi tiranti reggevano le parti già eseguite dell'arco e controllavano le forze e gli influssi nell'opera mediante attrezzature idrauliche collocate alle loro estremità. Le forze d'ancoraggio trasmesse al molo erano notevoli, però come si vede dalla Fig.3f ancorando i cavi di precompressione dei blocchi di calcestruzzo profondamente nella roccia, si potevano trasmettere al terreno anche i massimi carichi.

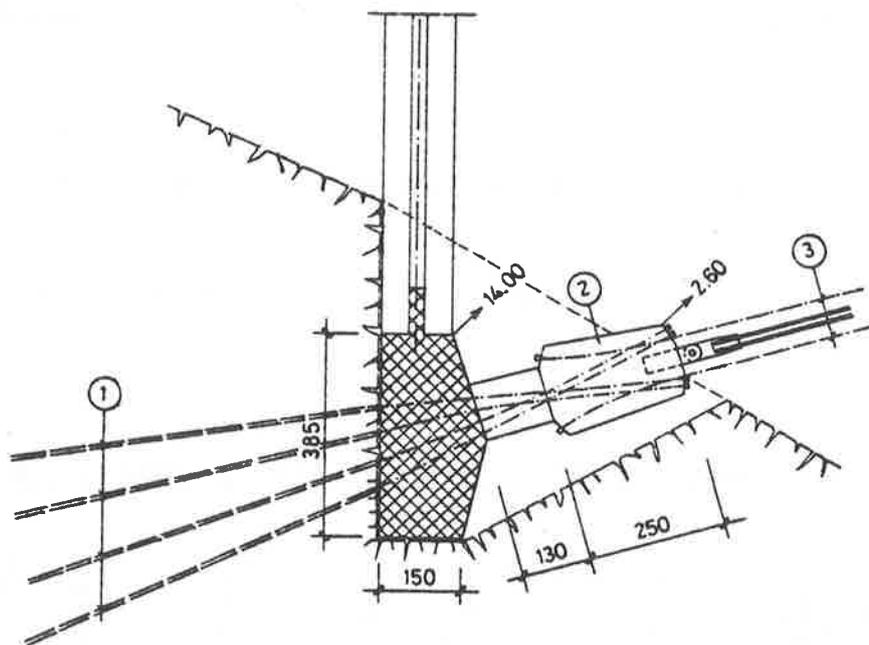


Fig. 3f Collegamento del tirante con il blocco di ancoraggio sulla costa

- 1 - cavi ancorati al suolo
- 2 - blocco di calcestruzzo per la precompressione dei cavi
- 3 - tiranti dell'arco

La costruzione stradale è composta da lastre prefabbricate che appoggiano su tre travi in calcestruzzo precompresso montate sulla cima dei pilastri.

3. STUDIO SULLA SCELTA DELLA FONDAZIONE PER L'ARCO DI 390 METRI

Come è stato già detto, per superare il canale largo 470 metri tra la costa e l'isola San Marco con un ponte ad arco in calcestruzzo di misura realizzabile bisognava eseguire le fondazioni sotto il livello del mare. Le fondazioni a forma di forcina in teoria sono conosciute quasi 50 anni, però non sono mai state impiegate in opere importanti. Nel nostro caso, l'idea di eseguire le fondazioni dell'arco grande a forma di forcina ha suscitato parecchio stupore e interesse. Nella Fig. 4 si nota la fondazione a forcina eseguita sulla sponda dell'isola San Marco.

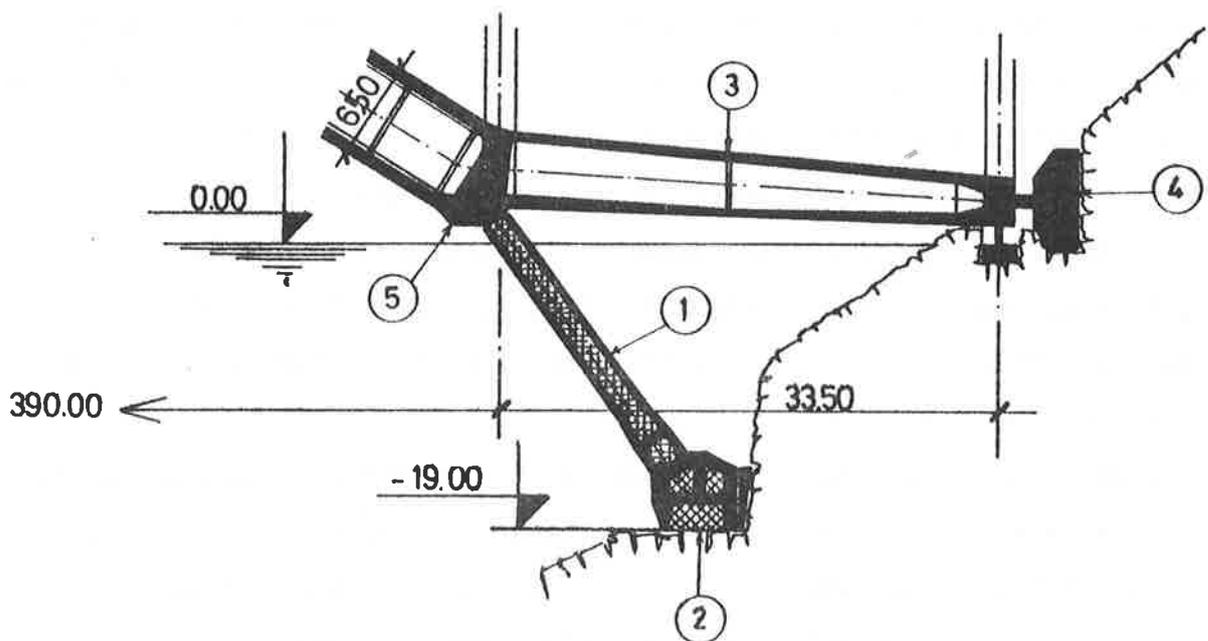


Fig. 4 Fondazione dell'arco grande, parte isola San Marco

Questa fondazione è costituita dall'elemento diagonale (1), dal cassone della fondazione (2), dal puntone orizzontale (3), dal blocco spingente (4), e dal blocco d'appoggio (5). Il carico dell'arco viene praticamente distribuito in parte al puntone orizzontale che è di sezione cava e in parte all'elemento diagonale che appoggia sul cassone di fondazione.

La costruzione orizzontale che tramite il blocco spingente è collegata con il terreno roccioso, sopporta i momenti flettonici dell'arco dovuti al

carico utile e all'azione del vento. Questo puntone orizzontale è un prefabbricato con sezione cava variabile da 4,82x13,00 metri vicino al blocco d'appoggio a 3,00x20,00 metri all'altra estremità, dove è collegato mediante cerniera al blocco spingente. Anche se il puntone orizzontale ha una superficie esterna variabile, la sezione del calcestruzzo è sempre costante (cca 14 m^2), così è costante anche la tensione (cca 660 N/cm^2) per un carico medio dell'arco. La tensione massima che si potrebbe avere col carico statico e dinamico è di 1200 N/cm^2 con punte fino a 1500 N/cm^2 . La superficie del blocco spingente (4) con la quale viene trasmesso il carico dell'arco grande alla sponda è di 5,0x20,0 metri e le tensioni normali per un carico costante sono di cca 72 N/cm^2 . La tensione massima può raggiungere punte fino a 125 N/cm^2 .

La parte della fondazione immersa nell'acqua è costituita dal cassone e dall'elemento diagonale. Vediamo che questo ramo della forcella di fondazione non scende verticalmente, per evitare i lavori di fondazione a 33 metri di profondità, ma è montato in direzione diagonale e si ferma alla profondità di 15 metri, dove appoggia sul cassone della fondazione. Questi due elementi sono prefabbricati sulla riva e dopo il loro assiemaggio sott'acqua è stato eseguito il getto di completamento per avere una struttura monolitica.

L'elemento diagonale ha una lunghezza di 21,24 metri, un spessore costante di 2,20 metri, e una larghezza variabile di 13,0 metri in cima e 17,0 metri in fondo, così che anche le tensioni sono variabili da 600 N/cm^2 a 400 N/cm^2 , per un carico continuo. L'elemento diagonale è fissato sul cassone mentre il collegamento con il blocco d'appoggio è eseguito mediante una cerniera plastica in calcestruzzo, realizzato restringendo la superficie d'appoggio a 1/3 della larghezza della sezione dell'elemento diagonale. Le tensioni massime che possono avere nel punto d'incontro con il cassone di fondazione sono cca 570 N/cm^2 .

Il cassone di fondazione di dimensioni 5,5x5,5x20,0 metri appoggia sul fondale roccioso con una tensione costante di 137 N/cm^2 e con possibilità di raggiungere una tensione massima di 294 N/cm^2 . Anche se è poco proba-

bile, che si possa arrivare a questa tensione massima, siamo sempre di molto sotto la portata del calcare roccioso dove è posizionata la fondazione. Nella Fig. 5 è possibile vedere che la fondazione del lato

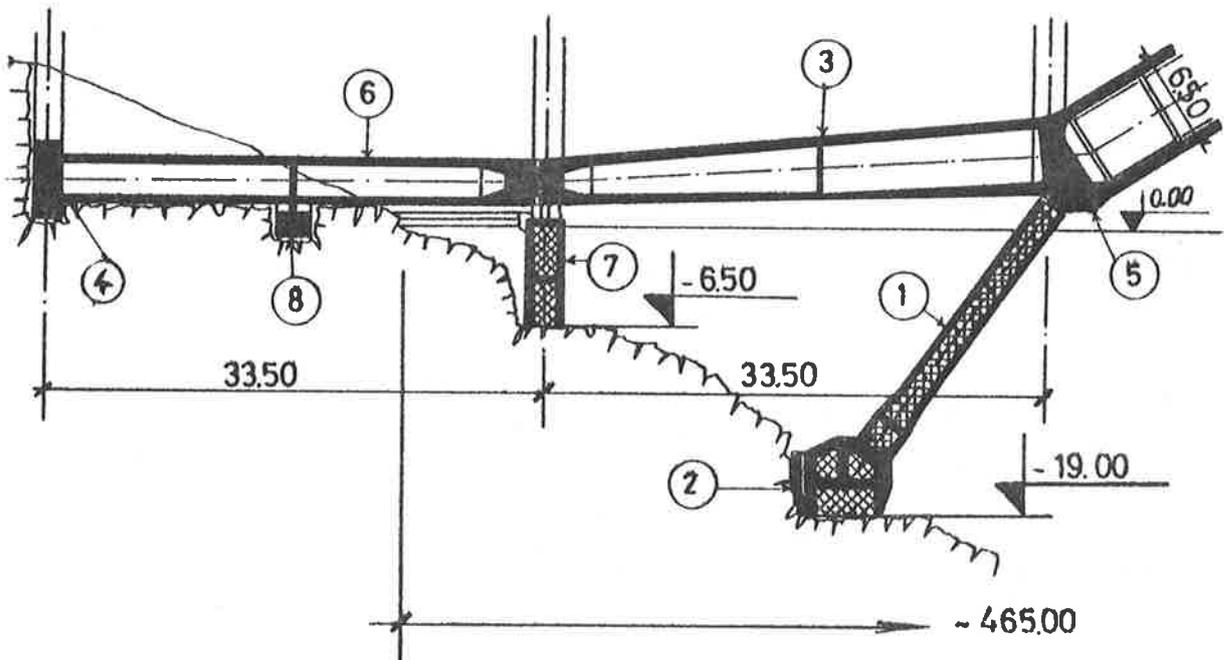


Fig. 5 Fondazione dell'arco grande, parte terraferma

terra è costituita da un numero maggiore di elementi. La configurazione della costa è molto meno ripida in confronto alla sponda dell'isola San Marco, così è stato necessario impiegare un puntello prefabbricato (6) e un'appoggio (8) per poter trasmettere il carico dell'arco alla roccia calcarea della costa. La lunghezza del puntello supplementare è di 33,50 metri ed è esposto a tensioni di 510 N/cm^2 per un carico costante, e può raggiungere col carico dinamico un massimo di 670 N/cm^2 . L'appoggio (7) è un pilastro in calcestruzzo di sezione costante $2,5 \times 20,0$ metri. Le tensioni del terreno sotto il pilastro al livello - 6,50 metri sotto il mare sono basse e vanno da cca 50 N/cm^2 per un carico costante, fino a 95 N/cm^2 per il carico totale. E' importante notare che il getto di completamento tra puntone (3), puntello (6) e pilastro d'appoggio (7) non è stato subito eseguito. In questo punto da ambo le parti dell'arco sono

state montate delle presse idrauliche, per eliminare le deformazioni dovute al ritiro e alla viscosità del calcestruzzo.

4. LAVORI SUBACQUEI PER IL POSIZIONAMENTO DEL CASSONE DI FONDAZIONE

Il cassone di fondazione è stato posizionato su un fondale precedentemente preparato a 19,50 metri sotto il livello del mare.

In questo punto, con l'aiuto di una trivella di sondaggio (Fig. 6) montata su una maona, sono stati eseguiti dei fori di diametro 10 cm,

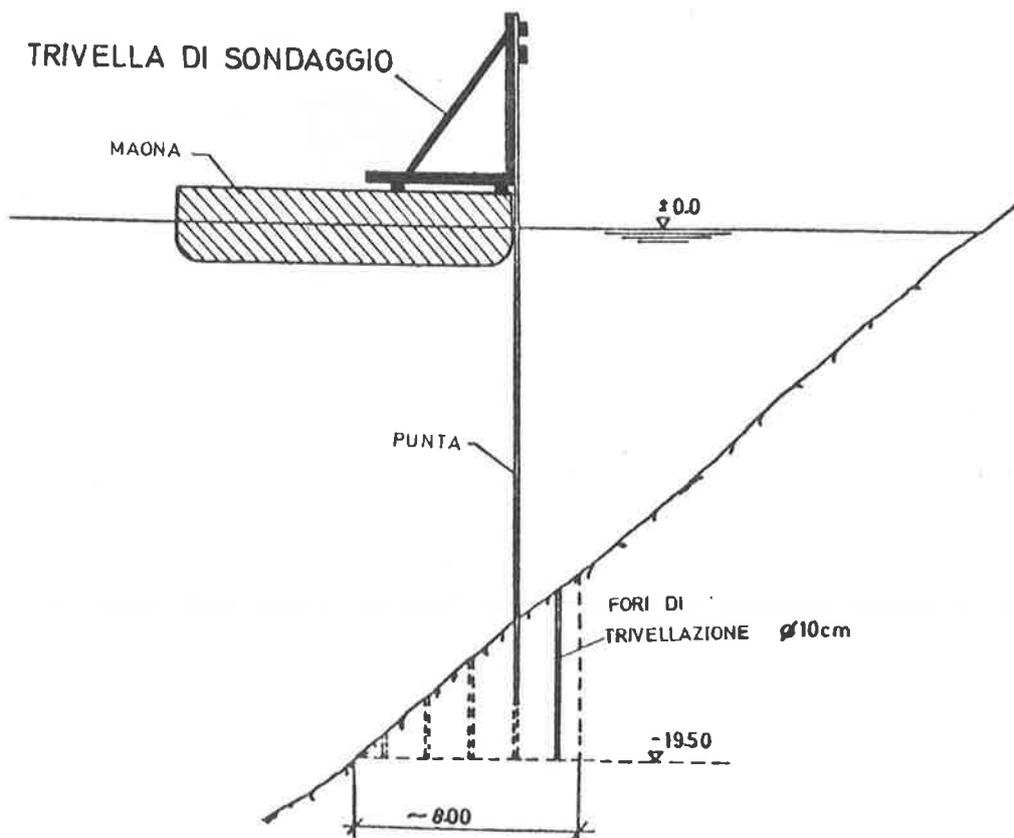


Fig. 6 Trivellazione del fondale

secondo un piano prestabilito. Dopo, i palombari hanno riempito i fori con materiale esplosivo. In seguito al brillamento della carica esplosiva una parte del materiale roccioso è caduto sul fondale ripido, mentre il resto è stato estratto dal mare con una draga montata su una

grande chiatta. In questo modo è stata creata alla profondità di 19-20 metri, una superficie orizzontale nello strato del calcare solido. Questo scalino nel ripido fondale della roccia calcarea è stato infine pulito dai palombari al fine di ottenere una superficie piana. Per poter collocare il cassone di fondazione in posizione orizzontale alla profondità di 20 metri su questa superficie piana è stato eseguito il getto in calcestruzzo di quattro blocchi delle dimensioni in pianta di 1,0x1,0 e alti 20-30 cm.

5. ESECUZIONE, TRASPORTO E POSIZIONAMENTO DEL CASSONE DELLA FONDAZIONE

Il cassone della fondazione di dimensioni 5,5x5,5x20,0 metri (Fig. 7)

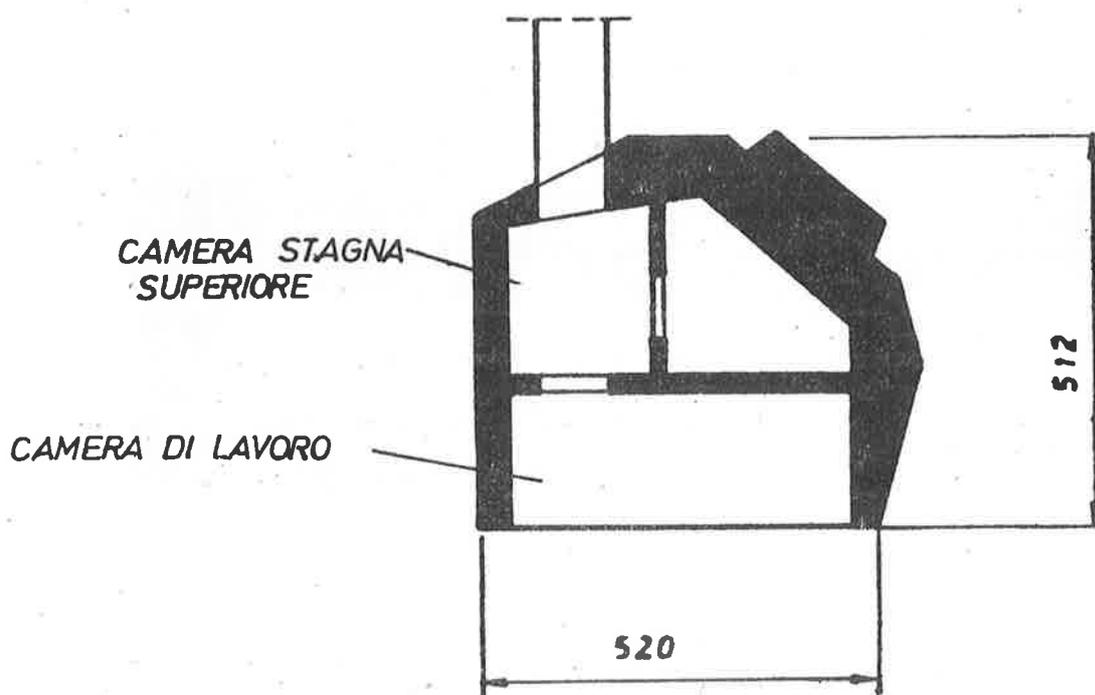


Fig. 7 Cassone della fondazione dell' arco grande

è stato eseguito fuori dall'acqua su una maona (pontone) di dimensioni in pianta 54x22 metri e dalla portata di 4000 tonnellate. Il peso del cassone di 535 tonnellate era di molto superiore alla portata della gru (320 tonnellate), reperibile in Jugoslavia.

Per questo, il cassone di fondazione è stato costruito come si vede dal disegno, con una camera di lavoro alta 1,8 metri, prevista per i lavori subacquei sotto pressione e di una camera stagna alta 2,5 metri, necessaria a ridurre il peso del cassone, grazie alla spinta di galleggiamento.

La maona dove si trovavano i cassoni della fondazione aveva la possibilità di affondare aprendo le valvole sulla coperta e sul fondo, e di emergere pompando l'aria nelle camere stagne. Usufruendo di queste circostanze la maona insieme ai cassoni è stata trainata (Fig. 8) e

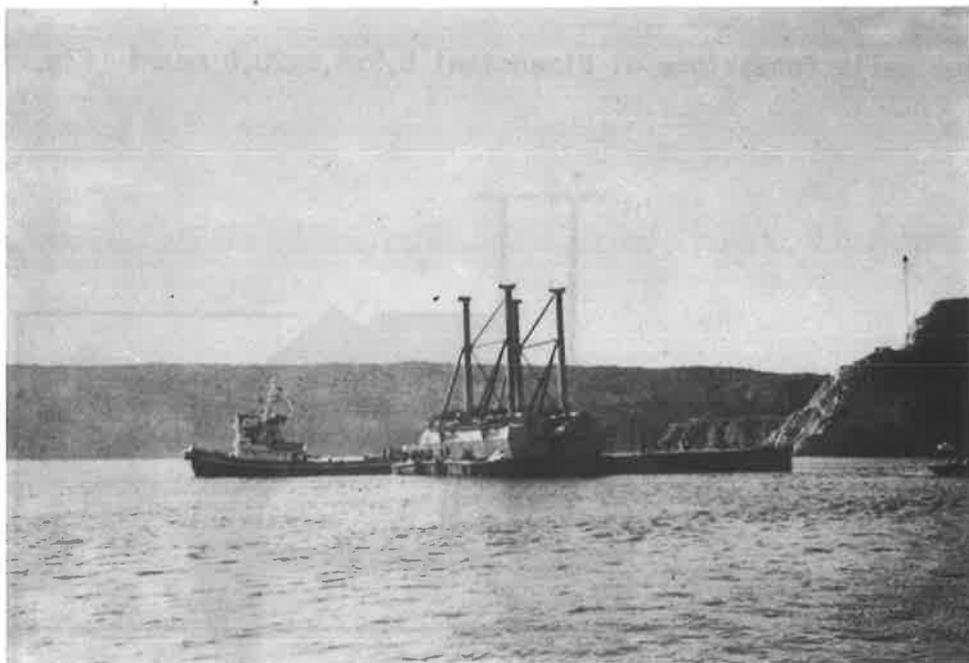
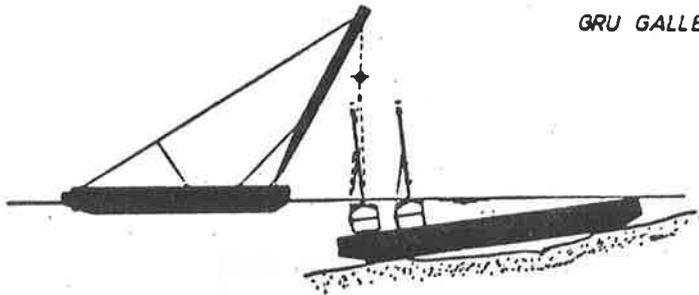
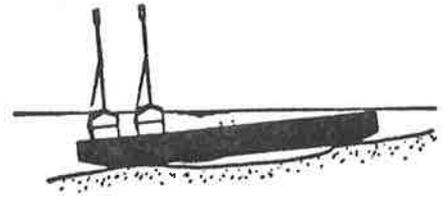
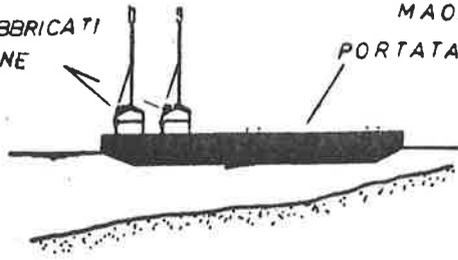


Fig. 8 Trasporto del cassone della fondazione

affondata a cca 800 metri dal ponte su un fondale (-10 metri) sabbioso e poco inclinato dell'isola di Veglia. In questo modo il peso di ogni cassone è stato ridotto da 535 tonnellate a sole 150 tonnellate. Il cassone sommerso e alleggerito è stato quindi trasportato dalla gru galleggiante, per una distanza di 800 metri, fino alla fondazione dell'arco (Fig. 9 e 10) e posizionato sui quattro blocchi di calcestruzzo precedentemente preparati.

CASSONI PREFABBRICATI
DELLA FONDAZIONE
2x500 t

MAONA 54.20 m
PORTATA 4000 t



GRU GALLEGGIANTE VELI JOZE,
PORTATA 320 t

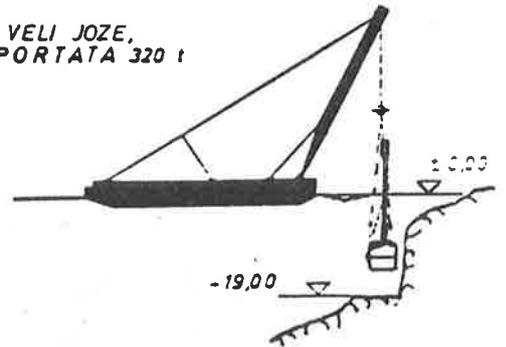


Fig. 9 Immersione e posizionamento del cassone

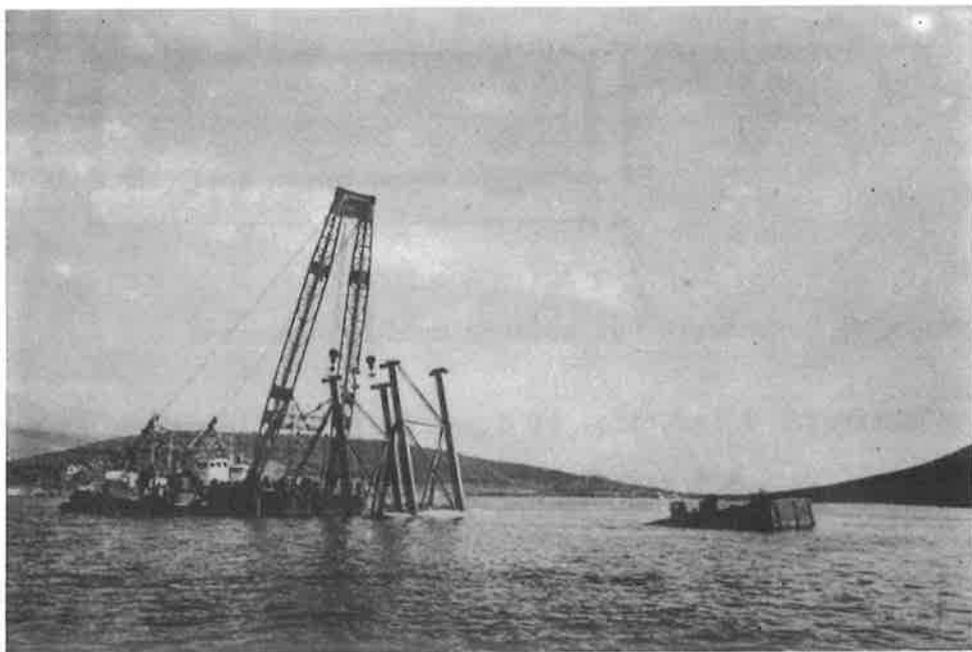


Fig. 10 Immersione della maona

Con l'aria compressa è stata espulsa l'acqua dal cassone, e nella camera di lavoro sono entrati gli operai. Il loro compito era di rimuovere dalla superficie sotto il cassone gli spezzoni di roccia che non sono stati rimossi dalla draga e dai palombari. La camera di lavoro del cassone è stata poi riempita con calcestruzzo pompato a secco sotto pressione d'aria (Fig.11).

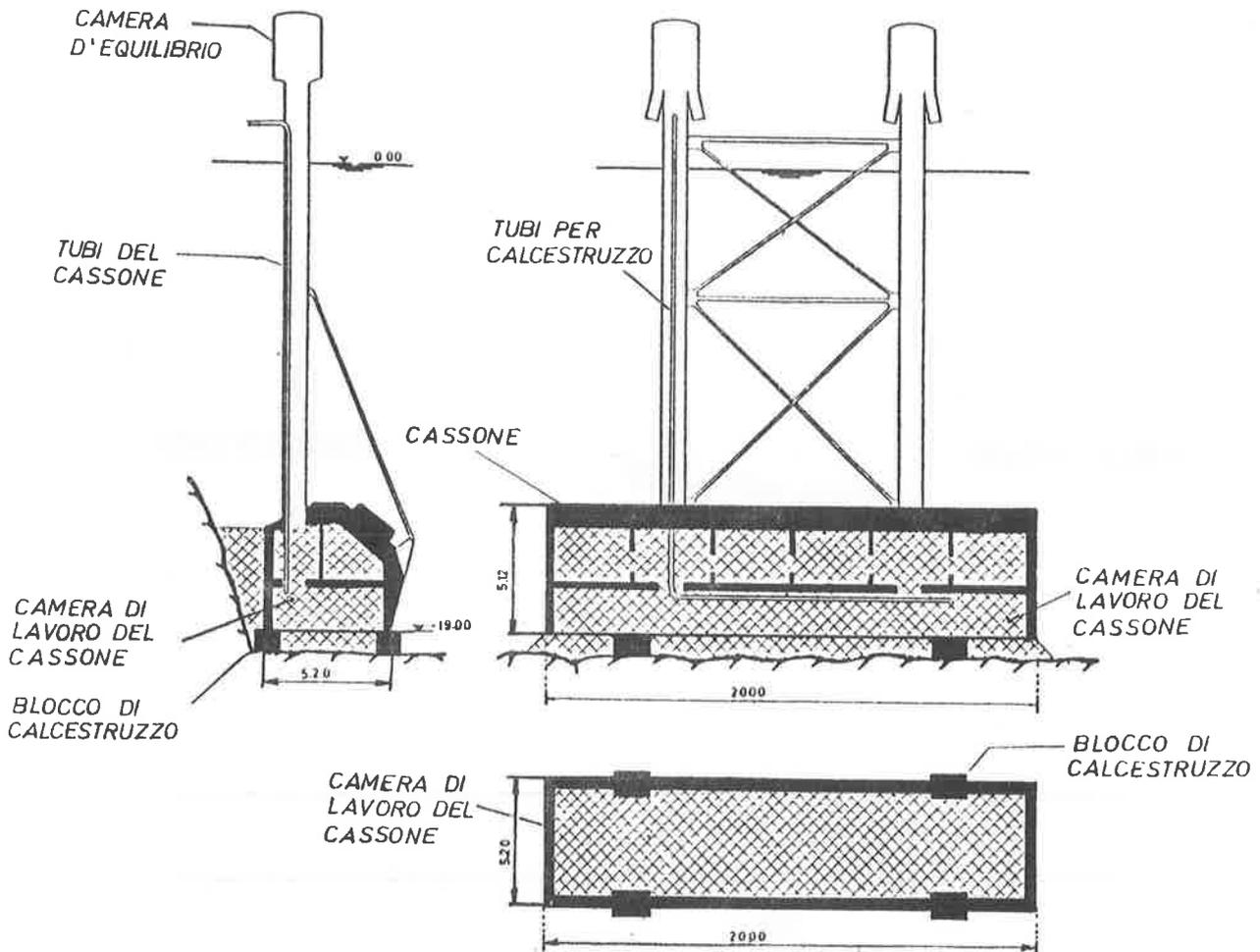


Fig. 11 Lavori di betonaggio nel cassone della fondazione

Quando il calcestruzzo è indurito, si è proceduto all'iniezione di malta cementizia per riempire gli eventuali vuoti rimasti nella camera di lavoro. Dopo quattro giorni, in condizioni normali (pressione atmosferica), mediante i tubi del cassone è stata riempita di calcestruzzo anche la camera superiore del cassone. Alla fine con tubi "contractor" è stato

eseguito un getto subacqueo in profondità di 20 metri per riempire lo spazio tra il cassone della fondazione e il fondale ripido. L'intera operazione, dopo il posizionamento del cassone con la gru galleggiante è stata eseguita in un mese con 10 operai.

6. ESECUZIONE, TRASPORTO E POSIZIONAMENTO DELL'ELEMENTO DIAGONALE DELLA FONDAZIONE

L'elemento diagonale della fondazione è stato eseguito nello stesso modo. Il getto dell'elemento prefabbricato è stato eseguito in posizione orizzontale sulla maona (Fig. 12). Dalla sezione trasversale (Fig. 13) è possibile vedere che l'elemento diagonale è costruito con sette camere stagne. La piastra inferiore e superiore di calcestruzzo aveva uno spessore di 25 cm. Come si vede dal disegno, le due piastre sono collegate con 8 nervature verticali alte 2,5 metri dallo spessore di 20 cm. A 1,5 metri dall'estremità superiore e a 1,8 metri da quella inferiore, sono state eseguite due nervature trasversali dallo spessore di 20 cm con coperchi stagni. In questo modo grazie al galleggiamento, una volta immersa la maona

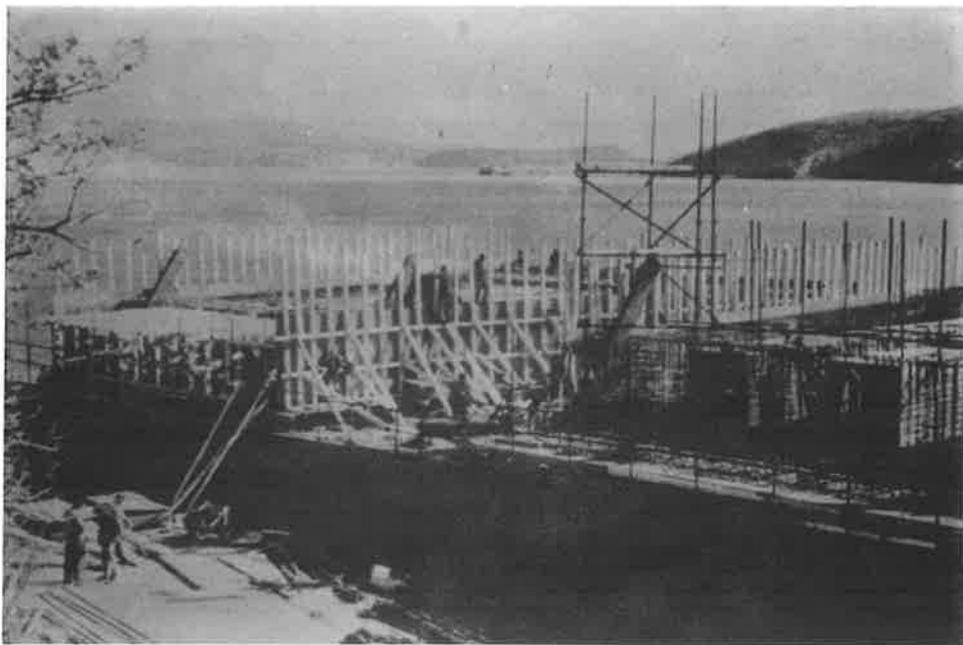


Fig. 12 Getto dell' elemento diagonale della fondazione

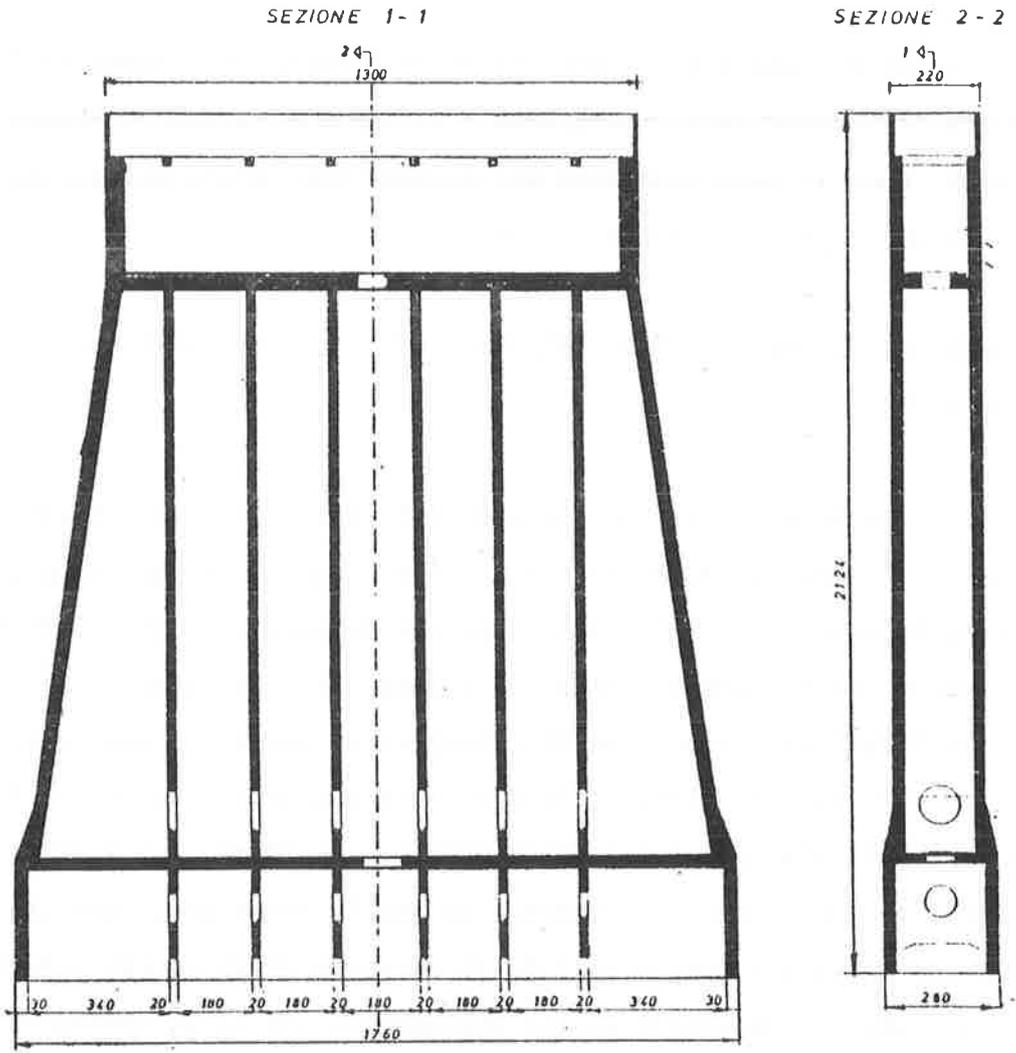


Fig. 13 Elemento diagonale della fondazione

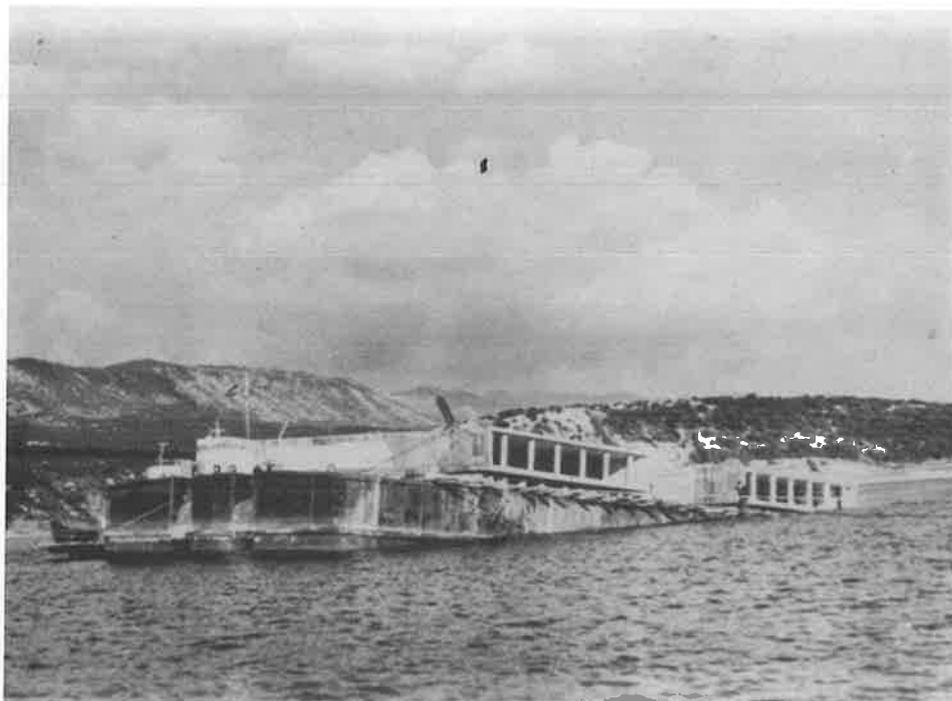


Fig. 14 Trasporto dell' elemento diagonale sulla maona e immersione

il peso dell'elemento diagonale della fondazione di 600 tonnellate è stato ridotto sotto acqua a sole 80 tonnellate. La gru galleggiante non ha avuto difficoltà a trasportare e posizionare l'elemento diagonale di fondazione (Fig. 15).

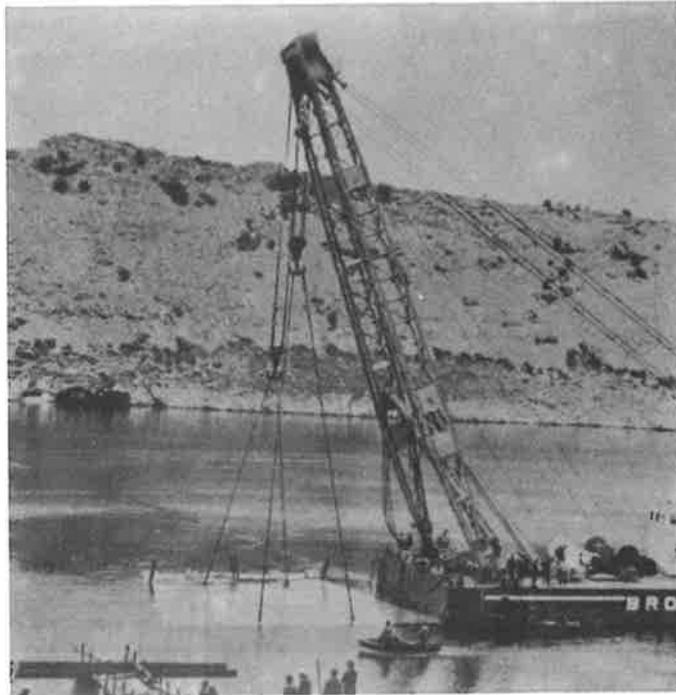


Fig. 15 Trasporto dell' elemento diagonale con la gru

La parte inferiore è stata appoggiata sul cassone della fondazione mentre l'estremità superiore era ancorata alla sponda rocciosa con tiranti orizzontali d'acciaio (Fig. 16 e 17). Lungo il giunto tra l'elemento diagonale e il cassone di fondazione è stato montato un nastro di gomma largo 15 cm e dello spessore di 4 cm (vedi particolare A). Questo anello è stato compresso dal peso dell'elemento diagonale. Si è così ottenuto un collegamento a tenuta d'acqua. In ogni caso i sommozzatori con collante speciale hanno rinforzato dalla parte esterna l'impermeabilità del giunto. In seguito all'apertura dei coperchi stagni è stato possibile vuotare l'acqua dalla parte inferiore dell'elemento diagonale e quindi eseguire a secco il getto di accoppiamento fra il cassone e l'elemento diagonale della fondazione.

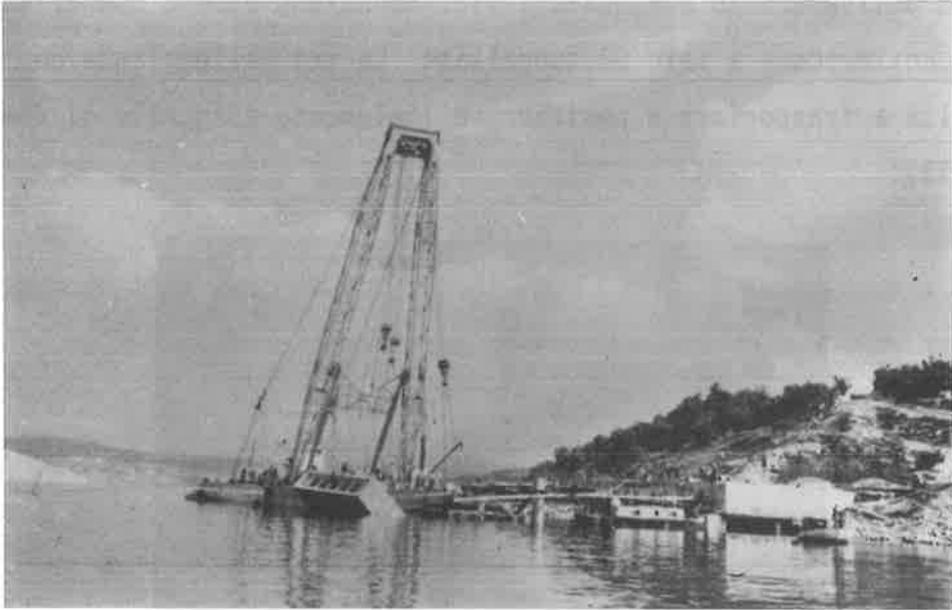


Fig. 16 Posizionamento dell' elemento diagonale

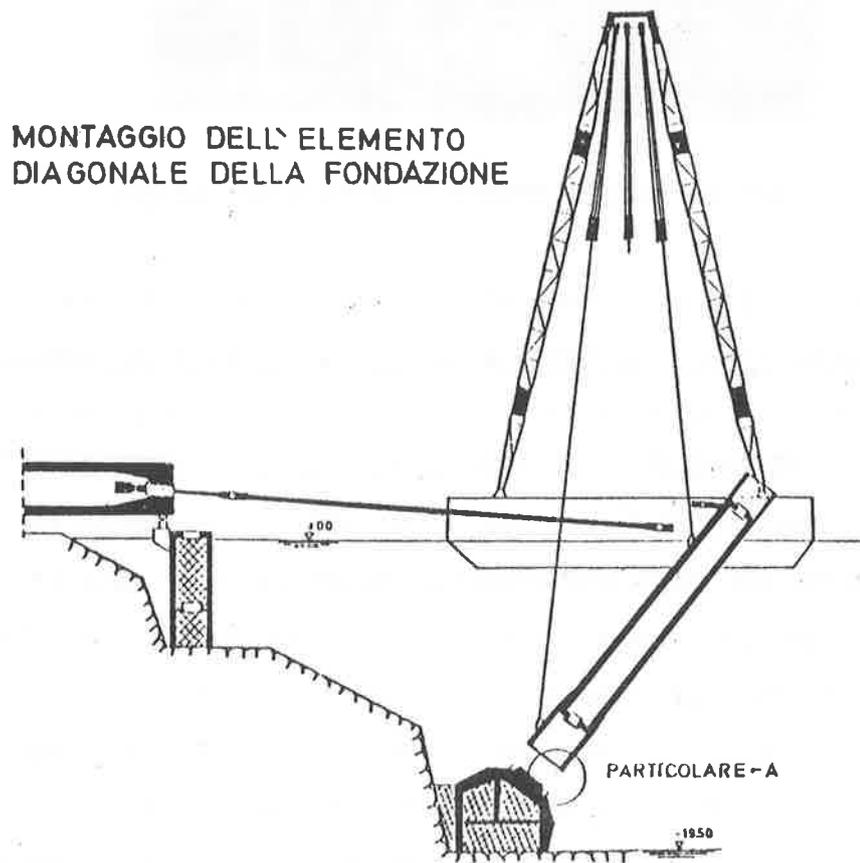


Fig. 17 Montaggio dell' elemento diagonale

7. ESECUZIONE, TRASPORTO E POSIZIONAMENTO DEL PUNTONE ORIZZONTALE DELLA FONDAZIONE

Il puntone orizzontale è stato eseguito con tre elementi prefabbricati lunghi 33,5 metri e pesanti 300 tonnellate. Il getto dei singoli elementi è stato effettuato sulla sponda. Con la gru galleggiante, che in questo caso aveva una portata superiore (320 t) è stato quindi eseguito il trasporto e il posizionamento dei tre elementi prefabbricati (Fig. 18).

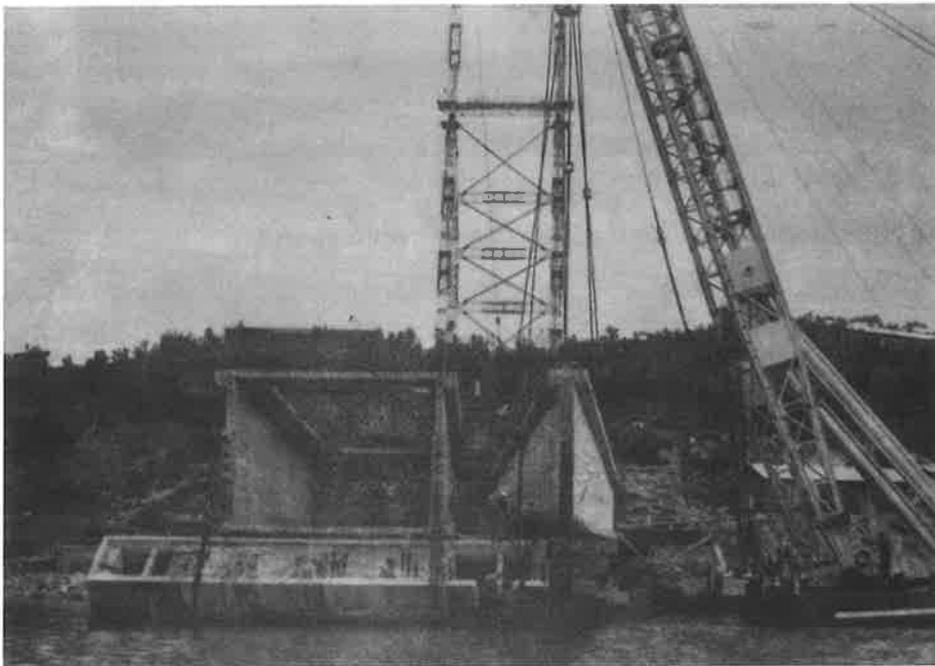


Fig. 18 Montaggio del puntone orizzontale

Il puntone orizzontale con la parte anteriore appoggia in cima all'elemento diagonale della fondazione, mentre la parte posteriore è fissata contro il blocco spingente (4) per la sponda ripida dell'isola San Marco e appoggia sul pilastro d'appoggio (7) nel caso della sponda parte terra. Questo pilastro d'appoggio è stato costruito a forma di cassone sulla sponda e poi con la gru galleggiante trasportato e posizionato in un punto alla profondità di 6,5 metri (Fig. 19) sotto il livello

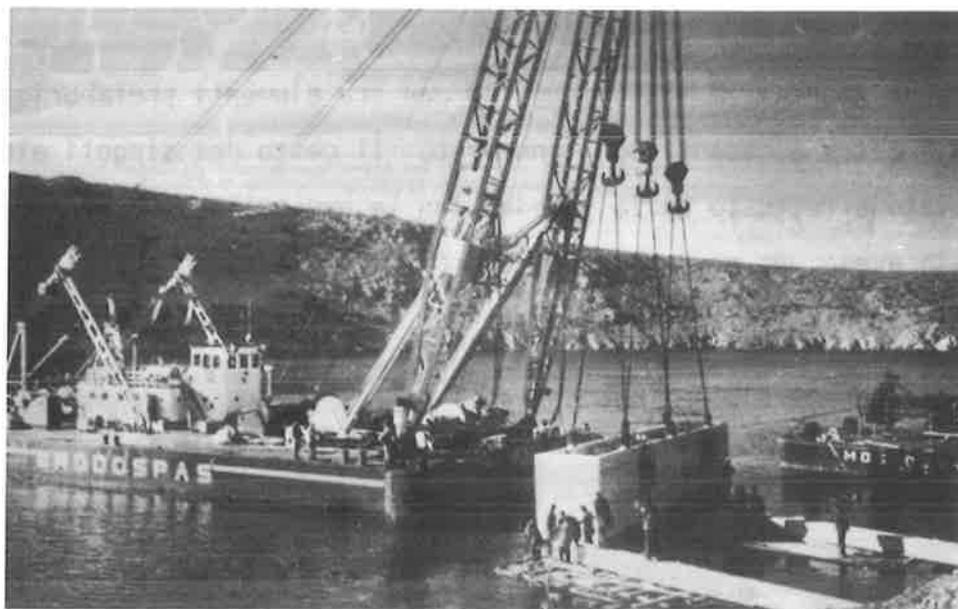


Fig. 19 Montaggio del pilastro d' appoggio

del mare. In presenza di aria compressa è stato eseguito il getto a secco e riempito il cassone del pilastro d'appoggio con calcestruzzo pompato. Il puntello orizzontale (6) di 33,50 metri, che viene montato in continuità del puntone orizzontale è stato pure costruito sulla sponda come prefabbricato a sezione cava e poi con la gru galleggiante trasportato e montato sul posto. La struttura monolitica del puntone orizzontale è stata ottenuta con getti di completamento tra i tre elementi prefabbricati e con la precompressione in direzione longitudinale e trasversale di tutta la costruzione del puntone.

8. COLLEGAMENTO DEGLI ELEMENTI PREFABBRICATI DELLA FONDAZIONE

8.1 Collegamento tra il cassone e l'elemento diagonale di fondazione (Fig. 20)

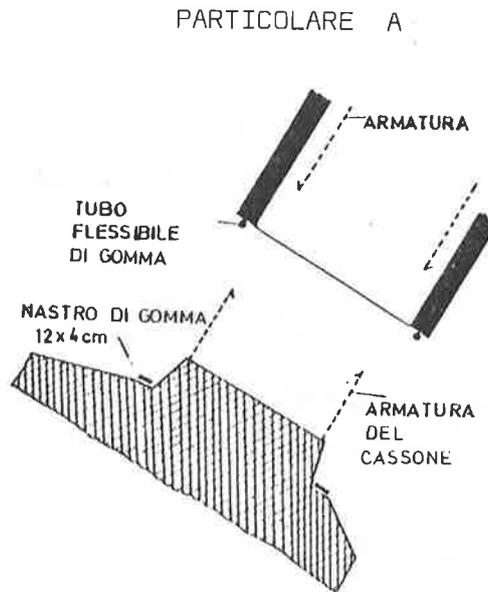


Fig. 20 Collegamento tra il cassone e l' elemento diagonale

Questo è un collegamento fisso. Come si vede dal disegno il collegamento è realizzato con incastro tra l'elemento diagonale e il cassone di fondazione. Dopo la saldatura dei ferri d'armatura eseguita nell'interno dell'elemento diagonale è stato eseguito il getto di completamento e così ottenuta una struttura monolitica.

8.2 Collegamento tra l'elemento diagonale, il puntone orizzontale e l'arco (Fig. 21)

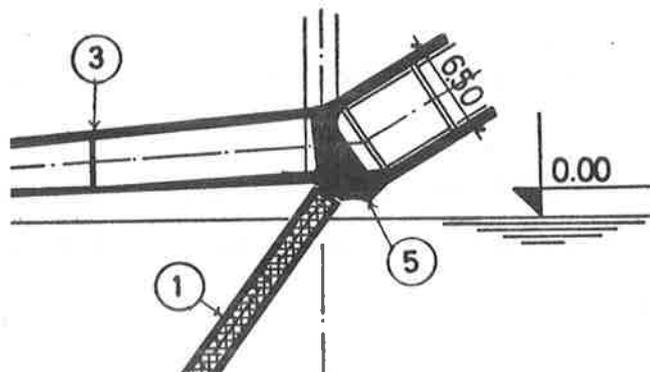


Fig. 21 Collegamento tra l'elemento diagonale, il puntone e l'arco

Il collegamento tra l'elemento diagonale e il blocco d'appoggio è eseguito mediante una cerniera plastica in calcestruzzo. Questa cerniera plastica è realizzata restringendo la superficie d'appoggio a 1/3 della lunghezza della sezione dell'elemento diagonale. Il blocco d'appoggio è monolitizzato col puntone orizzontale mediante getto di completamento e con precompressione longitudinale.

8.3 Collegamento tra il puntone orizzontale, il puntello orizzontale e il pilastro d'appoggio (Fig. 22)

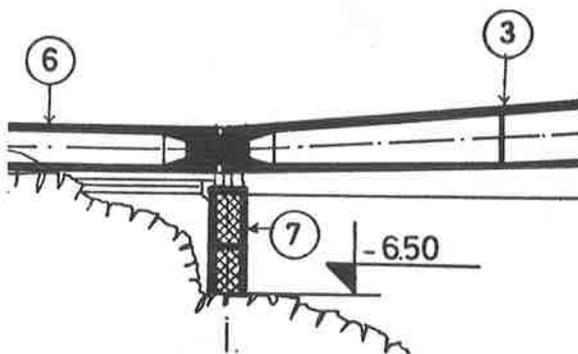


Fig. 22 Collegamento tra puntone, puntello e pilastro d'appoggio

Il collegamento tra il puntone e puntello orizzontale è fisso, realizzato con un getto di completamento. Questi due elementi prefabbricati appoggiano nel punto di congiunzione, su una superficie ridotta del pilastro d'appoggio.

8.4 Per quanto riguarda il comportamento statico, dobbiamo dire, che in questo caso, malgrado la cerniera plastica realizzata sul ramo diagonale della fondazione a forcina, l'arco è incastrato, con spessore maggiore all'impasto (fondazione) che nell'arco.

9. MATERIALI IMPIEGATI E CONFEZIONAMENTO DEL CALCESTRUZZO

Visto l'importanza dell'opera, tutti i materiali impiegati sono stati sottoposti a prove preliminari da parte dell'istituto edile dell'università di Zagabria.

Il calcestruzzo è stato prodotto in cantiere con un impianto a mescolazione forzata della capacità di 15 mc/ora, con dosatura automatica del peso dell'inerte, del cemento, dell'acqua e dell'additivo.

L'inerte frantumato è stato fornito dalla cava di ghiaia "Betograd" a Svilno, distante cca 30 km dal cantiere. La composizione ottimale delle classi granulometriche era:

0	-	4	mm	35%
4	-	8	mm	10%
8	-	16	mm	15%
16	-	31,5	mm	40%

Come legante è stato usato il cemento portland con aggiunta di loppa PC-20z-450 della cementeria "DALMACIACEMENT" di Spalato. Il calcestruzzo richiesto era molto impegnativo. Infatti la presenza del mare, forti venti e altri carichi statici e dinamici, richiedevano caratteristiche particolari del calcestruzzo per realizzare questa opera.

L'istituto aveva prescritto l'impiego degli additivi con lo scopo di migliorare le seguenti caratteristiche del calcestruzzo fresco e indurito:

- riduzione del rapporto acqua - cemento
- miglioramento della lavorabilità
- leggero ritardo del tempo di presa del calcestruzzo
- diminuzione del ritiro
- aumentare l'impermeabilità
- aumentare la resistenza ai cicli gelo e disgelo
- aumentare la durabilità nel tempo

In presenza di tutti i più grossi produttori di additivi, nelle prove preliminari i migliori risultati sono stati ottenuti con la combinazione di un plastificante-aerante e un plastificante-ritardante di produzione Ruredil.

Gli elementi prefabbricati della fondazione sono stati prodotti con calcestruzzo classe 500, mentre le cavità del cassone e dell'elemento diagonale della fondazione sono state riempite con calcestruzzo pompato classe 350.

Il calcestruzzo confezionato in cantiere, veniva trasportato fino la sponda con autobetoniera, e poi distribuito con la gru a terra per la fabbricazione degli elementi, con la gru teleferica per i getti di completamento e con le pompe per i getti di riempimento. Ogni m^3 di calcestruzzo messo in opera è stato controllato. In pratica si è potuto constatare, che il calcestruzzo pur avendo un'occlusione controllata di microscopiche bolle d'aria del cca 3%, necessarie per la durabilità nel tempo, i provini hanno sempre superato la resistenza di 600 kg/cm^2 . Questo dimostra che la composizione scelta ha dato un calcestruzzo indurito con buone caratteristiche di resistenza a compressione e flessione, impermeabilità capillare dell'acqua, ritiro e viscosità, secondo l'esigenza del progetto. Nelle fondazioni è stato impiegato cca 7850 m^3 di calcestruzzo.

10. CONCLUSIONE

Il ponte è stato messo in funzione il 19 luglio 1980. La realizzazione di tutti due i ponti, dall'apertura del cantiere alla consegna dell'opera è durata meno di quattro anni. Il numero del personale addetto ai lavori era normalmente 350 con punte di 550 persone in piena stagione.

I numerosi visitatori presenti in cantiere durante l'esecuzione, erano sorpresi di vedere realizzare un'imponente opera, ed eseguire delicati lavori, con mezzi a portata di mano, senza necessità di attrezzature speciali.

Il basso costo dell'opera (500 milioni di dinari pari a 14 miliardi di lire a ponti finiti) è dovuto alla prefabbricazione integrale degli elementi dei ponti, alla velocità di lavoro (3 turni) e al metodo di esecuzione dell'arco col sistema a mensola senza necessità di ponteggi. Il ponte è stato progettato e realizzato dall'impresa "MOSTOGRADNJA" di Belgrado. Il direttore del progetto è l'Ing. Ilija Stojadinović e il direttore dei lavori è l'Ing. Stanko Šram.

BIBLIOGRAFIA

1. Ilija Stojadinović - PROGETTAZIONE E COSTRUZIONE DEI PONTI AD ARCO IN CALCESTRUZZO " COSTA - ISOLA S. MARCO - ISOLA DI VEGLIA ", Simposio Internazionale Spalato 1979
2. Stanko Šram - ESECUZIONE DEI PONTI AD ARCO IN CALCESTRUZZO " COSTA - ISOLA S. MARCO - ISOLA DI VEGLIA ", Simposio Internazionale, Spalato 1979
3. Fritz Leanhardt - I PONTI , Edizioni di scienza e tecnica, Milano 1979

TITOLO :

PALANCOLE PRECOMPRESSE, COSTRUITE A CONCI O INTERE,
PER PARATIE DI NOTEVOLE PORTATA.

AUTORI :

DOTT.ING. IVANOE BALATRONI
PROF.ING. PIERO POZZATI
DOTT.ING. ROBERTO TASSINARI
DOTT.ING. LUIGI VITALI

PALANCOLE PRECOMPRESSE, COSTRUITE A CONCI O INTERE,
PER PARATIE DI NOTEVOLE PORTATA

I. BALATRONI

P. POZZATI

R. TASSINARI

L. VITALI

SOMMARIO. Si riferisce su di un progetto messo a punto per conto dell'impresa C.M.C. di Ravenna, relativo a un particolare tipo di palanca, realizzabile intera o a conci da assemblare in opera mediante precompressione applicata con trefoli post-tesi. Per tale palanca, adatta per paratie di notevole portata, vengono esposti i dati di calcolo e i proporzionamenti più significativi, con riferimento alle condizioni che si hanno per le opere da costruire in fregio al canale Corsini tra Ravenna e il mare.

SUMMARY. It is referred to a project set up on behalf of the Cooperative Society CMC of Ravenna, concerning a particular kind of sheet pile feasible as a whole or in pieces to be assembled by prestressing. For this sheet pile, suitable for wide capacity anchored bulkheads, here there are the calculation data and the most significant measurements with reference to the conditions present in the works to be carried out along the channel Corsini between Ravenna and the sea.

1. Premessa

Per conto dell'Impresa C.M.C. di Ravenna è stato messo a punto, con la consulenza del prof. Pozzati, il progetto di un particolare tipo di palancola a conci da assemblare in opera mediante precompressione applicata con trefoli post-tesi.

Ogni palancola comprende, oltre ai conci tipici aventi lunghezza adattabile alle necessità di impiego (fig. 1), due speciali elementi, rispettivamente alla base e alla sommità, conformati in modo da poter sistemare gli ancoraggi dei trefoli raccolti entro quattro fori (due per parte) prossimi ai lembi della struttura; ovviamente la paratia è costituita dalle palancole messe in fila, rese continue mediante piccoli getti in opera effettuati nelle cavità tra le stesse palancole e collegate in sommità da una trave alla quale fanno capo i tiranti pretesi e vincolati alle piastre posteriori, oppure ancorati direttamente al terreno con le consuete tecniche di precompressione e iniezione.

Ogni palancola ha la notevole larghezza di 1,55 m e pesa circa 40 t (quindi $1,2 \text{ t/m}^2$); la sezione possiede un notevole coefficiente di snellezza ($4 \text{ J/A} \cdot \text{H}^2 = 0,56$) e una forma conveniente per sistemare le idrosonde e i cavi. Al solito la punta è conformata in modo da assicurare il contatto fra le palancole contigue; mentre la trave di coronamento comprende una parte che, prefabbricata, funziona da cassero per il getto in opera e per la sistemazione dei tiranti aventi l'interasse di 3,1 m.

Tra le superfici contrapposte dei giunti dei vari conci è prevista l'applicazione di un sottile strato di resina epossidica, la quale è necessaria non soltanto per regolarizzare il contatto, ma anche per funzionare come efficace adesivo (pur restando, in esercizio, la sezione interamente compressa) e per la tenuta, in corrispondenza dei giunti, della malta da iniettare all'interno dei fori.

Nella presente soluzione sembra quindi di poter ravvisare alcuni aspetti favorevoli rispetto ad altre soluzioni analoghe già ampiamente sperimentate dalla C.M.C. in circa 50 anni nella zona ravennate; oltre agli ovvi vantaggi delle costruzioni precomprese a conci, si ha una sezione di forma conveniente e un limitato peso, in rapporto s'intende alla notevole larghezza. Gli autori sono lieti di ricordare in questa sede la proficua collaborazione dei Dirigenti tecnici dell'Impresa, geometri Ivan Miserocchi, Vittorio Morigi e Renato Bacchiocchi.

2. I dati assunti per il progetto tipo

I proporzionamenti e le armature sono relativi alle condizioni che in genere si hanno per le opere da costruire in fregio al canale Corsini tra Ravenna e il mare; la profondità del fondale è stata fissata a 12 m (fig. 2). Per il terreno, sostanzialmente costituito da limi sabbiosi, si è assunto $\varphi = 30^\circ$ con coesione nulla e, nel valutare la spinta passiva, si è tenuto conto del sensibile beneficio derivante dall'attrito a contatto con il calcestruzzo ($\varrho = \varphi/2$); negli strati più profondi, ove il terreno trova capacità reattive simulabili con il modello di Winkler, si sono assunti due valori limiti della costante di sottofondo ($k = 1$ e $k = 10 \text{ kg/cm}^3$), per ottenere, rispettivamente, il valore massimo dei momenti positivi e negativi; infine è stato assunto pari a mezzo metro il dislivello massimo tra l'acqua del canale e del terreno retrostante, con l'intento, s'intende, di valutare i valori più intensi delle spinte attive.

I carichi variabili ai quali è stato fatto riferimento sono quelli massimi adottati, in genere, per le opere di difesa delle sponde, tenendo anche conto delle più recenti disposizioni indicate dal Genio Civile, Opere Marittime di Ravenna: una pressione di 6 t/m^2 distribuita uniformemente a tergo della pa

ratia; il carico di 2 carrelli di una gru (pesanti 180 t ciascuno, con l'interasse pari a 10 m) correnti lungo la rotaia fissata all'estradosso della paratia.

3. I calcoli di verifica

3.1. Sollecitazioni longitudinali (in piani verticali normali all'asse della paratia)

Le sollecitazioni sono state determinate considerando il terreno del fondale in grado, per un primo tratto, di fornire soltanto la spinta passiva di valore ritenuto in pratica non sensibile agli spostamenti (tratto A-B della fig. 3a); poi si è pensato il terreno capace di reagire elasticamente lungo il tratto B-C, ossia al di sotto della quota B dove il valore della spinta passiva coincide con quello fornito dal modello di Winkler, direttamente correlato con lo spostamento (*).

I diagrammi sia delle pressioni, sia delle sollecitazioni flettenti e taglianti sono riportati nelle figure 3 a,b,c per i due citati valori della costante di sottofondo k: in sostanza, i valori massimi dei momenti positivi (per i quali è teso il lembo dalla parte del mare) e negativi sono:

$$M_{\text{pos.max}} = 172 \text{ tm/m} ; \quad M_{\text{neg.max}} = -25 \text{ tm/m} ,$$

ma vedremo che il valore del momento massimo negativo dovrà essere maggiorato per tenere conto del cedimento dei tiranti.

A tali valori dei momenti competono, per il dovuto grado di precompressione agente su ogni palanca larga 1,55 m, due cavi da 19 trefoli da 0,5" lato mare e due cavi da 8 trefoli lato terra; ciò per rispettare quanto le recenti Norme (26.3.1980)

(*) P. POZZATI, "Annotazioni sul calcolo delle paratie", Giornale del Genio Civile, aprile 1968.

prescrivono, nell'ambito del metodo delle tensioni ammissibili in tema di strutture precomprese costruite a conci.

Può essere opportuno osservare che, poiché si pensa di pretendere i tiranti, lo stato di sollecitazione della paratia resta attendibile anche se si considera trascurabile il cedimento degli stessi tiranti; ad ogni modo un limitato valore dello spostamento δ - è stato considerato $\delta = 1$ cm in relazione a valori rilevati su opere della C.M.C. eseguite nel passato - è stato assunto per la verifica del valore massimo del momento negativo (fig. 4 a,b).

Si è fatto riferimento a un calcestruzzo di classe 450 e a un acciaio stabilizzato avente la tensione caratteristica di rottura ≥ 190 kg/mm² e la tensione allo 0,2% ≥ 170 kg/mm².

La sicurezza alla fessurazione risulta soddisfatta per il calcestruzzo e a maggior ragione per le resine, pur facendo riferimento, per queste, a una resistenza a trazione fortemente minore del valore garantito, perdurando le sollecitazioni, dalla Ditta fornitrice; inoltre il coefficiente di sicurezza alla rottura vale all'incirca 2, ed è quindi leggermente superiore al valore minimo (1,75) sancito dalla normativa e dedotto rispettando i valori limiti delle dilatazioni. Infine, nei confronti dell'instabilità cilindrica, il margine di sicurezza è pari a $\sim 1,4$.

Dallo Studio S.G.I., con la consulenza del prof. Michele Jamiolkowski, è stato messo a punto il procedimento di calcolo della portanza nei confronti dei carichi verticali.

3.2. Sollecitazioni trasversali (agenti in piani orizzontali)

Secondo quanto è stato già accennato, si prevede di colmare i ristretti spazi tra le palancole adiacenti mediante calcestruzzo, una volta, s'intende, asportato il terreno; inoltre si prevede di riempire anche la cavità a sezione circolare per

il primo e ultimo elemento della paratia. Deriva da ciò che, agli effetti delle sollecitazioni trasversali, le condizioni di vincolo da attribuire sui fianchi di ogni elemento strutturale sono molto incerte. Pertanto sono stati considerati due riferimenti limiti: il primo è ovviamente quello della palanca isolata, libera da contrasti laterali; l'altro è quello che, pensando la parete di sviluppo illimitato e i riempimenti di calcestruzzo omogenei e con valore del modulo di elasticità ridotto rispetto a quello della palanca, siano nulli gli spostamenti orizzontali e nulle le tensioni tangenziali lungo i piani di simmetria di traccia a-a (fig. 5).

Si considera quindi, praticando due sezioni orizzontali vicinissime A-A', B-B', isolata la striscia di palanca soggetta alle maggiori sollecitazioni trasversali (fig. 6): è chiaro che, ricordando il diagramma delle pressioni (fig. 3a), il lembo A-B dalla parte del canale è soggetto al massimo valore della spinta passiva pari a circa 20 t/m^2 ; mentre sull'altro lembo A' B' agisce la pressione attiva di circa 8 t/m^2 .

Il calcolo è stato effettuato con la tecnica degli elementi finiti, il cui reticolo è indicato nella fig. 7, e sono state considerate le due condizioni di vincolo precedentemente descritte, per la striscia di lunghezza unitaria, soggetta su un solo lembo alla pressione di 1 kg/cm^2 , oltre che, s'intende, al differenziale dT dello sforzo tagliante e alle tensioni tangenziali relative (fig. 6); il valore del modulo del calcestruzzo gettato in opera nelle cavità tra le palancole è stato assunto pari a $1/3$ di quello resistente. È chiaro che basta poi sovrapporre gli effetti delle pressioni applicate ai lembi per ottenere le sollecitazioni teoriche effettive. Così, ad es., per la sezione C-C di mezzaria (fig. 7), nelle due situazioni limiti si ottengono i valori estremi delle tensioni $\pm 55 \text{ kg/cm}^2$ (1^a situazione) e $-21,6; \pm 7,2$ (2^a situazione); per cui le corri-

spondenti caratteristiche di sollecitazione nelle due situazioni valgono:

$$\begin{array}{lll} 1^{\text{a}} \text{ situazione) } & m = 600 \text{ kgcm/cm} & n = 0 ; \\ 2^{\text{a}} \text{ ") } & m = 160 \text{ kgcm/cm} & n = -60 \text{ kg/cm} . \end{array}$$

si sono assunti i valori delle sollecitazioni pari alla media dei valori limiti, e ciò a vantaggio della sicurezza, poiché, delle due situazioni estreme, appare più probante la seconda, alla quale corrispondono in generale sollecitazioni sensibilmente attenuate rispetto a quelle che competono alla prima; sono state eseguite le dovute verifiche alla fessurazione.

In seguito allo studio fatto, è risultato possibile realizzare l'armatura trasversale mediante una sola staffa.

Ovviamente, nella soluzione a conci, tale armatura deve essere mantenuta simmetrica e costante nella direzione verticale; può essere invece graduata se la palancola viene gettata per intero e precompressa o con fili aderenti al calcestruzzo o con fili scorrevoli (infatti, evidentemente, la soluzione descritta si attaglia anche alla costruzione non a conci).

Presso la C.M.C. sono in corso esperienze per confermare la validità di alcune ipotesi adottate nei calcoli.

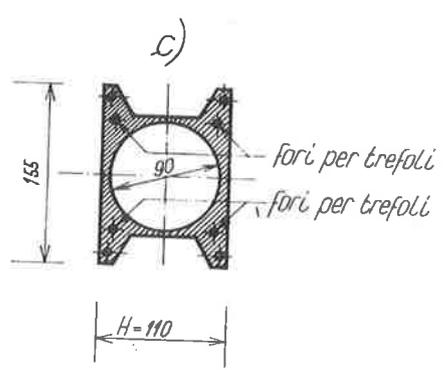
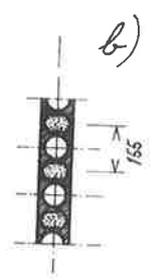
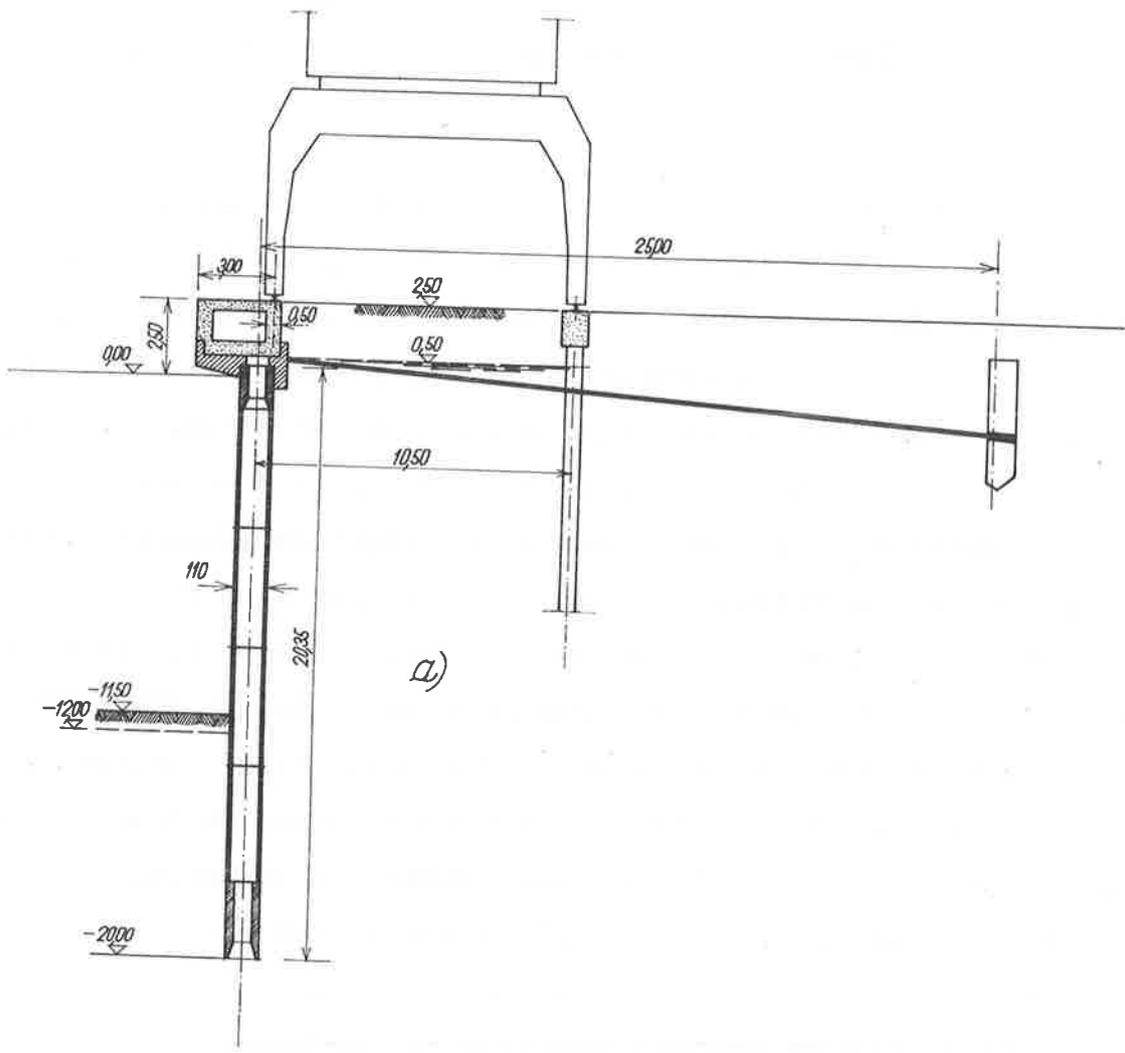


fig. 1

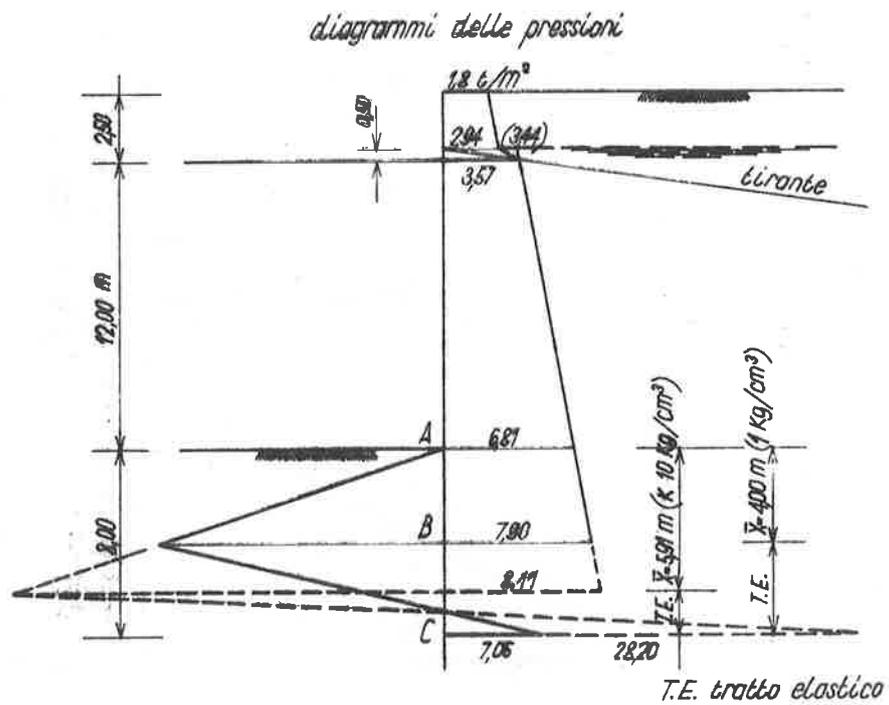
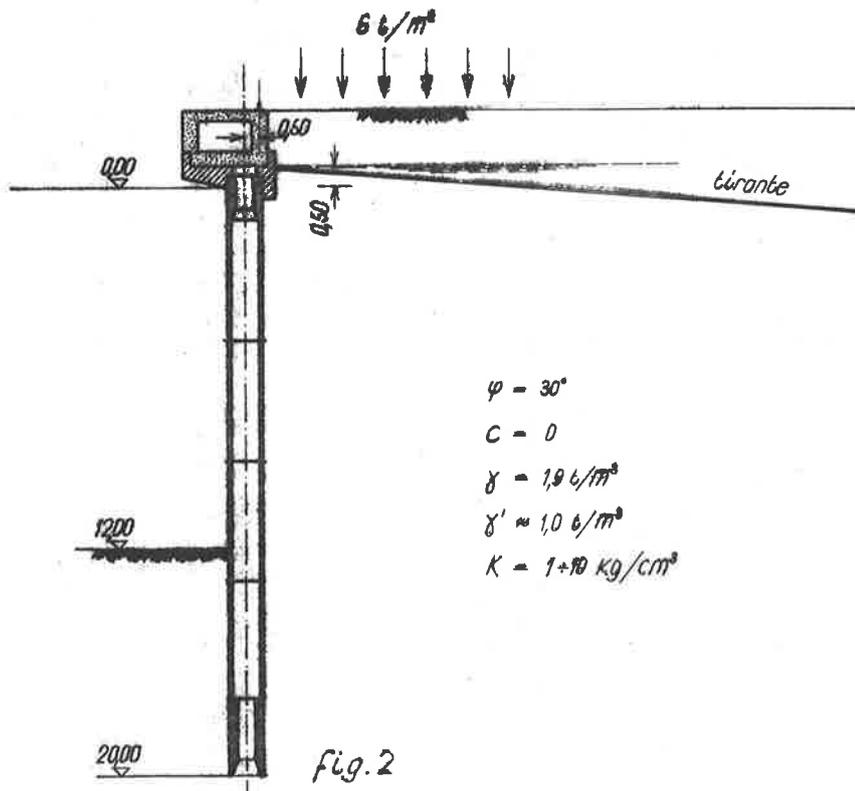


fig.3a

diagrammi dei momenti

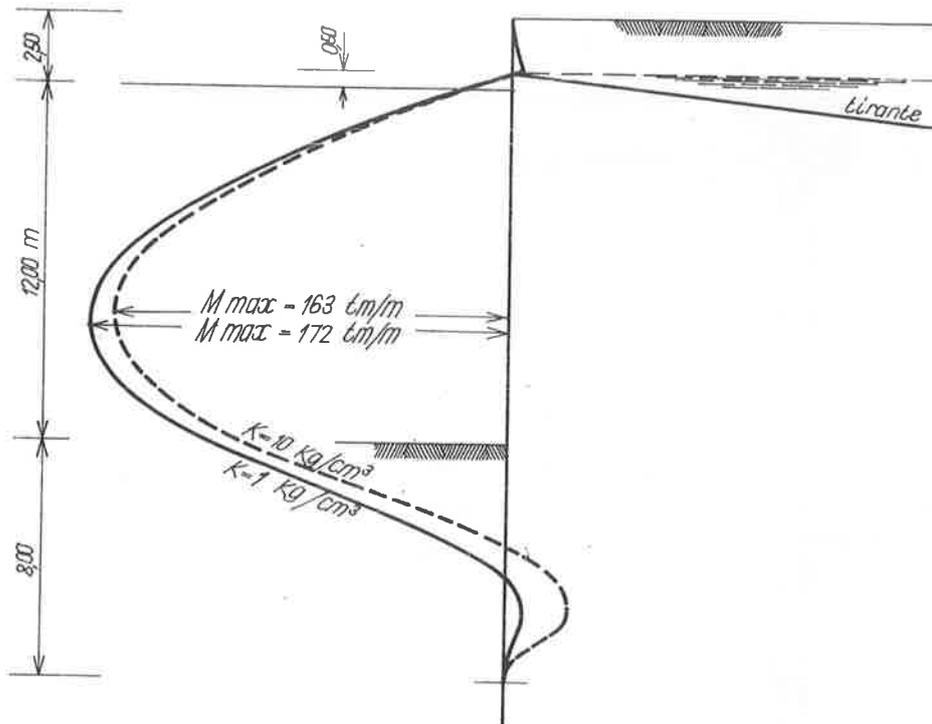


fig. 3 b

diagrammi degli sforzi taglianti

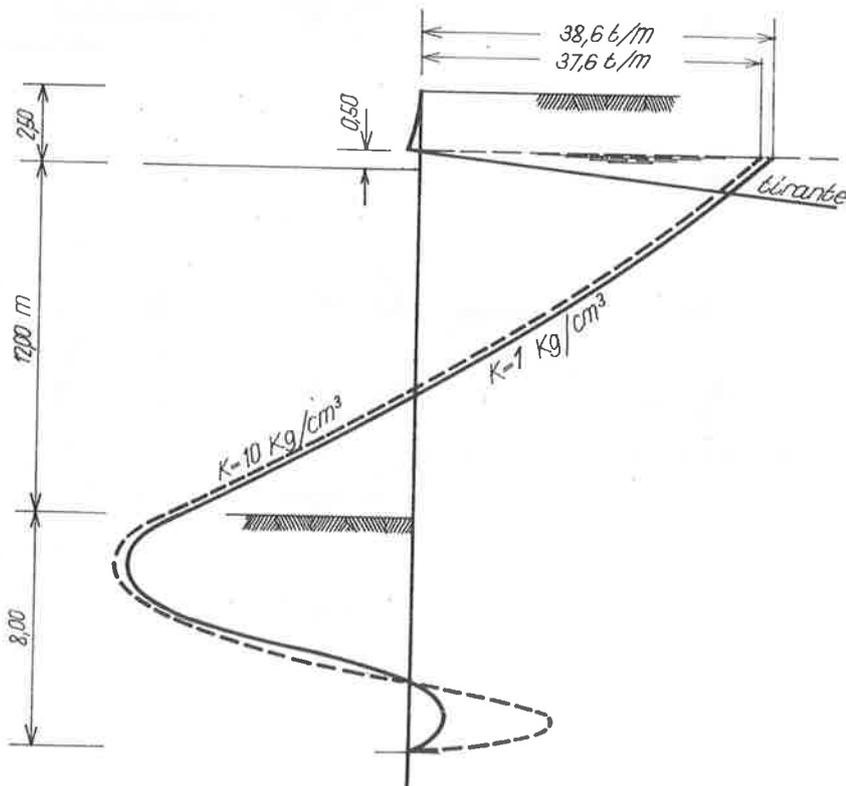


fig. 3 c

diagramma delle pressioni

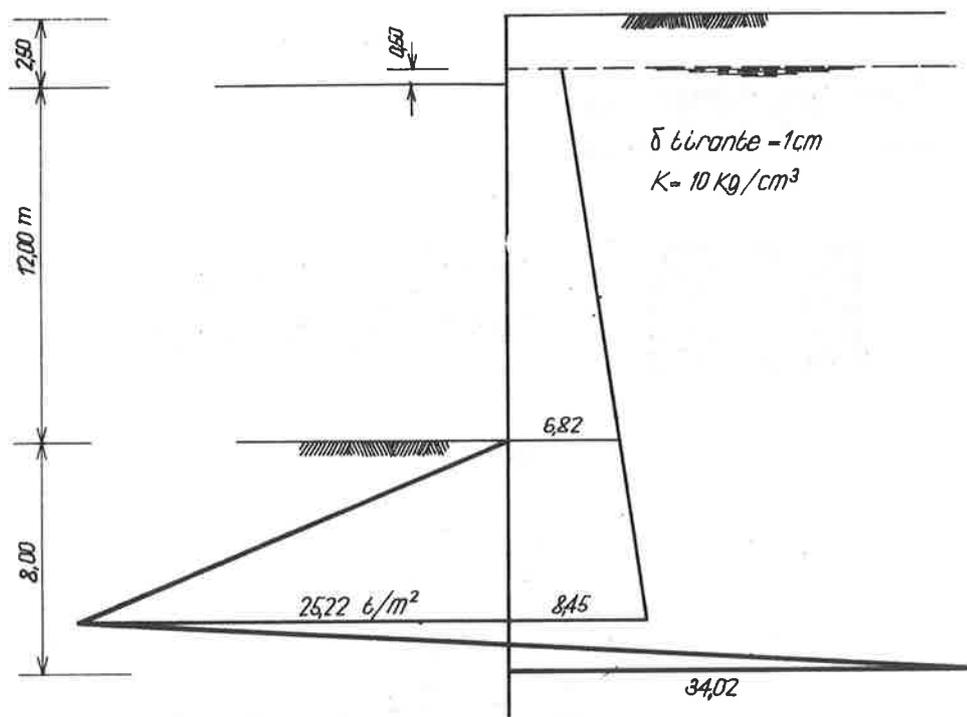


fig. 4 a

diagramma dei momenti

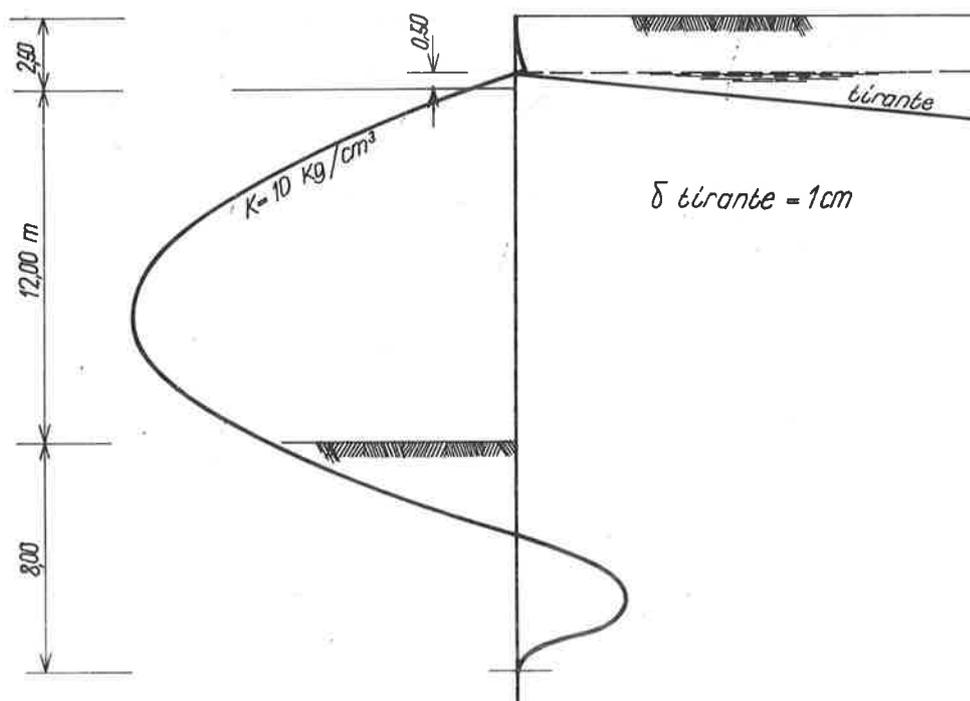


fig. 4 b

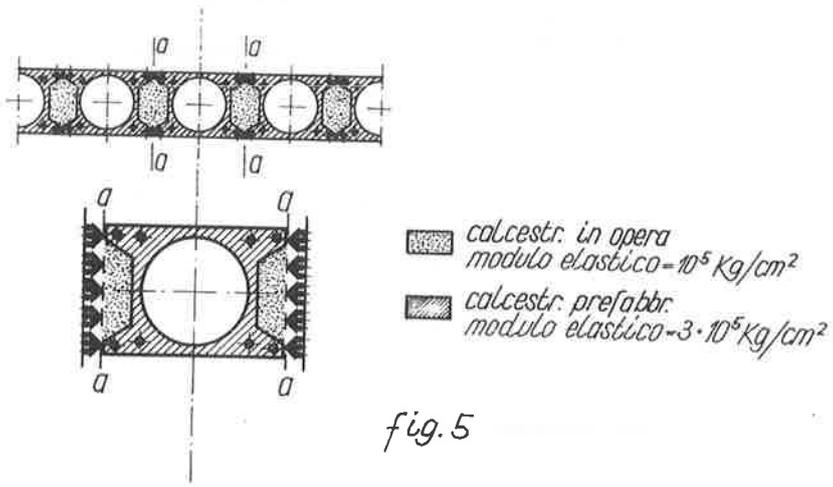


fig. 5

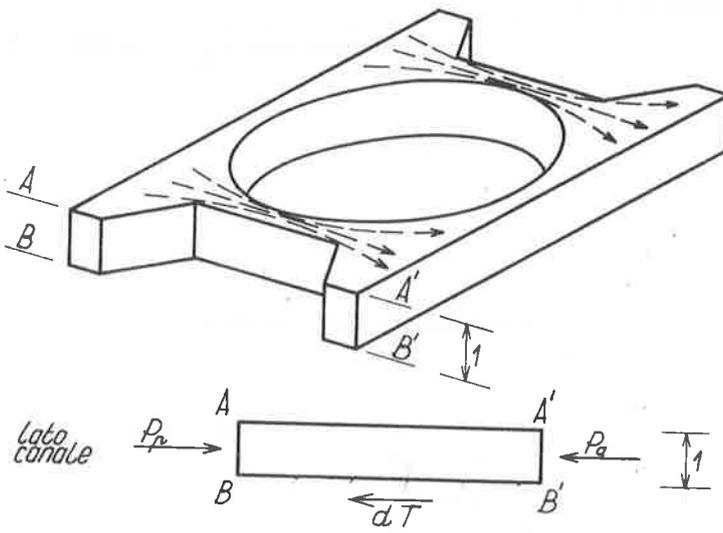


fig. 6

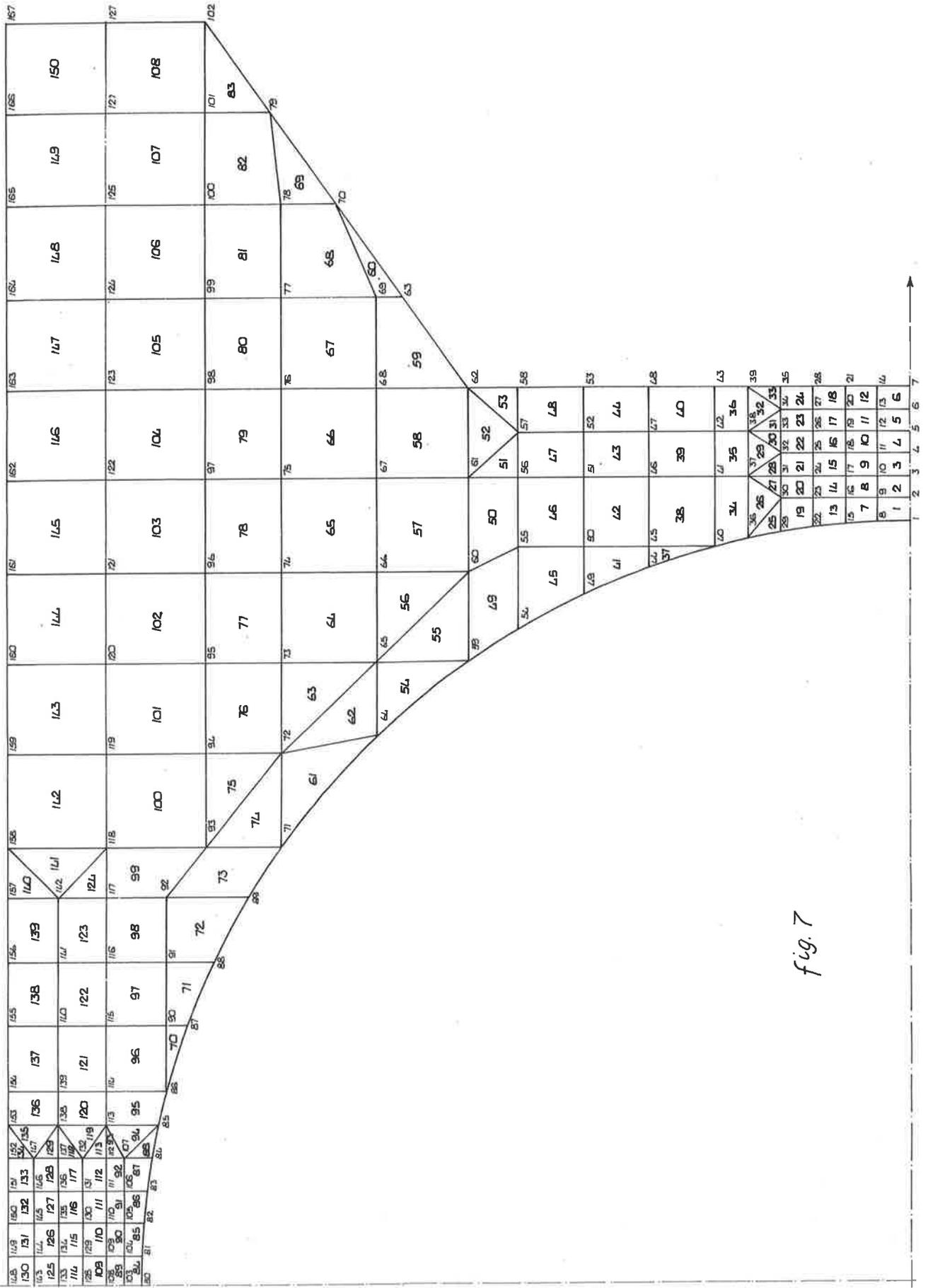


fig. 7

TITOLO :

REALIZZAZIONE DI BANCHINE PER ELEVATI BATTENTI D'ACQUA.
PORTO COMMERCIALE DI BANDAR ABBAS - IRAN

AUTORI :

M. BERTERO

P. MARCELLINO

PALI TREVISANI S.p.A. CONSULTING DIVISION - CESENA

F. MARTINI

PALI TREVISANI S.p.A. DIRETTORE CANTIERE - BANDAR ABBAS

REALIZZAZIONE DI BANCHINE PER ELEVATI BATTENTI D'ACQUA.
PORTO COMMERCIALE DI BANDAR ABBAS - IRAN

M. BERTERO

P. MARCELLINO

F. MARTINI

SOMMARIO

Lo studio del comportamento di scavi di grandi dimensioni sta assumendo sempre maggior importanza a seguito della tendenza in questi ultimi anni, a sostituire le strutture a cassone e muri a gravità con diaframmi in calcestruzzo armato nella costruzione di banchine portuali, specialmente nel caso di fondali profondi. In questa nota si riportano i risultati relativi all'analisi di stabilità di scavi con sezione a 'T' eseguiti in presenza di fango bentonitico statico, nonché una visione generale degli aspetti organizzativi e delle tecnologie adottate per affrontare l'esecuzione di un'opera, che sia per estensione che per i problemi connessi alla sua realizzazione, può suscitare particolare interesse.

SYNOPSIS

The study on the behaviour of large trenches is becoming of great importance as a consequence of the tendency, in the last years, to replace caissons and gravity walls with reinforced concrete diaphragm walls in harbour works specially in case of deep seabeds. This paper reports the results of stability analyses on T cross-section trenches carried out under static bentonite suspensions, as well as a general view concerning the organizatory aspects and technologies adopted in order to face problems related to the execution of a project.

1) INTRODUZIONE

Agli inizi del 1975 fu posto in gara internazionale "chiavi in mano" lo studio per la progettazione e la realizzazione del Porto di Bandar Abbas.

Sempre nello stesso anno la gara fu aggiudicata ad un consorzio di imprese italiane denominato "ITALCONTRACTOR" avente come sponsor la Società Italiana per Condotte d'Acqua - Roma.

Si tratta di un'area di circa 20 km², destinata a porto commerciale e porto peschereccio; difesa da moli per circa 7 km di sviluppo con un complesso di banchine da eseguire in fase di appalto per circa 8 km di lunghezza; 3 bacini ad alto fondale (da -13.80 a -16.80 m. s.l.m.m.) 2 bacini minori (da -7.80 a -6.80 m. s.l.m.m.) avamporto e canali di accesso per complessivi 35 milioni di mc. di dragaggio.

L'area è corredata di strade, sistema ferroviario, magazzini di transito e di deposito, edifici, impianti e servizi per la completa operatività funzionale del porto.

La planimetria generale del porto è visualizzabile in Fig. 1.

2) CRITERI DI SCELTA DELLE SOLUZIONI STRUTTURALI

Sia il progetto di gara che il progetto esecutivo del porto sono stati effettuati dalla Bonifica S.p.A. - Roma che si è servita per la parte geotecnica e per particolari studi di interazione terreno-struttura agli elementi finiti di due società consulenti rispettivamente lo S.G.I. (Milano) e la GEONALISIS (Torino).

Qui di seguito riportiamo i criteri seguiti dalla Bonifica e riportati in una loro memoria per addivenire alla soluzione strutturale definitiva.

Gli studi di progetto delle banchine, sviluppati sulla base dei dati geotecnici e di carico (vedasi Tab 1) sono stati naturalmente correlati alle modalità ed ai tempi di esecuzione dei dragaggi ed alla formazione del rilevato di delimitazione dei bacini portuali, quest'ultimo da effettuarsi su un'area dove la differenza di livello variava tra quota - 3.0 e + 1.0 m. s.l.m.m.

E' stato ipotizzato di effettuare la formazione dei rilevati da terra, entro le dighe provvisorie di ritenuta costituite per progressivo avanzamento procedendo da terra. Si è inoltre ipotizzato di eseguire il dragaggio solo dopo l'esecuzione di tali dighe di ritenuta.

Pertanto, già in fase iniziale, sono state scartate soluzioni strutturali del tipo a cassone cellulare pur idonee, in linea di principio, a risolvere problemi di profondità di dragaggio fino a -16.80 m. s.l.m.m. o soluzioni del tipo a blocchi in calcestruzzo idonee nel campo dei fondali più piccoli (-6.80 e -7.80 m. s.l.m.m.) come nel porto peschereccio.

Tali soluzioni, a parte il costo di costruzione delle strutture in sè, avrebbero implicato l'esecuzione del dragaggio prima dell'affondamento dei cassoni di banchina, il ricorso a mezzi meccanici ausiliari per assicurare la stabilità dei cassoni durante il loro affondamento data la loro notevole mole, e un cambiamento delle modalità di formazione dei rilevati a tergo del fronte banchine.

Inoltre, tali strutture, appoggiando ancora sullo strato di terreno argilloso in situ con carichi elevati e di natura ciclica (sisma), avrebbero richiesto provvedimenti costosi ai fini di ridurre possibili cedimenti differenziali non sopportabili per le attrezzature operative portuali (gru e ferrovia).

Gli studi di progetto sono stati pertanto orientati verso tipi di soluzione che, a parte i problemi di economia generale, consentissero modalità esecutive flessibili in relazione alle scadenze temporali dell'appalto e nel contempo risolvessero il problema geotecnico permettendo di fondare la struttura nello strato sabbioso compatto sottostante ai terreni compressibili.

Le soluzioni esaminate sono state:

- Impalcato in cemento armato su pali (ved. Fig. 2)
- Diaframmi continui ancorati.

La prima soluzione, pur se competitiva in termini di costo di struttura con la soluzione a diaframmi, presentava i seguenti problemi:

- 1) alto costo di costruzione dell'impalcato in relazione all'elevato valore dei sovraccarichi previsti;
- 2) necessità di eseguire un muro di sostegno parziale per limitare la notevole larghezza di impalcato altrimenti necessaria causa la modesta scarpata consentita terreno in posto;
- 3) interferenza tra i lavori di sistemazione e regolarizzazione della scarpata sottostante l'impalcato e l'esecuzione dell'impalcato stesso.

La soluzione prescelta è stata quindi quella a diaframmi continui, in cemento armato ancorati, da realizzarsi con scavo e getto in presenza di fanghi bentonitici (v. Fig. 3).

3) DESCRIZIONE DELLA SOLUZIONE STRUTTURALE ADOTTATA

Il diaframma è stato progettato con caratteristiche tali da permettere, con un'unica soluzione geometrica, di risolvere i differenti temi statici.

Pertanto la finalizzazione della struttura alla funzione ed alla geometria delle singole banchine è stata calibrata agendo unicamente sulla profondità di infissione, sulla entità delle armature del diaframma, e sul sistema di ancoraggio.

A tale scopo al diaframma è stata data una sezione trasversale a "T" delle dimensioni 3.50 x 3.50 x 0.80 idonea a coprire per capacità resistenti a sforzo normale, flessione e taglio tutta la gamma dei fondali maggiori su fronte banchina previsti in progetto (da -13.80 m. s.l.m.m. a - 16.80 m. s.l.m.m.).

L'anima della "T" è stata rivolta verso mare per ovvie ragioni statiche, oltre che per ridurre l'effetto muro per le ondatazioni secondarie in rada.

Un elemento prefabbricato da fissare all'anima del diaframma e alla trave di bordo onde supportare i parabordi è stato opportunamente studiato per i vari tipi di banchine e in relazione all'elevata escursione di marea.

I diaframmi, separati gli uni dagli altri a mezzo di giunto lineare lungo tutta l'altezza, sono stati solidarizzati in testa, a gruppi di 7, cioè ogni 21.5 m. mediante una trave di coronamento dotata di cunicoli idonei per i servizi di distribuzione di acqua potabile, antincendio e cavi elettrici.

Per l'ancoraggio del diaframma in testa è stato adottato un cavo da precompresso la cui lunghezza è stata ottenuta dai calcoli di stabilità in funzione della situazione geotecnica locale e delle profondità di infissione del diaframma e del fondale.

Qui di seguito si presenterà una visione generale degli aspetti organizzativi e delle tecnologie adottate per affrontare l'esecuzione dei diaframmi della banchina. Tutti i lavori speciali di fondazione sono stati eseguiti dalla PALI TREVISANI S.p.A. di Cesena.

In particolare verranno trattati i seguenti argomenti:

- Impostazione logistica del cantiere
- Metodologia esecutiva
- Produzione
- Cenni sui problemi connessi con la stabilità degli scavi.

4) IMPOSTAZIONE LOGISTICA DEL CANTIERE

L'estensione dell'opera nonchè i tempi previsti per la sua realizzazione hanno reso necessaria una complessa organizzazione che prevede l'utilizzazione di più centri operativi. Questi si possono molto schematicamente suddividere come segue (Fig. 4):

- Gruppi Diaframmi "D1" e "D2"
- Gruppo pannelli di ancoraggio "PA"
- Gruppo tiranti "T"
- Gruppo pali "P"
- Gruppi per confezionamento fanghi bentonitici "FB"

A sostegno dei centri operativi sopra elencati operava un'officina centrale con magazzino ed un'officina mobile per il pronto intervento.

Nelle fig. dalla 5 alla 11 sono illustrate le composizioni per attrezzature e personale dei vari gruppi operativi. Si osservi che il personale impiegato nei servizi ausiliari (officine, magazzino ecc.) era costituito da oltre 60 persone di cui 14 italiani.

5) METODOLOGIA ESECUTIVA

In questo punto verranno descritte le metodologie esecutive dei diaframmi a "T", pannelli di ancoraggio e tiranti, mentre non viene descritta la metodologia inerente ai pali in quanto non collegata al tema in oggetto di questa conferenza.

5.1 Metodologia esecutiva dei diaframmi a "T"

L'esecuzione dei diaframmi a T può essere caratterizzata dalle seguenti fasi di lavoro:

- a) Scavo
- b) Dissabbiaggio
- c) Posa palancole e casseforme
- d) Posa gabbie
- e) Getto

a) Scavo

Si sono provate in cantiere diverse metodologie di scavo avendo a disposizione sia benne a due valve (SOIL MEC BPH-N) da 3,5 e 2 m. di ampiezza che una benna a tre valve (SOIL MEC BPH-S) (Fig. 12 e 13).

I metodi di scavo usati si possono sintetizzare nei tre schemi riportati nelle Fig. 14 - 15 - 16.

Il motivo dell'impiego di tre diverse tecniche si deve ricercare nel tentativo di dare una soluzione al problema dei franamenti che verrà discusso nel seguito. Naturalmente gli scavi venivano eseguiti all'interno di muri di guida con un'altezza di 1.2 m. e spessore 20 cm.

b) Dissabbiaggio

Prima di iniziare il getto, il fango bentonitico subiva un accurato processo di dissabbiaggio. Il fango veniva prelevato dal fondo scavo, mediante un sistema a circolazione inversa. Tale sistema consisteva nell'inserimento di un tubo metallico da 4", posizionato a 40 cm. dal fondo della perforazione, quindi mediante un compressore da 4000 l/minuto ad una pressione di 7 atm (vedasi fig. 17 e 18) veniva insufflata aria che permetteva la risalita del fango alleggerito con una portata di 60 - 80 mc/ora.

Il fango così recuperato veniva inviato in un dissabbiatore tipo "SOIL MEC". Il ciclo completo dell'operazione di dissabbiaggio:

- Recupero fango
- Dissabbiaggio
- Sostituzione del fango asportato

poteva essere realizzato in due modi a seconda della distanza fra il pannello e le vasche dell'impianto bentonitico. Per una distanza fino a 150 m. (Fig. 17), il fango di recupero veniva immerso nelle vasche (previo dissabbiaggio) e la perforazione veniva alimentata con fango proveniente direttamente dalle vasche (Fig. 19).

Nei casi in cui il pannello era troppo lontano dall'impianto principale (> 150 m.) si operava a ciclo chiuso (Fig. 18) fra pannello e dissabbiatore, ovvero il fango depurato veniva rimesso direttamente nella perforazione. Naturalmente il volume di fango in lavorazione veniva sostituito, tramite alimentazione delle vasche, al fine di mantenere il livello nella perforazione costante.

Il tempo medio per il dissabbiaggio del fango di un pannello da 180 mc. era di circa 4 - 5 ore.

Il contenuto di sabbia finale poteva giungere a valori inferiori al 2%.

c) Posa palancole di giunto e casseforme

Le fasi esecutive dei pannelli sono schematicamente riportate nella Fig. 20. In essa si individuano due tipi di pannello:

- pannelli gettati con due palancole di giunti, "femmina"
- pannelli senza palancole di giunto "maschi"

In cantiere, nella prima fase sono stati eseguiti alcuni pannelli "maschio-femmina" (che si ottenevano mediante l'inserimento di una sola palancola nella perforazione mentre dal loro opposto si incastravano nel pannello già eseguito), in tal modo però si sono constatate deviazioni dalla verticalità in quanto la benna aveva la tendenza ad allontanarsi dal pannello già realizzato.

Le palancole, del tipo a "canne d'organo" (vedasi Fig. 21), venivano posizionate ad elementi da 5 - 10 m., collegati con perni trasversali, sino al fondo della perforazione.

Il tratto di sommità delle due palancole veniva successivamente ancorato a degli estrattori idraulici (Fig. 21 - 22). Inoltre venivano posizionate delle casseforme metalliche, in corrispondenza della facciata lato mare aventi forme a U ed a L per una profondità di circa 5 m. come indicato in Fig. 23.

Lo scopo era quello di realizzare una superficie liscia per i primi metri a vista. Però, a seguito delle particolari condizioni di stabilità dello scavo, di cui si farà cenno in seguito, si verificavano frequentemente risalite di conglomerato allo esterno delle casseforme dovute a franamenti avvenuti immediatamente al di sotto delle stesse.

Tali casseforme, erano però sufficienti per formare una superficie di discontinuità fra il calcestruzzo in eccesso ed il diaframma, il quale veniva in seguito facilmente asportato con l'impiego di martelli idraulici.

d) Posizionamento gabbie d'armatura

Le gabbie di armatura erano realizzate in due elementi separati rispettivamente di 12 - 14 m. e 16 - 20 m., il peso totale era di circa 9 t. per i pannelli da 25 m. e di 16 t. per i pannelli da 31 m.

Per il sollevamento del secondo elemento, di maggior lunghezza veniva utilizzato un escavatore corredato di bilancino onde limitare la flessione dell'elemento durante l'operazione (vedasi Fig. 24 - 25).

Le fasi di posizionamento ed assemblaggio delle gabbie erano le seguenti:

- Inserimento primo elemento nella perforazione.
- Bloccaggio di tale elemento sui muretti di guida mediante putrelle.
- Accostamento per sovrapposizione dei ferri del secondo elemento di gabbia.
- Collegamento dei due elementi mediante morsetti.
- Inserimento dell'armatura posizionandola a 10 cm. dal fondo della perforazione e nuovo bloccaggio in testata mediante putrelle.

A causa della forte concentrazione di barre con diametro elevato (30 - 40 mm.) l'operazione di sovrapposizione dei ferri delle due gabbie presentava notevoli difficoltà.

e) Getto

Dovuto alla conformazione del pannello e della sua notevole area si è ricorso all'impiego di un sistema di getto con due tubi convogliatori (Fig. 26 e 27), in modo da poter ottenere una risalita uniforme del conglomerato.

I tubi convogliatori, composti con elementi giuntati da 2.5m e con diametro di 240 mm., erano trattenuti da un unico escavatore ed alimentati da due betoniere, consentendo una gettata contemporanea di 20 mc. (pari a circa 4 m. di altezza di pannello).

Come è buona norma, sul fondo dell'imbuto veniva posto un telo di juta affinché il primo flusso di calcestruzzo non entrasse direttamente in contatto con il fango con possibili fenomeni di segregazione e dilavaggio.

Durante la risalita del calcestruzzo, si aveva cura di mantenere i tubi convogliatori immersi in esso per circa 3 m., sollevandoli gradualmente e disinserendo gli elementi di tubazione sovrabbondanti.

Contemporaneamente veniva recuperato il fango bentonitico, e mediante una pompa inviato al dissabbiaggio ed alle vasche di recupero. Gli ultimi 5 - 6 m. di colonna bentonitica, venivano scartati a causa del loro forte inquinamento.

Particolare cura veniva dedicata al controllo della qualità del calcestruzzo che era additivato all'impianto di betonaggio con "Daracem" agente fluidificante, ritardante.

Nonostante ciò in cantiere si è rilevato un notevole abbassamento della lavorabilità del calcestruzzo in concomitanza con i massimi valori registrati dalla temperatura (50°) tenuto conto anche del tempo di trasporto (20 - 25').

La lavorabilità del calcestruzzo veniva controllata prima del getto, ed il valore di slump accettabile doveva essere di 18 - 2 cm.

La fase completa di getto durava circa 5 ore.

Rimaneva infine il problema dell'estrazione delle palancole di giunto, in quanto si dovevano conciliare due opposte necessità:

- l'estrazione doveva avvenire dopo un sufficiente tempo di presa del calcestruzzo onde conservare la forma del giunto (Fig. 28).
- il sollevamento doveva avvenire prima che la forza necessaria per l'estrazione fosse maggiore della resistenza delle connessioni fra i vari elementi della palanca.

L'ottimizzazione delle opposte esigenze si è ottenuta come segue:

- primo sollevamento dopo 5 ore dall'inizio del getto con piccoli sollevamenti tra la 5a e la 10a ora.
- sollevamento graduale dopo la 10a ora in funzione dei tempi di getto dei successivi livelli.

L'operazione veniva eseguita mediante estrattore idraulico, già visto nelle Fig. 21 e 22, che consentiva un innalzamento continuo mediante regolazione della pressione.

Analogamente si procedeva all'estrazione dei casseri.

5.2 Pannelli di ancoraggio

I pannelli di ancoraggio di spessore 80 cm., erano posizionati a distanze variabili dai pannelli a T, a seconda delle esigenze strutturali da un minimo di 30 a una massimo di 56 m.

Delle diverse fasi di realizzazione dei pannelli

- scavo
- posizionamento delle palancole
- posizionamento della gabbia d'armatura
- getto
- estrazione delle palancole

lo scavo, il posizionamento e l'estrazione delle palancole non hanno presentato problemi di rilievo data la modesta profondità delle perforazioni (5.00 m.), infatti per lo scavo è stato sufficiente l'impiego di una benna a fune ad apertura idraulica montata su un escavatore.

Le difficoltà maggiori si sono invece riscontrate nel posizionamento dell'armatura (Fig. 29), in quanto nella gabbia era inglobato un elemento prefabbricato in malta cementizia di bassa resistenza ($60 - 80 \text{ kg/cm}^2$) (Fig. 30) il quale veniva demolito successivamente al getto del pannello in modo da poter alloggiare la testata del tirante nel foro risultante.

E' quindi evidente la cura posta nel posizionamento dell'armatura in modo che la testa del tirante risultasse a quota di progetto 0.00 rispetto al G.W.L.

Per lo stesso motivo si è dovuto seguire con particolare attenzione la fase di getto in modo da evitare risalite della gabbia. A tale scopo si usavano due tubi di getto posizionati ai due lati dell'elemento preconfezionato e il getto veniva condotto con estrema lentezza così da ridurre al minimo le spinte verso l'alto.

5.3 Tiranti

Il collegamento fra il diaframma a T ed i pannelli di ancoraggio avveniva mediante tiranti formati con trefoli da 0.7" in numero variabile da 13 a 15 ed aventi una lunghezza minima di 36 m.

I trefoli erano del tipo con protezione permanente e per questo motivo dovevano essere sguainati alle due estremità ed accuratamente sgrassati mediante kerosene a $60 - 70^\circ$.

I trefoli assemblati, venivano quindi inseriti in una ulteriore guaina protettiva, questa operazione si eseguiva su un banco con lunghezza doppia del tirante stesso, Fig. 32, in modo che tramite un argano si inseriva facilmente il tirante nell'interno della protezione. Successivamente il tirante completo, veniva posto su appositi carrelli in attesa del trasporto.

I tiranti venivano posizionati in una trincea che interessava tutta la zona fra i diaframmi a T ed i pannelli di ancoraggio con il fondo livellato a quota 0.00. Tale posizionamento avveniva mediante una gru tipo American 9299, la quale utilizzava per il sollevamento del tirante un traliccio metallico lungo circa 40 m. (Fig. 31 e 33).

Di particolare interesse era il collegamento fra i tiranti e gli elementi strutturali.

Il collegamento di tipo "passivo" veniva effettuato nel pannello a T in cui erano stati preventivamente (assieme alle gabbie) inseriti 4 coni come da figura 34 con relativo tubo di spurgo. Si inserivano quindi nei coni, previa pulizia, le quattro parti terminali dei tiranti composti da gruppi di 3 o 4 trefoli caduna assemblati come in figura.

Quindi, si procedeva a tappare l'estremità libera del cono ed ad iniettare una speciale malta tipo antiritiro "Macflow" all'interno del medesimo. Quando la malta fuoriusciva pulita si provvedeva al bloccaggio del tubo di spurgo in modo da poter raggiungere pressioni di 3 - 4 atm.

Si precisa che la malta di iniezione raggiungeva resistenze alla compressione a 28 gg. dell'ordine di 900 kg/cm^2 .

Invece la tesatura dei tiranti veniva effettuata dal lato pannello di ancoraggio nel quale, previa distruzione dell'elemento prefabbricato in malta cementizia visto al punto precedente, si inseriva un'armatura di "frattagge", si cementava, ed infine i trefoli venivano bloccati tramite una testata della C.C.L. (Fig. 35). Contemporaneamente alle operazioni sopra esposte si realizzava l'iniezione della guaina protettiva dei tiranti e, dopo circa 28 gg., si effettuava la tesatura dell'elemento.

6) PRODUZIONE

A seguito dei problemi logistici che sono insorti a causa delle dimensioni del cantiere, delle condizioni ambientali, del periodo di adattamento del personale, si è avuto un certo periodo di inerzia prima che i vari gruppi operativi entrassero in pieno regime di produzione.

Dopo questa fase, l'organizzazione del cantiere era tale da consentire ottime produzioni di cui qui nel seguito si riporta la sintesi:

- a) I due gruppi operativi dei diaframmi a T in doppio turno di lavoro producevano complessivamente da 800 a 900 mq. di pannello gettato con picchi di 1000 mq., corrispondenti a 4 - 6 pannelli.
- b) Per il gruppo dei pannelli di ancoraggio sempre in doppio turno si producevano dai 12 e 14 pannelli al giorno corrispondenti a circa 250 mq.
- c) Per il gruppo tiranti in un unico turno di 12 ore si eseguivano 8 tiranti compreso la loro tesatura.

7) CENNI SULLA STABILITA' DEGLI SCAVI

La stabilità degli scavi a T eseguiti in presenza di fanghi bentonitici, è stata esaminata misurando l'assorbimento del calcestruzzo durante la fase di getto.

Queste misure sono state correlate con il peso specifico del fango, il livello di falda, le modalità di scavo.

7.1 Cause che influenzano la stabilità degli scavi

Prima di iniziare con le analisi dei dati di cantiere, elencheremo le principali cause che influenzano la stabilità degli scavi. Esse possono essere così suddivise:

a) Problemi connessi con la stabilità intrinseca degli scavi:

- formazione pannello (cake)
- peso specifico del fango
- zona di terreno penetrata dal fango
- resistenza al taglio del fango
- effetti arco
- effetti osmotici dovuti al fango

b) Influenza degli attrezzi di perforazione sulla stabilità:

- dimensione attrezzi di perforazione
- forma degli scavi
- velocità attrezzi di perforazione
- modalità scavo.

7.2 Tecniche di elaborazione per lo studio delle stabilità

Lo studio sulla stabilità degli scavi è stato effettuato analizzando i diagrammi tipici di assorbimento (su oltre 300 pannelli) simili a quello illustrato nella Figura 36. Su di essi è riportato il rapporto di assorbimento, definito come l'assorbimento reale di calcestruzzo rispetto a quello teorico, in funzione della profondità. Sui grafici si sono inoltre indicati i seguenti dati:

- modalità di scavo
- livello di marea
- peso specifico del fango bentonitico prima del getto di calcestruzzo.

Tali dati furono scelti perchè, secondo la nostra opinione, i principali parametri che influenzavano la stabilità degli scavi sono:

- livello falda freatica
- peso specifico del fango
- effetti arco
- modalità scavo

Si precisa che quale peso specifico del fango è stato considerato quello dopo l'operazione di dissabbiaggio.

7.3 Natura del terreno

Le indagini del sottosuolo eseguite nell'area del porto mostrano una stratigrafia sostanzialmente uniforme che può essere riassunta come segue (vedasi Fig. 37):

- a) Strato I - sabbia argillosa mediamente addensata (spessore da 3 a 11.5 m.).
- b) Strato II A - limo argilloso da soffice a compatto (spessore da 4 a 6 m.).
- c) Strato II B - limo argilloso compatto con qualche intercalazione di sabbia (spessore da 6 a 11 m.).
- d) Strato III - sabbia argillosa molto addensata con forti intercalazioni argillose (spessore sopra 30 m.).

Il livello del profilo naturale del suolo, in corrispondenza asse banchina, variava fra 0.0 m. e $- 2 \div 2.5$ m. rispetto al livello medio mare, dopo di che è stato eseguito un riempimento di ghiaia e sabbia per ottenere nell'area un piano di lavoro di + 2.5 m., e successivamente un'elevazione finale della banchina a 3.2 m. rispetto al livello medio mare.

In particolare, in corrispondenza ai pannelli presi in considerazione, si sono incontrati i seguenti spessori medi delle stratificazioni sopra menzionate (da + 2.5 m.).

- a) Riempimento con spessore variabile tra 3 e 5 m.
- b) Strato di transizione, tra riempimento e terreno naturale, avente uno spessore di circa 0.50 m. e costituito da terreno soffice e intercalazioni di fango.
- c) Strato I, con spessore variabile fra 6 e 8 m.
- d) Strato II, con uno spessore di 10 m.

7.4 Fango bentonitico adottato

E' stata usata una bentonite iraniana "Hygel" miscelata con polimero "Plastoclay" ad una concentrazione dello 0.075%. La sospensione fu preparata con una concentrazione di bentonite al 5%. Le corrispondenti caratteristiche del fango sono state:

in laboratorio:

- Flocculazione, praticamente trascurabile
- Viscosità Marsh, da 43 a 53 sec.
- Spessore pannello (cake), 2 mm. circa.

Sono state inoltre eseguite prove particolari per ottenere informazioni sull'influenza che concentrazione di cloruri, fino ad un massimo di 0.2 kN/m^3 , producono sulla viscosità del fango e volume del filtrato.

Per la massima concentrazione di cloruro esaminata, abbiamo ottenuto:

- Viscosità marsh, variava fra 40 e 43 sec.
- Volume del filtrato, 50 cm^3

In cantiere:

- a) vasca del fango, in condizioni stabilizzata di riciclo (fango pronto all'uso)
 - peso specifico, da 10.0 a 10.5 kN/m³
 - viscosità marsh, da 34 a 38 sec.
- b) Prima del dissabbiamento:
 - peso specifico, da 11.3 a 12.3 kN/m³ con contenuto di sabbia variabile fra il 12 e il 20%.
- c) Dopo il dissabbiaggio:
 - peso specifico, da 10.1 a 10.8 kN/m³
 - viscosità marsh, da 33 a 41 sec.
 - contenuto di sabbia, da 1 a 5%.

7.5 Studio sulla stabilità intrinseca degli scavi

Come menzionato prima, gli scavi avevano una sezione trasversale a "T", con le dimensioni di 3.5 x 3.5 (ala e nervatura) x 0.8 m. di spessore, ed una profondità totale di circa 30 m.

Dopo un attento esame dei diagrammi di assorbimento si sono individuate due zone caratteristiche per il tratto di banchina considerato (vedasi Fig. 37).

- a) Zona 1: (1A e 1B) dove gli assorbimenti reali erano maggiori di quelli che normalmente ci si aspetta in questi tipi di lavori.
- b) Zona 2: in cui gli assorbimenti del calcestruzzo erano vicini al normale campo di valori.

In ciascuna zona l'analisi dell'assorbimento, eccedente il volume teorico, è stata effettuata considerando la variabilità dei pesi specifici e dei livelli di marea, definita come "alta", "media", e "bassa", come illustrato nella figura 38.

I grafici nella figura 38 sono il risultato di una media ponderata relativa alle quote "H" per le quali si è verificato un'eccesso di assorbimento di calcestruzzo come indicato nella figura stessa.

La profondità totale degli scavi è stata suddivisa in 3 segmenti significativi:

- Segmento I: da 0.0 a 6.0 incluso il riempimento e lo strato di transizione.
- Segmento II: da 6.0 a 21.0 m.
- Segmento III: da 21.0 a 29.0 m.

I risultati riguardanti i primi due segmenti sono indicati nelle figure 38a e 38b. Si precisa che solo gli assorbimenti eccedenti l'1.15 sono stati presi in considerazione per l'individuazione dell'altezza "H", in quanto il valore di 1.15 può ritenersi normale per questi particolari scavi.

Esaminando la figura 38 possiamo osservare l'influenza del livello di marea sul rapporto di assorbimento per un dato peso specifico di fango. Al contrario, appare evidente per un livello di marea costante la riduzione del rapporto di assorbimento all'aumentare del peso specifico.

Alcune discordanze relative alle ultime osservazioni possono essere individuate nel primo segmento, fra 0.0 e 6.0 m. Secondo noi, tale discordanze dipendono dal fatto che gli assorbimenti in superficie sono in pratica dovuti a veri e propri franamenti del terreno negli scavi come una conseguenza di:

- Effetto arco praticamente inesistente
- Presenza di terreno soffice nello strato di transizione.

L'influenza predominante del livello della falda freatica è illustrata nella Figura 39, dove si riportano i risultati dell'analisi su dei pannelli inerenti la "Zona 1" per i quali la falda fu abbassata di circa 4 m. attraverso l'installazione di well-points. Nella figura è dimostrato chiaramente l'effetto benefico prodotto da questo accorgimento.

Per ciò che concerne invece i risultati inerenti gli assorbimenti nel terzo segmento (tra 21 e 29 m.), essi appaiono essere indipendenti dal livello di marea, dal peso specifico e dalla zona esaminata.

Tale comportamento può essere spiegato considerando la predominanza dell'effetto arco a tali quote, rispetto agli altri fattori in gioco.

Ad ogni modo, un rapporto di assorbimento di 1.26 per un'altezza di $H = 3$ m. è stato osservato nel solo 27% dei pannelli.

Tale assorbimento è localizzato in corrispondenza con l'interfaccia tra lo strato IIB (limo argilloso) e lo strato III costituito da sabbia limosa molto addensata. Tale fenomeno concorda con quanto osservato anche da altri autori, della formazione di sbulbature nella regione di passaggio fra terreni aventi diverse proprietà.

7.6 Influenza dell'attrezzatura di perforazione sulla stabilità

Come già detto, due metodi sono stati applicati per l'esecuzione degli scavi. Il primo prevedeva l'uso della benna tradizionale a due valve (vedasi Fig. 15) mentre nel secondo caso lo scavo veniva effettuato con una benna idraulica a tre valve (vedasi fig. 16). Entrambi i metodi mostrano influenze simili sulla stabilità dello scavo.

Una maggiore produttività e verticalità dello scavo sono state invece ottenute usando la benna a tre valve.

8) MISURE DELLE DEVIAZIONI DALLA VERTICALITÀ

Sono state pure effettuate misure della deviazione dalla verticalità. Con l'attrezzatura usata, la deviazione dalla verticalità è dovuta alla combinazione di un errore della guida della benna, dei giochi tra guida e asta scorrevole e della deformazione elastica dell'asta dovuta alle spinte laterali del terreno sulle valve e sugli scarponi di guida.

La verticalità iniziale dell'asta può essere rettificata mediante pistoni idraulici e può essere controllata nella cabina con l'uso di un pendolo elettrico.

Le misurazioni furono fatte su 12 pannelli eseguiti con una benna a tre valve e su 9 eseguiti con una benna standard, usando un inclinometro bi-assiale accelerometrico. Le deviazioni dalla verticalità sono state calcolate in funzione delle letture di inclinazione ogni 2 metri e sono diagrammate nella Figura 40. Si osservi che le deviazioni risultano perpendicolari all'asse della banchina (direzione y Fig. 40) mentre nella direzione x sono trascurabili.

9) CONCLUSIONI

Da quanto sin qui esposto si possono trarre le seguenti conclusioni:

- La soluzione strutturale adottata è stata valida sia dal punto di vista economico che produttivo, si pensi che in condizioni di regime, si era in grado di realizzare mediamente 14 metri lineari di banchina finita (diaframmi, piastre di ancoraggio, tiranti e loro tesatura).
- L'esecuzione di tali opere, d'altra parte, richiede una notevole esperienza e personale altamente qualificato inoltre, occorre effettuare a priori uno studio approfondito sui terreni, sui livelli di falda, sui rilevati da eseguire, sulla bentonite da utilizzare in quanto tutti questi fattori concorrono, come si è visto, alla corretta esecuzione dei manufatti.
- Quando è necessario effettuare dei riempimenti essi dovranno essere adeguatamente compattati, in particolare, gli strati di fango che coprono i terreni naturali devono essere perfettamente asportati per evitare di trovare del terreno di transizione con caratteristiche scadenti che risulta essere la causa principale dei franamenti superficiali.

- Le altezze delle corree di guida devono essere pari a circa $1/2$ della lunghezza dello scavo (in questo caso di circa 1.8 m.) per favorire la stabilità dello scavo che è sempre critica, in superficie, a causa della mancanza dell'effetto ad arco.
- Dall'osservazione dell'influenza dei livelli della marea sulla stabilità degli scavi (vedasi Fig. 38 e 39) si raccomanda un franco di almeno 1.5 metri fra il livello del fango e quello della falda freatica.
- Il peso specifico del fango è molto importante, ed è uno degli elementi essenziali per la stabilità. Quindi, è importante mantenere il peso specifico uguale o superiore a 10.3 kN/m^3 e il contenuto di sabbia non inferiore al 2% (eccetto le aggiunte occasionali di materiali fini).
Ciò rende anche possibile ridurre la fase di dissabbiaggio, e quindi i tempi di scavo, con rischi minori per la stabilità. Può essere interessante notare che in caso di scavi di queste dimensioni e in condizioni al limite della stabilità, come per Bandar Abbas, la velocità di chiusura delle pareti di scavo è di circa 0.5, 0.6 mm./h.
In ogni caso il peso specifico non deve essere superiore a 11.3 kN/m^3 durante la fase di getto, specialmente se è dovuto all'aggiunta di materiali sabbiosi, a causa dei noti inconvenienti che si innescano in loro presenza durante questa fase.
- Per scavi con dimensioni elevate anche in condizioni ottimali, si devono prevedere assorbimenti medi di circa 1.10 - 1.15 volte l'assorbimento teorico.
- In sommità degli scavi, è frequente l'innescarsi di franamenti e conseguenti sbulbature, quindi se è necessario realizzare superfici lisce, si devono usare adeguate cassaforme. Si possono verificare sbulbature anche in zone di transizione fra due tipi di terreno.
- Per i pannelli si devono considerare possibili deviazioni dalla verticalità di circa 1.5%.

BIBLIOGRAFIA

- Ass (1976). Stability of slurry excavation in soft clay. Proc. 6th European Conference Vienna.
- Farkas (1971). 4th International Conference on S.M.E.F. Budapest
- Huder (1972). Proc. 5th European Conference on S.M.F.E. Report Sect. IV
- I.C.E. (1977). A review of diaphragm walls. Institution of Civil Engineers - London
- Morgenstern (1963). Grouts and drilling muds. In Eng. practice. Ed. Butterworths
- Muller-Kirchenbauer (1972). Proc. 5th European Conference on S.M.F.E. Report 12 Sect. IV
- Piaskowski-Kovalewski (1965). Proc. 6th International Conference on S.M.F.E. - Toronto Vol. II Pg. 526
- Renau F. (1972). The stability of trenches filled with thixotropic mud. Proc. 5th European Conference on S.M.F.E.
- Scheneebeli (1972). Les parois moulés dans le sol. Ed. Eyrolles.
- Beccali R. (1979). Progettazione e realizzazione di banchine del P. Comm. di Bandar Abbas.
Atti Istituto Scienza Costruzioni (Politecnico di Torino).
- Marcellino P. Martini F. (1979). Aspetti esecutivi dei diaframmi per il Porto di Bandar Abbas.
Atti Istituto Scienza Costruzioni (Politecnico di Torino).

TAB. 1

DATI GEOTECNICI (1)

Strati caratteristici interessati dalle strutture in esame:

da quota (riferite al p.c.)	a quota l.m.m.)		γ	φ	C
	-11.00 m	sabbie e sabbie limose	1.8	32°	0
-11.00 m	-18.00 m	limi argillo- sabbiosi	1.8	30°	1
-18.00 m	-50.00 m	sabbie addensate	1.8	37°	0

DATI DI CARICO

1. Condizioni di carico

Carichi accidentali

-uniformemente distribuiti	4.0 + 6.0 t/m ²
-concentrati	50 tons/0.80 x 0.80 m
-carichi stradali	standard locali
-carichi ferroviari	standard locali
-carichi di gru	differenziati per funzioni
-vento	$p = 0.085 V^2$
-tiro di ormeggio	differenziato per nave-tipo in relazione ai diversi at- tracchi
-impatto all'attracco	differenziato per nave-tipo in relazione ai diversi at- tracchi

Carichi sismici

L'effetto sismico è simulato mediante:

- una forza orizzontale applicata alla struttura in tutte le direzioni pari al 10% della somma dei pesi propri in presenza del 50% del carico accidentale;
- una forza verticale di intensità pari a quella considerata orizzontalmente.

(1) Estrapolati dai sondaggi e dalle prove geotecniche fornite dal Committente

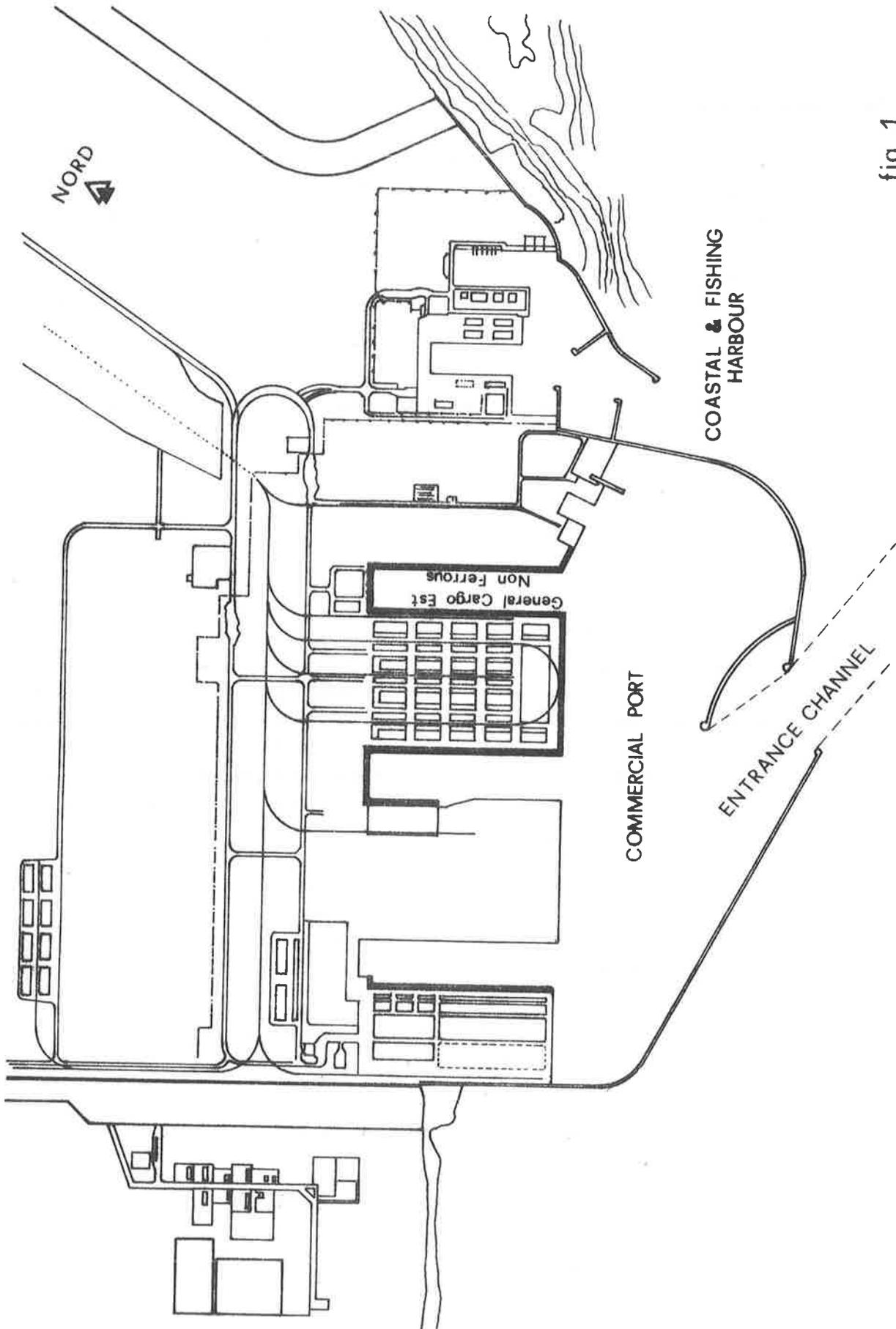


fig. 1

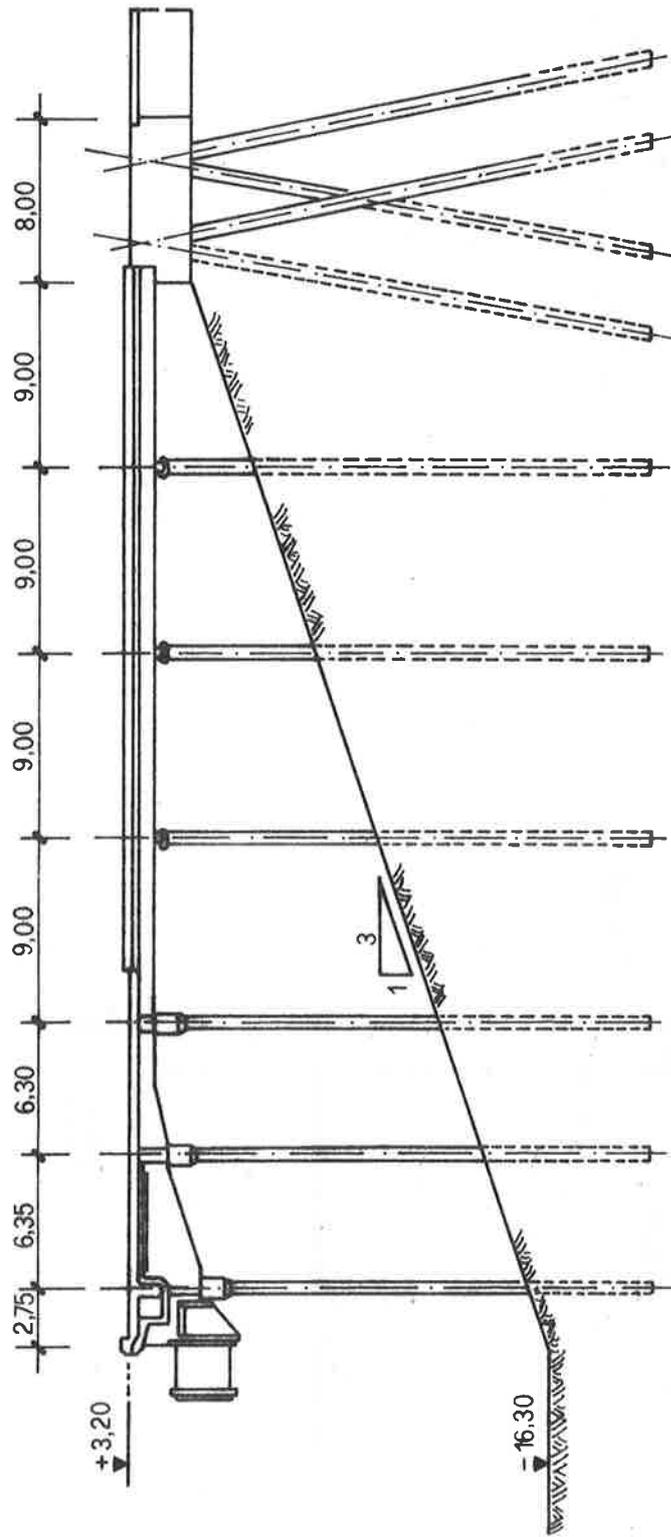


fig. 2

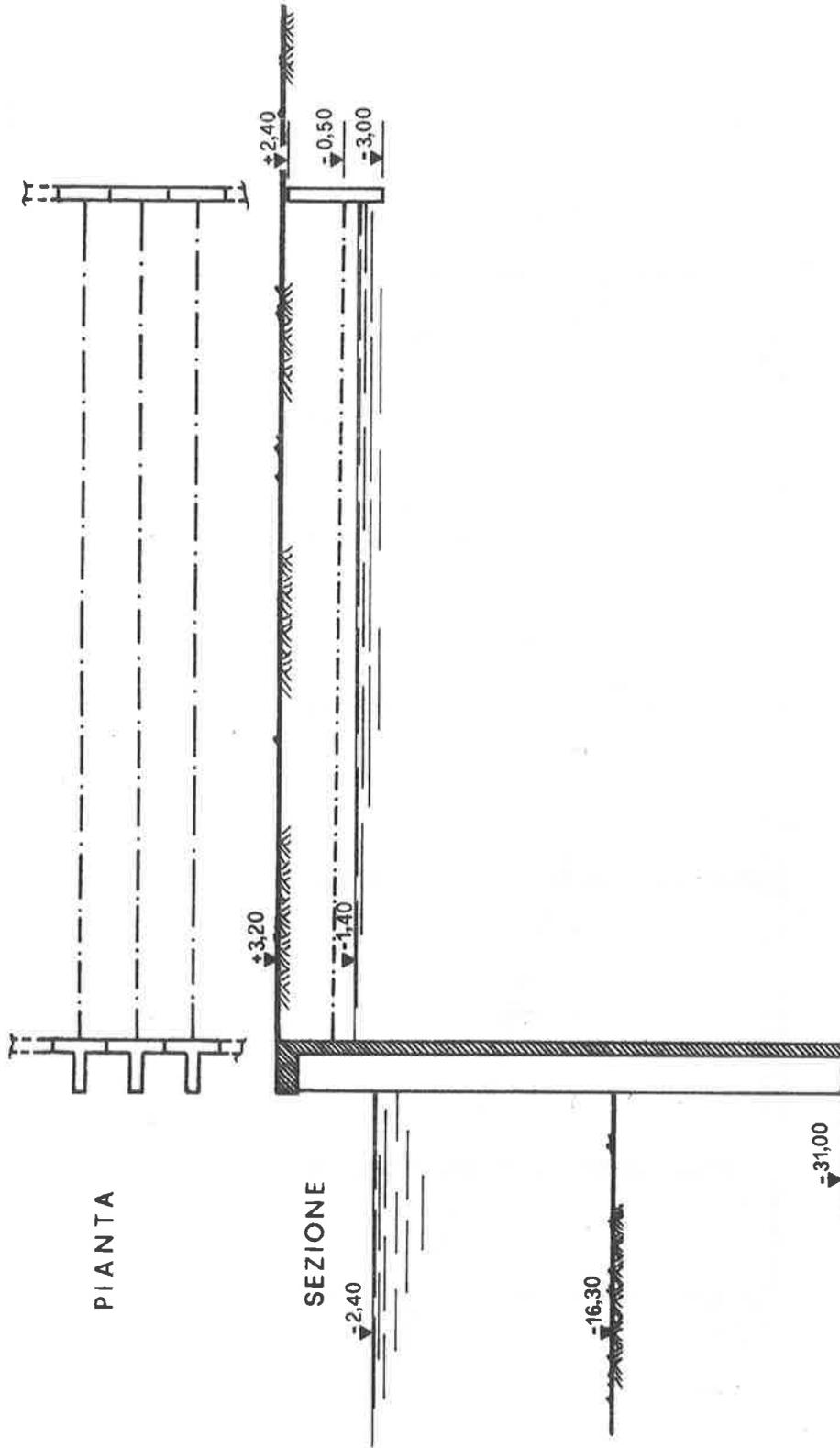
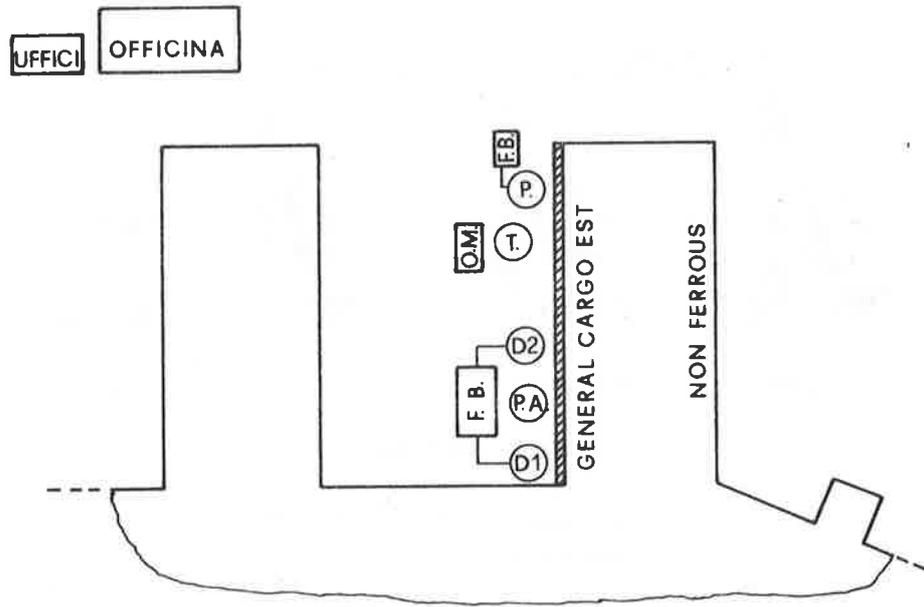


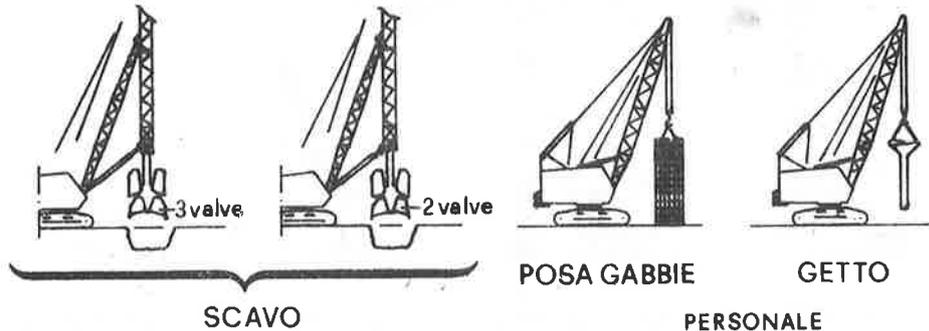
fig. 3



- D1 Gruppi Diaframmi
- D2 Gruppi Diaframmi
- P.A. = Gruppi Pannelli Ancoraggio
- T. = Gruppo Tiranti
- P. = Gruppo Pali
- F.B. = Confezionamento Fanghi Bentonitici
- O.M. = Officina Mobile

fig. 4

ATTREZZATURE «SOIL MEC»



ATTREZZATURE «FIAT ALLIS»

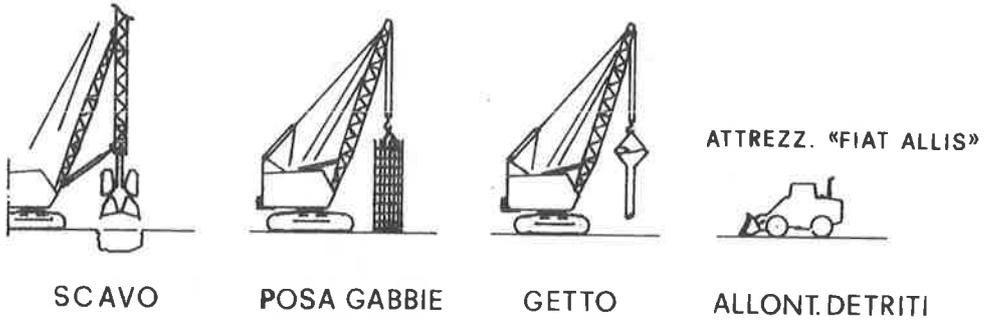


- PERSONALE
- n°1 capo settore
 - n°2 capi turno
 - n°4 capi getto
 - n°7 escavatoristi
- } Pers. Specializzato Italiani
- n° 35
- } Pers. d'Aiuto Pakistani-Tailandesi Iraniani

GRUPPO DIAFRAMMI D1

fig. 5

ATTREZZATURE «SOIL MEC»



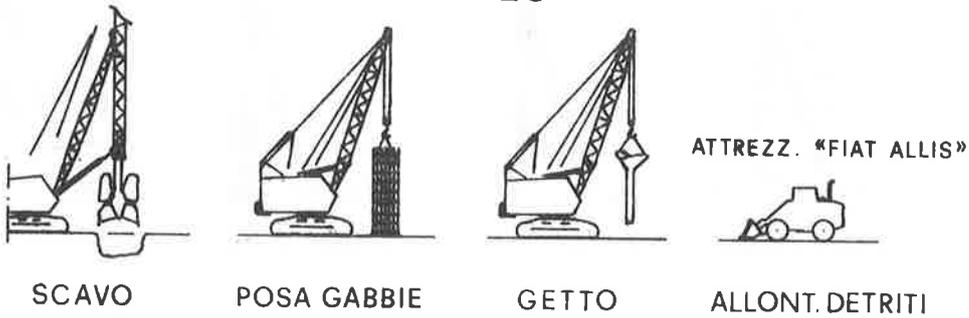
PERSONALE

n° 2 capi turno	}	Personale Specializzato Italiani
n° 4 capi getto		
n° 5 escavatoristi		
n° 27	}	Pers. d'Aiuto e Manovalanza Pakistani-Tailandesi Iraniani

GRUPPO DIAFRAMMI D2

fig. 6

ATTREZZATURE «SOIL MEC»



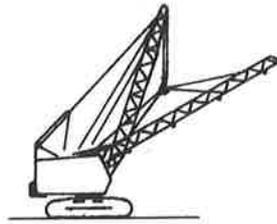
PERSONALE

n° 2 capi turno	}	Personale Specializzato Italiani
n° 2 capi getto		
n° 4 escavatoristi		
n° 20	}	Pers. d'Aiuto e Manovalanza Pakistani-Iraniani

GRUPPO PANNELLI DI ANCORAGGIO

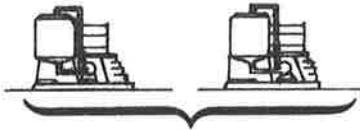
fig. 7

AMERICAN 9299



POSA TIRANTE

CLIVIO



GRUPPI INIEZIONE

MARTINETTO CCL



TESATURA

PERSONALE

n°1 capo settore
n°1 capo turno
n°10 specialisti

Pers. Specializzato
Italiani

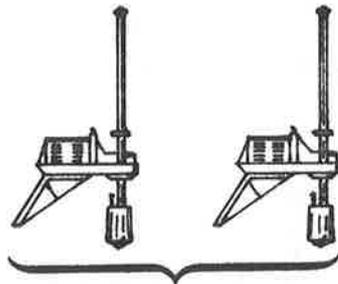
n°75

Pers. d' Aiuto e Manovalanza
Pakistani-Tailandesi
Iraniani

GRUPPO TIRANTI

fig. 8

ATTREZZATURE «SOIL MEC»



PERFORAZIONE



POSA GABBIE



GETTO

PERSONALE

n°2 capi turno
n°2 capi getto
n°4 escavatoristi

Pers. Specializzato
Italiani

n°25

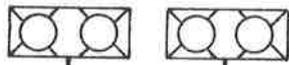
Pers. d' Aiuto e Manovalanza
Tailandesi-Iraniani

GRUPPO PALI

fig. 9

GRUPPO FANGHI

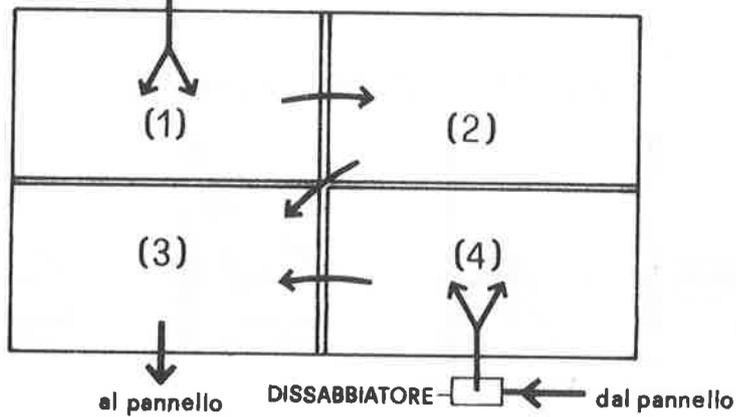
IMPIANTO MISCELAZIONE
60mc/ora



PERSONALE

n° 4 Specializzati (Italiani)

n° 14 Aiuti (Iraniani)



(1) vasca confezionamento fango
(2) vasca maturazione fango (24h)

(3) vasca utilizzo fango
(4) vasca recupero fango

fig. 10



fig. 11

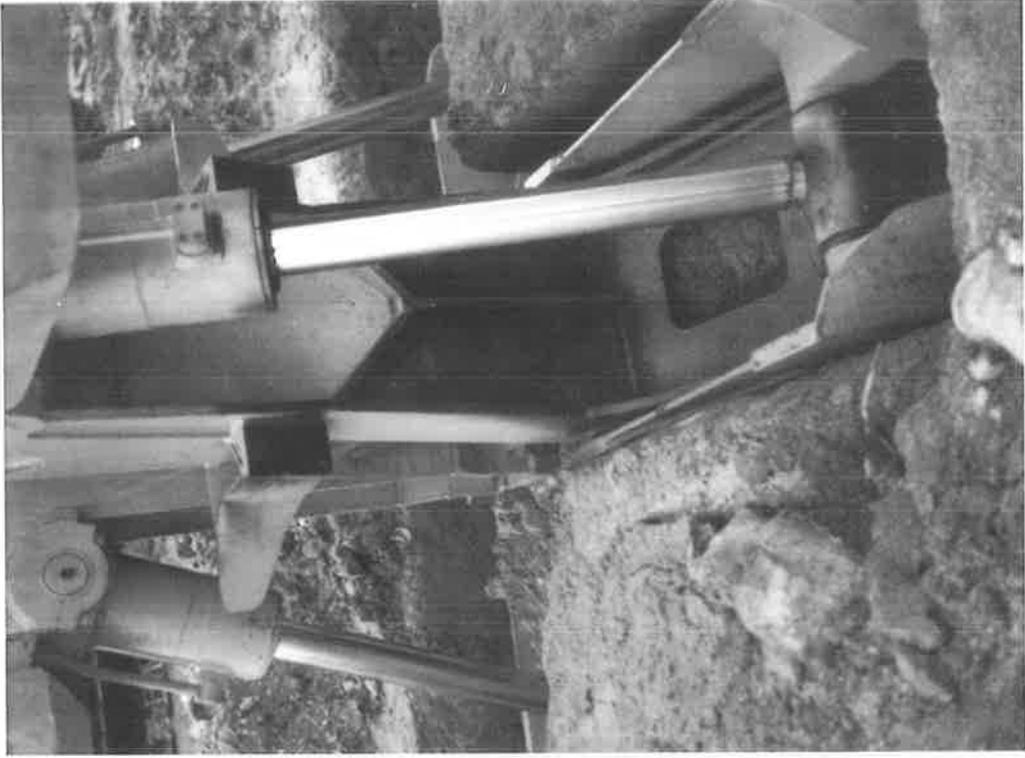


fig. 13

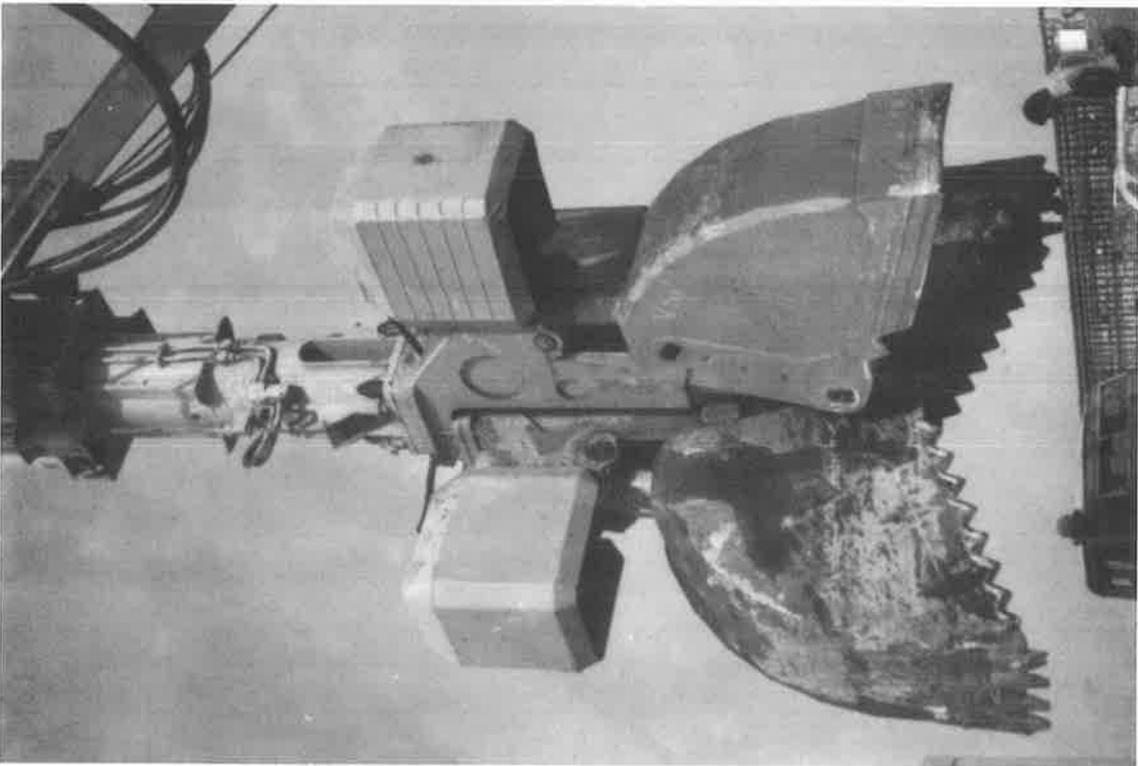


fig.12

METODOLOGIA 1

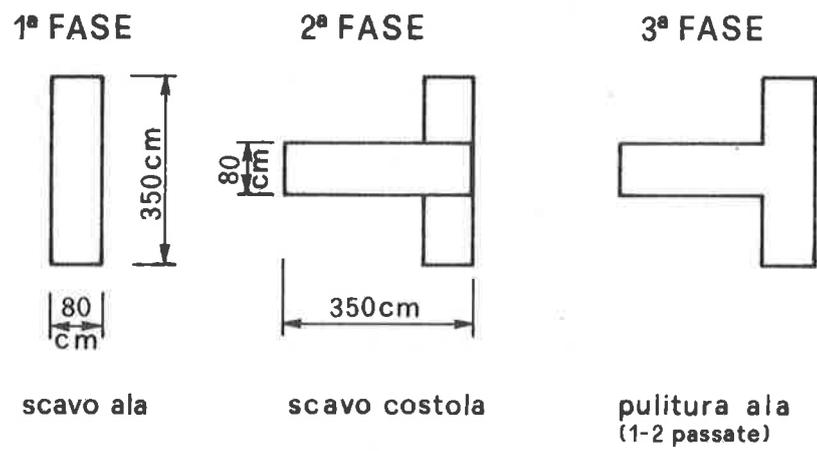
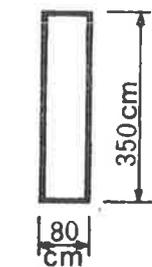


fig. 14

METODOLOGIA 2

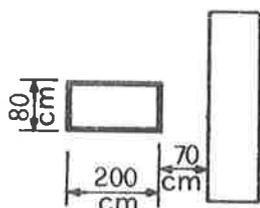
1ª FASE



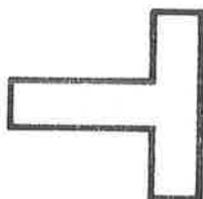
scavo ala

2ª FASE

scavo parziale costola

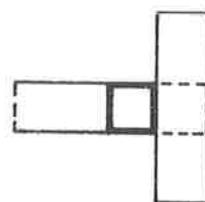


4ª FASE



eventuale pulitura ala
(1 passata)

3ª FASE

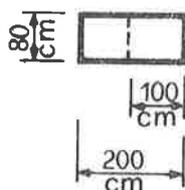


completamento scavo
costola

fig. 15

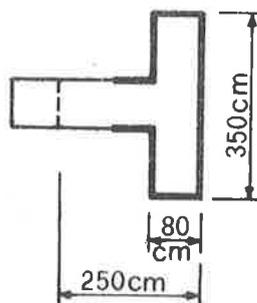
METODOLOGIA 3

1ª FASE



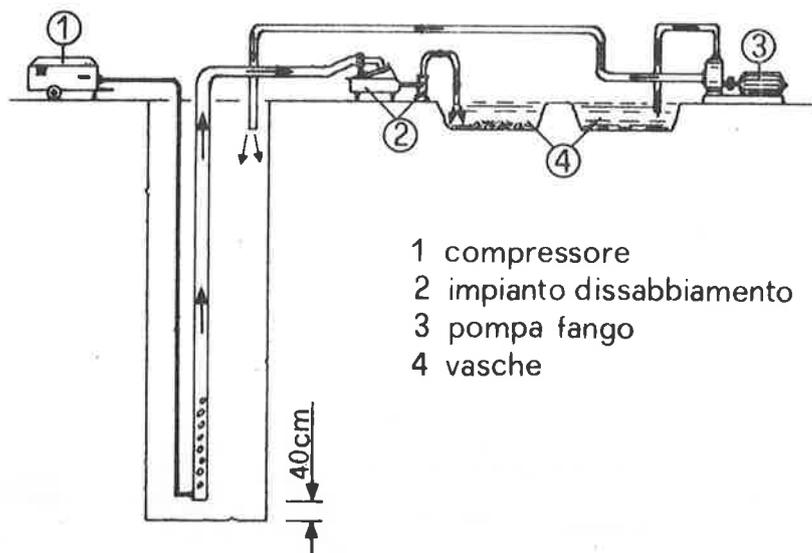
scavo costola con benna
a 2 valve da 2 m.

2ª FASE



completamento scavo ala e
parziale costola con benna
a 3 valve

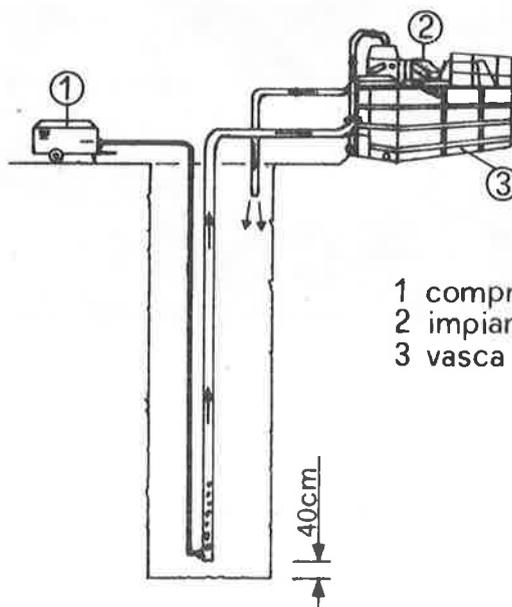
fig. 16



- 1 compressore
- 2 impianto dissabbiamento
- 3 pompa fango
- 4 vasche

DISSABBIAGGIO CASO 1

fig. 17



- 1 compressore
- 2 impianto dissabbiamento
- 3 vasca

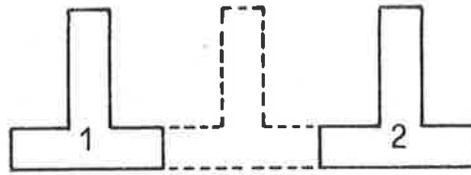
DISSABBIAGGIO CASO 2

fig. 18

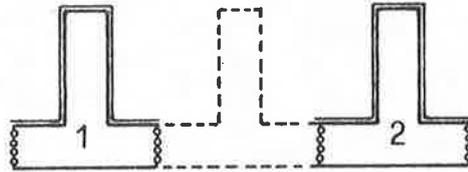


fig. 19

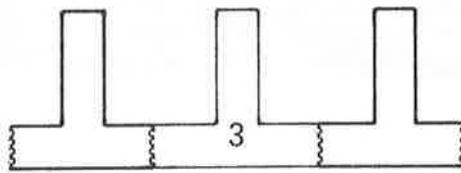
FASI ESECUTIVE PANNELLI



SCAVO

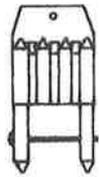


INSERIMENTO PALANCOLE CASSERI E GETTO PANNELLI 1e2

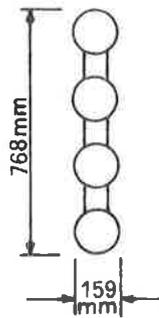


ESTRAZIONE PALANCOLE CASSERI, SCAVO E GETTO PANNELLO 3

fig. 20



palancola tipo 800



sezione

estrattore palancole
idraulico

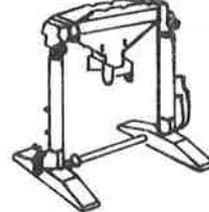


fig. 21



fig. 22

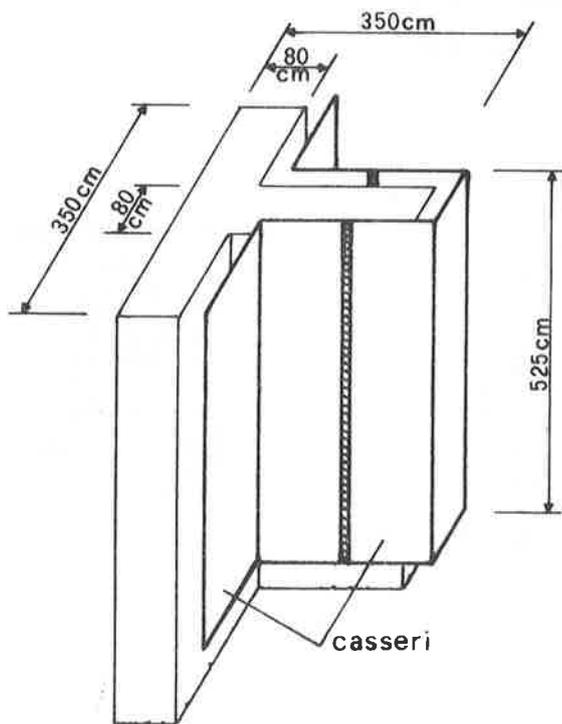


fig. 23

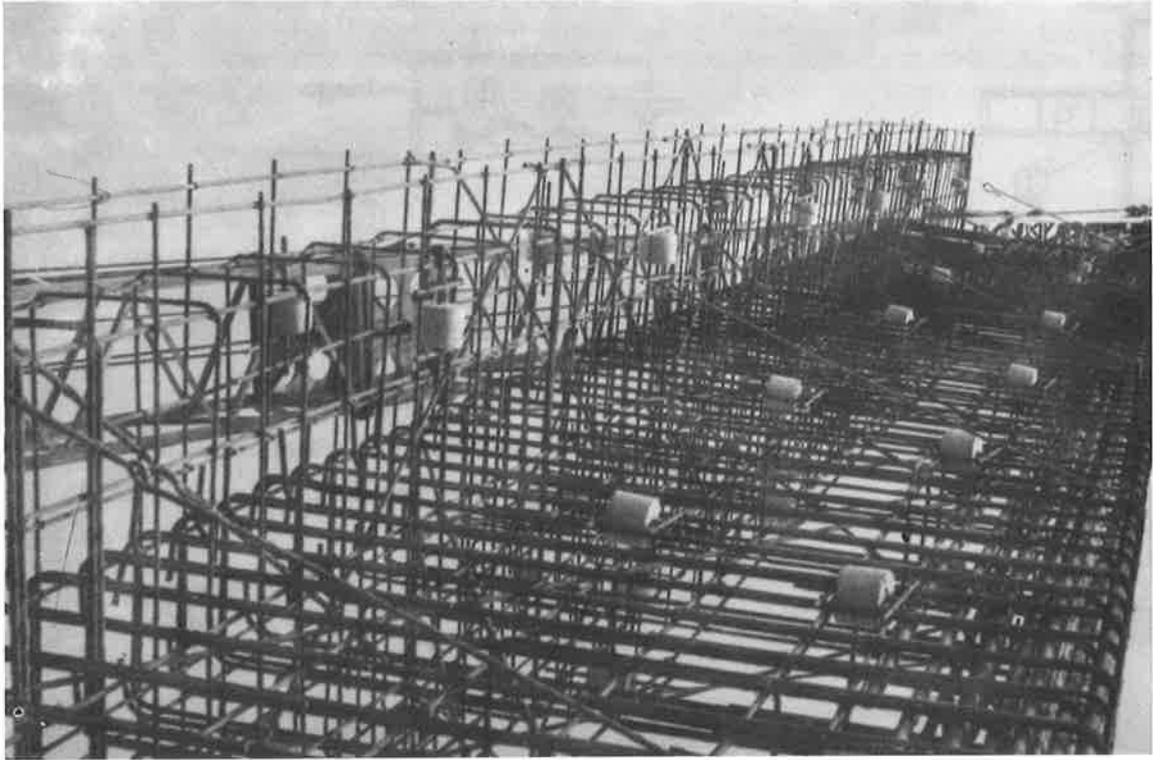


fig. 25

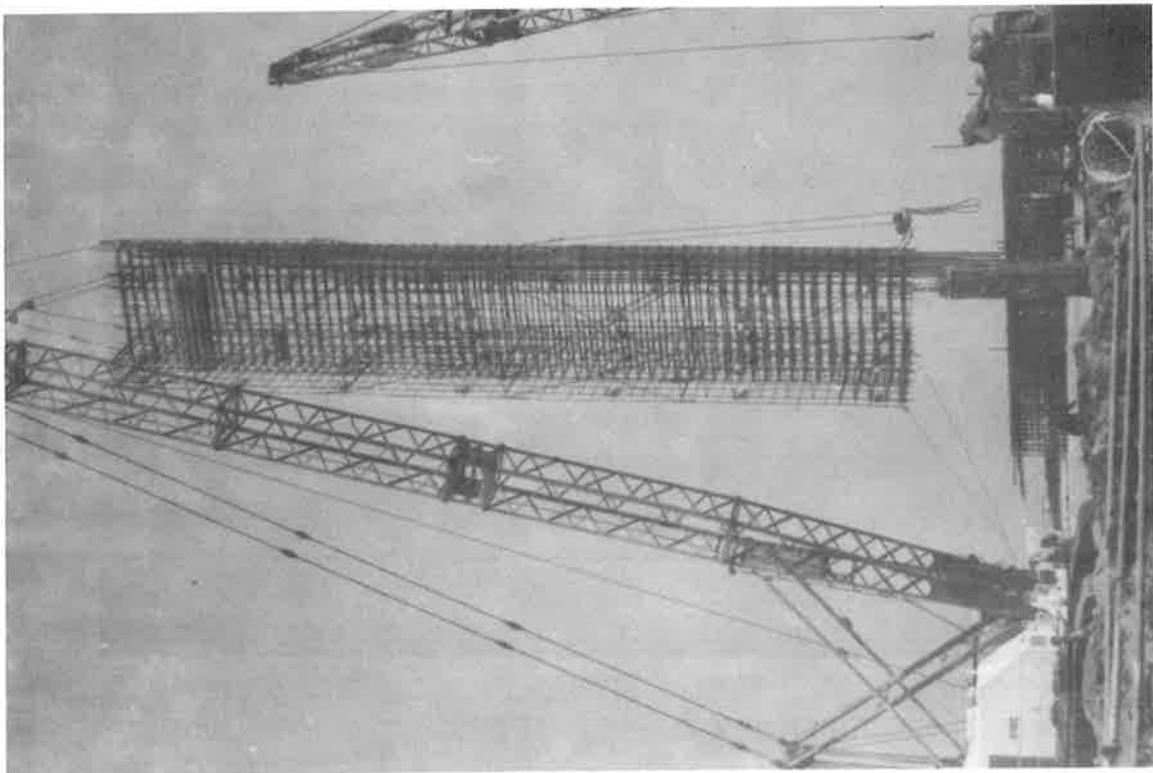


fig. 24

OPERAZIONI DI GETTO

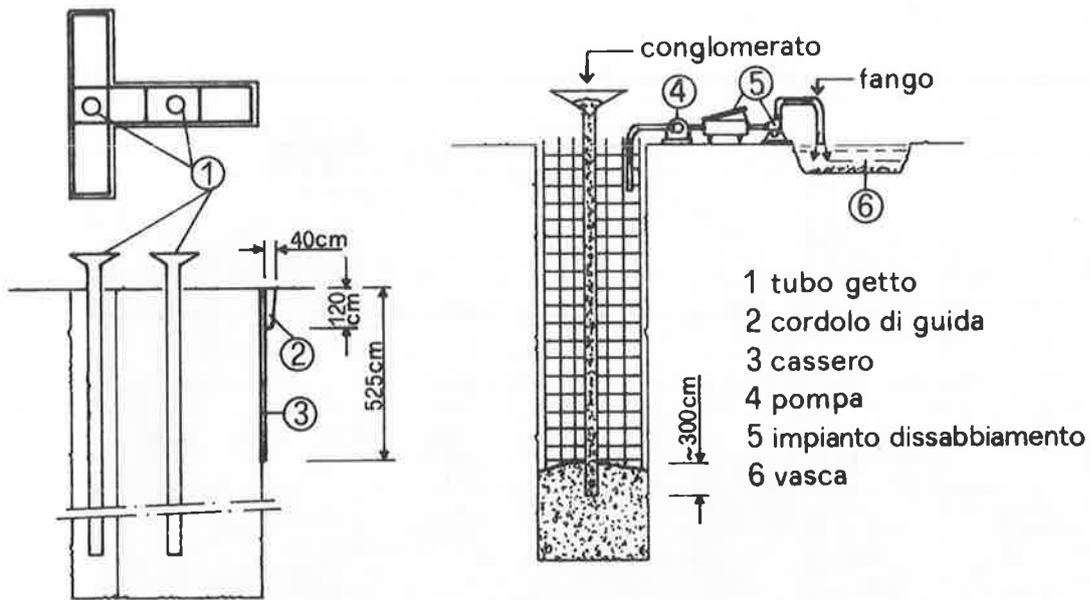


fig. 26



fig. 27

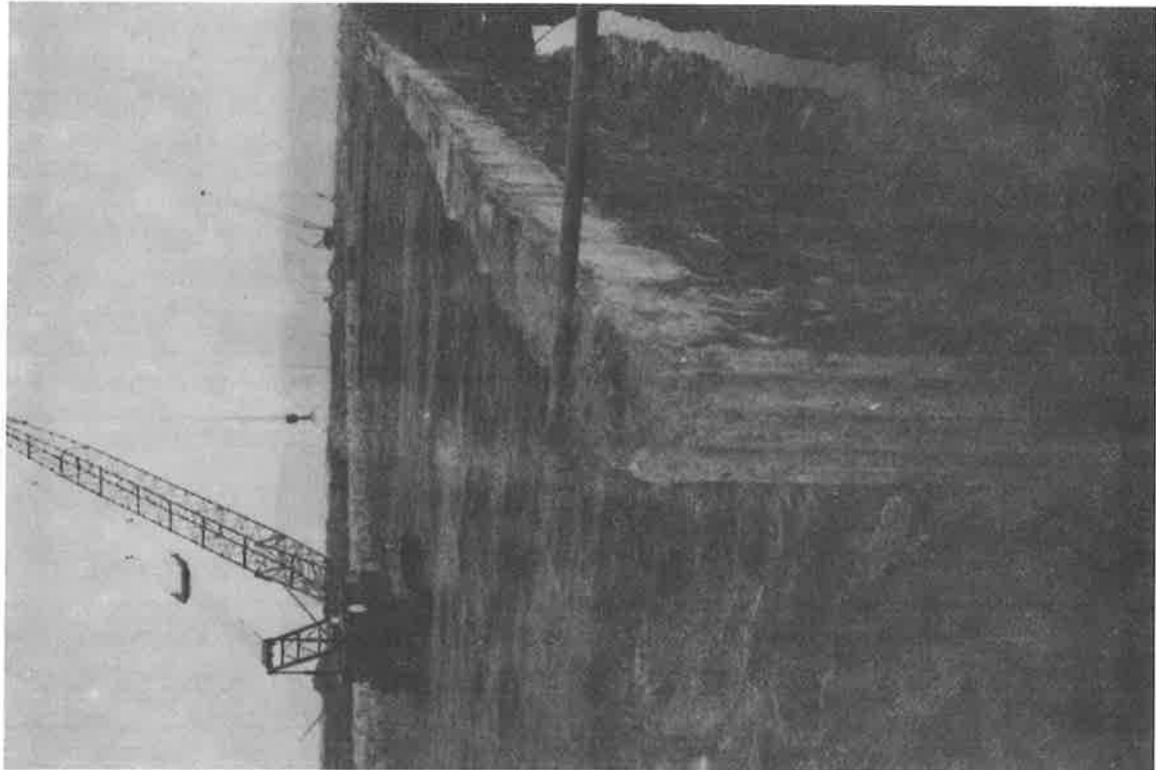
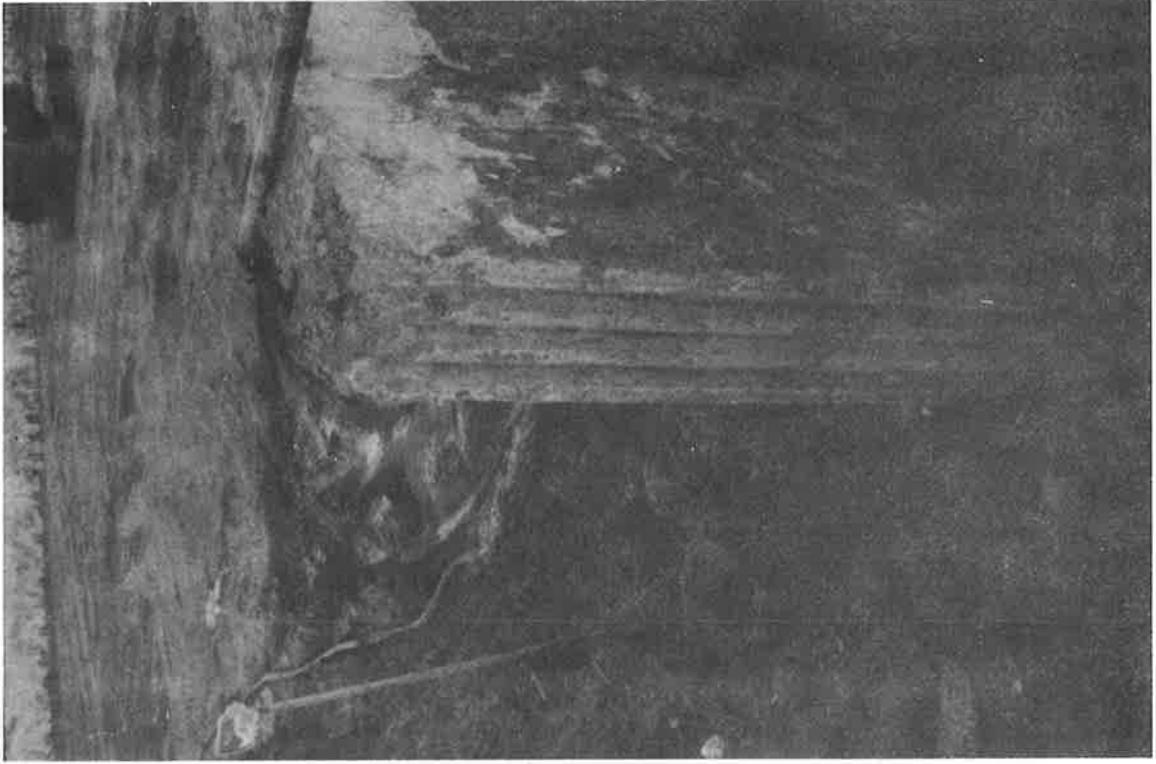
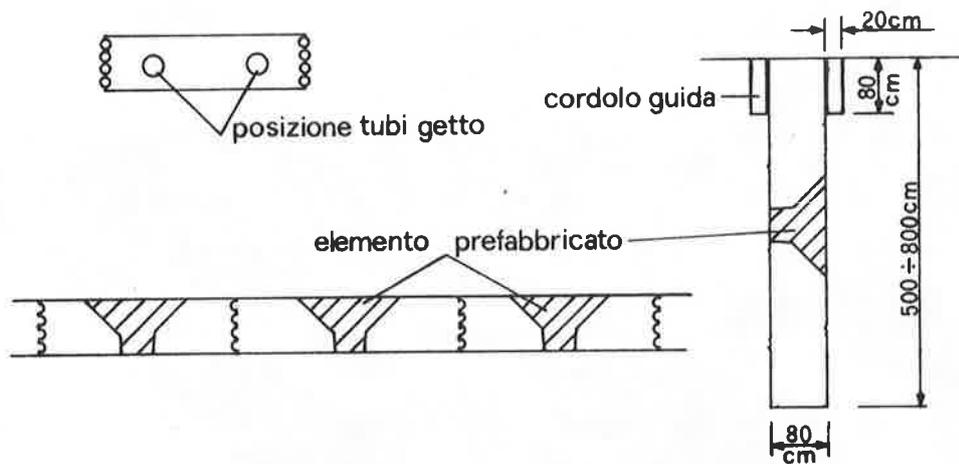


fig. 28

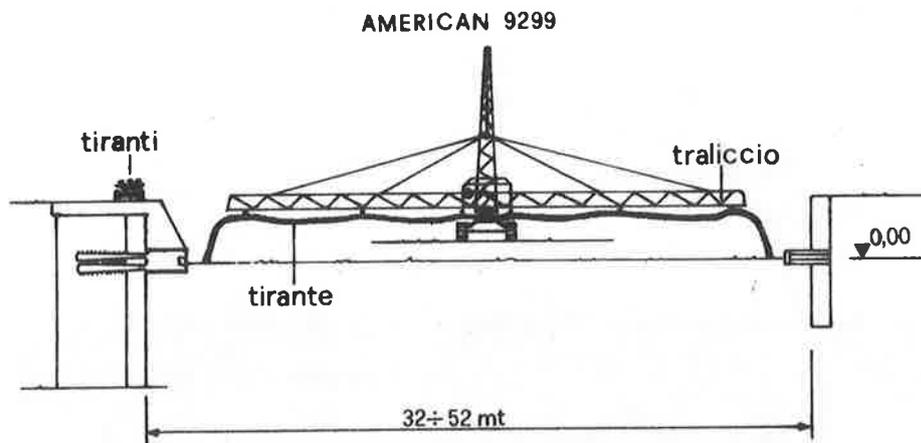


fig. 29



PANNELLI DI ANCORAGGIO

fig. 30



OPERAZIONE POSA TIRANTI

fig. 31

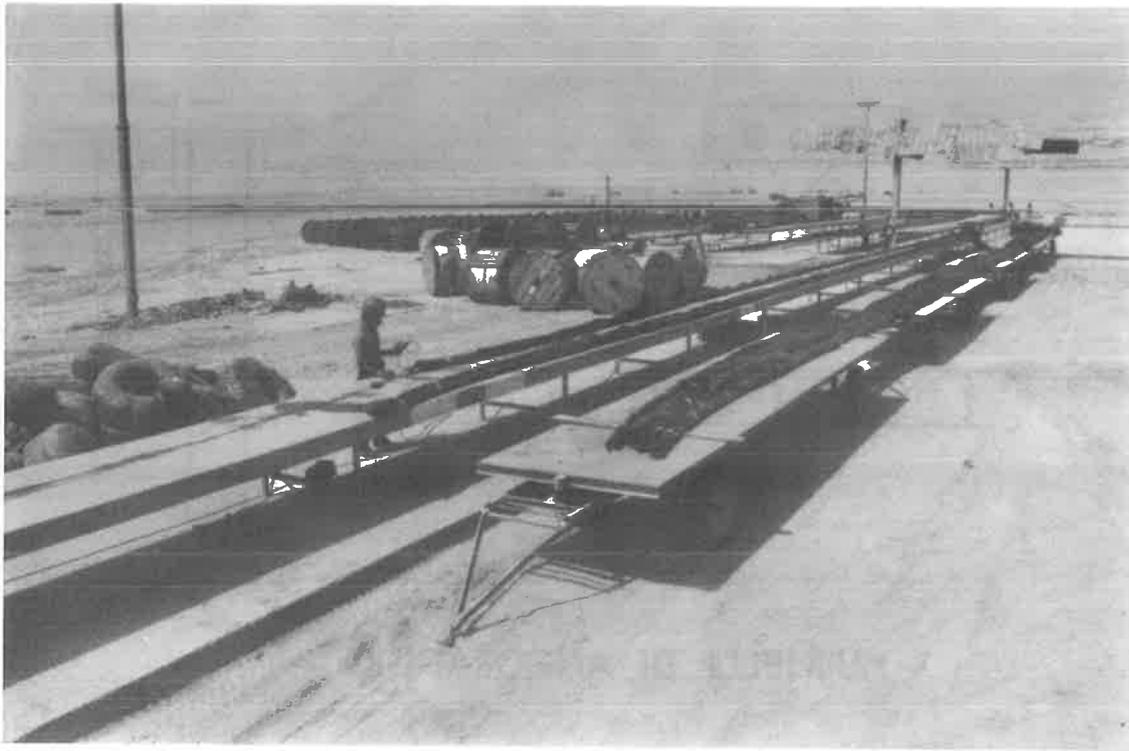


fig. 32



fig. 33

ANCORAGGIO PASSIVO DEL TIRANTE

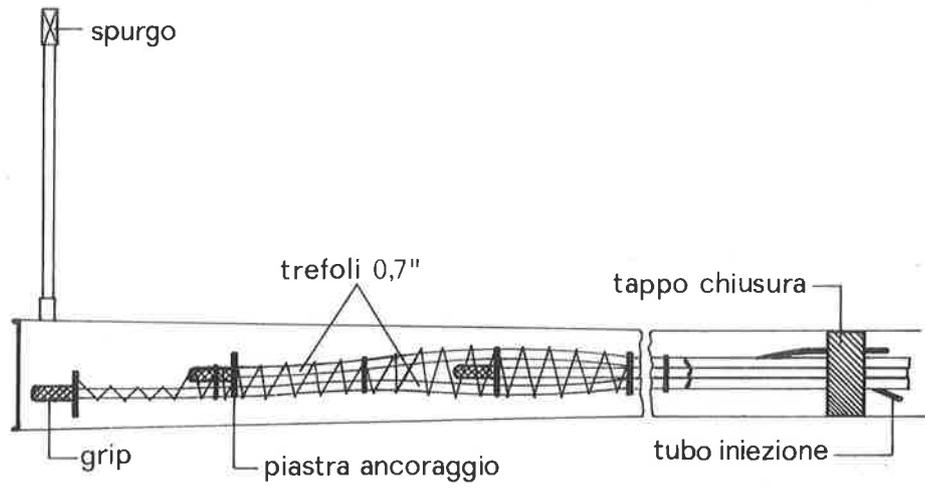


fig. 34



fig. 35

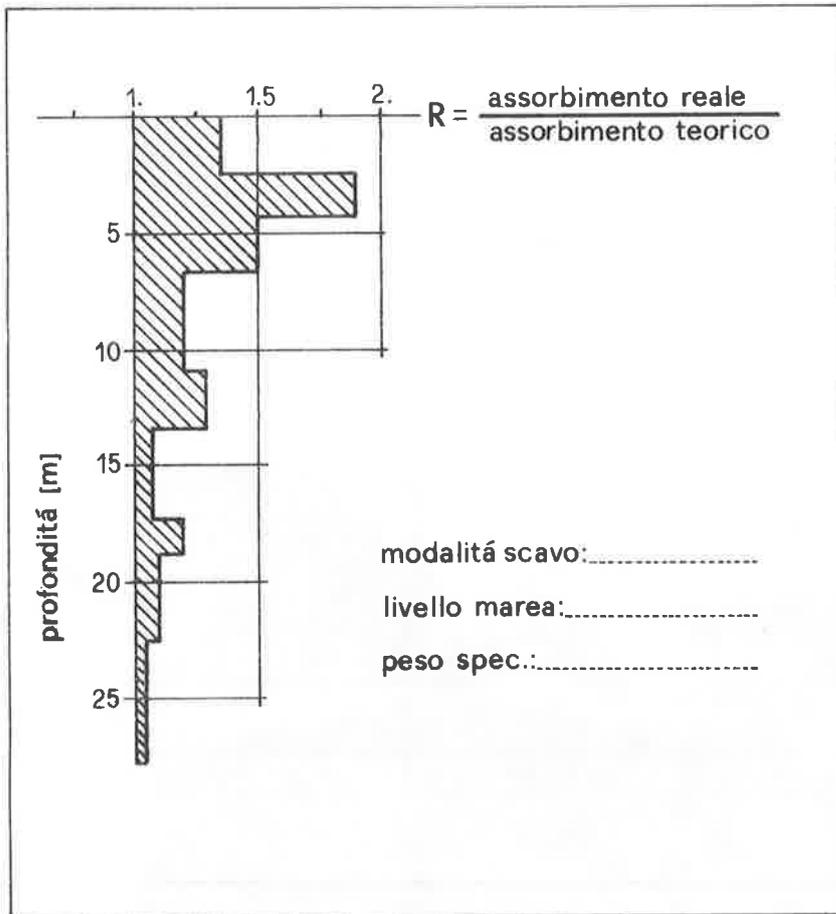
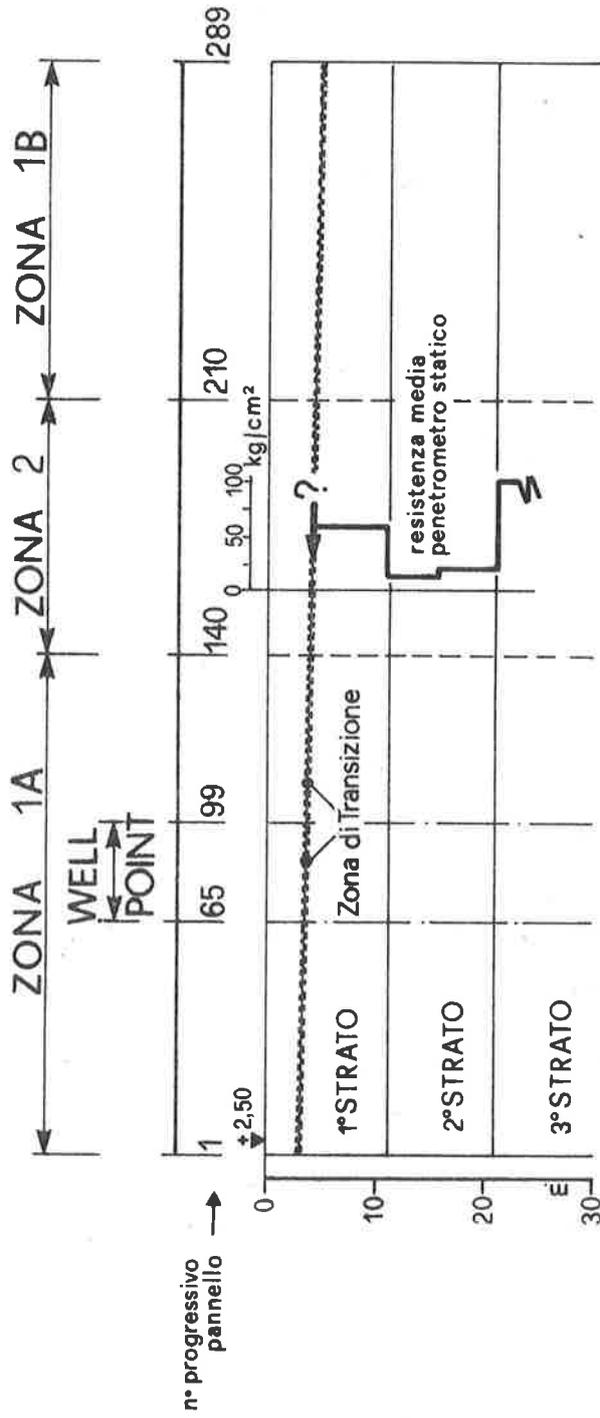


fig. 36



1° STRATO: Sabbie Limose

2° STRATO: Limi Argillosi

3° STRATO: Sabbie Limose Dense

fig. 37

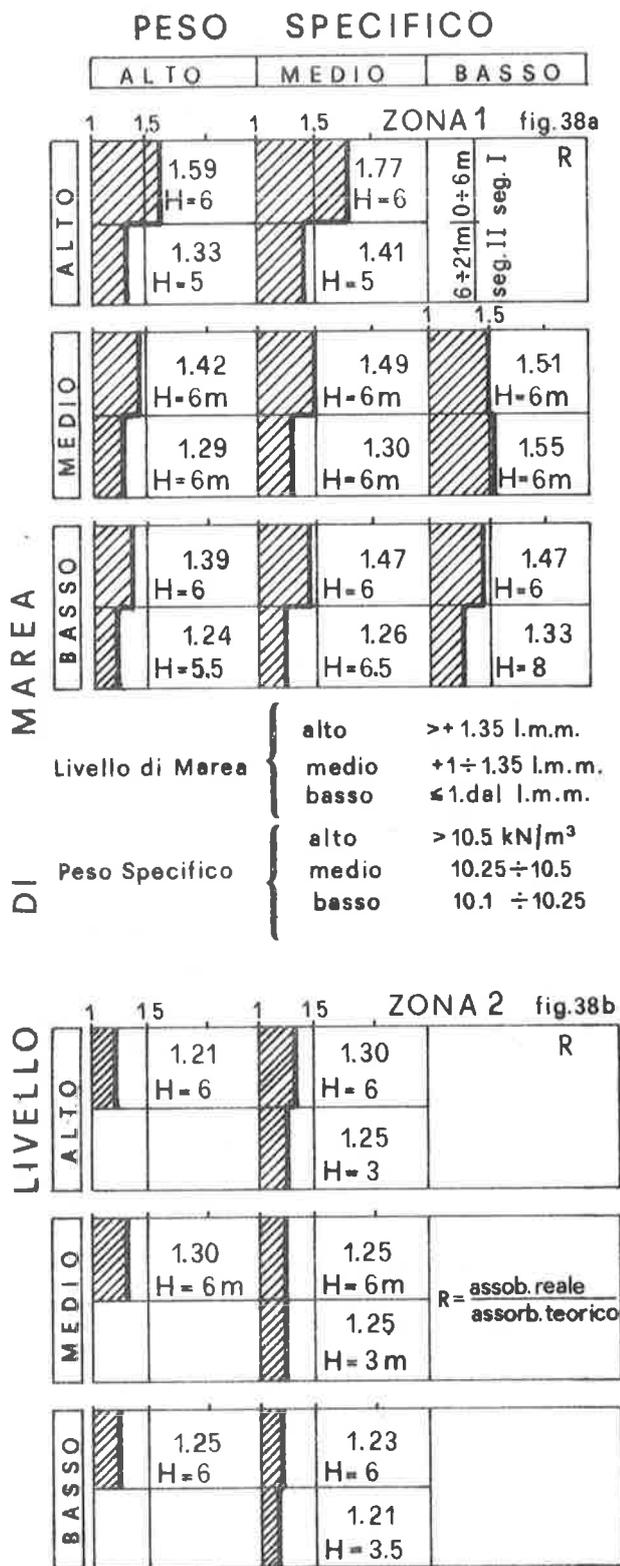


fig. 38

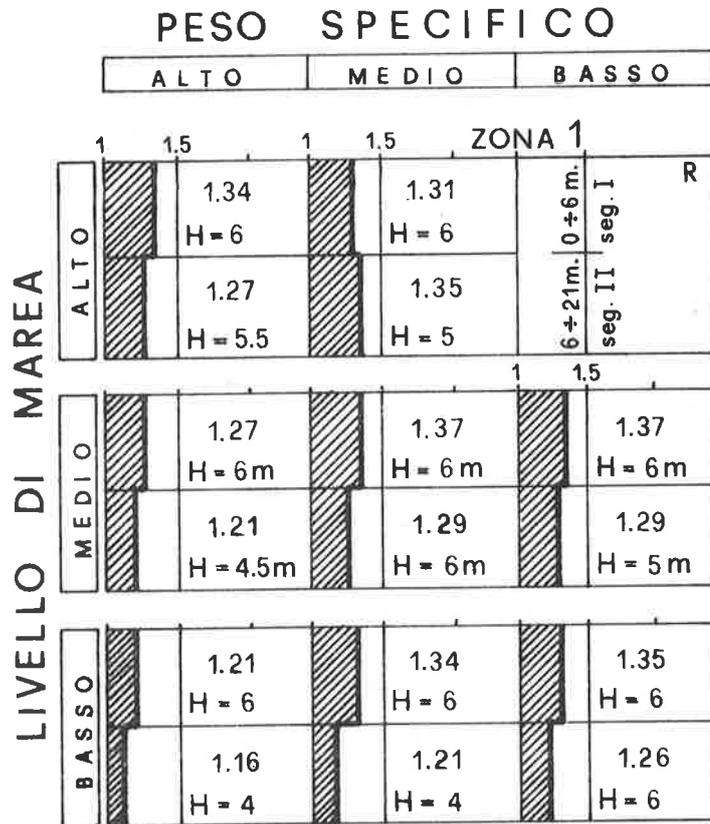


fig. 39

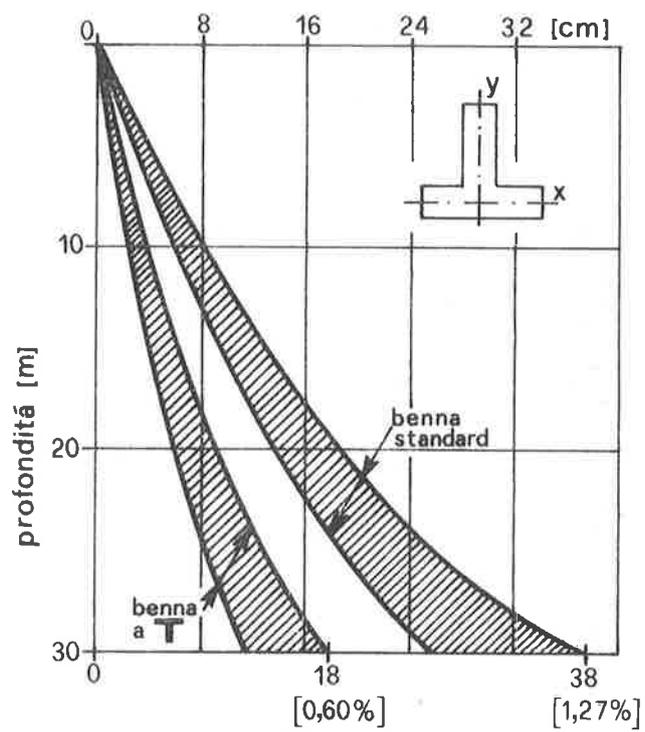


fig. 40

TITOLO :

UNA STRUTTURA DI TIPO PARTICOLARE; LA DIGA
DEL PORTO INDUSTRIALE DI MANFREDONIA

AUTORI :

MARIO CAIRONI

Prof.ing.: ordinario di Tecnica delle Costruzioni
al Politecnico di Milano

ALFREDO MANFREDINI

Dott.ing.: presidente della Polytecna Harris S.p.A.
Milano

UNA STRUTTURA DI TIPO PARTICOLARE: LA DIGA
DEL PORTO INDUSTRIALE DI MANFREDONIA

M. CAIRONI

A. MANFREDINI

Sommario—Vengono descritte le varie soluzioni esaminate per la costruzione della diga frangiflutto del porto industriale di Manfredonia. Si illustra la soluzione prescelta consistente in una struttura su pali, con parete lato mare realizzata con pannelli prefabbricati in cemento armato.

Synopsis—The paper is a report concerning a comparative study of the types of breakwater proposed for the construction of the industrial port of Manfredonia and a description of the definitive breakwater consisting in a batter piled type construction with precast reinforced concrete walls.

1. Generalità. Il porto industriale di Manfredonia è sostanzialmente un porto specializzato, completo e autosufficiente, destinato prevalentemente a carichi secchi.

Per le sue caratteristiche di porto industriale specializzato, non è da considerarsi come porto rifugio ma può essere definito come *porto - isola* collegato a terra con una struttura a giorno che consente il traffico anche a mezzi pesanti, pur senza alterare sensibilmente nel suo percorso il regime marino.

Il porto destinato ad accogliere navi da carico secco o liquido da 500 a 25.000 SWT comprende le seguenti opere principali (v. fig.3):

- pontile di collegamento a terra, di m 1840 di lunghezza a m 8 di larghezza, agibile da mezzi pesanti gommati e di supporto a mezzi di trasporto meccanizzati.
- diga frangiflutto di m 1010 a protezione degli attracchi
- N. 2 attracchi ($A_1 - A_2$) di dimensioni 300x50 per carichi secchi destinati a navi fino a 25000 DWT, realizzati sui lati opposti di uno sporgente parallelo al frangiflutti
- N.3 attracchi ($A_3 - A_4 - A_5$) lunghezza 540 + 310 m in adiacenza al frangiflutti per navi fino a 25000 DWT destinati a carichi secchi - liquidi e containers

E' prevista la possibilità di un prolungamento successivo del frangiflutti per m. 290 e l'aggiunta di un secondo sporgente con l'aggiunta totale di altri tre attracchi.

2. Il luogo scelto per il porto industriale di Manfredonia è nel settore di mare Adriatico immediatamente a Sud del Promontorio del Gargano entro il golfo di Manfredonia (fig. 1).

2.1. Il regime di venti ottenuto in base alle rose stagionali di forza e direzione del vento e dalle osservazioni fatte dalle navi nell'area del mare a Est di Manfredonia hanno portato a concludere che i venti dominanti pervengono da SE e S e da NW e N. I venti regnanti sono invece di provenienza E e S.

Per la determinazione dell'orientamento dei punti di ormeggio bisogna tener quindi presente che i più importanti settori di vento sono il 2° ed il 4° quadrante.

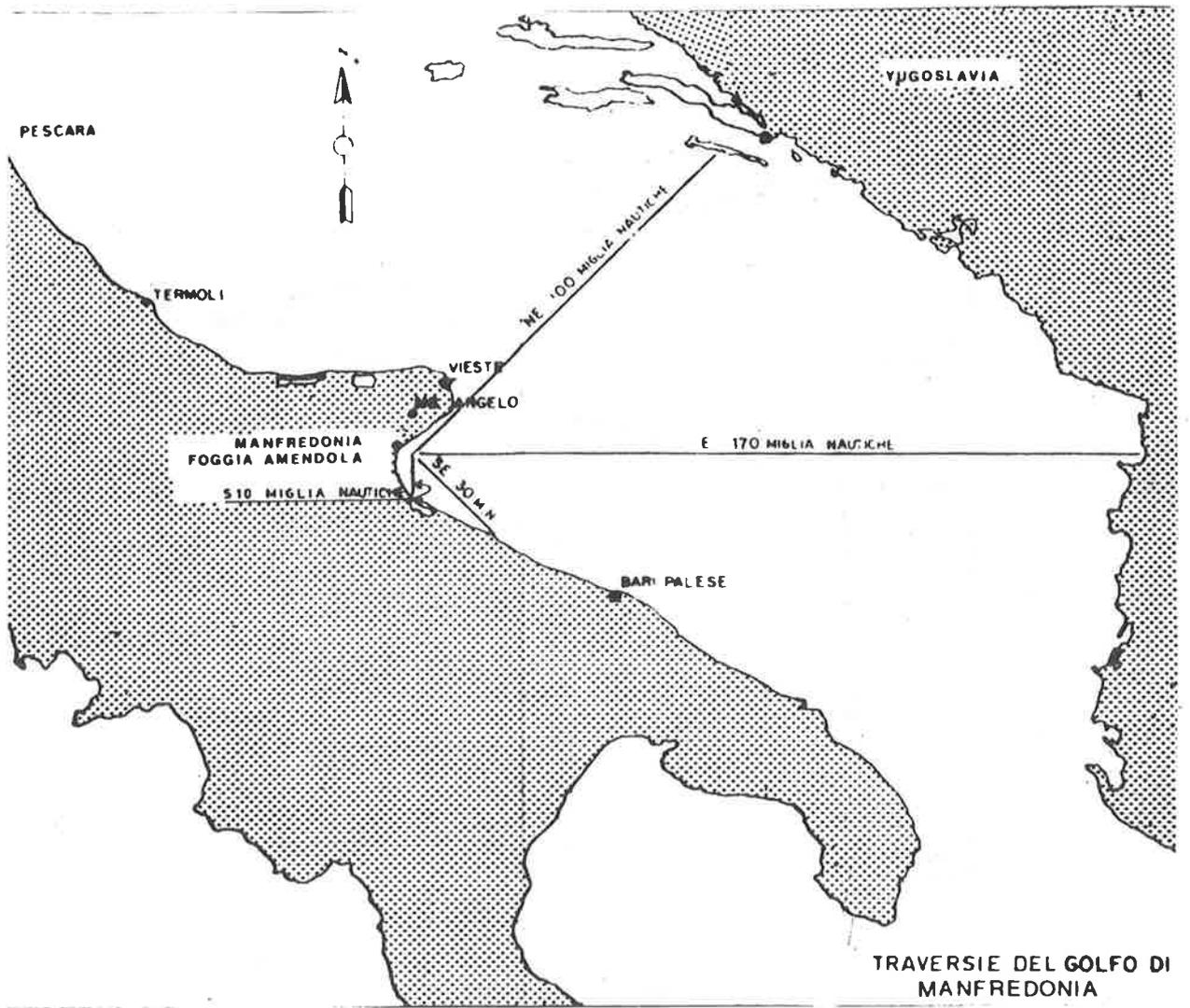


Fig.1

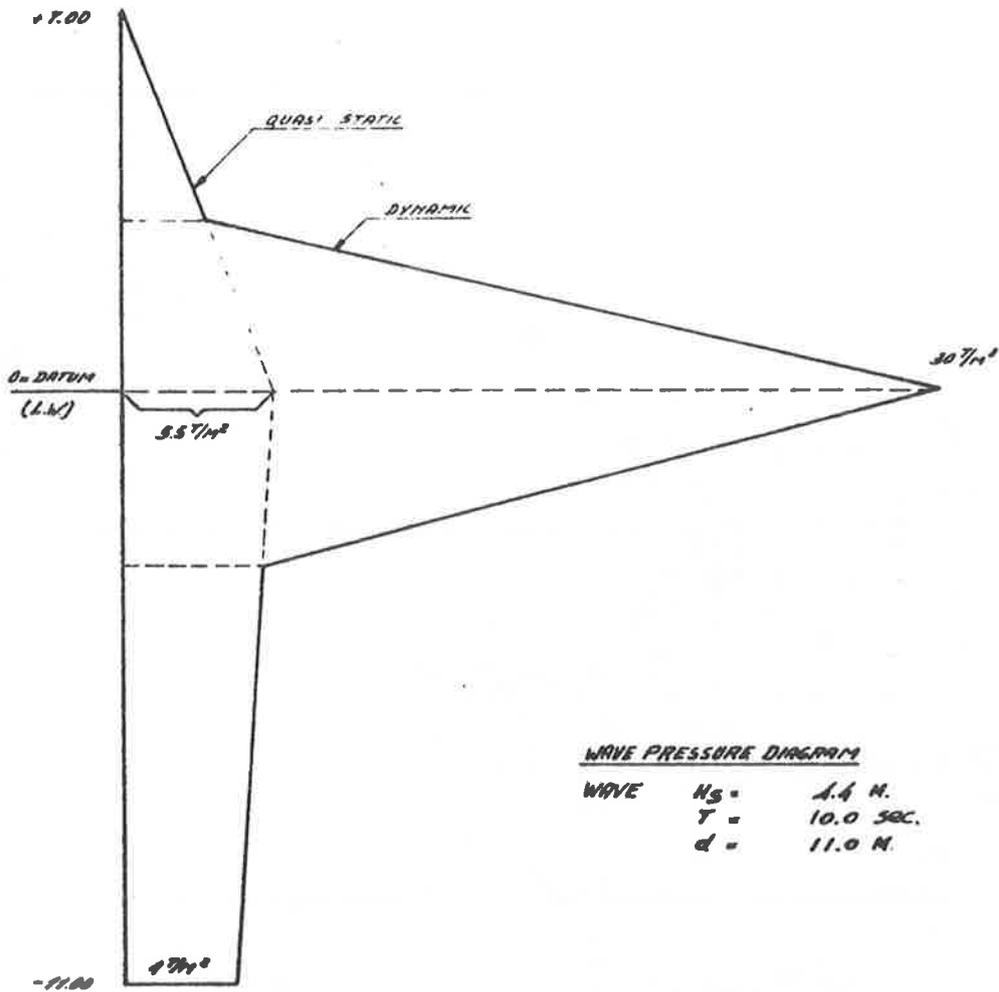


Fig. 2

2.2. Caratteristica della configurazione dei fondali è la presenza di un vasto bassofondo, con profondità variabili da un massimo di -15 ad un minimo di -10 m con inclinazione graduale verso Est. La profondità di -10 si raggiunge a $\approx 1,5 \div 2$ km dalla costa.

L'escursione delle maree è relativamente ridotta: circa 38 cm alle sigizie.

2.3. Le condizioni del moto ondoso sono state oggetto di una estesa indagine al fine di determinare:

- le frequenze, espresse in percentuali di tempo, in cui le varie altezze d'onda vengono raggiunte o superate e ciò anche allo scopo di prevedere le difficoltà nelle fasi di costruzione.
- il valore della massima altezza d'onda individuale da assumere come base per la progettazione della diga
- il settore di incidenza delle onde, importante per la protezione richiesta contro la penetrazione delle onde nel porto.

La massima altezza d'onda significativa è stata calcolata di 4.40 m, con un periodo $T = 10$ secondi, direzione di incidenza da Est.

La massima altezza d'onda individuale assunta è di m 7,50.

L'altezza d'onda massima è limitata dalle *condizioni di rottura* dovute alle ridotte profondità dei fondali (fig. 2).

2.4. La velocità della corrente, diretta verso SE è normalmente di 0,5 nodi, ma può salire fino a 1 nodo in presenza di venti forti. L'influenza delle opere del nuovo porto sul sistema dei depositi è ritenuta modesta, poiché il pontile di accesso con la sua struttura a giorno non procura ostruzioni alle correnti e le strutture della diga frangiflutti sono tali da non produrre gravi interferenze alle correnti.

La forma e la configurazione compatta del porto e del complesso portuale sono situati infatti all'esterno dell'area in cui l'azione del moto ondoso è determinante per il trasporto dei materiali del fondo.

2.5. Le caratteristiche del fondale sono tali da poter sintetizzare i terreni di fondazione in due formazioni distinte, dall'alto al basso:

- un primo strato di argille limose scure di scarsa consistenza (spessore da 14 a 29 metri)
- un secondo strato di sabbie sia limose che ghiaiose.

Il modulo elastico del terreno, per il calcolo dei pali è stato assunto variabile linearmente con la profondità, con valore nullo alla quota del fondale.

Le caratteristiche del fondale sono state dedotte dai sondaggi, dalle prove SPT (Standard penetration test), dalle prove Vane Test e Torvane e da prove penetrometriche oltre che dalle usuali prove di laboratorio.

3. Disposizione del porto - L'ubicazione generale del porto è stata determinata sostanzialmente da due fattori: la profondità dei fondali richiesta e le condizioni dei fondali presenti e le condizioni del terreno di fondazione. Il fondale si presenta molto piatto e quindi non si hanno guadagni nello spostare il porto verso il largo: per contro si ha una diminuzione di spessore degli strati resistenti.

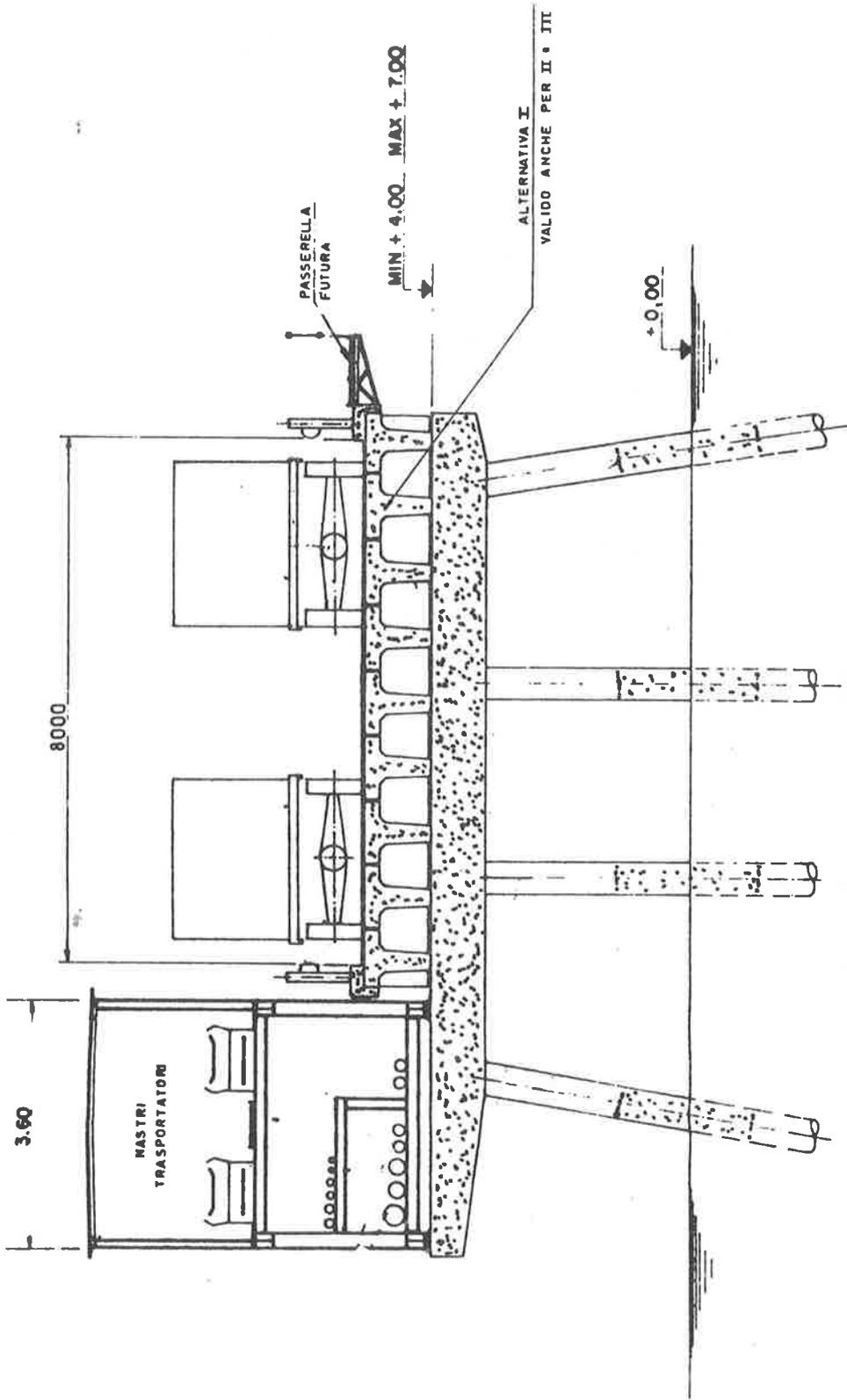
Per quanto riguarda il problema della *penetrazione delle onde*, alla diga frangiflutti è stato assegnato un andamento Nord-Sud, con due bracci angolati di $\sim 22^\circ$ rispetto alla predetta direzione. Gli attracchi sono disposti secondo due direzioni preferenziali N-NE (S-SW) e N-NW (S-SE). (fig. 3).

Nel decidere le destinazioni si è tenuto conto delle diverse caratteristiche dei mezzi di caricamento che operano per esempio con onde di 30 cm per i container e fino ad 1 metro per i carichi liquidi.

4. Strutture del porto. Gli elementi strutturali essenziali sono:

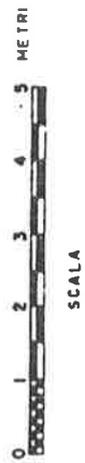
- il pontile di accesso
- la banchina
- la diga frangiflutti

Nella valutazione delle varie possibili alternative strutturali hanno giocato un ruolo importante le condizioni del suolo estremamente sfavorevoli e la velocità di costruzione.



SEZIONE

Fig.4



Particolare cura ha richiesto la scelta del sistema costruttivo della diga frangiflutti, di concezione pressoché inedita.

4.1. Il pontile di accesso (fig. 4) è stato dimensionato per i seguenti carichi:

- *carichi verticali*: peso proprio dell'impalcato, carico accidentale secondo la legislazione vigente per i ponti, peso proprio e accidentale dei nastri trasportatori e delle tubazioni, effetti dinamici per il funzionamento delle attrezzature di trasporto.
- *carichi orizzontali*: pressione del vento, forze esercitate dalle onde di massima altezza in relazione alla profondità del fondale, effetti dovuti alle variazioni termiche delle tubazioni e nella struttura, forze di frenatura.

4.2. Le banchine sono state dimensionate per i seguenti carichi:

- *carichi verticali*: peso proprio, carichi accidentali dovuti alle gru, carico uniformemente distribuito per deposito materiali, carico concentrato come per i ponti di I^a categoria.
- *carichi orizzontali*: pressioni del vento, urto delle navi in accosto, forze esercitate dai cavi di ormeggio, forze di origine termica.

4.3. La diga (fig. 5) è stata dimensionata per i seguenti carichi:

- *carichi verticali*: come per le banchine
- *carichi orizzontali*: forze dovute alle onde con altezza significativa di m. 4,20 e con altezza massima di m 7,2 per un periodo medio di 10 secondi, forze di origine termica, forze di origine dinamica.

4.4. Il pontile di accesso ha una lunghezza di 1720 m, costituito da 86 campate di 20 metri di luce. Ciascuna campata è costituita da un impalcato prefabbricato in cemento armato precompresso affiancato da una struttura di supporto per i tubi e i nastri trasportatori. L'impalcato appoggia su traversoni pure in c.a.p. colleganti la sommità di pali in acciaio infissi nel fondale. La larghezza del pontile d'accesso è di m 8.

Alla distanza di circa 300 metri sono stati eseguiti giunti orizz

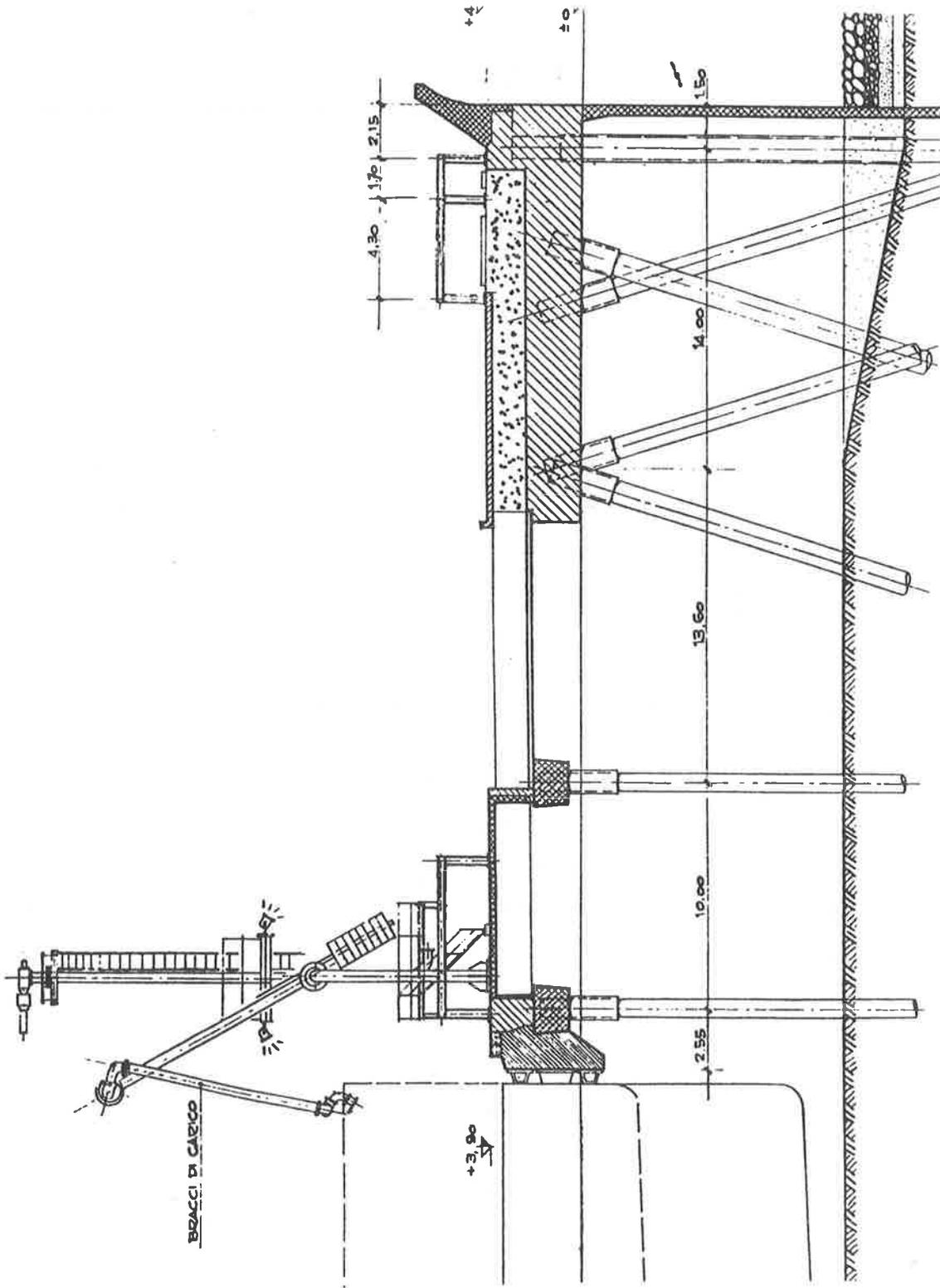


Fig. 5

zontali di espansione, con pali addizionali di supporto.

L'altezza del pontile dal L.M.M. è variabile a partire dalla costa verso le banchine e il frangiflutti, aumentando di quota.

4.5. La diga frangiflutti consta di due rami, ciascuno angolato di $\sim 22^\circ$ rispetto alla direzione NS (fig. 3), come già accennato. La lunghezza del ramo a Nord è di ~ 700 m; quella del ramo a Sud è attualmente di 310 m, con futura estensione a ~ 600 m.

Dallo studio comparativo di varie soluzioni, il progetto scelto e realizzato consiste in una struttura su pali tubolari in acciaio, con parete frontale in pannelli prefabbricati in c.a.p. e impalcato in c.a.

L'impalcato, di forte spessore è provvisto dal lato verso il mare di una parete frangispruzzi. Esso funge da banchina per gli attacchi e da base di appoggio per le attrezzature di carico delle navi ed è opportunamente dotato di parabordi.

La larghezza utile della struttura è di 15 m se usata solo come attracco e di 25 m se usata come banchina.

4.6. Le banchine A_1 e A_2 sono previste in adiacenza ad uno sporgente di dimensioni in pianta di m 280 x 50.

Il molo di collegamento tra gli attracchi A_1 e A_2 ha dimensioni 160 x 17,50 m;

Entrambe le strutture sono realizzate con un impalcato composto da travi prefabbricate in c.a.p. poggiate su traversoni pure in c.a.p..

Questi ultimi sono solidali a pali in acciaio infissi nel fondale (fig. 6)

4.7. Per quanto riguarda i materiali usati per la confezione dei c. a. e dei c.a.p. le prescrizioni seguite sono state le seguenti:

- Cemento pozzolanico tipo 730 a 350 kg/mc.

Rapporto acqua/cemento; non superiore a 0,45 per il c.a. e a 0,4 per il c.a.p.

Resistenza cubica a 28 giorni rispettivamente non inferiore a 300 e 400 kg/cm².

Per gli acciai del c.a., i trefoli e le trecce per l'armatura del c.a.p. si è adottato $\sigma_r \geq 167$ kg/cm².

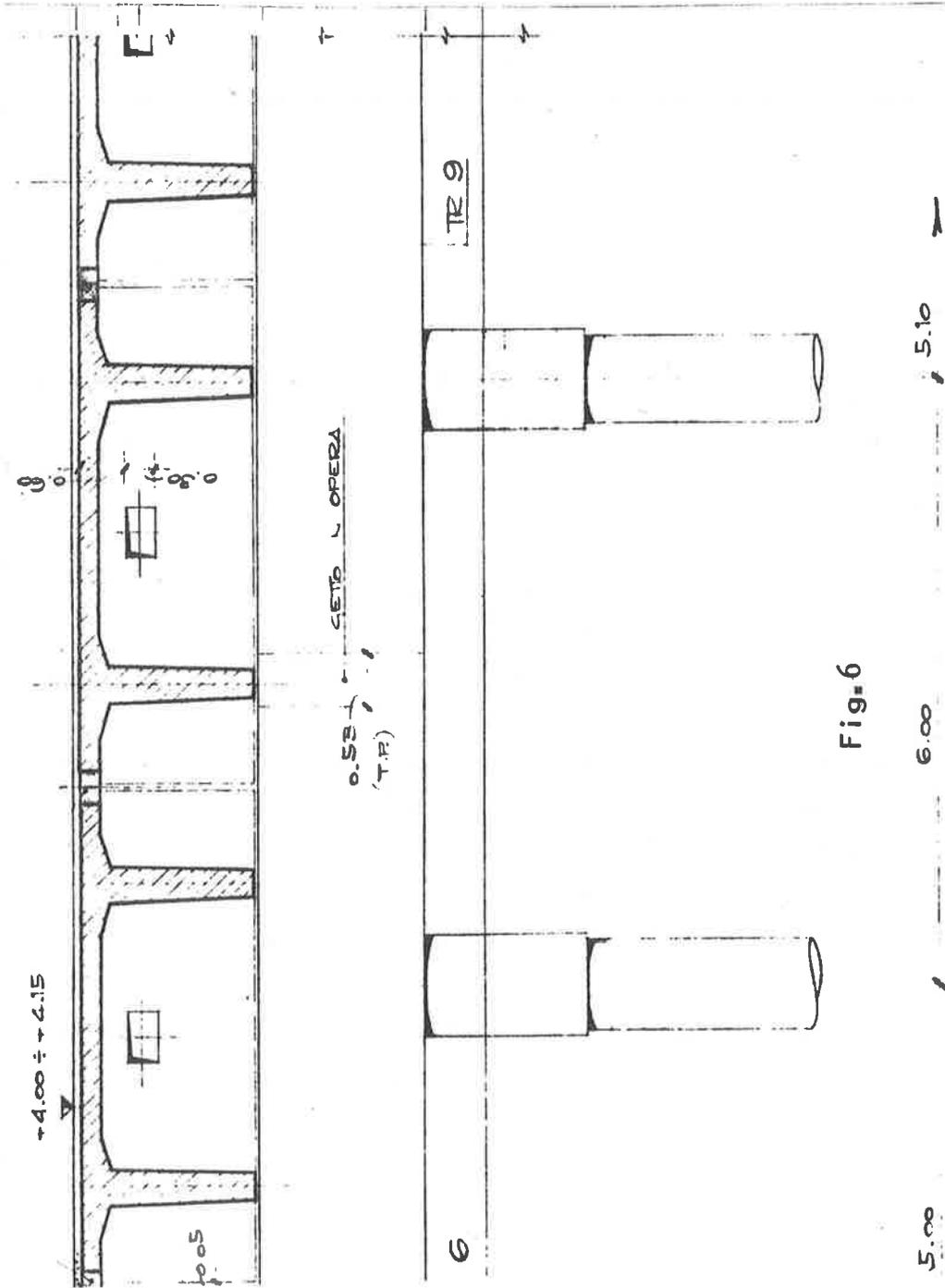


Fig. 6

Il valore ammesso per l'apertura delle fessure è stato

$$w_{\max} = 0,15 \text{ mm}$$

Il copriferro per il c.a. è stato ≥ 3 cm per le solette, ≥ 6 cm per travi e pilastri

5. La soluzione finale è stata preceduta dallo studio di varie alternative, cioè di un accurato studio di fattibilità strutturale della diga frangiflutto.

Dall'esame dei dati relativi al vento ed alle onde, oltre che a prove di laboratorio, si è preso come base per quanto riguarda la spinta su pareti verticali il diagramma di fig. 7, in quanto

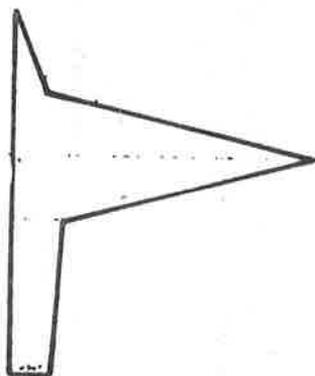


Fig. 7

la forza delle onde si può scomporre in una parte quasi-statica, che oscilla secondo il livello dell'acqua ed in una parte dinamica, sia pure di breve durata, che deriva dalla rottura dell'onda contro la superficie verticale.

Nel caso in esame si aveva una spinta totale di 150 t per metro lineare di parete, risultante da una componente quasi statica di 70 t/m e da una componente dinamica di 80 t/m.

Nel caso di pareti disposte non ortogonalmente alla direzione di propagazione dell'onda, si è tenuto ovviamente conto dell'angolo di incidenza.

5.1. La prima soluzione che fu esaminata fu la diga a cassone a parete verticale. Essa consisteva in cassoni in c.a. di $\sim 45 \times 25 \times 15$ (fig. 8) fondati su uno strato di 10 m di sabbia, di cui i 3 metri superiori costituiti da pietrame, mentre lo strato intermedio di ghiaia e sabbia posava su uno strato di

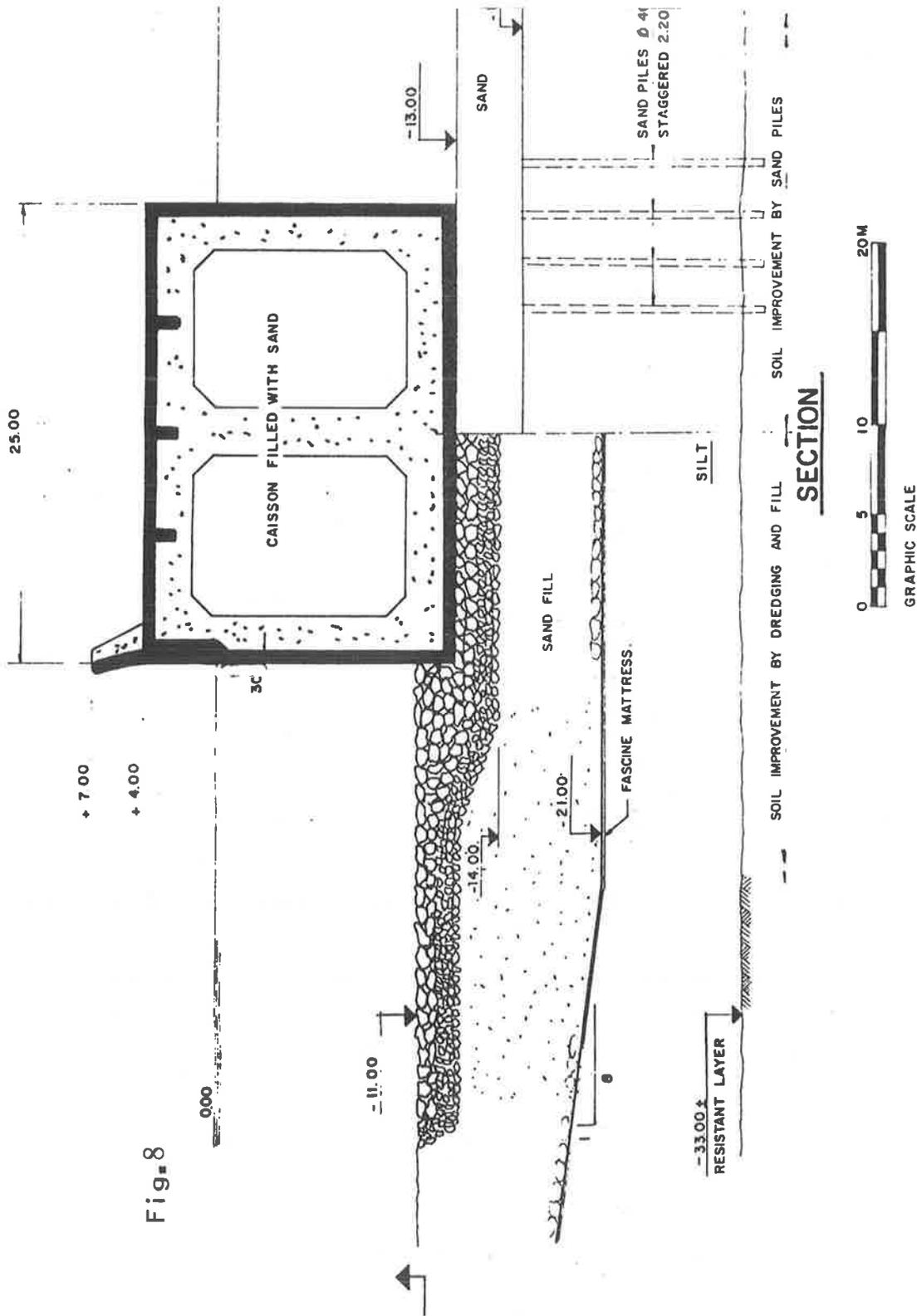


Fig. 8

CAISSON WITH VERTICAL WALLS

fascine tenute in posto da uno strato sovrastante di pietrame. Lo spessore richiesto dalla parete di c.a. era di 30 cm, rinforzata particolarmente fino a -3 dal L.M.M. I telai trasversali sarebbero stati posti ad interasse di m. 5.

Sulla scorta dei dati geotecnici, questa soluzione comportava as sestamenti in periodi relativamente lunghi. Una relativa accele razione dell'assestamento si sarebbe potuta ottenere attraverso l'adozione di pali di sabbia nell'area interessata dalla diffu sione dei carichi dovuti ai cassoni.

La soluzione oltre ai problemi di costruzione dei cassoni compor tava una speciale attrezzatura di dragaggio per il miglioramento del fondale, per la costruzione dei pali di sabbia, per l'approv vigionamento delle fascine, interessando una larghissima zona con pendenza 1:8 ai lati dei cassoni.

5.2. Nell'intento di ridurre le tensioni sul terreno per effetto della spinta delle onde, fu studiata una alternativa alla pri ma soluzione a cassone.

La variante consisteva in cassoni larghi 36 m con superficie inclinata verso il fronte d'onda (fig. 9).

Si sarebbe potuto ottenere così una più favorevole dissipazione dell'energia delle onde, ma le operazioni di trattamento del fon dale sarebbero rimaste pressoché identiche alla soluzione prece dente, estendendosi per parecchi metri lateralmente ai cassoni.

5.3. Allo scopo di ridurre il più possibile le operazioni di mi glioramento del fondale, si presentava come logica una soluzione derivante dalla classica tecnica delle fondazioni a campana già usata per le pile di ponti.

Si trattava di confezionare un primo cassone a fondo aperto e a cielo chiuso munito di tagliante lungo il bordo inferiore. Questo cassone, flottato in luogo e adagiato sul fondo si sarebbe fatto affondare con scavo dall'interno.

Ad esso si sarebbe sovrapposto un secondo cassone ed il tutto fatto affondare ancora con scavo dall'interno. Finalmente un ter zo cassone si sarebbe sovrapposto ai primi due (fig. 10).

Il collegamento verticale veniva eseguito attraverso precompres sione.

A fine lavoro si sarebbe gettato un solettone di fondo.

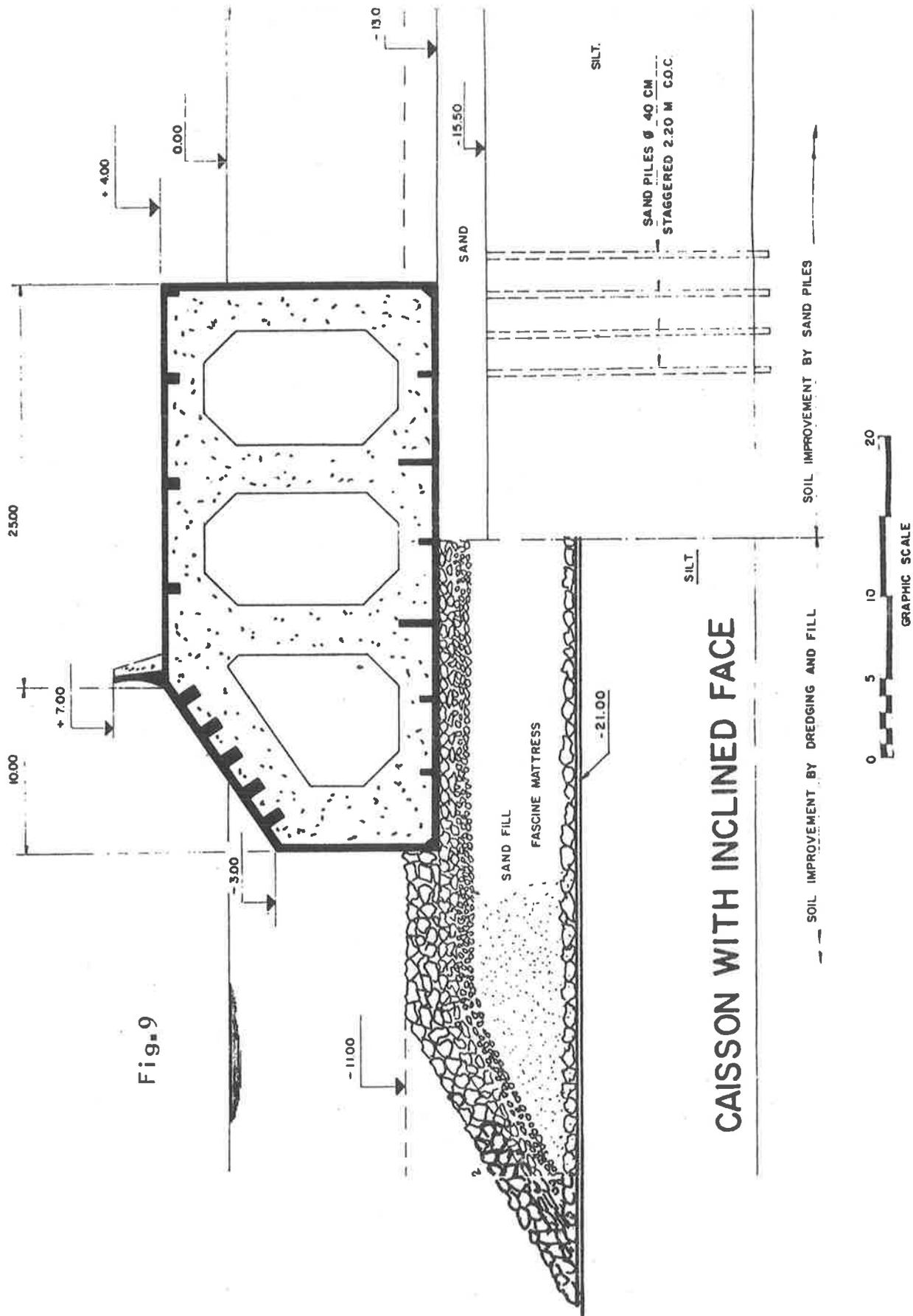


Fig. 9

CAISSON WITH INCLINED FACE

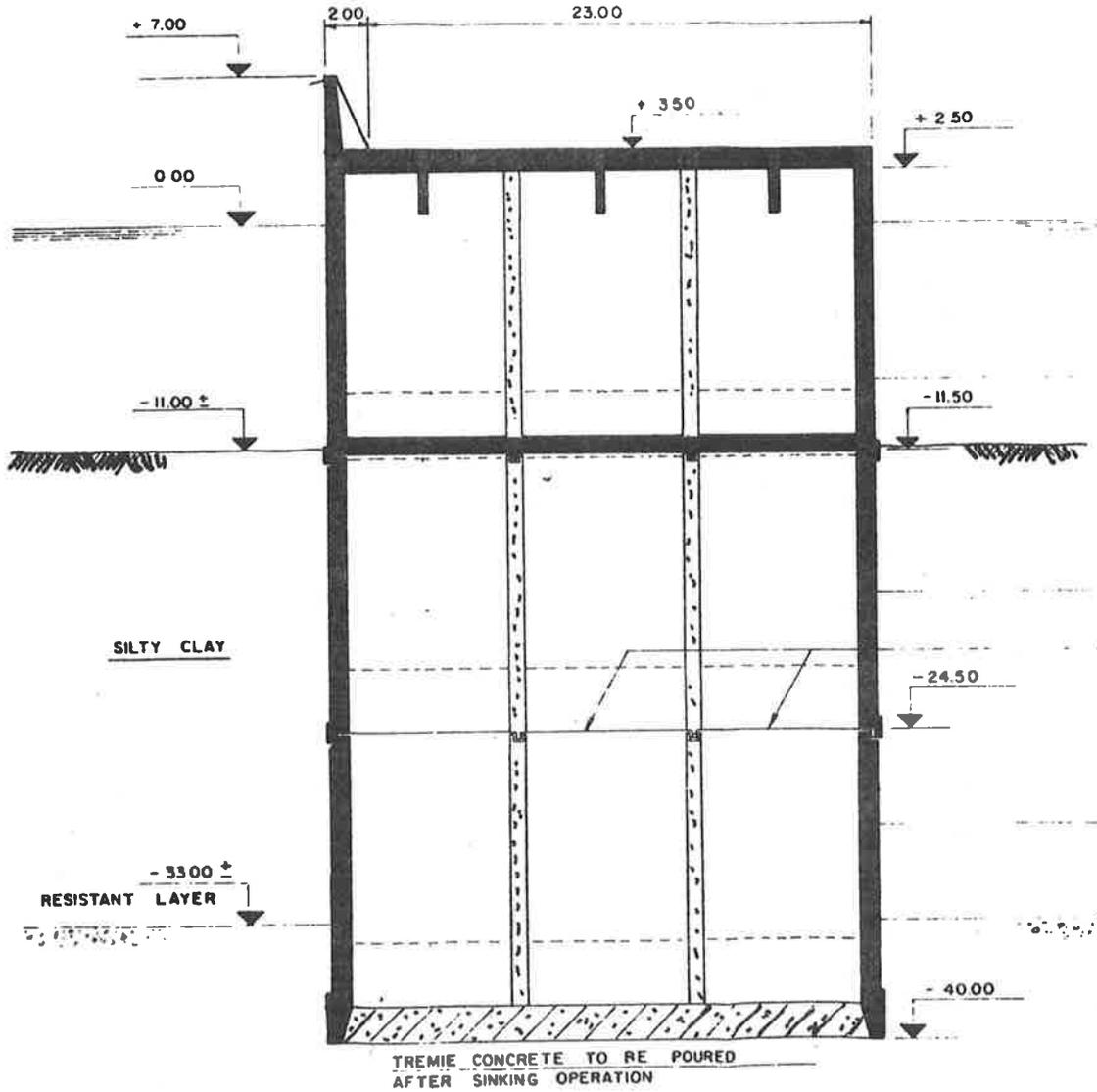
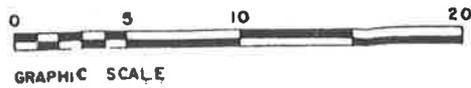


Fig. 10

SECTION



SUNK CAISSONS

Al vantaggio di una riduzione delle operazioni di miglioramento del terreno si contrapponeva la necessità di una estrema precisione nella messa in opera degli elementi e del loro collegamento per precompressione verticale.

5.4. Basandosi sul fatto che il palo è l'elemento più diretto per trasmettere sforzi ad uno strato resistente attraversando strati di terreno soffice, fu esaminata l'alternativa di una soluzione a cassoni in c.a. di tipo particolare collegati a pali battuti (fig. 11).

La soluzione prevedeva cassoni in c.a. delle dimensioni di metri 45 x 36 x 18, a fondo aperto. A equidistanza di m. 5 sia sul lato mare che sul lato porto i cassoni presentavano degli alloggiamenti verticali destinati ad ospitare i pali battuti.

Fra il palo e l'alloggiamento un getto di riempimento avrebbe assicurato l'aderenza.

La resistenza all'azione orizzontale sarebbe derivata dall'azione tagliante del terreno all'interno e all'esterno del cassone. Le azioni flettenti sul cassone si sarebbero trasmesse allo strato resistente del fondale attraverso la resistenza alla punta dei pali.

Con questa soluzione si sarebbe sempre dovuto procedere ad una bonifica, sia pur ridotta, del fondale.

La costruzione avrebbe dovuto avvenire attraverso elementi prefabbricati.

L'elemento inferiore prefabbricato, con le parti centrali e laterali sopraelevate, avrebbe dovuto venir posato sul fondo dopo essere stato trasportato in luogo attraverso tre pontoni (fig. 11).

Le dimensioni approssimate dei tre pontoni sarebbero state di m 35 x 8 x 3.

La parte superiore del telaio, anch'essa prefabbricata, presentava i giunti orizzontali fuori acqua.

Dal punto di vista del calcolo emergevano alcune perplessità circa la ripartizione delle forze orizzontali fra terreno e i pali, pei quali non erano da escludere forti azioni taglienti e flettenti.

Il maggior vantaggio della costruzione, superate le predette difficoltà d'impostazione, sarebbe stato l'indipendenza dagli asse-

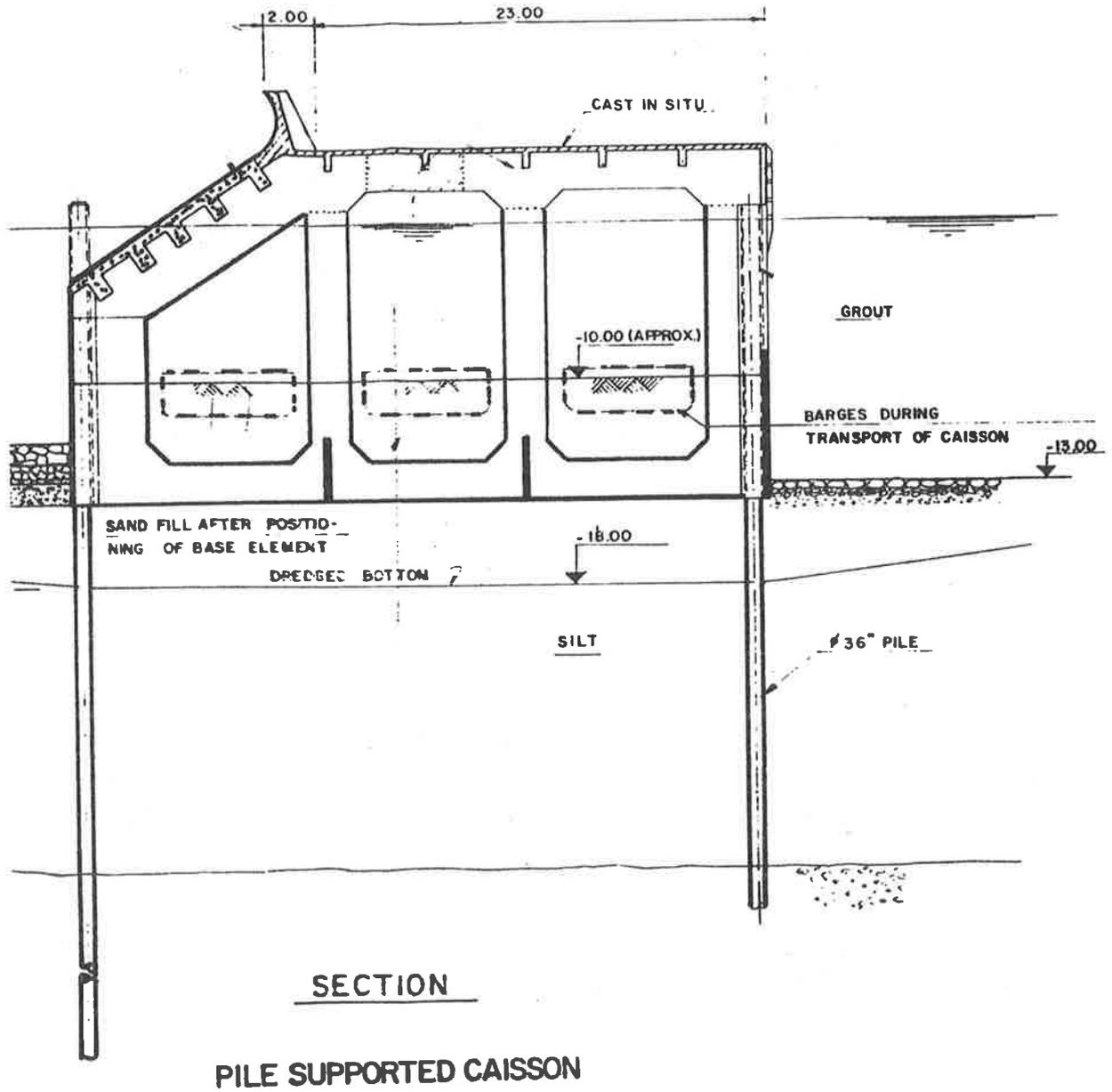


Fig. 11

stamenti della fondazione e quindi un minor tempo di esecuzione. Entro certi limiti si poteva pure ammettere la possibilità di un eventuale approfondimento del fondale per aumentare il pescaggio a disposizione dei natanti in un tempo avvenire.

Una variante a questa alternativa è consistita nell'esaminare la possibilità di dotare la parete verso mare di fori (perforazioni) in modo che l'energia dell'onda incidente si dissipasse in attrito e turbolenza, con riversamento dell'onda all'interno del cassone. Si sarebbe potuto sfruttare pure un effetto smorzante verso l'onda incidente, dovuto alla quota d'onda riflessa. A causa delle incertezze connesse alle valutazioni delle forze e alla necessità di sperimentazioni accurate su modelli la soluzione non poté essere sviluppata ulteriormente.

5.5. Per fondali piatti e sabbiosi in zone non eccessivamente esposte una soluzione dimostratasi accettabile nei mari del nord Europa è quella costituita da cassoni ottenuti battendo palancole metalliche lungo contorni rettangolari o circolari e riempiendo il volume interno con sabbia. Superiormente una piastra in c.a. assicura la monoliticità dell'insieme.

Nel caso particolare furono previste due pareti parallele realizzate attraverso palancole affiancate. La distanza fra le due pareti doveva essere di m. 24 per assicurare la stabilità del "cassone", suddiviso in elementi rettangolari da pareti in palancole ordite trasversalmente a \sim m 12 di interesse. (v. fig. 12)

Una volta "battute" le pareti, queste avrebbero dovuto venir subito irrigidite da tiranti e controventature. Successivamente, il riempimento di sabbia ed il peso della sovrastruttura in c.a. avrebbero assicurata la resistenza alle forze delle onde e delle navi accostate.

Per il fatto che la maggior parte del consolidamento sarebbe avvenuto durante il tempo di esecuzione dell'opera, gli assestamenti potevano esser previsti dell'ordine di \sim 10 cm.

Un vantaggio di questa soluzione consisteva nel fatto di non necessitare di attrezzature particolari, in quanto eseguibile con i normali battipali.

Per contro si presentava difficoltosa la messa in opera delle controventature metalliche, i cui collegamenti dovevano avvenire sotto acqua, come pure difficile sarebbe stata la difesa dalla cor

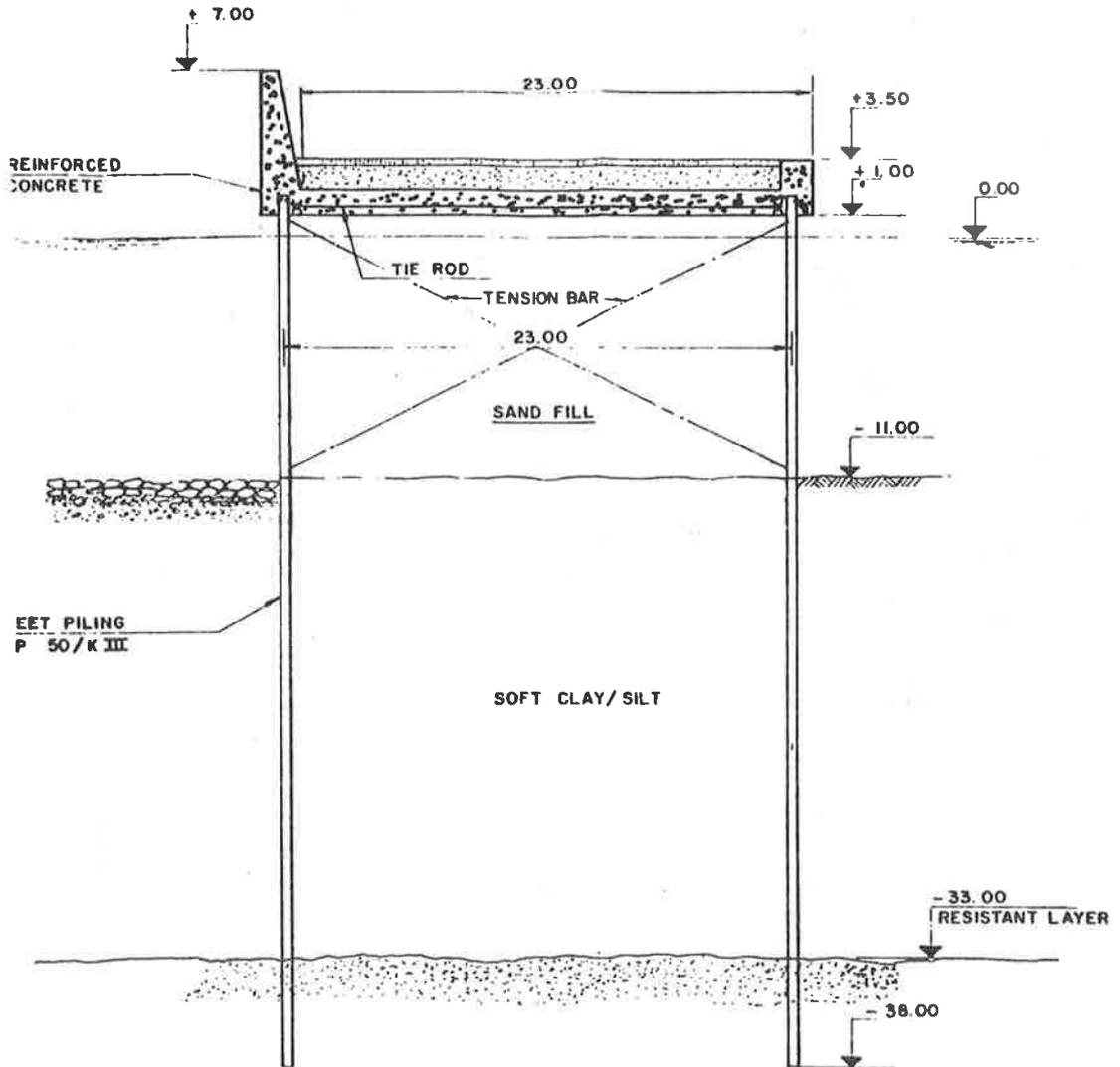


Fig. 12

SECTION



GRAPHIC SCALE

STRAIGHT WALL COFFERDAM

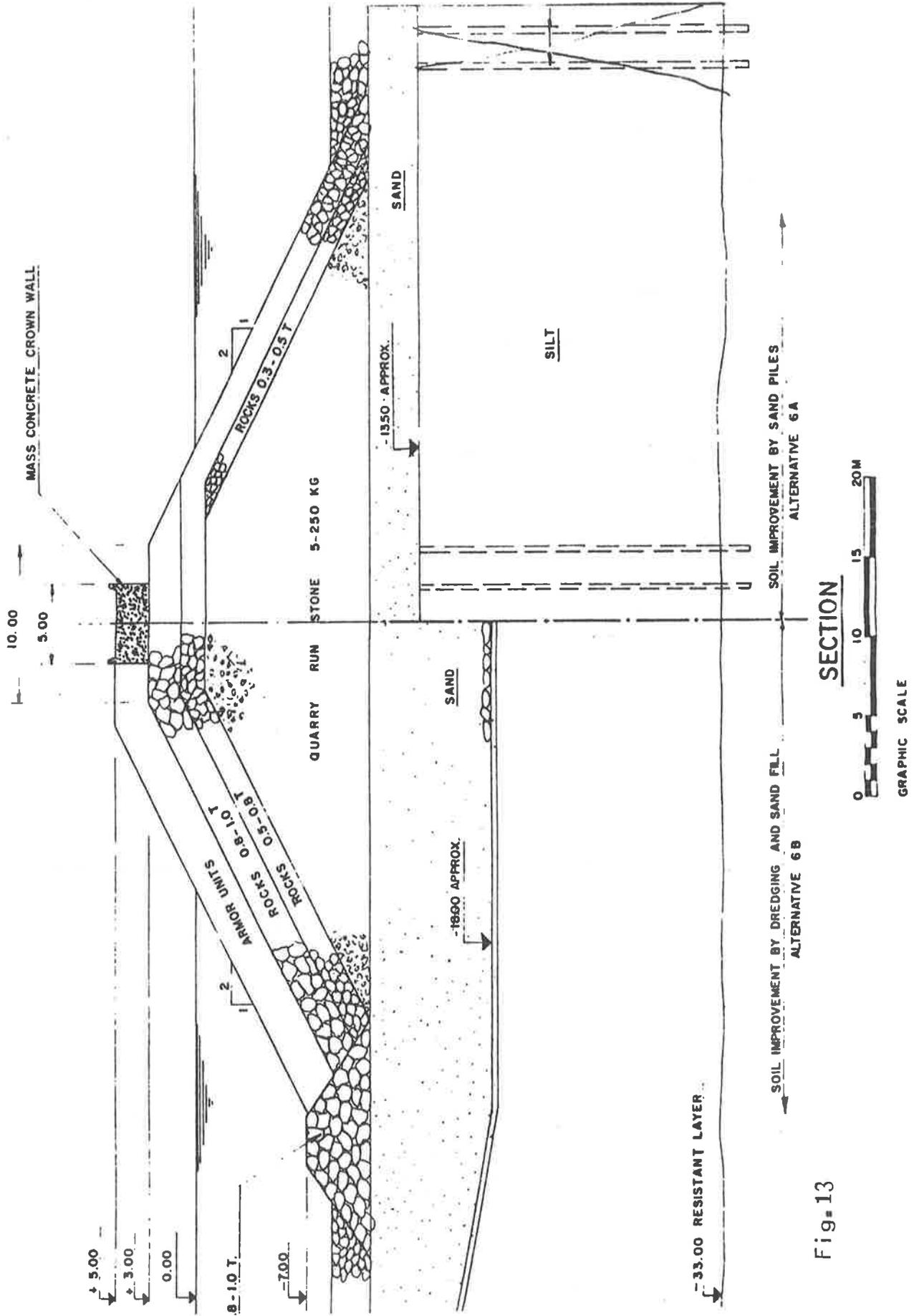


Fig. 13

rosione di questi elementi.

5.6. Spostando l'asse della diga in modo che la bonifica del terreno risultasse meno onerosa fu presa in esame anche la soluzione della classica diga a massi fig. 13. La bonifica del fondale avrebbe richiesto la rimozione del materiale soffice per almeno 6 metri di profondità. La zona interessata avrebbe dovuto essere riempita con sabbia sormontata da 2,5 m di pietrame. Fu previsto pure di usare un materasso di fascine. La diga vera e propria sarebbe stata ricoperta verso mare da blocchi speciali di cemento tipo tetrapodi o simili.

In questo caso la costruzione risultava relativamente semplice e come tutte le dighe di questo tipo avrebbe presentato una relativa flessibilità ai cedimenti con ampia possibilità di facile intervento di riparazione per danneggiamenti eventualmente subiti in condizioni estreme.

Essa però non avrebbe potuto servire anche da banchina, e quindi doveva essere prevista la costruzione a fianco di una banchina isolata dalla diga. I tempi di costruzione, tenuto conto degli assestamenti, non sarebbero stati brevi.

5.7. Da tutti gli studi esaminati emergeva la convenienza:

- di ridurre al minimo le operazioni di bonifica del fondale
- di ridurre al minimo gli assestamenti delle fondazioni
- di unire le due funzioni di diga e di banchina
- di poter eseguire la costruzione in tempi relativamente brevi.

Ci si orientò allora verso un tipo di soluzione rappresentata in fig. 14 a) e b), consistente in due serie continue di palancole verticali battute a distanza tale che un successivo getto di calcestruzzo al loro interno poteva costituire una parete piuttosto rigida incastrata per alcuni metri nel fondale.

Il bordo superiore di tale parete veniva incorporato in un piastrone di c.a. che veniva a costituire il piano della banchina. Pali verticali e inclinati erano necessari a sopperire alle azioni verticali e orizzontali. La palancoleata sarebbe stata infissa nel fondale per 11 m per il 90% del suo sviluppo lineare: il 10% delle palancole sarebbero state infisse per altri 10 metri nella parte più consistente, cioè fino a quota -32 m dal L.M.M.

Furono previste due alternative per quanto riguarda la disposizione dei pali che dovevano far fronte a notevoli forze di trazione.

La costruzione si fondava su metodi tradizionali e su una attrezzatura disponibile per quanto riguardava la battitura dei pali. Così pure la parte in c.a., da gettare in luogo o costituita da elementi prefabbricati rientrava nelle operazioni normali, pensando di procedere in avanti sia per la messa in opera dei pali, sia per il getto dell'impalcato, a partire dal tratto via via completato. Ciò avrebbe ridotto l'impiego dei mezzi galleggianti, rendendo relativamente indipendente la costruzione dello stato del mare.

Su questo ultimo schema strutturale fu sviluppato il progetto finale.

6. L'evoluzione dallo schema semplificato della fig. 14a) e b) verso la soluzione realmente adottata fu determinata in gran parte dalla prevista difficoltà di usare il procedimento di battitura delle palancole metalliche a formare parete, rispetto alla tecnica più sperimentata di battitura di pali.

Le tolleranze correnti di posizionamento dei pali sono tuttavia ancora dell'ordine delle decine di cm; pertanto orientandosi verso la soluzione in cui la parete verso mare veniva realizzata con pannelli in c.a. interposti fra i pali, per dare a questi una costanza di interasse e allineamento fu necessario usare una "dima" d'elementi tubolari (template) all'interno dei quali battere i pali. (fig. 15)

I pannelli di parete sono stati prefabbricati e trasportati in opera.

Il calcolo oltre che a seguire le legge vigente si è uniformato anche alle "Recommendations for the design of concrete sea structures" della F.I.P. In particolare sono state esaminate con verifica agli stati limite le seguenti condizioni di carico.

- Carichi meteorici (onde, vento) in condizioni operative - cioè in presenza dei carichi accidentali sulle banchine dovute a gru ed altre attrezzature operanti
- Carichi meteorici estremi in condizioni non operative

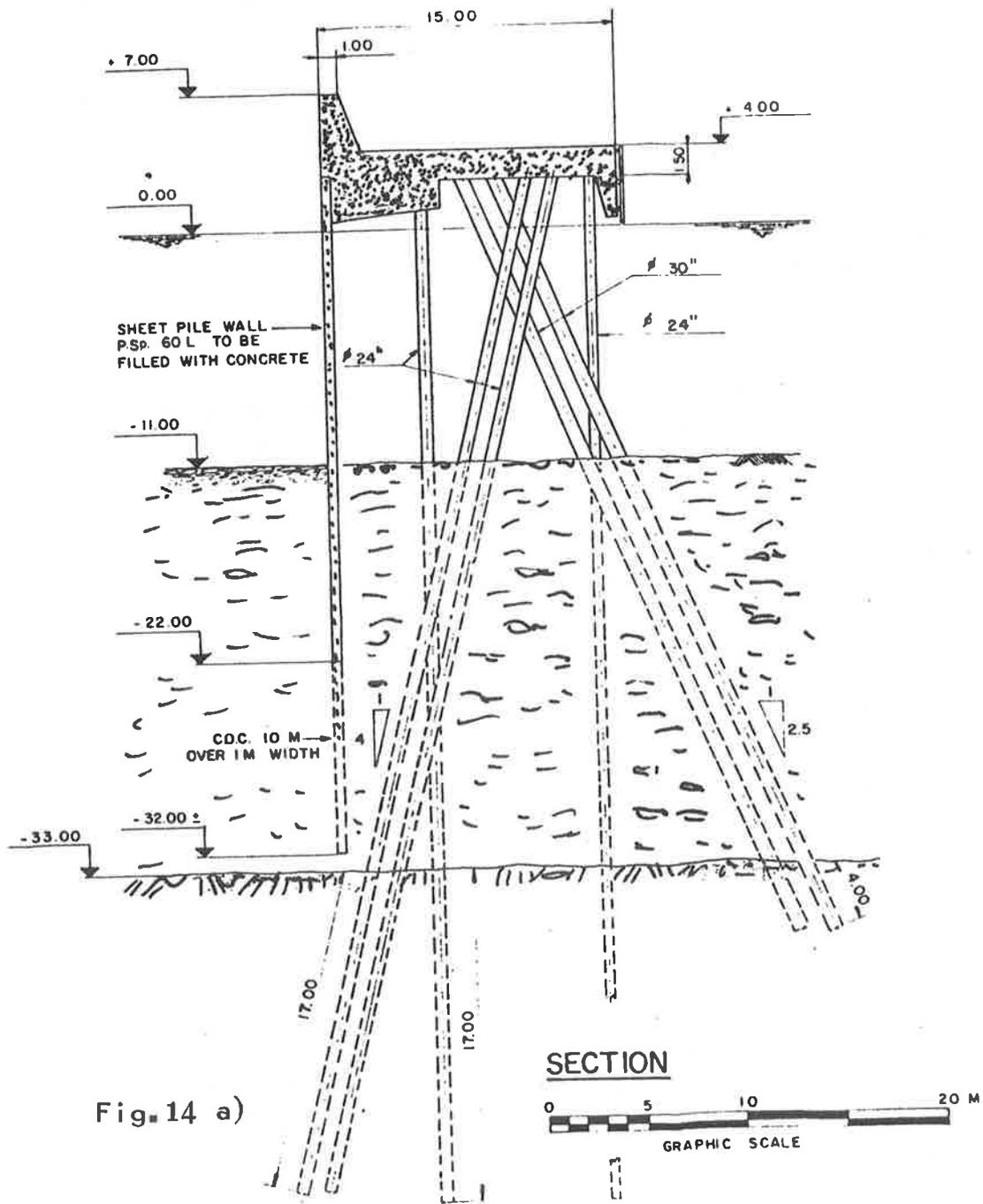


Fig. 14 a)

PILED STRUCTURE WITH SHEET PILE FRONT WALL

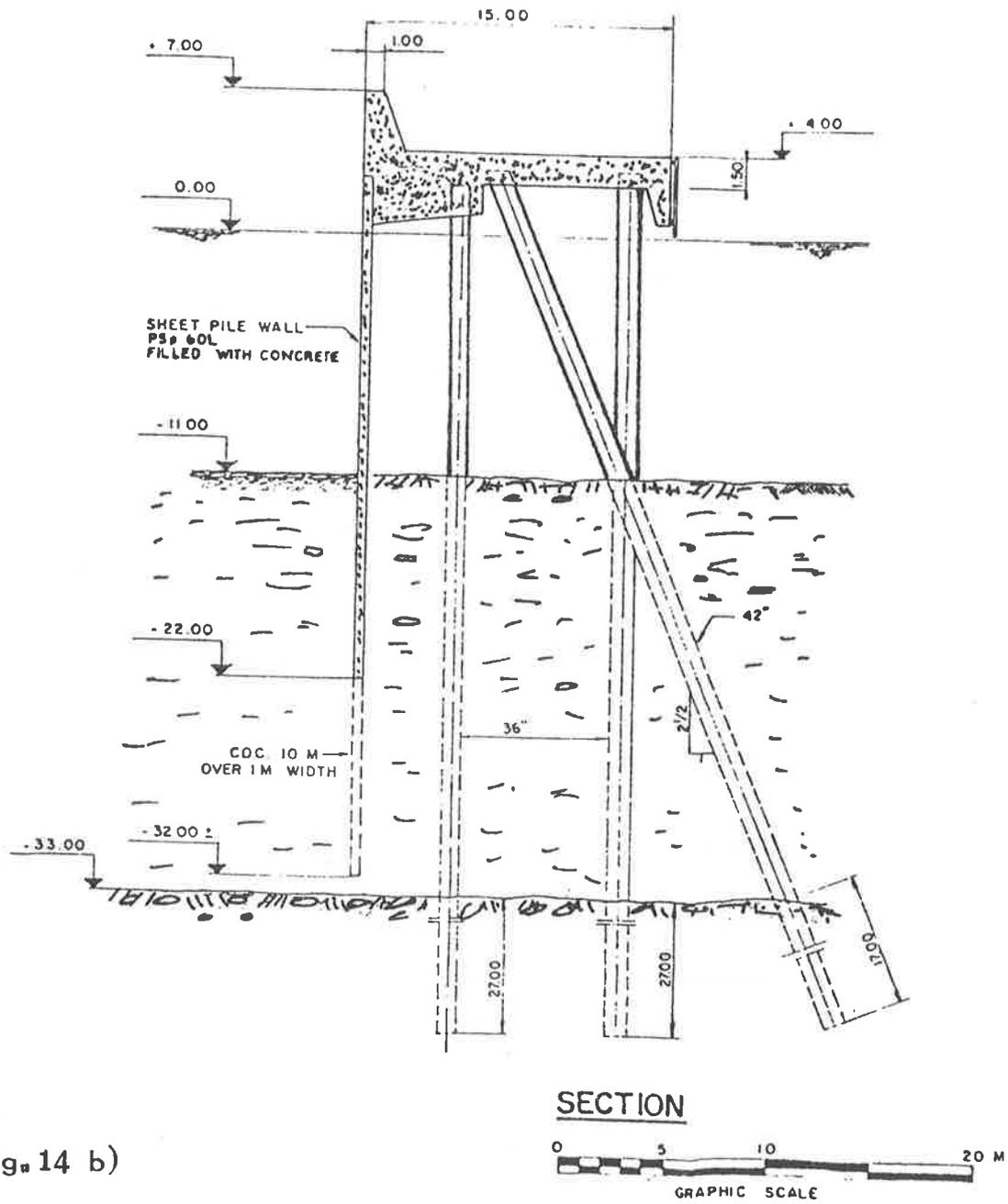


Fig. 14 b)

In particolare per i carichi meteorici (vento + onde) sono stati divisi a seconda della probabilità di occorrenza in 4 livelli di carico denominati con il simbolo (L.d.S) individuato dalla risultante della forza delle onde di riferimento:

(L.d.S.) 310; 210; 150; 50 a cui corrispondono rispettivamente carichi totali di 214, 145, 109, 34,5 t/m con risultante agente a m +1.8 sul livello medio marino.

Le componenti verticali delle azioni meteoriche dirette verso l'alto sono risultate rispettivamente 37,2; 25,2; 18,00 t/m e nulle per la condizione più favorevole, agenti ad una distanza di 0,50 m. all'esterno della faccia lato mare del pannello frontale.

Il tiro massimo di una singola bitta è di 70 t per un settore circolare orizzontale di 180° e per un settore verticale da 0° a 45° .

La forza massima risultante su due bitte contigue in direzione perpendicolare alla banchina è di 100 t.

La verifica agli stati limite ultimi per le sollecitazioni di frequenza eccezionale, è stata eseguita con i seguenti fattori di sicurezza γ_s per i carichi e γ_a e γ_c rispettivamente per acciaio e calcestruzzo:

L.d.S.	γ_s	γ_a	γ_c
210	1,35	1,08	1,4
310	1,25	1	1,3

Per i livelli di sollecitazione L.d.S. 50 e L.d.S. 150 i metodi di calcolo e le aperture ammissibili per le fessure sono quelli regolamentari. Per i livelli di sollecitazione di frequenza eccezionale (L.d.S. 210 e L.d.S. 310) si è verificata la fessurazione del c.a. nel seguente modo:

L.d.S. 210: apertura massima 0,2 mm in zona direttamente esposta all'ambiente marino: nessuna verifica in zone protette

L.d.S. 310: nessuna verifica alla fessurazione.

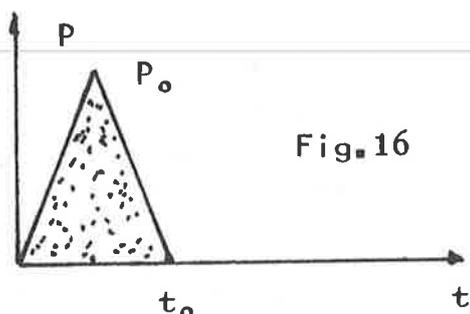
Nella fig. 15 è riportata la sezione definitiva della diga frangiflutti.

I calcoli per le varie condizioni di carico sono stati eseguiti

con l'impiego del programma I C E S STRUDL II. Per i pali si è tenuto conto, come già accennato, di un modulo elastico del terreno variabile linearmente con la profondità. Per quanto riguarda le rigidità assiali, esse sono state dedotte sia per via teorica che sperimentale da pali campione. Per la verifica nello stato di servizio si sono messe in conto le variazioni termiche, il ritiro ed il fluage.

L'azione dinamica delle onde è stata messa in conto esaminando la risposta della struttura ad una azione sinusoidale dello stesso periodo medio delle onde.

Si è pure considerata un'azione dinamica di tipo quasi impulsivo (fig. 16) ove P_0 è il valore estremo della forza delle onde e t_0 la durata.



Particolare cura è stata riservata allo studio dell'attacco fra il palo metallico ed il solettone, eseguendo una verifica con gli elementi finiti.

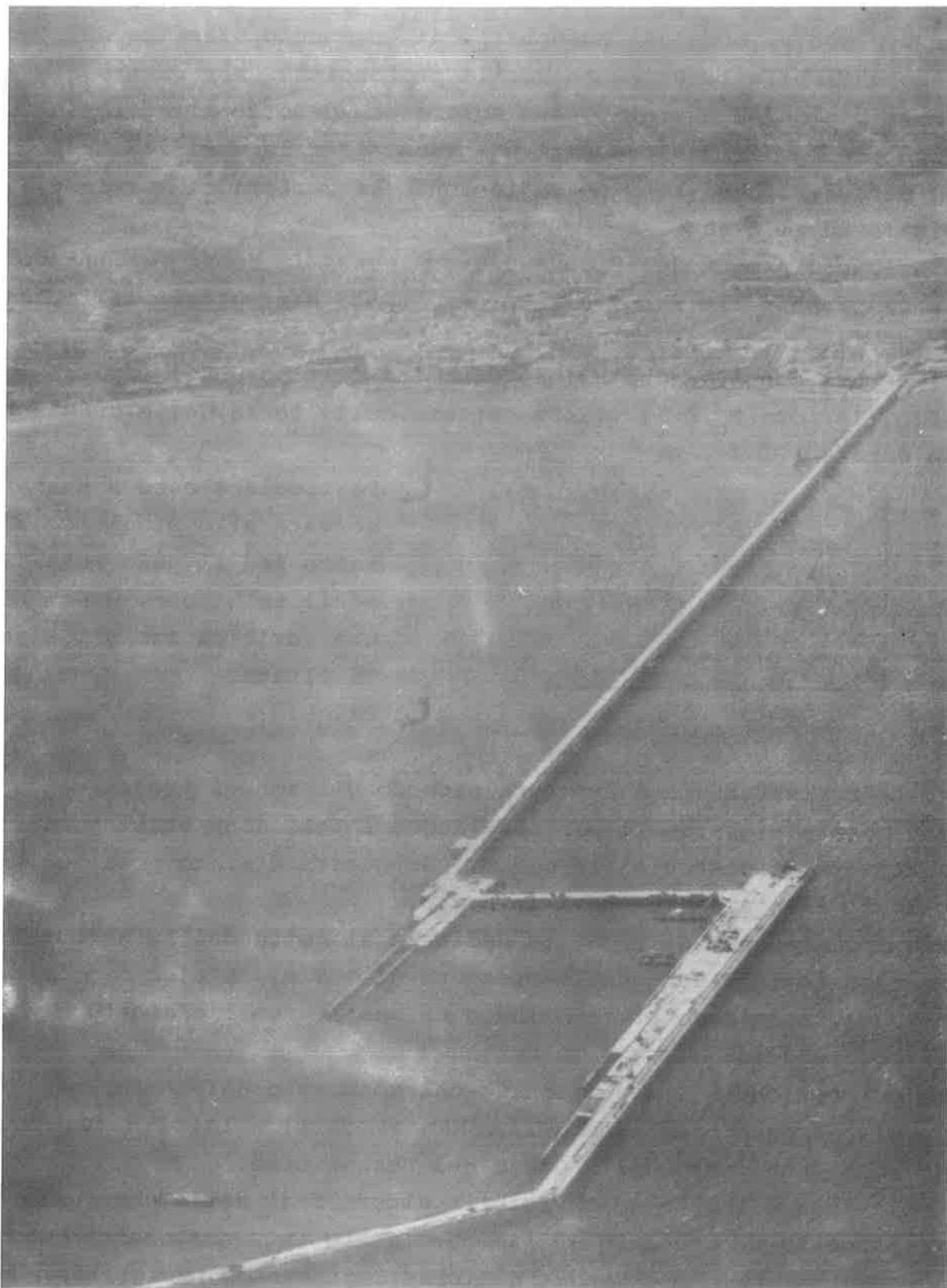
7. La realizzazione è avvenuta secondo gli schemi progettuali. Per quanto riguarda il pontile, sopra i pali sono stati posati i traversoni costruiti in c.a.p. Su questi è stato posato l'impalcato anch'esso in travi in c.a.p.

Particolare cura si è dovuta dedicare al getto del solettone della diga frangiflusso dello spessore di ~ 4 m. L'elemento frangispruzzi, anch'esso prefabbricato ha costituito l'elemento finale di coronamento.

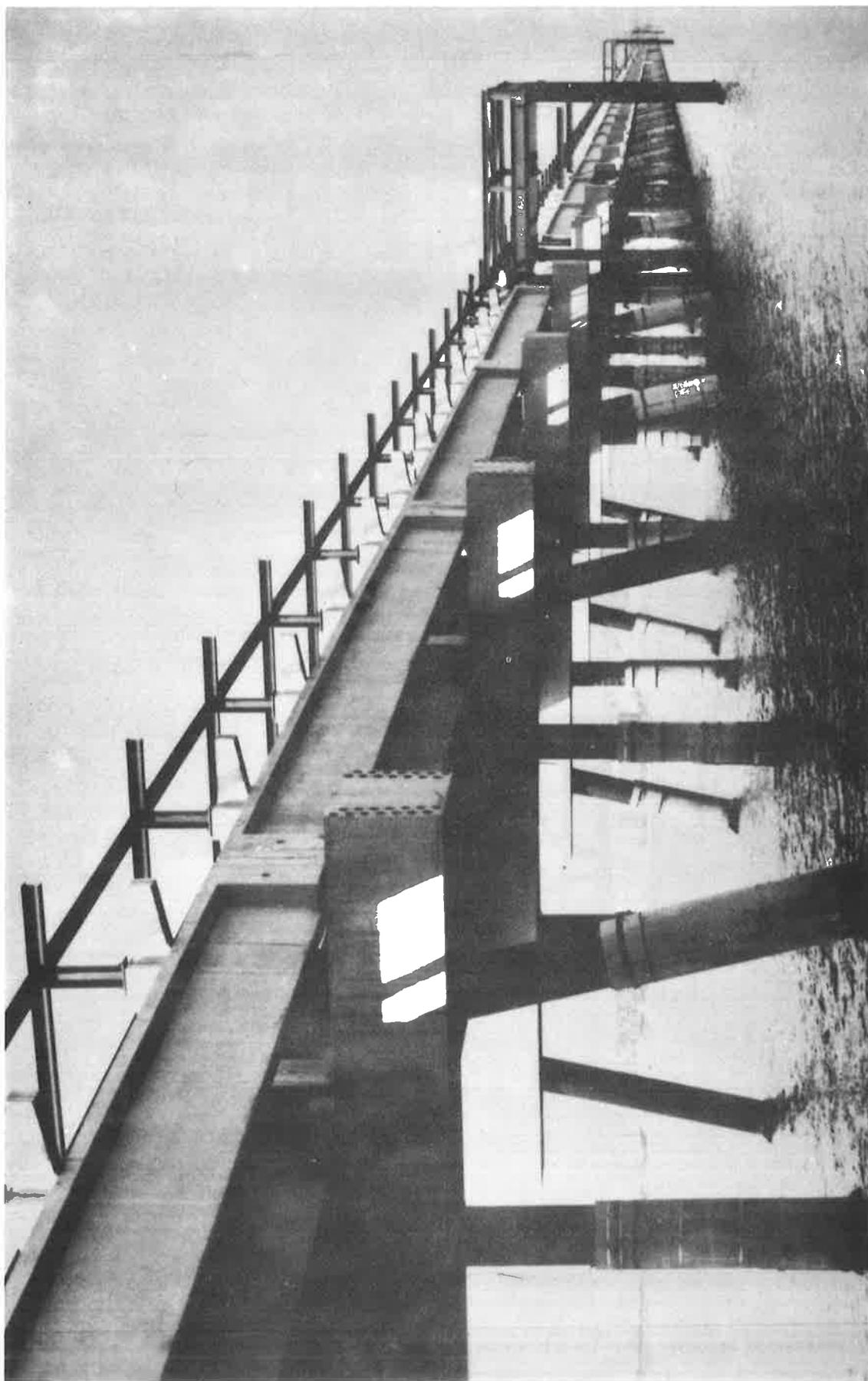
La costruzione è stata eseguita dal consorzio SAIPEM-Farsura (Milano). Progettisti generali la SNAM PROGETTI e la Polytecna Harris (Milano) per conto della Cassa del Mezzogiorno.

Nelle foto allegate sono visibili alcune fasi della costruzione. Il progetto ha ottenuto il riconoscimento internazionale "Award for Engineering Excellence in Marine Engineering Design 1977 della New York Association of Consulting Engineers".

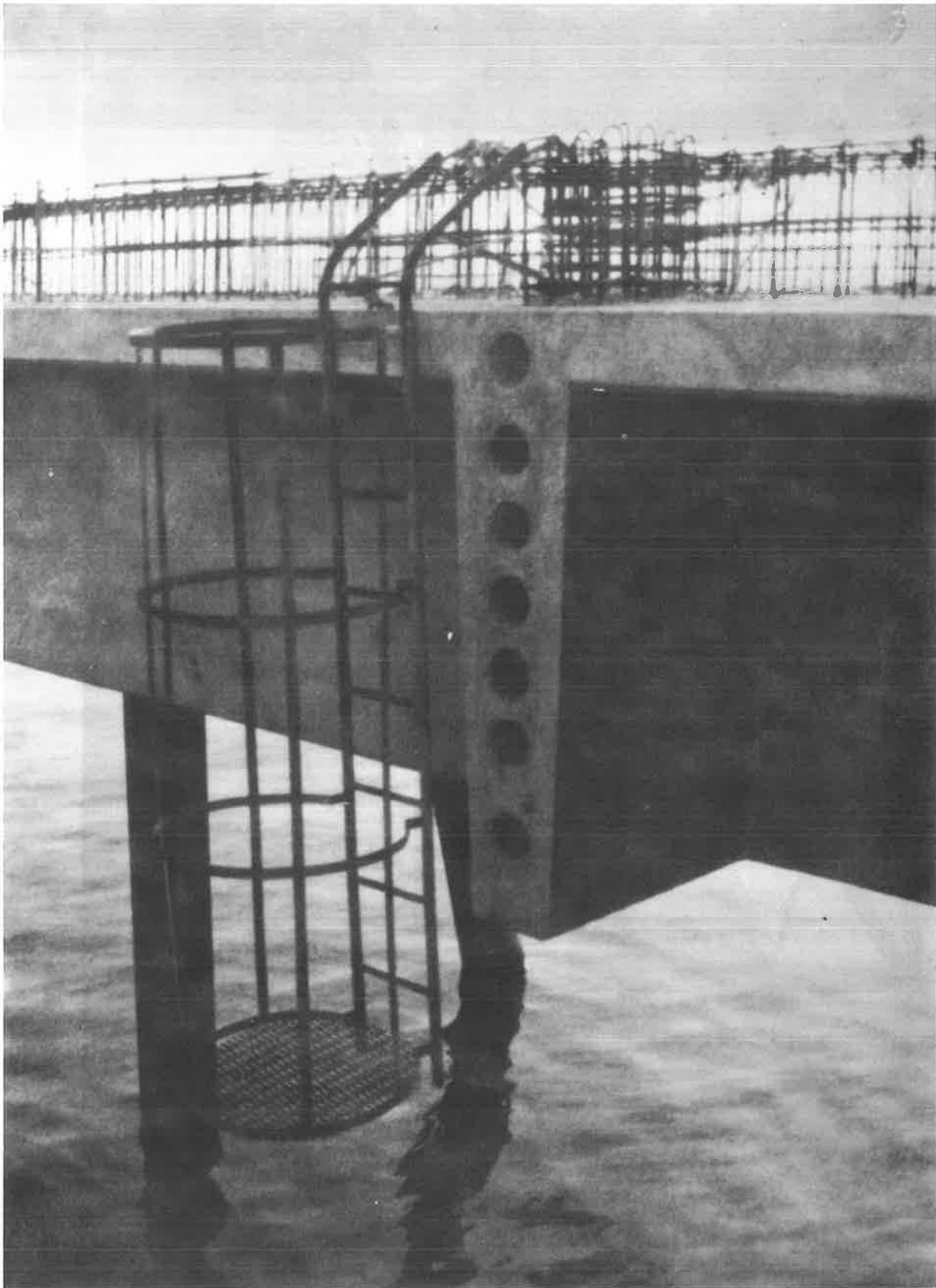
Si allegano le foto 1-9.



Fot. 1-Veduta aerea del porto in costruzione



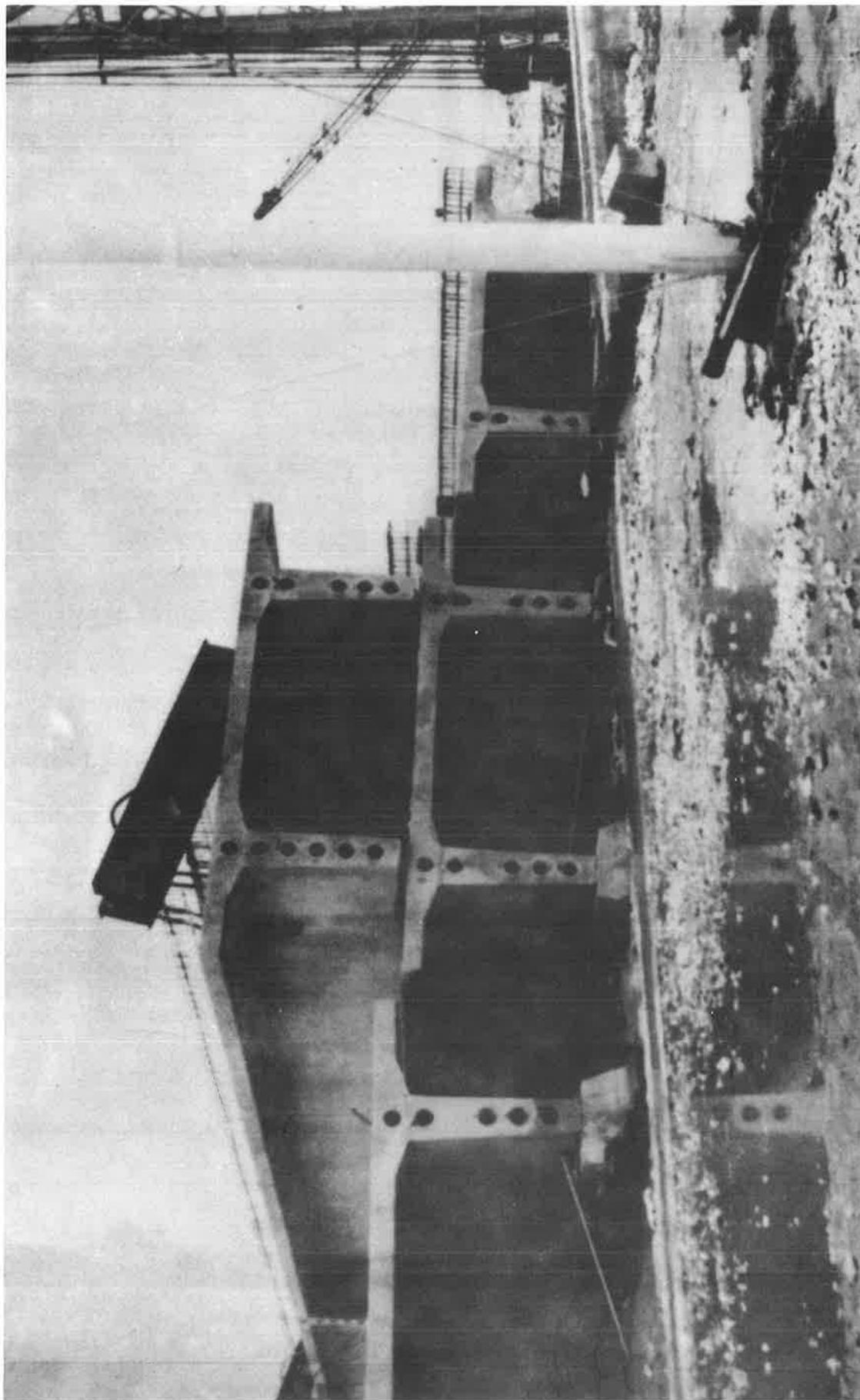
Fot. 2 - Particolare del pontile



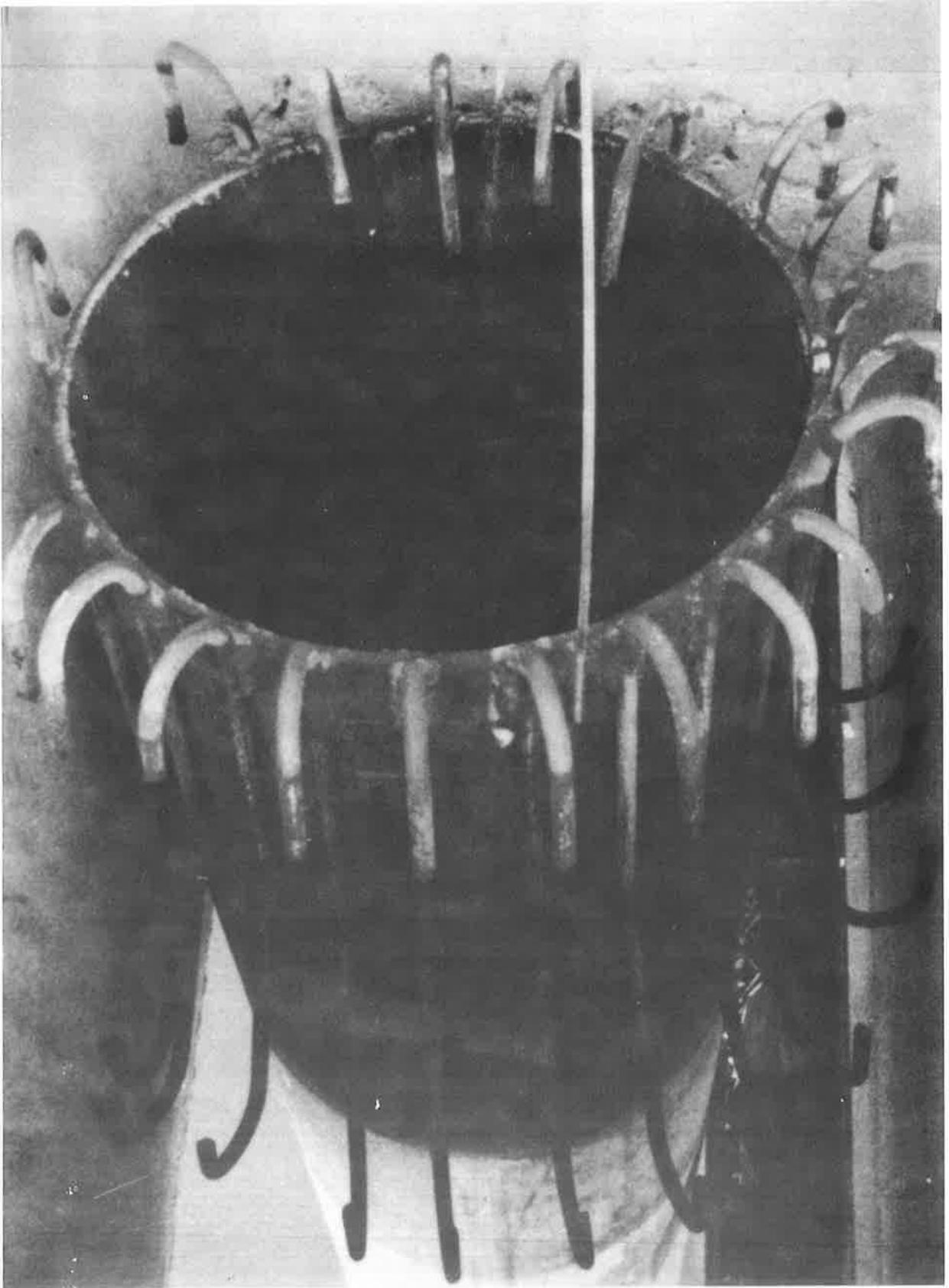
Fot. 3 - Predisposizione per la precompressione dei traversi



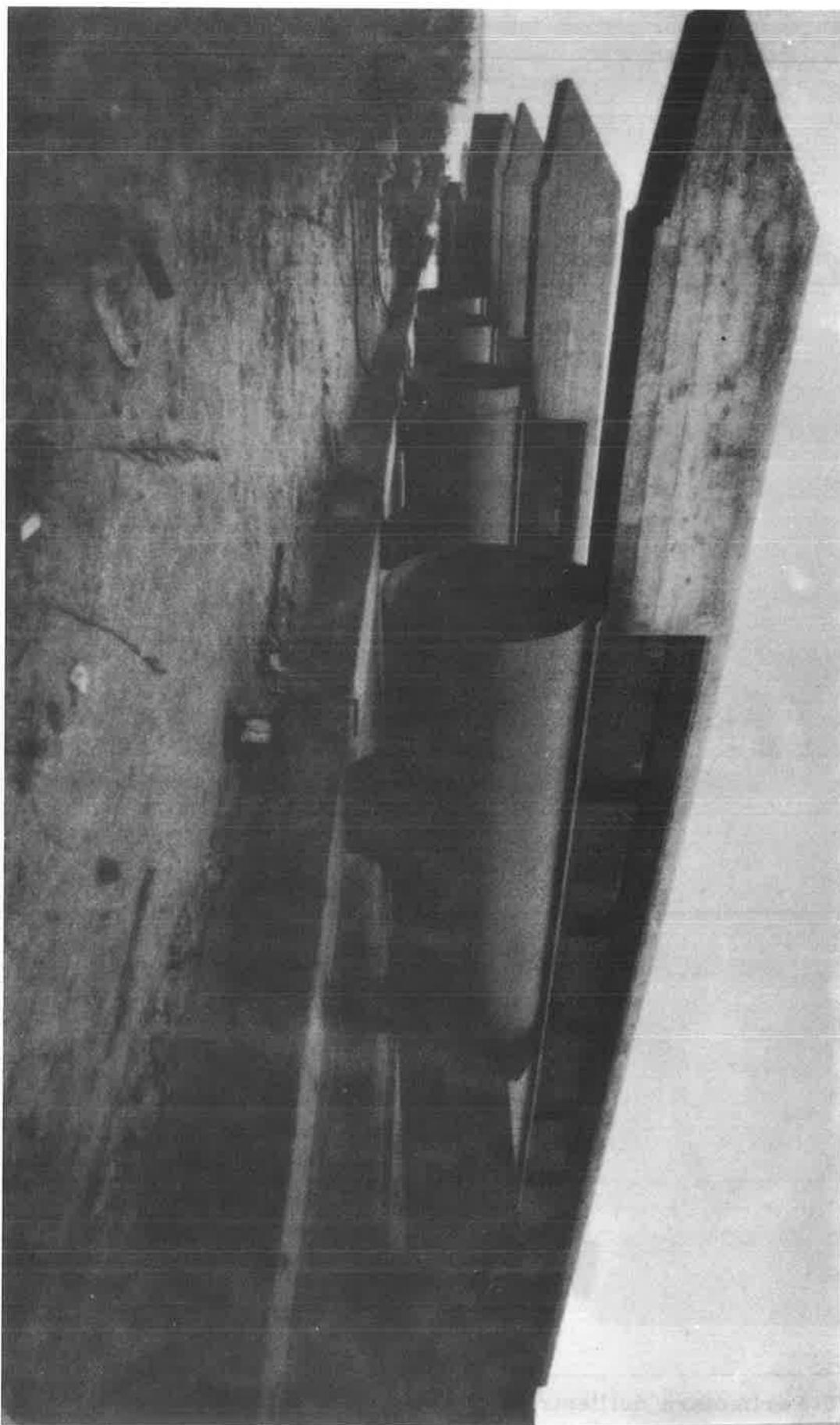
Fot. 4-Precompressione dei traversi d'impalcato



Fot. 5-T ravi prefabbricate per il pontile e la banchina (dalles)



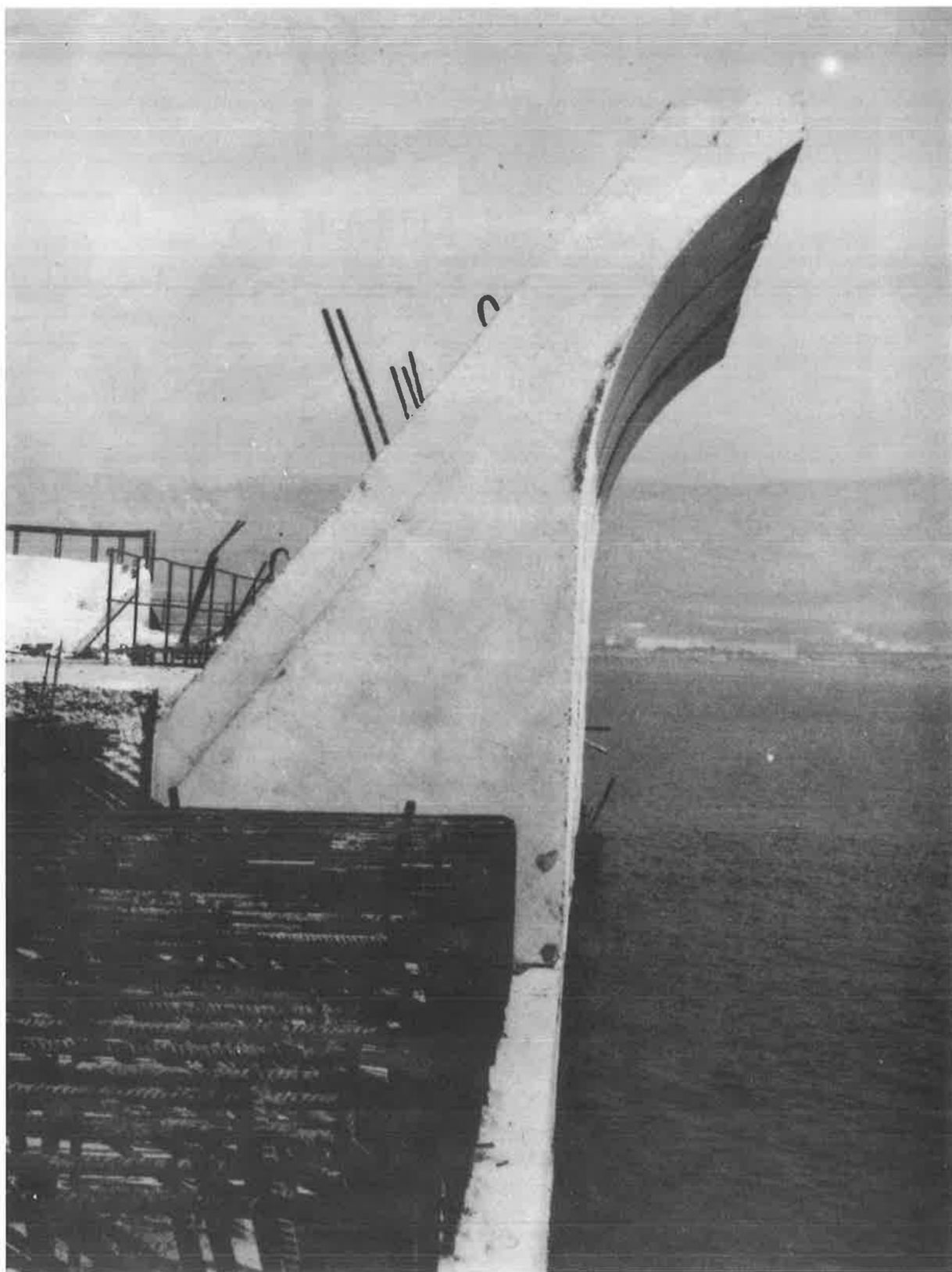
Fot. 6-Particolare dell'estremità superiore dei pali



Fot. 7 - Gli elementi del "template" a sostegno dei pannelli frontali frangiflutto



Fot. 8-I "template" e i pannelli frontali in attesa del getto in opera di collegamento al corpo della diga



Fot. 9-Gli elementi prefabbricati dei paraspruzzi

TITOLO :

I PONTILI GALLEGGIANTI IN CALCESTRUZZO ARMATO :
STUDI E APPLICAZIONI

AUTORI :

Prof. MARIO CAIRONI

Ordinario di Tecnica delle Costruzioni
Politecnico di Milano

Dott. Ing. Giuseppe PESTALOZZA

Libero Professionista in Milano

I PONTILI GALLEGGIANTI IN CALCESTRUZZO ARMATO:
STUDI E APPLICAZIONI

M. CAIRONI

G. PESTALOZZA

Sommario: dopo aver richiamato alcuni concetti base relativi alla progettazione di pontili galleggianti in c.a., mettendo in evidenza l'apporto sperimentale, si descrivono alcune tipologie costruttive oggetto di realizzazioni di porti turistici.

Synopsis: this paper deals with the design of concrete pontoons (floating jetties) for marinas. Much attention has been focussed on this advantages:

- to give flexibility in port planning
- to relocate facilities for socio-economics reasons
- to avoid economic absolescence
- to cut maintenance cost.

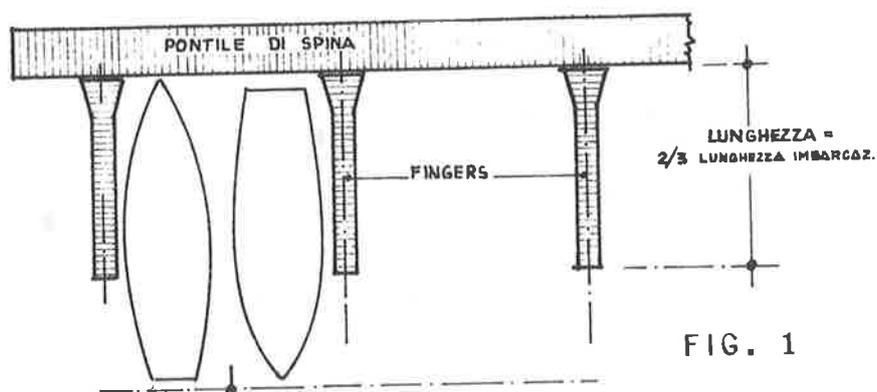
Description includes more recently facilities in mediterranean area.

1.1 - Generalità - Lo sviluppo sempre più esteso della nautica minore tende a richiedere soluzioni diverse dal classico campo boe, ove servizi individuali quali la fornitura d'elettricità, d'acqua potabile e telefono sono praticamente impossibili.

Per soddisfare queste esigenze la soluzione a pontile fisso, su pali in c.a. centrifugati ed impalcato prefabbricato, eventualmente già dotato di bitte o anelli d'ormeggio, è ormai entrata nell'uso comune nei porti turistici italiani di più recente costruzione. (*)

Tuttavia, sia in Italia che all'estero, l'interesse per i pontili galleggianti sembra accrescersi principalmente per i seguenti motivi:

- il pontile galleggiante ha un costo indipendente dalla profondità d'acqua in cui deve funzionare, mentre la soluzione su pali è legata, fra l'altro, alle caratteristiche del fondale;



(*) M. Caironi - G. Sciabà - Un esempio di prefabbricazione :
il Porto di Chiavari - C.T.E. - 1978

- indipendentemente dalla marea, rimane costante il franco fra il ponte del natante e il piano del pontile;
- data l'assenza di pali è sempre possibile effettuare dragaggi al fine di aumentare la profondità d'acqua, qualora ciò sia reso necessario per ospitare natanti di maggior pescaggio;
- non viene esclusa la possibilità di poter spostare il pontile in altre zone o di disporlo con orientazione diversa o più in generale il pontile galleggiante può prestarsi a soluzioni di problemi temporanei;
- gli elementi possono venir prefabbricati anche lontano dal luogo d'impiego e trasportati per via terra o rimorchiati via mare.

Tutto ciò ha fatto sì che il concetto si sia esteso anche a realizzazioni di dimensioni notevoli come il Liverpool Landing Stage, pontile galleggiante di m. 350x19 realizzato in c.a. ad elementi uniti per precompressione.

In particolari condizioni all'elemento galleggiante opportunamente dimensionato può venir pure affidata la funzione di operare come elemento frangiflutto o almeno come elemento di parziale riduzione del moto ondoso proveniente da fenomeni di risonanza del bacino portuale.

1.2 - Dal punto di vista tipologico, il pontile consiste in una serie di galleggianti ad andamento generalmente rettilineo solidarizzati assieme da un impalcato. Normalmente ad essi possono venir disposte passerelle pedonali (finger), che appoggiano ad un estremo sul pontile e, a seconda della lunghezza, su un galleggiante supplementare (Fig. 1).

Come elemento di congiunzione alla riva o alla banchina è necessaria una passerella in asse col pontile vincolata in modo da tener conto dei possibili spostamenti di esso sotto il moto ondoso o di marea.

Generalmente il movimento è limitato da un opportuno sistema di ancoraggio ed in qualche caso da pali-guida (foto 3) infissi nel fondale.

I carichi per il dimensionamento sono essenzialmente:

- il carico verticale per persone o deposito attrezzature;
- il carico orizzontale dovuto all'azione d'ormeggio dei natanti sottoposti all'azione del vento e all'azione delle correnti;
- l'urto sul fianco dovuto ad errata manovra di un natante all'atto dell'attracco.

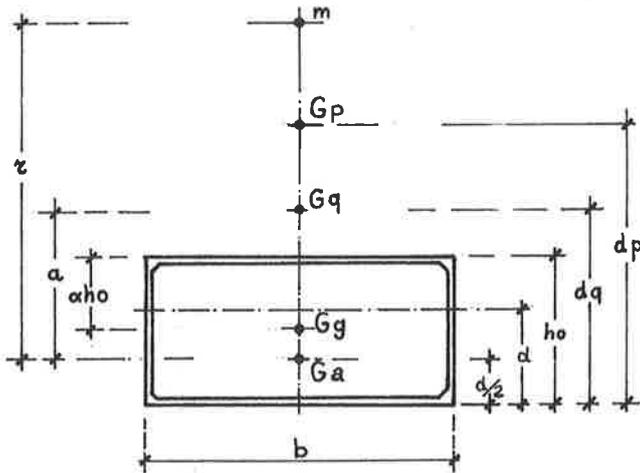
E' chiaro tuttavia che essendo il sistema sempre in presenza di moto ondoso, se non altro dovuto al transito dei natanti, l'aspetto dinamico riveste sempre particolare importanza.

Esso diventa ovviamente essenziale quando il pontile galleggiante debba assolvere anche la funzione di frangi-onda.

2.1 - I carichi sui pontili: carichi verticali - Dal punto di vista della stabilità sotto l'aspetto puramente statico sotto carichi verticali v'è da osservare anzitutto il ruolo determinante che gioca il peso del pontile rispetto al carico accidentale e alla larghezza strettamente sufficiente per la stabilità.

In via approssimata infatti schematizziamo la sezione di un pontile galleggiante in quella di un cassone a pareti verticali (Fig. 2) ove si è indicato con:

Fig. 2



- Gg il baricentro del peso proprio del pontile
- Ga il baricentro del volume d'acqua spostata
- Gp il baricentro del carico della folla
- Gq il baricentro del carico totale costituito dal peso proprio Gg + Gp

avendo indicato con g il peso a m^2 di pontile, con p il carico a m^2 per la folla e posto $q = g + p$

L'altezza metacentrica $r-a$, in metri, risulta dalla espressione:

$$r-a = \frac{b^2 \gamma_a}{12q} - \left[\frac{p(h_o + 1) + g h_o (1-\alpha)}{q} - \frac{q}{2\gamma_a} \right] \quad (1)$$

che risolta rispetto alla larghezza b dà:

$$b = \left[12 \frac{q}{\gamma_a} \left\{ (r-a) + \frac{h_o (q-\alpha g) + p}{q} - \frac{q}{2\gamma_a} \right\} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2)$$

ove si è posto $h_p = 1$ m, mentre α definisce Gg .

Ponendo nella (2) l'altezza metacentrica $r-a$ uguale a zero, si calcola la larghezza b minima da assegnare al pontile al limite della stabilità.

Il sovraccarico verticale p , salvo condizioni speciali, può essere assunto dell'ordine di $150 \div 200 \text{ kg/m}^2$.

Per un pontile per il quale sia ad esempio:

$$g = 350 \text{ kg/m}^2$$

$$h_o = 1 \text{ m.}$$

$$\Delta h_o = 0,2 \text{ m.}$$

$$r-a = 0$$

le larghezze minime al limite di stabilità risultano funzioni del carico accidentale p secondo la tabella che segue (tab.1)

tabella 1

p kg/m ²	b min. m	$d = \frac{q}{\gamma a}$
50	1,65	0,39
75	1,78	0,41
100	2,11	0,44
120	2,20	0,46
150	2,31	0,49
175	2,41	0,51
200	2,50	0,54
250	2,66	0,58
300	2,81	0,63

tabella 2

p kg/m ²	b m	bordo libero
50	2,32	0,61
75	2,45	0,59
100	2,56	0,56
120	2,65	0,54
150	2,77	0,51
175	2,87	0,49
200	2,97	0,46
250	3,14	0,42
300	3,31	0,37

Assumendo invece un'altezza metacentrica pari a 0,4 m. per sicurezza, si avrebbero invece le larghezze di cui alla tabella 2 con i relativi bordi liberi.

Una ulteriore verifica di stabilità va effettuata per il carico accidentale esteso a metà pontile.

2.2 - Per quanto riguarda le azioni orizzontali, oltre che la azione diretta del vento sull'opera morta, le azioni orizzontali dovute ai natanti all'ormeggio dipendono essenzialmente dal

le dimensioni di questi.

Pur non esistendo, come d'altronde per i carichi verticali una normativa, si ritiene tuttavia che tali azioni (di spinta e di tiro) possano variare da un minimo di 130 a 190 kg/m. Una verifica può essere condotta riportando sullo stesso diagramma il momento di stabilità M_s , che per angoli piccoli è espresso da $M_s = G (r-a) \sin \alpha$ ove α è l'angolo di inclinazione; sullo stesso diagramma si riporta il momento inclinante $M_i = H \cdot d_o \cos \alpha$ ove H è la forza dovuta all'ormeggio e d_o la sua distanza dal punto di applicazione della forza resistente, generalmente individuabile con l'attacco delle catene di ancoraggio (Fig. 7).

L'angolo α per il quale si ha l'uguaglianza dei due momenti denota l'inclinazione trasversale del pontile sotto l'azione delle forze orizzontali se applicate staticamente.

In effetti non si possono escludere fenomeni dinamici legati fra l'altro alla massa virtuale dell'elemento galleggiante.

2.3 - La risposta del pontile al moto ondoso - Con riferimento infatti al sistema di assi coordinati in figura 4 condotto per il baricentro della sezione mediana le pulsazioni proprie fondamentali risultano:

$$\omega_o^b = \left[\frac{g \rho_w B L^3}{12 J_{py}} \right]^{\frac{1}{2}} \quad \rho_w = \text{densità dell'acqua}$$

per il beccheggio ove J_{py} è il momento polare delle masse presenti rispetto a y ;

$$\omega_o^r = \left[\frac{g \rho_w L B^3}{12 J_{px}} \right]^{\frac{1}{2}}$$

per il rollio con J_{px} riferito all'asse x , ed infine

$$\omega_0^z = \left[\frac{g \rho_w B L}{m_v} \right]^{\frac{1}{2}}$$

per l'escursione verticale ove $m_v = m_g + m'$ essendo m' la massa idrodinamica.

Alle tre frequenze corrispondono i tre periodi propri T_b , T_r , T_z che non devono ovviamente coincidere con i periodi delle onde.

In base ai periodi propri possono venir calcolate le lunghezze critiche delle onde, da mettere a confronto con quelle probabili nell'area interessata.

Per l'escursione verticale la lunghezza critica dell'onda è data dalla formula

$$L^z = \frac{2\pi G_p}{g \rho_w B L} \quad \left\{ \begin{array}{l} G_p = \text{peso corrispondente al} \\ \text{la massa del pontile e} \\ \text{alla massa aggiunta} \end{array} \right.$$

e quindi risulta proporzionale al peso.

Nel diagramma di fig. 5 è rappresentato qualitativamente come variando il peso si possano evitare fenomeni di risonanza con determinate lunghezze critiche d'onda, tenendo sempre conto dei limiti imposti da un bordo libero accettabile.

Per quanto riguarda le oscillazioni di rollio, esse vengono normalmente smorzate dall'azione delle catene di ancoraggio e dalla presenza dei pontili secondari che agiscono come bilancieri (Fig. 1).

Il moto di beccheggio dipende dal cubo della lunghezza: normalmente tale lunghezza corrisponde a più elementi collegati.

3.1 - Il problema dell'ancoraggio - Gli elementi che si oppon

gono allo spostamento orizzontale possono essere costituiti dai pali verticali o da ancoraggi a catena.

L'adozione di pali infissi nel fondale limita i vantaggi principali della soluzione a pontili galleggianti: il calcolo statico dell'elemento di pontile tuttavia può essere impostato su concetti normalmente noti all'ingegnere civile, così come pure il calcolo dell'escursione orizzontale.

Molto più complesso risulta invece dominare con il calcolo il comportamento del pontile ancorato.

Infatti agli schemi semplificati di ancoraggio di cui alla fig. 7 fanno riscontro nella realtà gli schemi reali di cui alla fig. 8 sia in sezione che in pianta, ove è evidente la non linearità del problema.

Gli spostamenti devono venir limitati in tutte le possibili direzioni.

Per il sovrapporsi di fenomeni dinamici al problema statico, difficilmente la questione può essere risolta senza l'ausilio di prove su modelli.

I collegamenti fra i singoli elementi di pontile sono di solito effettuati attraverso cerniere sferiche. Sotto il moto ondoso si possono determinare spostamenti e rotazioni relative fra gli elementi, il tutto dipendente dalle caratteristiche degli elementi stessi e dal sistema di ancoraggio. L'aggiungere o togliere elementi ad un pontile eseguito, può alterarne la risposta al moto ondoso.

E' necessario tener presente anche fenomeni di risacca all'interno dello specchio d'acqua protetto.

4.1 - Le azioni eccezionali - La sicurezza impone che il pon-

tile possa essere sottoposto all'urto dell'imbarcazione che manovra senza che esso possa perdere la garanzia di galleggiabilità. E' opportuno, quindi, che sia praticamente impedito l'allagamento delle camere interne a seguito di un urto dirompente sulle pareti laterali; ciò si ottiene riempiendo le cavità con polistirolo espanso a cellula chiusa, dotato di ridotto assorbimento d'acqua.

I concetti di base per la verifica all'urto sono i medesimi usati per l'attracco di natanti di maggior dimensioni; l'energia cinetica posseduta dall'imbarcazione in manovra all'atto dell'urto

$$E = \frac{1}{2} (m_0 + m') V^2$$

ove m_0 è la massa dell'imbarcazione e m' la massa aggiunta, deve venir dissipata in lavoro di deformazione.

La velocità d'accosto V viene assunta di solito pari a 0,51 m/sec. per urto normale al pontile e 0,10 m/sec. per urto parallelo all'asse del pontile. Il lavoro di deformazione è essenzialmente costituito dalla quota derivante dalla deformazione della struttura dello scafo, da quella dei parabordi dello scafo e del pontile, dallo spostamento del pontile e del sistema di ancoraggio.

Pur possedendo il pontile in c.a. ampi requisiti di riparabilità, specie se il danno interessa prevalentemente la parte emergente, è tuttavia opportuno dotare il pontile di parabordi di continui.

Qualora le condizioni meteomarine lo permettano, l'adozione di pontili su galleggianti isolati in c.a. collegati da impalcato metallico (pontile trasparente al moto ondoso), per

mette di concentrare sull'impalcato le riserve di deformabilità per l'urto accidentale dei natanti, riducendo la probabilità d'urto diretto contro il galleggiante in c.a.

5. - Le realizzazioni - Dal punto di vista costruttivo i pontili galleggianti per i quali l'elemento peso rappresenta un fattore di stabilità possono venir realizzati essenzialmente nelle seguenti tecnologie:

- c.a. normale
- c.a. ad inerti leggeri
- c.a. con fibre
- ferrocemento

I pontili in c.a. normale sono generalmente da usarsi nei casi in cui il pontile debba svolgere una parziale funzione di frangiflutto: quindi con dimensioni esterne in sezione di $\sim 2 \times 4$ m.

L'uso di inerti leggeri, anche se possibile, non risulta al momento sufficientemente sperimentato. Esso presuppone una accurata scelta degli inerti e dei tempi di miscelazione. In ambedue i casi precedenti sono da prevedersi adeguati copriferri e una sufficiente limitazione del fenomeno di fessurazione.

Il c.a. con fibre, generalmente di polipropilene, pur necessitando anch'esso di una accurata operazione di miscelazione, sembra presentare vantaggi dal punto di vista della durabilità all'azione dell'acqua di mare. Non esiste infatti una armatura metallica che può essere corrosa: tuttavia il calcolo deve basarsi su caratteristiche di resistenza dipendenti dalla percentuale di fibre, dalla loro resistenza media e disloca-

Fig. 3

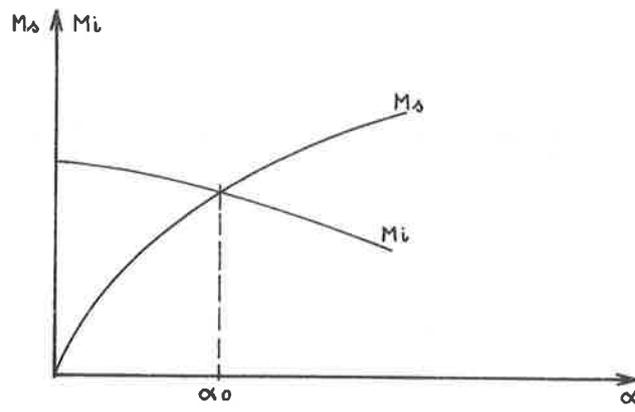
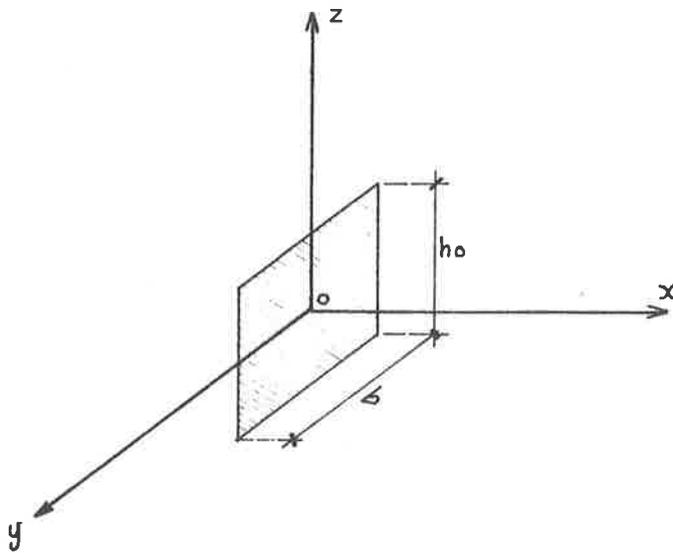


Fig. 4



zione nella matrice cementizia.

E' chiaro che nel caso che alle pareti laterali e di fondo di un pontile non sia riservato altro compito che quello di solida rizzare gli elementi interni di polistirolo espanso, si pos sono adottare criteri meno severi per la limitazione della fessurazione, specie nei riflessi della conseguente riduzione di impermeabilità della parete stessa.

Le tre tecnologie menzionate più sopra vengono normalmente sviluppate in stabilimento. La produzione avviene sotto forma di elementi modulari: esistono pertanto ai fini della movimen tazione limiti di peso e di ingombro.

Nella foto 1a) sono visibili elementi di pontile in c.a. trasportati a lato della banchina; nella foto 1b) uno degli elementi all'atto della posa in acqua: trattasi di elementi ciascuno di m. 10x3 per la formazione di pontili continui.

Nella foto 2 è visibile un tipo analogo già in acqua, correda to di piano di calpestio in legno: sono visibili pure in primo piano gli elementi di collegamento.

Il problema del trasporto può essere risolto per specchi di acqua protetti adottando semplici galleggianti parallelepipedi, ciascuno di peso singolo e di dimensioni più ridotte, da disporsi a conveniente distanza collegandoli con un impalcato misto di legno e metallo, come figura sullo sfondo della foto 2.

Nella foto 3 è riportato il particolare di un pontile che, anzichè ancorato, è vincolato da pali. Sullo sfondo i "finger" poggianti su cassoni in c.a.

Elemento critico è sempre il collegamento tra gli elementi modulari, che deve assolvere fra l'altro il compito di smor-

zare gli effetti dinamici. Nella foto 4 figura un complesso di sei moduli di pontile in c.a. (privi del piano di calpestio), fra loro collegati e corredati di "finger" laterali. Per ridurre il problema dei giunti, realizzando elementi di lunghezza superiore a quella normalmente trasportabile su strada, può essere adottata in particolari casi la tecnica del ferrocemento.

E' necessario tuttavia in questi casi di poter disporre di un adeguato scivolo di varo o di una sorta di bacino temporaneo per procedere alla successiva flottazione dell'elemento, la cui lunghezza può essere di 20-40 metri.

Un particolare cenno va fatto sul problema del ridotto costo di manutenzione che, nel caso del pontile tutto - c.a. esime da operazioni di verniciatura annuale, tutto riducendosi all'asportazione di eventuali concrezioni sulla parte immersa e sul fondo.

Conclusioni - I pontili galleggianti in c.a. per la semplicità di costruzione e la reperibilità dei due materiali acciaio e calcestruzzo presentano caratteri di indubbia convenienza economica. Dal punto di vista della risposta al moto ondoso essi possono, se opportunamente dimensionati, fungere anche da parziale frangiflutto. La prefabbricazione di elementi modulari permette una notevole flessibilità di soluzioni per accostamenti frontali o laterali degli elementi stessi.

I problemi di manutenzione vengono notevolmente ridotti nel tipo di pontile tutto cemento.

In altri casi (pontili "trasparenti") è addirittura possibile la sostituzione di un elemento galleggiante senza "smontare" la serie degli elementi collegati.

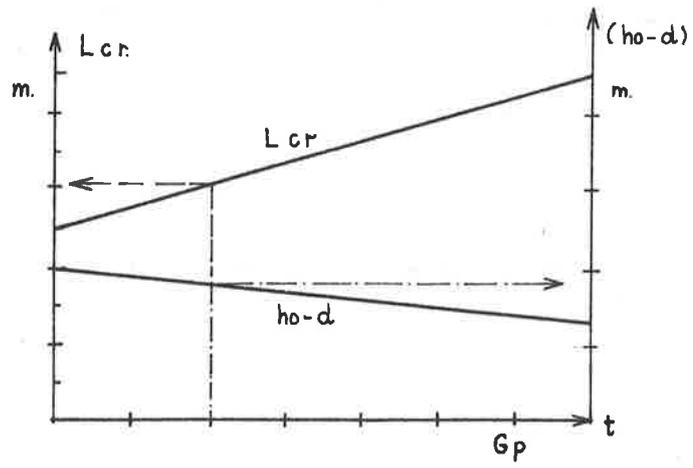


Fig. 5

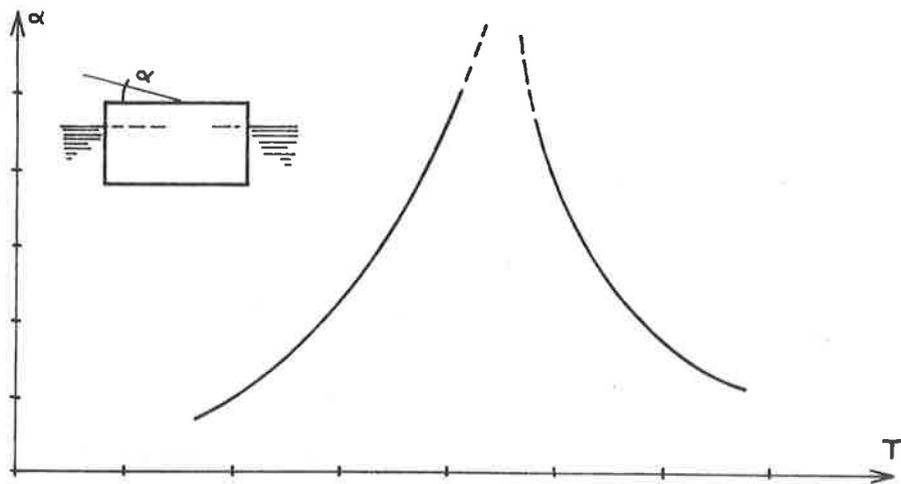


Fig. 6

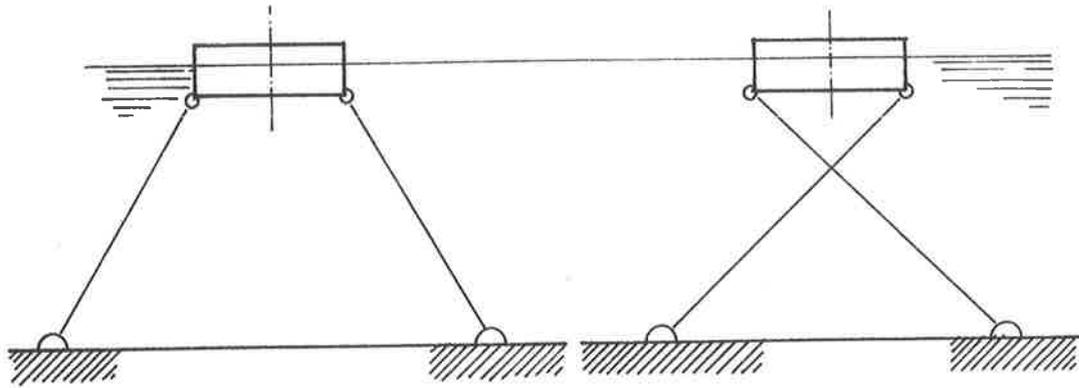


Fig. 7

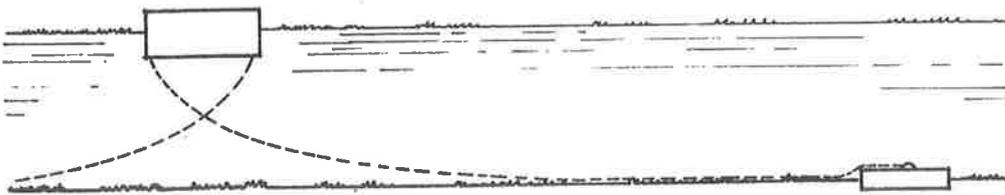
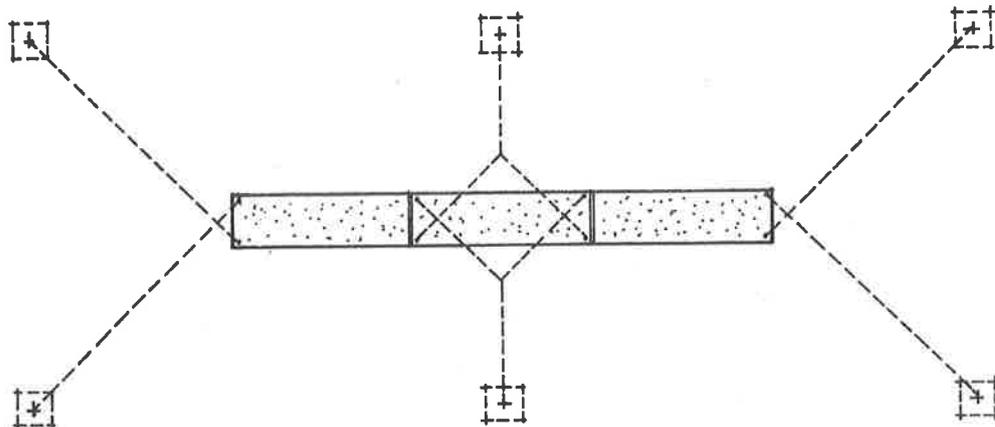


Fig. 8



FOTO 1A

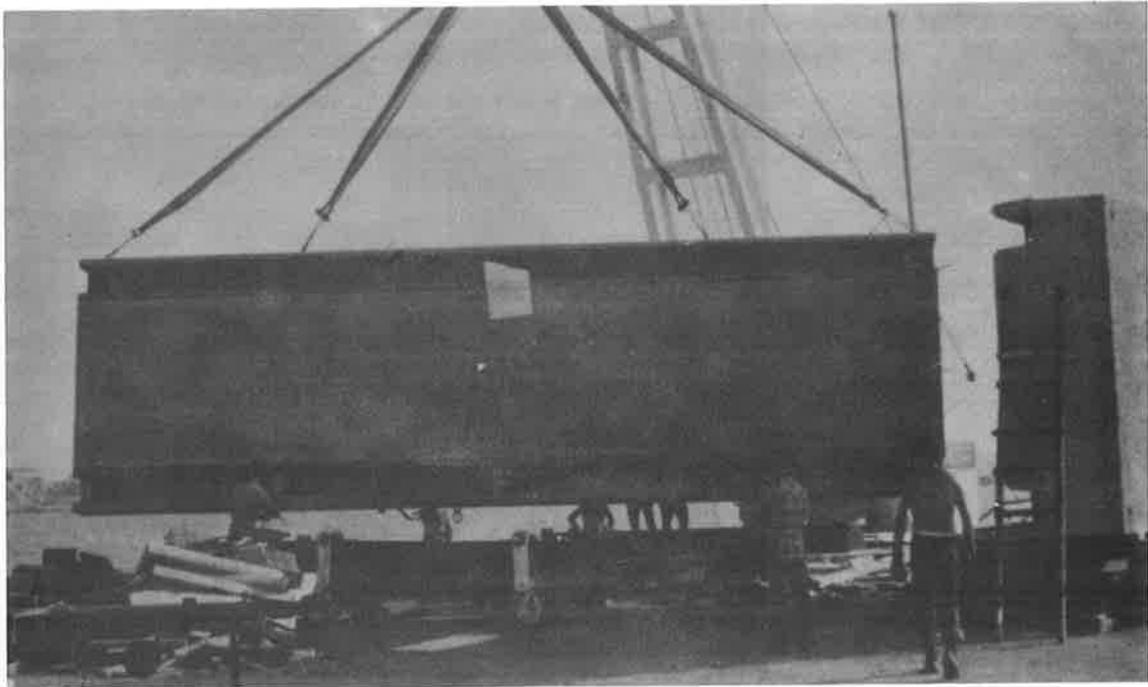


FOTO 1B

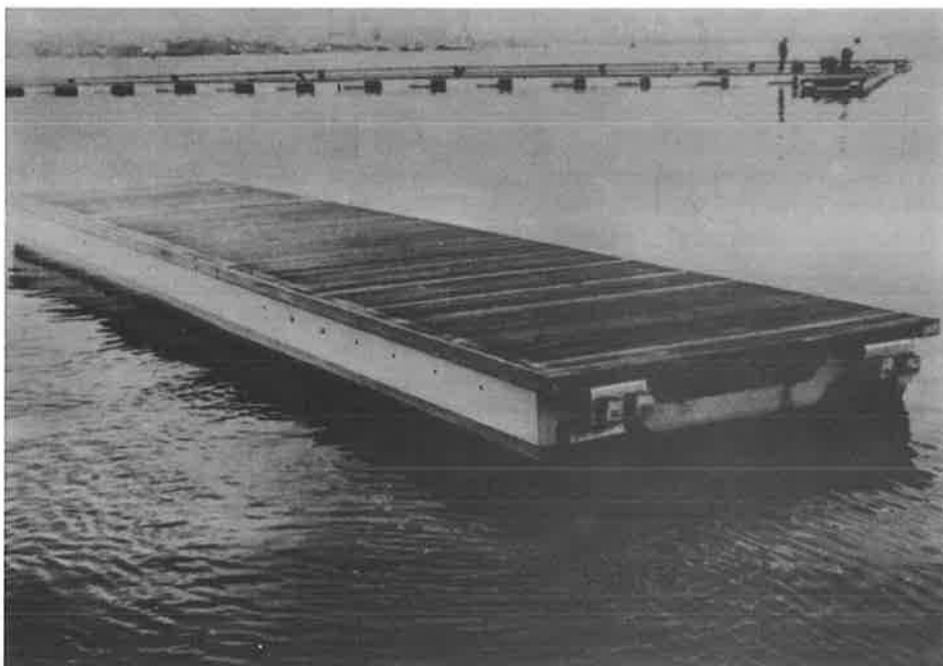


FOTO 2

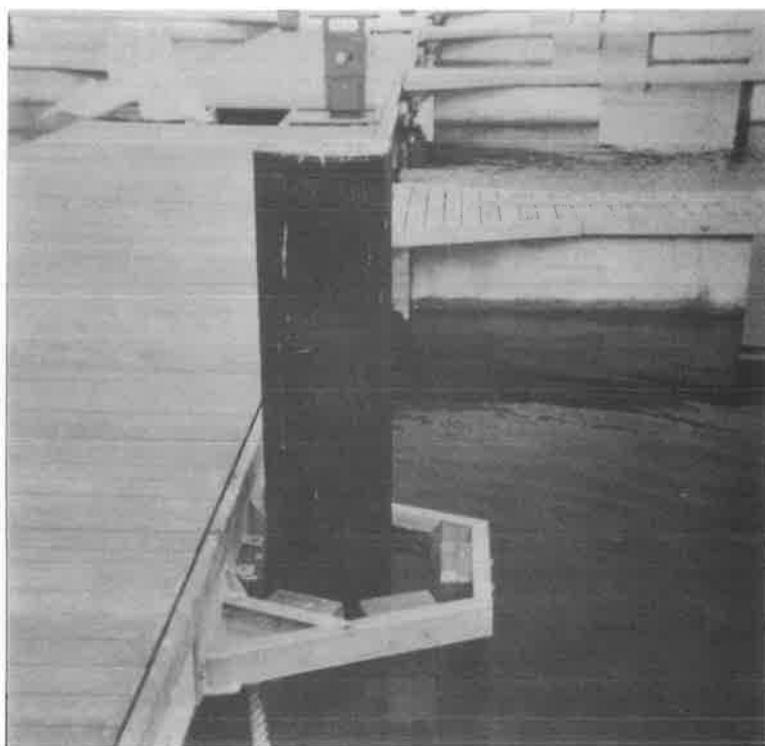


FOTO 3



FOTO 4

Bibliografia

1. E. Gallareto - V. Vallario - Porti turistici - Marina - Hoepli 1968
2. G. Berriolo - G. Sirito - Spiagge e porti turistici - Hoepli 1972
3. D. Head - Marinas - Cement and Concrete Association - London 1974
4. T. Yamamoto - A. Yoshida - Elastic mooring of floating breakwaters - K.V.I.V. - 1978 - 7° Int. Havencongres
5. R.E. West - The application of concrete pontoons to Ro - Ro terminal equipment - Shidem - London 1979
6. W.G. Hetherington - Floating jetties - constructions damage and repair - Concrete Ships and Floating Structures Convention - London - 1979
7. J.A. Kenning - W. Beukelman - Hidrodinamic coefficients of rectangular barges in shallow water - BOSS '79 - Imperial College - London - 1979
8. B.K. Paul - R.P. Pama - Ferrocemento - Asian Inst. of Tech. - Bangkok - Thailand 1978

P.S. - Si ringrazia la WALCON MEDITERRANEA - Milano, per la gentile concessione delle riproduzioni fotografiche allegate.

