

L'IMPIEGO DEL CONGLOMERATO CEMENTIZIO FIBROSO
NELLE OPERE MARITTIME

Alberto Noli

Professore incaricato stabilizzato di Costruzioni
Marittime - Facoltà di Ingegneria di Roma

Emanuele Filiberto Radogna

Professore straordinario di Tecnica delle Costruzioni
Facoltà di Ingegneria di Roma

L'IMPIEGO DEL CONGLOMERATO CEMENTIZIO FIBROSO
NELLE OPERE MARITTIME

Alberto Noli

Emanuele Filiberto Radogna

Sommario:

Nel presente lavoro, dopo un inquadramento generale dei problemi inerenti alla concezione delle mantellate di protezione delle opere di difesa a gettata, si esamina il comportamento degli elementi di forma speciale, e dei dolos in particolare.

Tenuto conto delle condizioni molto severe di impiego di dolos e dei requisiti di durabilità e di tenacità alla frattura richiesti, si approfondisce lo studio del conglomerato cementizio fibroso, realizzato con fibre di acciaio discontinue, mettendone in evidenza i parametri caratteristici e sottolineando le differenze con il conglomerato cementizio normale.

L'indagine conferma l'opportunità per un proseguimento delle esperienze sui dolos, nell'ambito di un programma organico di ricerca.

Summary

First a general over-look on the problems of designing jetties is given, secondly a critical appraisal is performed on the behaviour of breakwater armour units, namely dolosse.

Taking into account the very severe service conditions of dolosse and the necessary requirements of durability and fracture toughness, the steel fibre concrete is analysed, listing the more characteristic parameters and underlining the differences between fiber concrete and plain concrete.

The present investigation does confirm the opportunity of organizing new cycles of tests, in the frame of a general program of researches both theoretical and experimental.

L'IMPIEGO DEL CONGLOMERATO CEMENTIZIO FIBROSO
NELLE OPERE MARITTIME

1) Evoluzione nella concezione delle mantellate di protezione delle opere di difesa a gettata.

La concezione e realizzazione delle mantellate di protezione delle opere di difesa a gettata, nella zona maggiormente esposta all'azione del moto ondoso, ha subito una progressiva evoluzione a causa sia di una più approfondita comprensione dei meccanismi di interazione fra opera e moto ondoso, sia del progresso tecnologico nel campo dei materiali e dei mezzi di costruzione. Giova compiere un rapido excursus, anche se non sistematico, sulle tappe principali di quest'evoluzione.

Precedentemente all'ultimo conflitto mondiale venivano impiegati prevalentemente, quali elementi di mantellata, massi naturali di forma e dimensioni opportune, spesso sottratti ai fondali naturali. Talora i massi naturali venivano sostituiti da massi di conglomerato semplice a forma di cubo o, più spesso, di parallelepipedo, disposti alla rinfusa o anche, con pratica rivelatasi dannosa, a filari regolari. Il comportamento, talora valido ancora oggi, di opere così eseguite, è da attribuire a fattori diversi, ma prevalentemente al fatto che le opere stesse venivano per lo più realizzate in località naturalmente protette, in qualche modo, dall'impatto con il moto ondoso, e in corrispondenza di fondali limitati, tali da "tagliare" per frangimento le componenti più alte dello spettro.

Il progressivo aumento della profondità di imbascamento delle opere, collegato all'aumento di dimensioni delle navi; la maggiore esposizione dei paraggi, dovuta alla necessità di abbandonare le località naturalmente protette per l'eccessiva urbanizzazione e la mancanza di vasti spazi portuali; il divieto, giustificato per motivi ecologici, di fare ricorso a massi naturali di grandi dimensioni sottratti ai fondali, sono questi alcuni dei motivi che hanno indotto, in numerosi casi, ad abbandonare l'impiego dei massi naturali ricavati per cavatura, che a causa delle loro dimensioni massime, non superiori a 10 t, per assicurare la stabilità avrebbero dovuto essere collocati in opera con pendenze molto lievi.

Contemporaneamente le prime ricerche di carattere teorico e lo svilupparsi delle tecniche relative all'impiego di modelli in scala ridotta resero chiari alcuni concetti fondamentali che potevano condurre a una razionalizzazione della concezione progettuale di opere troppo spesso realizzati in base a concetti empirici.

Si accertò fondamentalmente che:

- la zona di possibile deterioramento della mantelata poteva collocarsi in una fascia piuttosto ampia, che va dalla sommità ad una quota inferiore variabile fra 1 - 1,5 volte l'altezza d'onda significativa;

le modalità d'attacco del moto ondoso dipendono sia dall'altezza che dal periodo delle onde; notevole influenza sulla stabilità hanno le caratteristiche di forma degli elementi di difesa, l'attrito fra gli stessi e la percentuale dei vuoti, che deve essere elevata per assicurare il cosiddetto effetto "spugna", cioè la capacità di assorbire acqua nella fase di flusso e di restituirli progressivamente in fase di deflusso. Nacque in quei tempi il primo elemento di forma speciale, il tetrapodo (fig. 1), costituito da quattro corpi a forma tronco conica disposti secondo le diagonali di un tetraedro. Il tetraedro, pur non assicurando una stabilità molto maggiore degli elementi a forma di cubo o parallelepipedo, dava luogo a una percentuale di vuoti notevolmente superiore e diminuiva quindi sensibilmente gli effetti di sormonto (overtopping), spesso perniciosi per la stabilità dell'opera.

Per lunghi anni, essendo state proposte diverse forme alternative rispetto al tetrapodo, non si ottennero risultati migliori nè ai fini della stabilità nè a quelli dell'assorbimento della energia del moto ondoso.

Con l'introduzione, intorno al 1966, di un nuovo tipo di elemento, il dolos (fig. 2) costituito da due corpi sghembi di sezione ottagonale, lievemente rastremati, ortogonali fra loro e collegati da un fusto anche esso di sezione ottagonale, sembrò di aver compiuto un deciso passo in avanti nella concezione della mantellata di difesa. In-

fatti a favore del dolos, della forma di una rudimentale ancora, giovava il cosiddetto effetto di "concatenamento" (interlocking) o di collegamento reciproco, in conseguenza del quale ognuno degli elementi risultava più o meno vincolato agli elementi vicini, rendendo considerevolmente più difficile la sua asportazione dalla mantellata a causa delle azioni idrodinamiche.

Le prove su modello in scala ridotta confermavano che, a parità di altri fattori, per la stabilità erano necessari dolos di peso largamente inferiore alla metà dei corrispondenti tetrapodi, con vantaggi rilevanti ai fini dei quantitativi di conglomerato e della facilità di posa in opera. Il concetto dei dolos fu esasperato successivamente ideando elementi sempre più concatenati e di dimensioni sempre più esili (quali il dinosauro ed altri).

Nelle applicazioni pratiche, incoraggiati dai risultati delle esperienze, si divenne progressivamente più audaci, finchè la constatazione di una notevole percentuale di rotture in alcune opere (rotture percentualmente più elevate per i dolos di maggiori dimensioni; si ricorda in proposito che il massimo peso finora raggiunto dai dolos è di 50 t) e successivamente alcuni diastri, primo fra tutti quello ben noto della diga di Sines in Portogallo, (febbraio 1978), indussero a una pausa di riflessione e di ripensamento. E' stato unanimemente riconosciuto che le cause di quell'evento che segna una tappa importante nel campo delle

costruzioni marittime, furono in sostanza due e per la precisione:

- l'aver sottovalutato le caratteristiche del moto ondoso (soprattutto con riferimento ai valori più elevati delle altezze e dei periodi d'onda associati ai cosiddetti valori significativi) ed alcuni effetti ad esso collegati, quali le possibili concentrazioni per rifrazione e il carattere irregolare delle onde, espresso sinteticamente dallo spettro energetico;
- l'aver trascurato o giudicato ininfluenza il fatto che i dolos, sottoposti a rilevanti azioni idrodinamiche, subivano urti reciproci e quindi rotture che facevano loro perdere completamente l'effetto di concatenamento.

Numerosi studiosi hanno approfondito gli aspetti sopraelencati, anche se spesso con una visione parziale, derivante da una sorta di deformazione professionale che li induceva apprivilegiarne uno rispetto all'altro.

Da un punto di vista strettamente marittimo, sono state sviluppate tecniche di laboratorio particolari atte ad individuare con esattezza il grado di stabilità delle mantellate. Possono citarsi, fra gli altri, i dispositivi ingegnosi studiati per riprodurre, in scala ridotta, anche se in corrispondenza di sezioni ben localizzate, la resistenza a flessione di conglomerati impiegati per confezio-

nare i dolos; le modalità di generazione del moto ondoso, volte a riprodurre sequenze di onde particolarmente perniciose per la stabilità; il controllo della percentuale di danno non secondo il sistema tradizionale di conteggio degli elementi rimossi dalla loro posizione originaria, ma tenendo conto anche della semplice oscillazione degli elementi, evidenziata con tecniche speciali di ripresa cinematografica.

Basandosi su tali più moderne e prudentiali tecniche di laboratorio, si è pervenuti a drastiche riduzioni dei coefficienti di stabilità accettati fino a un recente passato (in particolare quando, come spesso avviene, vengono considerati perduti per rottura tutti gli elementi che oscillano), talchè sorge logico il quesito se non sia il caso di abbandonare completamente gli elementi dotati di capacità di concatenamento, ripiegando sui costosi, ma collaudati, elementi di forma cubica o parallelepipeda o sui meno tranquilli ma anche essi sufficientemente collaudati tetrapodi.

Alcuni studiosi hanno viceversa auspicato un ulteriore perfezionamento degli elementi del tipo dolos o simili, consistente nel miglioramento delle caratteristiche meccaniche e soprattutto della resistenza agli urti, attraverso l'impiego di armature metalliche, tradizionali o meno, o addirittura di procedimenti di precompressione.

E' su tale particolare aspetto, che si ritiene effettivamente foriero di efficaci sviluppi, che ci si sofferma nel seguito dell'esposizione.

2) Il problema della rottura degli elementi di mantellata, in particolare dei dolos. - Studi ed indagini eseguite.

E' opportuno ricordare che il problema della rottura di elementi di mantellata di forma speciale si pose per primo per i tetrapodi, anche se in modo meno evidente che per i dolos. Infatti Danel, Chapus e Dhuille eseguirono, antecedentemente al 1960, prove di rottura di tetrapodi di diverso peso, lasciati cadere da altezze progressivamente crescenti su lastre rigide di conglomerato o su ammassi di pietrame.

I risultati delle esperienze, eseguite su 295 tetrapodi, dei quali 20 del peso di 25 t, mostrarono che, come previsto teoricamente da Popov, gli elementi si rompevano cadendo praticamente dalla stessa altezza, qualunque fosse il loro peso.

I risultati, non molto incoraggianti in quanto evidenziavano una insospettata fragilità degli elementi di maggiori dimensioni, non indussero peraltro ad approfondire l'argomento, che fu invece ripreso in modo più sistematico in seguito ai primi impieghi dei dolos, dei quali si constatava un numero non trascurabile di rotture durante le fasi di posa, di assestamento, di esercizio.

Si richiamano in proposito, anteriormente e posteriormente all'episodio di Sines, alcuni casi di estese rotture verificatesi in opere protette con dolos.

In Sud Africa, nella località di Gansbaai, circa 100 km a sud-est di Città del Capo, un'opera a parete verticale era stata prolungata con una opera a gettata, con fondale massimo al piede di 8 m, protetta con dolos da 17,1 t. Nel luglio del 1970 nel corso di una mareggiata con onde di altezza significativa massima pari a 6.1 m e periodo fra 11 e 17 s, si verificarono numerose rotture degli elementi. Le rotture erano peraltro concentrate prevalentemente nel passaggio fra le due strutture, probabilmente per un effetto di concentrazione dell'energia del moto ondoso.

In Canada, a Baia Comeau, un'opera protetta con dolos da 5 t e da 8 t subì danni rilevanti (9 - 10 ottobre 1976) nel corso di una mareggiata, caratterizzata da un'altezza significativa in acque profonde da 2.5 a 3 m e da un periodo di 8 s.

In Italia una delle opere di difesa del porto di Gioia Tauro (la diga ovest, lungo la spiaggia) protetta con dolos da 15 t, subì danni rilevanti, nel gennaio 1979 e 1980, a causa di onde caratterizzate rispettivamente da $H_{s \max} = 5.50 - 7.30$ m e da $T_p = 11 - 13$ s.

In tutti i casi sopra ricordati i conglomerati impiegati erano risultati di buona e talora di ottima qualità.

Per fronteggiare le elevate percentuali di rotture, riscontrate anche in opere che apparentemente non avevano subito danni rilevanti, sono stati proposti diversi provvedimenti.

In primo luogo si cominciarono ad inserire opportuni raccordi fra le diverse parti dei dolos. Altre volte furono impiegati spezzoni di rotaia saldati fra di loro e costituenti un'anima molto resistente dei dolos. Pur riconoscendosi che ciò non poteva preservare da fessurazioni o rotture, si stimava ugualmente positivo il fatto di mantenere, in qualche modo, l'integrità di forma.

Lillevang, partendo dall'esame del comportamento di mantellate di dolos costruite in quindici differenti località, impostò un programma di ricerche basato sull'analisi fotoelastica di modelli di dolos caricati in diverso modo (prevalentemente a trazione e a torsione). I risultati mostrarono che fra i diversi tipi di provvedimenti proposti per il miglioramento delle caratteristiche dei dolos, cioè l'adozione di armatura metallica, l'irrobustimento del tronco e il raccorciamento delle braccia, l'introduzione di raccordi circolari, fra tronco e braccia, l'ultimo era senz'altro preferibile.

Infatti l'armatura metallica, per essere efficace, dovrebbe essere disposta a breve distanza dalle superfici più sollecitate, con possibilità di rapido deterioramento in atmosfera marina; d'altronde il salire con la "woist ratio", rapporto fra dimensione caratteristica dell'elemento e il diametro del tronco, oltre determinati valori, dà luogo a una riduzione inaccettabile dell'effetto di concatenamento o interlocking.

Gli studi sulla resistenza strutturale dei dolos ebbero un certo impulso negli Stati Uniti soprattutto dopo che era stato deciso l'impiego di dolos per proteggere le mantellate delle opere di difesa delle centrali termonucleari off-shore.

Nel corso della progettazione per il ripristino delle opere di difesa di Humboldt Bay, in California, furono adottati dolos da 42 t dotati di armatura metallica, in contrasto con la prassi fino allora seguita di non armare i dolos. Erano state infatti eseguite esperienze comparative sulla resistenza di dolos non armati, con armatura tradizionale e con fibre metalliche; i risultati di tali esperienze mostrarono la superiorità dell'armatura tradizionale.

I risultati piuttosto negativi, anche se molto dispersi, ottenuti con i conglomerati cementizi fibrosi hanno attenuato il primitivo interesse verso la loro adozione. Peraltro alcuni fattori, nel caso di Humboldt Bay, concorrono a giustificare il comportamento poco confortante dei dolos sperimentali con fibre metalliche ed inducono ad approfondire l'argomento. In particolare i provini sperimentali sono stati in numero piuttosto ridotto e la difficoltà di impasto dei conglomerati cementizi fibrosi ha condotto a concentrazione di fibre in alcune zone e a rarefazione in altre.

Ciò si è tradotto nella accennata dispersione dei risultati e nella impossibilità di correlare nel caso specifico il quantitativo di fibre allo incremento delle resistenze meccaniche a causa della non uniforme distribuzione delle fibre stesse. Un ulteriore elemento di incertezza è stato determinato dalle modalità di getto delle due braccia dei dolos, secondo una direzione verticale e una orizzontale: usualmente invece il getto avviene con ambedue le braccia disposte orizzontalmente.

In conclusione, anche e soprattutto dopo l'evento di Sines, un riesame delle possibilità di impiego dei conglomerati cementizi fibrosi si impone. La analisi delle applicazioni precedenti suggerisce di impostare la ricerca in modo sistematico, indagando dapprima sulle caratteristiche di resistenza dei conglomerati cementizi fibrosi sottoposti a sollecitazioni elementari di carattere statico, soprattutto a trazione, flessione, torsione, nonchè a sollecitazioni dinamiche con particolare riguardo a quelle di tipo impulsivo. Susseguentemente si potrà studiare, dal punto di vista sperimentale e teorico, il comportamento di particolari elementi, quali i dolos, in opera. In tale fase grande attenzione va dedicata al problema della composizione del conglomerato ed a quello della miscelazione delle fibre, quando si passa dai piccoli volumi di impasto, richiesti per le prove preliminari, alla realizzazione effettiva degli elementi speciali.

Il problema più rilevante, da un punto di vista speculativo, è comunque quello della determinazione delle azioni esercitate sui dolos dalle onde che investono la mantellata.

Si tratta di un problema difficilmente risolvibile, data la estrema irregolarità del fenomeno di frangimento e la turbolenza generale che si riscontra in corrispondenza della zona sottoposta a impatto del moto ondofo. E' stato proposto di strumentare opportunamente alcuni dolos, sia in modello che in natura, per misurare le pressioni agenti. Si tratta comunque di una ricerca di estrema difficoltà.

Con un approccio più semplice, ma significativo, alcuni sperimentatori si sono proposti di misurare, con l'ausilio di riprese cinematografiche, le velocità di spostamento dei dolos nei modelli a scala ridotta, velocità che risultano in una opportuna scala con la realtà. Successivamente hanno esaminato le modalità di rottura di dolos sospesi a una fune e fatti urtare, a velocità progressivamente crescente, con una massa di calcestruzzo di grande inerzia. In tale modo hanno constatato ad esempio che i dolos impiegati nella diga di Sines si rompevano per velocità d'impatto alquanto inferiori a quelle verificatesi durante la mareggiata.

Pur restando qualche perplessità sulla possibilità di confrontare le modalità di rottura dei dolos per urto reciproco con quelle per urto contro una grande massa di calcestruzzo, è indubbio l'interesse di tale genere di ricerche, che forniscono una via di possibile interpretazione delle condizioni di rottura dei dolos in rapporto alle loro caratteristiche meccaniche e alla azione del moto ondofo.

3) Considerazioni generali sulla analisi della sicurezza dei dolos e sulle corrispondenti esigenze di resistenza e di capacità di dissipare energia del conglomerato cementizio normale.

Nei paragrafi precedenti è stato chiarito il meccanismo di funzionamento degli elementi di forma speciale che costituiscono la mantellata di un'opera di difesa ed in particolare dei dolos: le azioni idrodinamiche, provocate dal frangimento delle onde incidenti contro la mantellata, agiscono sui singoli elementi, tendendo a spostarli verso l'alto nella fase di flusso e verso il basso nella fase di riflusso. Gli elementi conservano la loro configurazione fino a che le forze stabilizzanti - peso proprio, attrito, reazioni mutue dovute al concatenamento delle gambe o dei martelli - equilibrano la risultante delle azioni perturbatrici.

L'aumento dell'altezza dell'onda incidente incrementa tali azioni; quando l'equilibrio è superato, l'elemento è rimosso per trascinarsi da parte della massa liquida che lo circonda e può entrare in collisione con gli elementi circostanti ovvero può essere estratto dalla sua sede iniziale e spostato in una nuova posizione, di regola verso il piede dell'opera di difesa. A causa degli urti, il singolo elemento può rompersi, dando luogo ad elementi di minore dimensione, i quali possono acquistare elevate velocità sia perchè sono più leggeri, sia perchè il loro potere di ancoraggio è ridotto dalla perdita di una gamba o di un martello o della rottura del tronco. I pezzi più piccoli, scagliati contro gli elementi ancora integri possono diventare a loro volta causa di ulteriori fenomeni di danneggiamento.

Da questo esame qualitativo emerge che la previsione del comportamento di un elemento speciale di mantellata nelle sue condizioni di impiego pone questioni di notevole delicatezza e complessità, su cui giova soffermarsi. Per quanto riguarda la analisi delle azioni, è già stato messo in evidenza il problema fondamentale della modellazione delle azioni applicate, che variano in modo aleatorio nello spazio e nel tempo. Anche la valutazione degli effetti delle azioni pone delle difficoltà, a causa delle forme e dei rapporti dimensionali degli elementi speciali, che sono tali da rendere poco attendibile lo schema di trave e le correlative ipotesi semplificatrici, ma che richiedono, piuttosto, il modello di solido tridimensionale. Il problema si risolve con una opportuna discretizzazione del corpo continuo, ma l'impiego di elementi finiti tetraedrici o esaedrici e la forma particolare degli elementi speciali richiedono di regola un onere computazionale non indifferente. In questa fase del procedimento di calcolo va precisata la legge costitutiva del materiale in stati di tensione triassiali: nel caso del conglomerato cementizio non armato sono oggi disponibili leggi di elasticità non lineare, di plasticità incrementale, ed inoltre leggi che tengono conto degli effetti di due cause di non linearità, lo scorrimento plastico e la microfessurazione (1). Il carattere alternativo non periodico delle azioni richiede che la formulazione dei legami costitutivi includa le fasi di scarico, ciò che permette di seguire la evoluzione del comportamento del conglomerato nel corso della storia dei carichi e di evidenziare i fenomeni di degrado che possono essere indotti da ripetute escursioni dello stato di sforzo in campo non lineare. La crisi dell'elemento può quindi derivare sia da un feno-

meno progressivo di accumulazione di danni, sia da una sola condizione di carico, di intensità tale da rendere instabile la propagazione della fessurazione precedentemente prodotta. Dal punto di vista della analisi della sicurezza appare quindi più soddisfacente una indagine che esplori il comportamento del materiale per effetto di una assegnata storia dei carichi nello spazio delle tensioni principali all'interno della superficie di rottura, in confronto a quella, indubbiamente più semplice, che ricerca soltanto il punto di intersezione dello "stress path" con la superficie di rottura stessa.

In pratica, per la mancanza di dati statistici sulle azioni applicate ai dolos, le difficoltà ad operare secondo i criteri indicati sono tali, da suggerire di basare il dimensionamento degli elementi speciali di mantellata sulla osservazione dei fenomeni in situ, integrata da prove di carico, sia statiche che di urto eseguite a terra.

L'aspetto delle superfici di rottura degli elementi danneggiati da cause naturali o artificiali mostra che la resistenza alla trazione, sia quella pura che quella per flessione, ha un ruolo primario nel corretto comportamento dei dolos e così pure la capacità di dissipare l'energia indotta dai fenomeni impulsivi.

La resistenza a trazione è chiamata in causa non soltanto dalle sollecitazioni di tipo flessionale che nascono per effetto delle forze trasversali, dovute al peso proprio, alle forze di inerzia, alle spinte

idrodinamiche, alle reazioni fra i corpi a contatto, ma anche dai fenomeni di propagazione delle onde longitudinali all'interno degli elementi speciali, prodotte nel corso delle reciproche collisioni. In particolare, quando un'onda di compressione, generata dalla percossa applicata alla estremità di un elemento prismatico, intercetta la estremità terminale opposta e nel caso in cui la estremità è libera, l'onda riflessa cambia segno e diventa di trazione. Per il conglomerato cementizio, nel quale la resistenza a trazione è sensibilmente minore di quella a compressione, può dunque avvenire che uno stesso valore della tensione risulti innocuo quando appartiene all'onda incidente di compressione e determini invece la formazione di lesioni quando agisce con carattere di trazione nell'onda riflessa. Mentre la resistenza a trazione influisce sulla attivazione delle lesioni, la capacità di dissipazione dell'energia, a sua volta, svolge un ruolo essenziale nella fase successiva alla formazione delle lesioni, controllando le caratteristiche della loro propagazione ed evitando rotture di schianto a carico dell'intero elemento strutturale.

Il conglomerato di cemento idraulico presenta limitate prestazioni sia per quanto riguarda la resistenza alla trazione che per quanto riguarda la capacità di dissipare energia, ma presenta altre importanti caratteristiche che lo rendono particolarmente adatto nelle opere marittime e che consentono la realizzazione degli elementi speciali: la durevolezza, la possibilità di assumere nella fase di consistenza plastica iniziale forme geometriche anche complesse, il peso specifico

relativamente elevato, la facilità di essere prodotto quasi ovunque con l'impiego di inerti locali, il costo limitato in confronto ad altri materiali da costruzione.

Ciò giustifica l'interesse per la messa a punto di metodi che migliorino il comportamento del conglomerato cementizio alla trazione e ne elevino la capacità di dissipare energia: fra essi si colloca la inclusione nell'impasto di fibre discontinue, sia metalliche che non metalliche, sia naturali che artificiali.

Le esperienze eseguite fin'ora hanno mostrato che il miglioramento più sensibile, conseguente alla aggiunta di fibre discontinue, si ha nei confronti della capacità dissipativa dell'energia; più moderati sono i benefici sulla resistenza a trazione per flessione e relativamente minori quelli relativi alla trazione pura, mentre la resistenza a compressione non risulta in generale incrementata.

Prima di esaminare le caratteristiche del conglomerato cementizio fibroso, conviene premettere qualche richiamo sulle proprietà del conglomerato cementizio normale, fissando l'attenzione sulla intrinseca eterogeneità di questo materiale, che viene considerato di regola, se pure in via approssimata, come omogeneo negli usuali modelli di calcolo.

- 4) Il conglomerato cementizio non armato come materiale composito; correlazioni qualitative fra la microstruttura, la resistenza a trazione e la capacità di dissipare energia.

Nella terminologia dei materiali compositi si distingue fra la "matrice" e le "inclusioni": la matrice è il materiale connettivo che avvolge e solidarizza gli elementi inclusi - a volte tondeggianti, a volte fibrosi - ai quali è demandato il compito di migliorare alcune caratteristiche della matrice, in vista di scopi particolari. Applicando questa terminologia alla malta cementizia, risulta che il ruolo di matrice è svolto dalla pasta di cemento, cioè dalla miscela di acqua e di cemento, una volta indurita, mentre i granuli di sabbia rappresentano le inclusioni, assieme ad altre fasi presenti, fra cui le particelle di cemento non idratate, i pori capillari riempiti di aria e di acqua, le cavità, sempre presenti, riempite di aria.

A causa del ritiro, la pasta di cemento tende a contrarsi, ma la sua diminuzione di volume è parzialmente impedita dai granuli di sabbia, il cui volume resta invariato: ne risulta uno stato di coazione, che è di compressione nei granuli di inerte e di trazione nella pasta. Inoltre, nel corso della evoluzione del ritiro, si possono anche avere distacchi parziali, localizzati in corrispondenza dell'interfaccia fra pasta ed inerti, con formazione di microfessure.

La limitata resistenza agli sforzi di trazione indotti dalle azioni esterne è attribuita alla presenza nella pasta indurita sia delle coazioni di trazione

che delle microfessure. Le prime sono tensioni parassite che impegnano una parte della resistenza a trazione effettiva del materiale e che lasciano a disposizione dei carichi di utilizzazione solo una frazione ridotta di tale resistenza, che poi è quella apparente a trazione, quale risulta dalle prove.

Per quanto riguarda le microfessure, quelle la cui giacitura risulta perpendicolare alla direzione dello sforzo di trazione tendono ad ingrandirsi, tanto in ampiezza quanto in estensione, mentre alle loro estremità si verificano concentrazioni di tensione, valutabili con i metodi della teoria della elasticità nella ipotesi di microfessura di forma ellittica. Queste concentrazioni di tensioni di trazione possono determinare, sotto certe condizioni, la propagazione spontanea della lesione, senza necessità che aumenti il carico esterno, con un fenomeno a carattere instabile.

Nel caso opposto di sforzo esterno di compressione, tutti i suddetti fenomeni negativi non si verificano: le tensioni risultanti nella pasta sono minori di quelle applicate, mentre le microfessure tendono a chiudersi, almeno quelle orientate perpendicolarmente alla direzione della compressione esterna; al contrario della resistenza alla trazione, la resistenza alla compressione non viene praticamente influenzata dal ritiro della pasta.

Passando dalla malta al conglomerato, la matrice con-

tinua ad essere realizzata dalla pasta, mentre le inclusioni sono di due tipi, la sabbia ed il pietrisco. Dal punto di vista qualitativo, si ripetono i fenomeni già visti per la malta. Per quanto riguarda la propagazione delle microfessure, essa avviene lungo percorsi che si possono svolgere sia all'interno della pasta, sia all'interfaccia fra pasta ed aggregati, sia attraverso gli aggregati. Nel caso della sola pasta indurita, l'esperienza prova che la propagazione delle lesioni avviene con grande rapidità ed interessa tutta la sezione resistente, conferendo alla rottura carattere fragile. Invece nel caso della malta e, ancor più, in quello del conglomerato, si rileva una propagazione più lenta, che deriva dall'ostacolo che gli aggregati costituiscono per le lesioni, le quali devono ramificarsi e modificare la loro direzione per aggirare gli elementi lapidei che incontrano. La rottura presenta quindi, in confronto a quella della sola pasta, un carattere di minore fragilità; in altri termini il conglomerato esibisce una tenacità alla frattura (fracture toughness) più elevata della malta, e la malta più elevata di quella della pasta. Ciò deriva dal potere di arresto esplicato dagli aggregati nei confronti di quelle lesioni che, divenute instabili, tenderebbero a propagarsi spontaneamente attraverso tutta la matrice di pasta.

Per quanto riguarda la terminologia, si è di proposito usato il termine "tenacità" (toughness), per aderire alla nomenclatura della meccanica della frattura, secondo la quale la tenacità di un materiale

è tanto maggiore quanto maggiore è il lavoro di frattura (work of fracture), cioè l'energia dissipata nella rottura attraverso i vari, possibili meccanismi resistenti.

Le considerazioni precedenti, pur nella loro schematicità, aiutano a comprendere le ragioni del diverso comportamento di una malta e di un conglomerato rispetto a quello della pasta, per rapporto alla propagazione delle lesioni.

Esse mettono in luce anche una differenza sostanziale fra i normali materiali compositi fibrosi, ed il conglomerato cementizio fibroso: nei primi la matrice è formata di regola da un materiale omogeneo, mentre nel secondo, ove si voglia considerare il conglomerato come matrice -, ed è ciò che si fa di regola - avviene che tale matrice sia, a sua volta, un composito.

Per questa ragione non si possono chiedere ai modelli matematici, che simulano la matrice con un continuo omogeneo ed elastico, previsioni troppo approssimate sul comportamento dei conglomerati, continui eterogenei.

5) Il conglomerato cementizio fibroso: cenni storici caratteristiche principali, approcci teorici.

L'idea di includere fibre di acciaio nel conglomerato cementizio, armato o non armato, allo scopo di aumentarne la resistenza alla trazione e migliorare il comportamento all'urto, alla fatica, alla usura non è nuova: Clifton e Frohnsdorff (2) citano sette brevetti, depositati in Europa e negli Stati Uniti fra il 1911 ed il 1943, relativi alla aggiunta di fibre metalliche nel conglomerato. In precedenza era stata tentata con successo l'utilizzazione di una fibra minerale, l'amianto, una varietà filamentosa del serpentino. E' interessante notare che le prime applicazioni del cemento amianto risalgono al 1879 (3), quasi contemporaneamente alla diffusione dei brevetti Monier sul conglomerato cementizio armato in Germania e nell'Austria-Ungheria, ma soltanto nel 1901 Ludwig Hatschek mette a punto in Austria un procedimento di produzione industriale che diffonde l'impiego di manufatti di cemento amianto su scala mondiale. Invece i tentativi, più volte ripetuti, di realizzare un conglomerato rinforzato con fibre di acciaio non hanno superato la fase sperimentale fino a circa il 1960, quando il problema è stato affrontato negli U.S.A. da Romualdi, con la collaborazione di Batson (4) e di Mandel (5), in modo scientifico, utilizzando la teoria lineare della frattura e basandosi su di una estesa sperimentazione.

I risultati di tale ricerca hanno dato luogo a tre brevetti negli anni 1969, 1970, 1972 a cui ha fatto

seguito la produzione industriale di fibre di acciaio appositamente previste per l'impiego nei conglomerati cementizi fibrosi.

Negli ultimi dieci anni gli studi, le ricerche, le applicazioni si sono moltiplicate: nel 1973 l'American Concrete Institute ha organizzato ad Ottawa (Canada) un Simposio sui conglomerati rinforzati con fibre (6), a cui è seguito a Londra nel 1975 un altro Simposio a cura della Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions (RILEM), mentre a Sheffield nel 1978 si è tenuto un Simposio Rilem - ACI - ASTM sul tema "Testing and Test methods of fibre cement composites".

Nello stesso periodo sono state intraprese numerose applicazioni in vari campi delle costruzioni sia utilizzando il conglomerato cementizio fibroso da solo, in alternativa al conglomerato cementizio normale, sia in presenza di armature convenzionali in alternativa al conglomerato armato. Risultano prevalenti le applicazioni basate sull'uso di fibre di acciaio discontinue, pur essendo numerosi gli studi sull'impiego di fibre diverse dall'acciaio, in particolare lana di roccia, vetro, nailon, polipropilene, polietilene, poliestere, ecc.

I principali parametri atti a descrivere le proprietà della singola fibra sono:

- a) il peso specifico
- b) il modulo elastico longitudinale
- c) la resistenza alla rottura per trazione

d) il rapporto lunghezza della fibra, che esprime diametro.equivalente

sostanzialmente la snellezza delle fibre ed è strettamente legato alla lunghezza di ancoraggio della fibra alla matrice. Esso varia di solito fra 50 e 150

e) la lunghezza critica l_c , che rappresenta la lunghezza minima necessaria perchè la fibra tesa si rompa senza sfilarsi dalla matrice di conglomerato. Si ha $l_c = \frac{d}{2} \frac{\sigma_{fu}}{\tau}$,
in cui:

d è diametro equivalente

τ è la tensione tangenziale di aderenza

Evidentemente le fibre non devono essere troppo corte, perchè altrimenti la lunghezza di ancoraggio risulta insufficiente ed esse, una volta che la matrice sia fessurata, si sfilerebbero dalla loro sede, perdendo, alla fine, la loro funzione di cucitura della lesione. Le fibre non devono essere neppure troppo lunghe, perchè in tal caso : tendono ad appallottolarsi durante la miscelazione dell'impasto, ostacolano la lavorabilità e danno luogo ad eterogeneità dal punto di vista della diffusione delle fibre nella sezione.

Per descrivere le proprietà dell'insieme delle fibre contenute in un dato volume di matrice, per esempio in un metro cubo di conglomerato, intervengono ulteriori parametri:

f) il volume delle fibre, espresso come percentuale del volume totale;

- g) il peso delle fibre, espresso come percentuale del peso totale;
- h) il numero delle fibre N che attraversano l'unità di superficie;
- i) l'interasse medio s fra le fibre;

Interessano, infine, le proprietà del materiale composito, espresse in funzione della matrice e delle fibre. Esse sono:

- l) il modulo elastico;
- m) la resistenza alla rottura;
- n) l'energia dissipata dopo la fessurazione della matrice.

Le tre ultime proprietà possono essere determinate sperimentalmente mediante prove normalizzate o mediante considerazioni teoriche, basate sulle leggi costitutive della matrice e delle fibre.

Gli approcci teorici sono sostanzialmente due e tutti e due hanno in comune il caso fondamentale del composito in cui le fibre sono continue e parallele alla direzione dello sforzo applicato: il primo è basato sulle ipotesi semplificatrici della teoria tecnica delle travi, formate da due materiali, il secondo sulla teoria lineare della frattura.

Gli sviluppi della prima trattazione sono gli stessi di quelli della teoria elastica del cemento armato considerato nel I stadio (conglomerato teso non fessurato), e forniscono, tra l'altro, il modulo elastico del composito in funzione dei moduli elastici del conglomerato e delle fibre, con una formula che viene citata nella bibliografia specializzata come "regola delle miscele", nonché la lunghezza di ancoraggio delle fibre nella matrice, con una formula uguale a quella delle barre di armature per il cemento armato. Occorre a questo punto adattare i risultati validi per il caso ideale di fibre continue e parallele al caso reale di fibre corte, discontinue, orientate in modo casuale in tutte le direzioni all'interno della matrice.

Considerando per primo il caso di fibre discontinue, ma ancora parallele alla direzione allo sforzo applicato, il comportamento del composito risulta influenzato dal rapporto $\frac{l_c}{l}$ fra la lunghezza critica e quella effettiva: precisamente, l'incremento percentuale di resistenza a trazione di un composito contenente fibre continue rispetto a quello di un composito contenente fibre discontinue risulta direttamente proporzionale al rapporto suddetto.

Passando al caso delle fibre discontinue orientate in modo random, si ha evidentemente una riduzione di resistenza alla trazione rispetto al caso di fibre discontinue parallele: se le fibre disposte

in modo random sono contenute in un piano, la loro resistenza ad uno sforzo di trazione uniassiale risulta circa un terzo di quella valutata con fibre parallele; se, invece, la distribuzione delle fibre è tridimensionale, la resistenza diminuisce a circa un sesto rispetto a quella avente tutte le fibre orientate come lo sforzo applicato.

Gli sviluppi della seconda trattazione - quella basata sui concetti della meccanica lineare della frattura - sono stati illustrati da Romualdi e Batson nella nota (4): essa è dedicata allo studio della fessurazione di una trave inflessa di conglomerato cementizio, armato con diversi strati di fili di acciaio aventi diametro di circa 1,6 millimetri. Si tratta di un caso particolare di conglomerato cementizio fibroso, nel quale le fibre di acciaio sono continue ed iso-orientate, proprio come nel cemento armato ordinario, ma sono realizzate con diametri del tutto inconsueti. Si tratta di una disposizione costruttiva che ricorda quella adottata dal Considère nel 1903, durante le sue ricerche sulla fessurazione del conglomerato teso, nelle quali furono utilizzati fili di 3 e di 4.5 mm di diametro, di osti ad un centimetro di interasse. Partendo dalla teoria di Griffith (1920), gli Autori mettono in relazione la tensione di rottura per trazione del conglomerato - quella che segue l'inizio della fessurazione - con l'interasse tra i fili e trovano che la resistenza aumenta al diminuire dell'interasse perchè aumenta contemporaneamente il potere di arresto dei fili

nei confronti della propagazione delle lesioni. In una nota successiva (5), Romualdi e Mandel passano dal caso delle fibre continue e parallele, a quello delle fibre discontinue, disposte in modo aleatorio nella matrice di conglomerato. Al posto dell'interasse effettivo tra i fili, considerato nella nota precedente, viene definito un interasse medio S_c fra i baricentri delle fibre, mediante la relazione:

$$S_c = \sqrt[3]{\frac{V}{N}}$$

dove V è il volume di conglomerato nel quale sono contenute le N fibre. Viene poi applicato al numero N il coefficiente correttivo pari a 0.41 previamente valutato per tenere conto del non parallelismo fra la maggior parte delle fibre ed una prefissata direzione, assunta coincidente con la forza applicata.

In tal modo si perviene all'interasse efficace:

$$S_{ce} = \sqrt[3]{\frac{V}{0.41 N}}$$

Si ipotizza infine che la lunghezza l delle fibre sia superiore all'interasse efficace S_{ce} , in modo da garantire che le fibre si sovrappongano fra loro in qualsiasi sezione trasversale. Con tale premesse gli Autori forniscono per l'interasse medio S la seguente espressione:

$$S = 13.8 d \sqrt{\frac{l}{p}}$$

in cui d è il diametro delle fibre e p è la percentuale volumetrica complessiva di acciaio.

Senza entrare in una analisi critica dei risultati suddetti, sui quali alcuni studiosi hanno espresso perplessità, sembra opportuno, per una migliore comprensione dell'approccio offerto della meccanica della frattura, svolgere un breve richiamo sulla teoria di Griffith (1920).

Griffith, come è noto, interpreta la rottura dei corpi fragili in base ad un criterio energetico: precisamente, la rottura si verifica quando il meccanismo di propagazione delle lesioni diventa instabile. La soglia della instabilità è individuata dalla condizione:

$$\frac{\partial}{\partial a} (U - V) = 0$$

in cui:

U è la variazione (diminuzione) di energia potenziale elastica, che si manifesta nel materiale, messo in tensione dalle forze applicate, quando si forma in esso una lesione, assimilabile ad una ellisse molto schiacciata, il cui semiasse maggiore è indicato con la lettera a .

In altri termini, U è la differenza fra l'energia potenziale elastica, prima e dopo la formazione della fessura;

V è l'energia di superficie necessaria per produrre la fessura di lunghezza $2a$.

Il criterio di Griffith afferma, in sostanza, che la lesione si propaga se l'energia potenziale elastica rilasciata dalla zona adiacente alla lesione è maggiore o uguale alla energia superficiale; in caso contrario la lesione è stabile. Se la matrice contiene fibre, il lavoro di rottura è associato non solo al meccanismo di ampliamento della lesione, con la formazione di nuove superfici, ma anche a quelli dello sfilamento (pull out) delle fibre attraversate dalla fessura, della perdita della aderenza (debonding) fra fibra e matrice, con distacchi localizzati paralleli allo sviluppo lineare della fibra, e dell'attrito fra le superfici che scorrono l'una contro l'altra dopo la perdita di aderenza fra fibre e matrici (post-debonding friction). La presenza di fibre aumenta dunque i fenomeni di dissipazione di energia, favorendo la stabilizzazione delle lesioni, perchè riduce, in sostanza, la frazione di energia potenziale elastica rilasciata, che resta a disposizione per ingrandire le lesioni (surface energy). La proprietà di tenacità alla rottura di un composito deriva dal complesso dei meccanismi dissipativi ora ricordati, fra cui quello dello sfilamento delle fibre; per aumentare la tenacità conviene quindi avere fibre relativamente corte, tali cioè che la lunghezza effettiva sia uguale alla lunghezza critica. Lo sfilamento delle fibre impedisce però di sfruttare completamente la resistenza dell'acciaio.

Ove si voglia ottenere tale sfruttamento, occorre che le fibre siano di maggiore lunghezza, cosicchè l'ancoraggio sia certamente assicurato e le fibre possano rompersi senza sfilarsi. Emerge quindi che

le proprietà di resistenza e di tenacità, per la parte che dipende dalla lunghezza delle fibre, non possono essere contemporaneamente incrementate, ma il miglioramento dell'una comporta il peggioramento dell'altra.

6) Problemi applicativi: aspetti generali, considerazioni particolari sui dolos.

L'esame dei modelli teorici, con i quali si cerca di interpretare il comportamento del conglomerato cementizio fibroso, fornisce un utile quadro di riferimento, che agevola il compito di confrontare le caratteristiche del nuovo composito con il tradizionale conglomerato non armato. Appare evidente che il conglomerato cementizio con incluse fibre discontinue di acciaio presenta potenziate alcune, non tutte, delle proprietà del conglomerato non armato, in particolare la tenacità alla frattura ed anche la resistenza a trazione per flessione. Alla differenziazione di alcune caratteristiche, corrisponde, coerentemente, una attitudine all'impiego specializzato, che distingue il conglomerato fibroso da quello normale.

Per gli stessi motivi non è possibile confrontare le prestazioni del conglomerato fibroso con quelle del conglomerato armato tradizionale, che risulta nettamente superiore dal punto di vista

della sicurezza agli stati limite ultimi di resistenza delle sezioni. E' invece razionale l'accoppiamento del conglomerato fibroso con le armature tradizionali, in modo da realizzare un conglomerato fibroso armato, sensibilmente migliorato rispetto al conglomerato armato non fibroso per quanto riguarda lo stato limite di fessurazione e la durabilità in generale.

Nella ricerca delle applicazioni più congeniali al conglomerato cementizio fibroso occorre, comunque, tenere ben presenti tre punti, per evitare deludente tentativi:

- a) il quantitativo massimo di fibre che può essere realisticamente incluso in un conglomerato è modesto, dell'ordine del 2 % in volume. Esso non è sufficiente per impartire al conglomerato fibroso teso un diagramma sforzi-deformazione elastico-perfettamente plastico, e, tantomeno, elastico-plastico con incrudimento. Si nota la apparizione di un ramo cadente (falling branch), dopo il raggiungimento della tensione massima di trazione, che corrisponde alla prima fessurazione e che incrementa in modo apprezzabile l'area sottesa nel complesso dal diagramma tensioni-deformazioni, cioè l'energia assorbita durante la messa in carico.

L'osservazione sperimentale del ramo cadente è possibile solo con macchina di prova molto rigida

ovvero a deformazione controllata, altrimenti dopo il raggiungimento della tensione massima si verifica una rottura di tipo esplosivo, per il rilascio improvviso dell'energia potenziale elastica accumulata nelle macchine di prova usuali, non rigide.

- b) malgrado il modesto quantitativo di fibre, la lavorabilità del conglomerato fibroso è meno buona di quella dell'analogo conglomerato senza fibre. Questa circostanza viene largamente segnalata nella bibliografia specifica. Il rapporto di snellezza $\frac{l}{d}$, tra lunghezza e diametro delle fibre rappresenta un parametro particolarmente significativo ai fini della lavorabilità: rapporti maggiori di 100 tendono ad ostacolare la regolare dispersione delle fibre nella matrice, favorendo concentrazioni e rarefazioni di fibre nell'elemento strutturale, con conseguenze negative sulla resistenza e sul comportamento in generale. Rapporti minori di 50, pur migliorando la lavorabilità, non possono essere adottati, perchè non garantiscono un sufficiente ancoraggio delle fibre nella matrice.

Occorre poi tenere presente che gli aggregati di dimensioni maggiori - per esempio elementi di pietrisco da 30 mm - ostacolano il movimento delle fibre ed il loro assetto uniforme nella matrice. In conclusione, non tutti i conglomerati normali sono adatti per essere associati alle fibre di acciaio. Vengono consigliati conglomerati con dimensioni massime dell'inerte di 10 mm - 15 mm. Per aumentare la percentuale volumetrica di fibre oltre il 2% occorre adottare malte, con pezzature massime dell'ordine dei 5 mm.

Comunque a queste indicazioni, puramente orientative, va fatta seguire una apposita sperimentazione con gli inerti e con le fibre a disposizione, per progettare la composizione ottimale: le fibre possono essere viste come un tipo particolare di inerte, avente una forma speciale, diametralmente opposta a quelle ad elevata sfericità, che garantiscono buone doti di lavorabilità senza richiedere elevati quantitativi di pasta. Per quanto riguarda la miscelazione viene consigliato di preparare prima l'impasto normale, con i consueti accorgimenti, e poi di aggiungere le fibre durante la miscelazione; se ne favorisce la distribuzione uniforme nella massa, spargendola con un setaccio.

A questo punto è interessante esaminare in dettaglio i criteri seguiti nella realizzazione di ventuno dolos sperimentali, impiegati nelle opere di difesa della Baia di Humboldt (California) e di cui si è riferito in generale nel paragrafo 2. I dati sono ricavati dalla comunicazione di G.C. Hoff "The use of fibre-reinforced concrete in hydraulic Structures and marine environments" pubblicata in (3).

Sono stati adottate due miscele, aventi le seguenti caratteristiche:

MATERIALE	MISCELA 1 (*)	MISCELA 2 (**)
Cemento	323 kg/m ³	390 kg/m ³
Sabbia	748 "	842 "
Pietrisco		
19 mm	807 "	504 "
38,1 mm	439 "	480 "
Acqua	132 "	159 "
Fibre di acciaio	47 "	119 "

(sezione trasversale: 0.25 x 0.056 mm)

(lunghezza 25 mm)

(*) con la miscela 1 sono stati realizzati n. 10 dolos

(**) con la miscela 2 sono stati realizzati n. 11 dolos

Le resistenze a 28 giorni sono state le seguenti:

A compressione:	490 kg/cm ²	531 kg/cm ²
A trazione per flessione:		
1 ^a lesione	49 "	58 "
Rottura	53 "	67 "

Vengono quindi riportati i carichi totali al martinetto, corrispondenti alla rottura per flessione dei martelli ottenuta in prove statiche su nove dolos.

Il dispositivo di prova era semplice ed ingegnoso: due dolos venivano disposti con i rispettivi tronchi in posizione orizzontale ed allineati. Fra i due dolos, e precisamente fra i due martelli adiacenti, contenuti in un piano orizzontale, veniva inserito un martinetto, anch'esso con asse orizzontale. Le quattro estremità dei martelli adiacenti sono state collegate a due a due con tiranti di acciaio. Mettendo in carico il martinetto, i due dolos venivano allontanati ed i rispettivi martelli venivano sollecitati a flessione dalle reazioni esercitate dai tiranti alle estremità dei martelli.

TIPO DI ARMATURA	CARICO TOTALE DI ROTTURA
1) conglomerato non armato	62.10 t
2) " " " "	67.60 t
<hr/>	
3) c.a. ordinario: acciaio 43,6 kg/m ³	67.60 t
4) " " " 47.5 "	77.10 t
5) " " " 119 "	188.00 t
<hr/>	
6) conglomerato fibroso: fibre 47,5 kg.m ³	91.60 t
7) " " " 47,5 "	83.50 t
8) " " " 119 "	95.70 t
9) " " " 119 "	127.00 t

Dall'esame dei dati su riportati si ha l'impressione che la scelta di altri tipi di fibre o la adozione di altre composizioni della miscela potrebbero fornire ulteriori informazioni di indubbio interesse, tali da individuare soluzioni ottimali, che mettano a frutto le esperienze acquisite negli ultimi anni. Si segnala infine il suggerimento dato dall'Autore nelle sue conclusioni: in presenza di fenomeni di cavitazione, di erosione e di urto prendere in considerazione, la possibilità di proteggere il conglomerato normale con uno strato superficiale di conglomerato fibroso, dotato di elevata tenacità.

7) Osservazioni conclusive

Dalla precedente disamina emerge che il conglomerato cementizio fibroso presenta caratteristiche migliori,

in modo selettivo, se confrontato con il conglomerato cementizio normale non armato. Esso fornisce quindi soluzioni razionali per i problemi particolari, nei quali tali caratteristiche possono essere messe utilmente a frutto.

Il caso degli elementi di forma speciale, impiegati nelle mantellate di un'opera di difesa, rientra in tale ordine di problemi, per i requisiti di durabilità e di tenacità alla frattura richiesti dalle loro gravose condizioni di impiego.

L'esame della documentazione relativa a prove eseguite su dolos suggerisce di proseguire nella sperimentazione, tenendo conto delle indicazioni fornite dai modelli di calcolo in un proficuo processo interattivo fra teoria ed esperienza.

=====

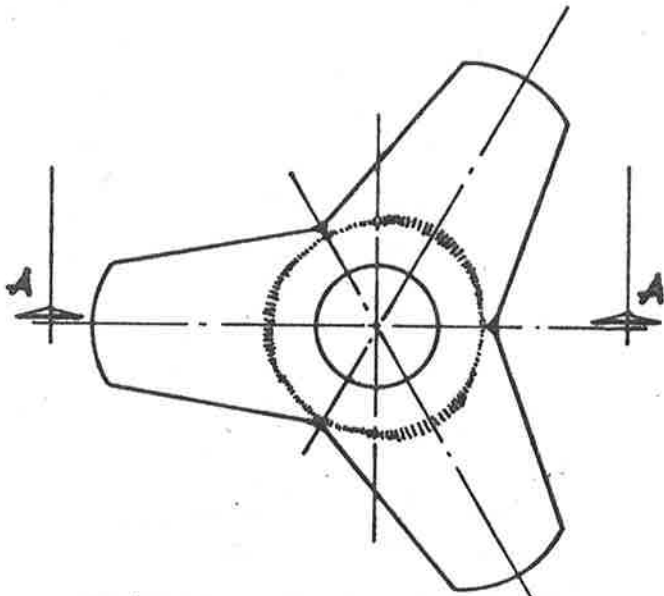
BIBLIOGRAFIA

- 1) Dei Poli S. Microfessurazione, leggi costitutive e condizioni di rottura del calcestruzzo in stati di tensione mono e pluriassiali. Studi e rendiconto del Corso di perfezionamento per le costruzioni in cemento armato "Fratelli Pesenti" vol. 15, 1979.
- 2) Clifton J. Frohnsdorff G. Fiber-reinforced cementitious materials - Special review Center for Building Technology. National Bureau of Standards. Washington, D.C. 1975.
- 3) Klos H.G. Properties and testing of asbestos fibre cement RILEM Symposium 1975, vol. 1
- 4) Romualdi J.P. Batson G.B. Mechanics of crack arrest in concrete. Proceedings of A.S.C.E. E.M. 3 - June 1963.
- 5) Romualdi J.P., Mandel J.A. Tensile strength of concrete affected by uniformly distributed and closely spaced short lengths of wire reinforcement Journal of A.C.I. June 1964
- 6) A.C.I. Fiber reinforced concrete. Publication SP-44, 1974
- 7) Hannant D.J. Fibre cements and fibre concretes John Wiley and Sons, 1978
- 8) Jayatilaka A. Fracture of engineering brittle materials. Applied Science Publishers Ltd. London, 1979
- 9) Colleparidi M. Scienza e Tecnologia del Calcestruzzo Hoepli 1980.

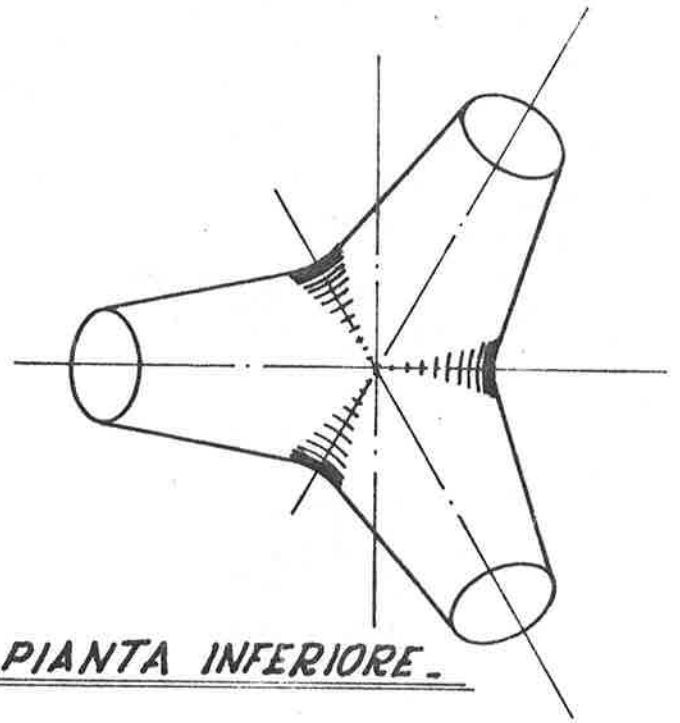
DIDASCALIE DELLE FIGURE

Fig. 1 TETRAPODI: sono stati i capostipiti della famiglia degli elementi di forma speciale brevettati dalla Società francese SOTRAMER. Le zampe sono disposte secondo le diagonali di un tetraedro.

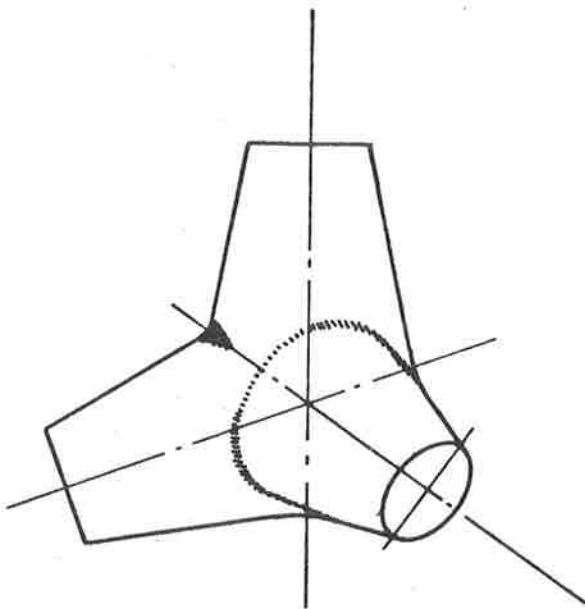
Fig. 2 DOLOS: realizzati per la prima volta in Sud Africa da Marrifield e Zwamborn, non sono brevettati. Possono pensarsi come derivati da una sezione a doppio T in cui una delle ali sia ruotata di 90° .



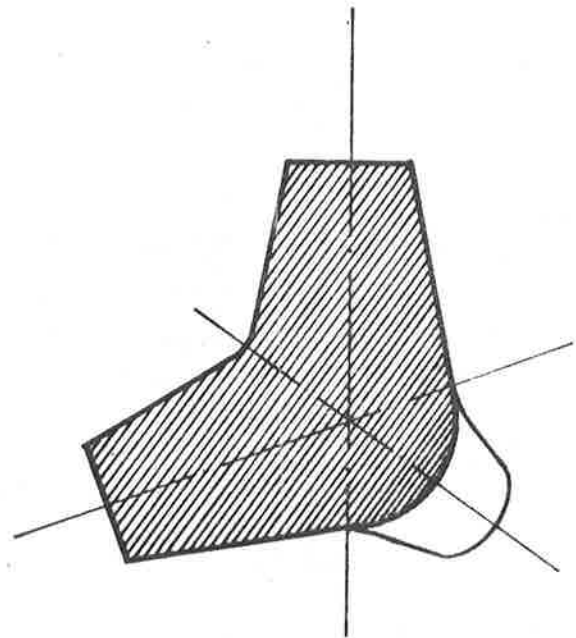
PIANTA SUPERIORE.



PIANTA INFERIORE.

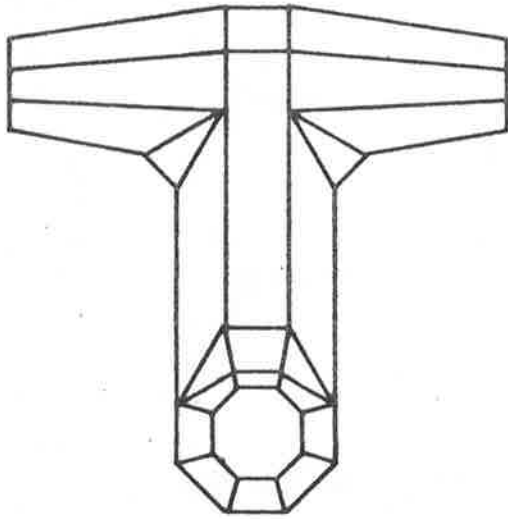


VISTA LATERALE

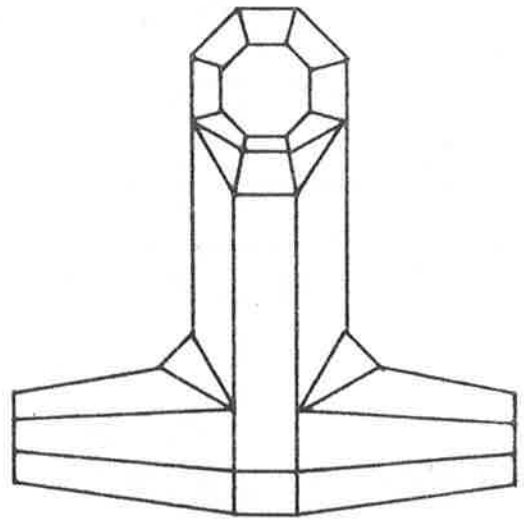


SEZIONE A-A.

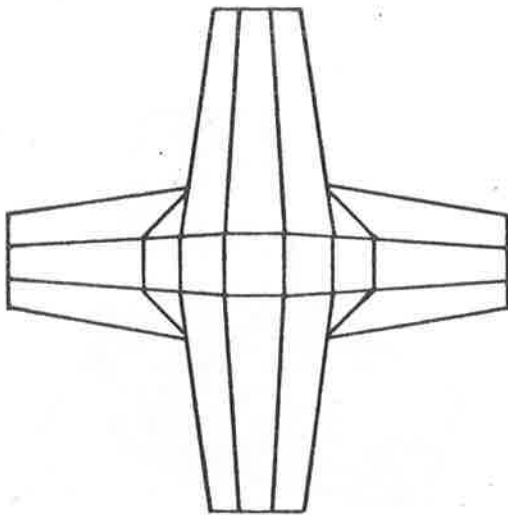
FIG. 1



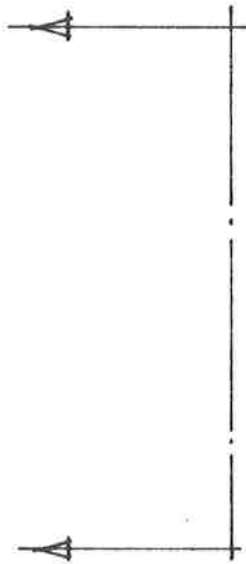
VISTA FRONTALE.



VISTA LATERALE.



PIANTA.



TITOLO :

ALCUNE RECENTI REALIZZAZIONI DI
OPERE DI DIFESA IN CASSONI IN C.A.

AUTORI :

EDOARDO BENASSAI (^)

MARIO LOCASCIO (^^)

(^) Ordinario di Costruzioni marittime Univ.di Napoli

(^^) Libero docente di Scienza delle costruzioni Univ.di Napoli

ALCUNE RECENTI REALIZZAZIONI DI OPERE DI DIFESA IN CASSONI IN C.A.

EDOARDO BENASSAI

MARIO LOCASCIO

SOMMARIO: *Si rende conto brevemente degli studi eseguiti su due recenti tipi di opere di difesa progettate dagli scriventi, una delle quali già realizzata, l'altra in corso di aggiudicazione, per le quali sono state adottate soluzioni a cassone in c.a. di forma geometrica non tradizionale. Si tratta rispettivamente del Nuovo Molo Martello sito nel bacino di espansione di ponente dell'impianto portuale napoletano e del prolungamento della diga foranea del porto di Castellammare di Stabia. La prima opera, lunga circa 310 m., è realizzata con cassoni parallelepipedi con paramento esterno a profilo discontinuo, verticale in basso e inclinato in elevazione, realizzato con pareti permeabili al moto ondoso. La seconda, della estensione di circa 360 m., consta di una serie di cassoni cilindrici affiancati sui quali è previsto un coronamento a sezione parabolica.*

SYNOPSIS: *The study on two recent breakwaters, designed by the authors, are described briefly. One has already been realised, the other is in process of being constructed. Both breakwaters have been designed with concrete caissons with non traditional shape. The first one is the Nuovo Molo Martello placed in west basin of Naples harbor. It is 310 m long and is realized with parallelepiped caisson with external wall with discontinuous profile, the inferior part is vertical, while the superior is sloped, and is realized with permeable walls. The other one consists in elongation of break-water of Castellammare di Stabia harbor. It is 360 m long and is made of a series of cylindrical caissons near to each other, on which a wave deflector wall with parabolic section is placed.*

1 - Introduzione

L'adozione di nuove tipologie costruttive che scaturisce dalla possibilità di usufruire di elementi prefabbricati di notevoli dimensioni per la costruzione di opere marittime costituisce, come è noto [1], un forte incentivo all'aggiornamento dei criteri di progettazione in tale campo.

Nella nota vengono brevemente discusse le motivazioni che hanno condotto alla scelta progettuale di due importanti opere di difesa ed i criteri seguiti in relazione alla tipologia adottata.

Le infrastrutture di entrambi i manufatti, l'uno avente funzione di difesa e di attracco per bacini galleggianti di elevato tonnellaggio nel porto di Napoli, l'altro costituente la nuova diga foranea del porto di Castellammare di Stabia, sono previste in elementi prefabbricati a cassone in c.a.

La geometria del profilo del paramento verso mare e la permeabilità al moto ondosso delle opere costituiscono gli aspetti peculiari che sono stati tenuti presenti per la definizione delle forze in gioco e, quindi, per stabilire il comportamento statico delle strutture

2 - Il nuovo molo Martello nel porto di Napoli

Allo scopo di realizzare nel porto di Napoli uno specchio d'acqua di forma regolare, idoneo ad ospitare, oltre ai bacini esistenti, un nuovo bacino di carenaggio galleggiante da 20.000 D.W.T. fu deciso da parte della Fincantieri (S.E.B.N.) e dalla Direzione O.O.M.M. del Ministero dei Lavori Pubblici il riassetto dello specchio d'acqua compreso tra il Molo Carmine ed il molo Martello. In tale ristrutturazione fu prevista la demolizione della vecchia struttura del Molo Martello ad andamento poligonale e la costruzione di una nuova opera di difesa rettilinea radicata al Molo Carmine (fig.1).

Per acquisire gli elementi necessari alla progettazione, è stato eseguito lo studio delle condizioni all'esterno dell'impianto portuale e dell'agitazione nell'avamposto di ponente dello scalo napoletano.

Per le ipotesi assunte a base di tale indagine e per la descrizione del modello matematico adottato si rimanda ad altra sede [2].

I risultati che interessano le condizioni di agitazione in prossimità della nuova opera sono deducibili dalle rappresentazioni grafiche riportate in fig.2 e fig.3 relative al periodo $T = 9$ sec. e in fig.4 e fig.5 che si riferiscono al periodo $T = 11$ sec. Ivi sono rappresentati gli andamenti delle curve ad ugual coefficiente di diffrazione (rapporto tra l'altezza d'onda incidente in corrispondenza dell'imboccatura) all'interno del bacino portuale.

Le condizioni più gravose per l'agitazione si riferiscono ai più elevati valori del periodo ed in particolare alla situazione di onda incidente da Sud ($\theta = 180$). In definitiva l'onda incidente sul nuovo Molo Martello può presentare, per effetto della diffrazione indotta da onde provenienti da sud di periodo compreso tra 7 ed 11 sec., un'altezza variabile in media tra 1,20 m e 1,30 m con punte di 1,50 m.

Se si tien conto del fenomeno di riflessione derivante dalla presenza di banchine a paramento verticale sulla maggior parte del perimetro interno del bacino portuale e degli effetti di interferenza tra moto ondoso incidente e onde riflesse di diversa provenienza, si comprende l'importanza di concepire la nuova opera in modo che, almeno per essa, sia adottata una struttura antiriflettente di sicura efficienza. Una volta scartata, per ragioni di ingombro, l'idea di prevedere una banchina a scarpa, la scelta è caduta su di una struttura ad elementi prefabbricati a profilo esterno discontinuo, verticale in basso e a scarpa in elevazione, permeabile al moto ondoso sia nella parte immersa sia nella zona emersa. In fig.6 sono rappresentati con linea intera l'andamento planimetrico del nuovo Molo Martello e con linea tratteggiata la disposizione della struttura del vecchio molo che è stata demolita.

In particolare, la nuova opera consta di una infrastruttura a cassoni parallelepipedi poggianti su di un imbasamento a scogliera, dalla quale si eleva una sovrastruttura in elementi in c.a. gettati in sito, inclinati di 30° rispetto all'orizzontale, che vanno a raccordarsi ad un muro paraonde a paramento verticale (fig.7 e fig.8).

Dai setti dei cassoni di infrastruttura si elevano verso l'alto le pile di sostegno di una via di corsa avente funzione di banchina di accosto di emergenza sul lato esterno del manufatto, per navi in attesa di entrare in bacino.

Per soddisfare la condizione di rendere minima l'energia riflessa dal nuovo Molo, oltre all'accorgimento introdotto dal profilo a scarpa, le pareti verticali lato mare dei cassoni e quelle inclinate facenti parte della sovrastruttura sono state munite di fori e le celle esterne dei cassoni lasciate libere da zavorra.

Il lato interno dell'opera è stato sagomato in modo da dar luogo ad una banchina di attracco per bacini galleggianti di grosso tonneggio e su di essa è stato previsto l'alloggiamento delle vie di corsa di una gru di particolari caratteristiche. L'ancoraggio del bacino galleggiante è stato ideato con catene passanti in appositi cunicoli praticati nella sovrastruttura, agli estremi delle quali sono stati previsti idonei contrappesi disposti in alcune celle disponibili nel corpo dei cassoni di infrastruttura.

Nelle foto n° 1 e n° 2 sono rappresentate le viste dal mare del nuovo Molo Martello rispettivamente in radice ed in testa; i particolari costruttivi sono visibili nelle foto n 3 e n 4.

2.1 - Definizione dei carichi agenti sulla struttura

Per conoscere le azioni esercitate dal moto ondoso è stata necessaria l'analisi preventiva del processo di moto attraverso i fori praticati sulla parete esterna dell'opera ed in particolare l'esame dello scambio di quantità di moto, che si verifica attraverso le aperture, tra lo specchio d'acqua esterno e i volumi contenuti nelle celle interne di ciascun cassone.

Opere del genere, proposte per la prima volta in Canada [3], hanno avuto applicazione all'estero ed in Italia (Taranto, Palermo) sempre però con fori praticati su parete verticale. Nel caso del Molo Martello, la presenza dei fori anche sulla parete inclinata di sovrastruttura ha comportato alcuni accorgimenti nella formulazione del modello matematico adottato.

E' stato constatato che l'efficienza della struttura perforata dipende principalmente dal rapporto tra l'area dei fori praticati sulla parete esposta all'onda e l'intera superficie lambita dal mare (porosità), dall'altezza H_1 della zona perforata e dalla geometria delle celle. Si è rilevato altresì che la forma delle aperture di collegamento risulta poco influente sul processo di moto.

In effetti, l'energia dell'onda incidente in parte viene trasformata in energia di posizione del volume d'acqua contenuto nelle celle, in parte viene dissipata per effetto delle perdite di carico localizzate in corrispondenza dei fori nel processo di efflusso attraverso gli stessi ed in parte viene riflessa. Si raggiunge la massima efficacia nel ridurre l'aliquota riflessa quando, durante il moto periodico di oscillazione all'interno delle celle, il massimo livello idrico ivi si presenta in concomitanza con l'affioramento minimo sulla parete esterna della struttura. In tali condizioni, la quota di affioramento massima risulta notevolmente inferiore a quella che si verificherebbe, a parità di ogni altro parametro, su di un paramento verticale impermeabile.

Alla riduzione delle escursioni di livello fanno riscontro valori della spinta più contenuti.

Per l'analisi delle oscillazioni e la valutazione delle azioni indotte dal moto ondoso si sono seguiti i metodi tradizionali [4], [5], applicando un modello matematico adattato alla geometria della cella progettata. Poiché tra i parametri più significativi da introdurre nel modello vi sono la porosità e l'altezza della zona permeabile all'onda, la scelta dei valori da assegnare a tali grandezze è stata preceduta da un calcolo preventivo, del quale si riportano i risultati più significativi per il caso in esame. In fig. 9 sono illustrati gli andamenti dei coefficienti di riflessione R al variare del periodo T ottenuti per diversi valori della porosità. I risultati trovati per diversi valori dell'altezza H_1 della zona permeabile sono illustrati in fig. 10 ($H_1 = 5,0; 7,0; 10,0$ m).

Tenuto conto che l'intervallo dei periodi entro il quale si verifica il moto ondoso nell'avamposto è compreso tra 7 e 11 sec. e che in tale campo, pur non manifestandosi la massima efficienza del sistema, si ottiene compatibilmente con lo spazio disponibile per i fori, un'efficace riduzione dell'energia riflessa, si sono scelti valori della porosità di 0,13 e dell'altezza H_1 pari a 7,0 m. Per tali condizioni sono stati ottenuti i valori dei coefficienti R riportati nel grafico di fig. 11 in cui ciascuna curva si riferisce ad un assegnato valore della altezza d'onda incidente H sulla struttura ($H = 0,50; 1,00; 1,50$ m.)

Nelle condizioni più sfavorevoli il coefficiente di riflessione R risulta pertanto pari a 0,80.

2.2 - Comportamento statico

Dal punto di vista costruttivo e di proporzionamento strutturale, occorre notare come, trattandosi di strutture particolarmente sensibili alle insidie della fessurazione, la zona più delicata è quella della parete forata. La sicurezza alla fessurazione ha comportato la determinazione dello stato tensionale nell'intorno dei fori e la adozione di esuberanti armature in tali zone.

3 - La nuova diga foranea del porto di Castellammare di Stabia

Al fine di migliorare le condizioni di agibilità dello specchio d'acqua protetto e di incrementare la estensione del porto stabiese il Consorzio Autonomo del Porto di Napoli ha previsto, nel quadro delle opere finanziate dalla CASMEZ, la costruzione di un prolungamento della diga foranea sopraflutto del porto di Castellammare di Stabia (fig. 12).

Per stabilirne l'orientamento, la lunghezza e la tipologia strutturale più convenienti sono stati affidati agli Autori due studi: il primo, su modello matematico, tendente a identificare le condizioni meteomarine più sfavorevoli del paraggio e le corrispondenti condizioni di agibilità dello specchio d'acqua protetto con varie disposizioni planimetriche della nuova opera foranea; il secondo studio volto a definire la soluzione strutturale più idonea della diga tramite confronto tra le diverse tipologie ipotizzabili.

Dapprima, quindi, sono state eseguite le analisi previsionali dello stato del mare al largo, sono state definite le condizioni di agitazione del porto e identificate le caratteristiche del moto ondoso incidente sulla nuova opera per assegnati "periodi di ritorno" delle mareggiate.

Successivamente, dopo aver eseguito accertamenti sul buon comportamento dei terreni di fondazione, è stato affrontato il problema della determinazione della geometria e delle dimensioni della struttura più idonea.

3.1 - Analisi meteomarina e caratteristiche ondose di progetto

L'analisi previsionale del moto ondoso di largo è stata condotta sulla base di n773 eventi registrati alla stazione anemografica dell'Aeronautica Militare - I.T.A.V. dell'isola di Ponza, nella zona di generazione del moto ondoso. Gli eventi presi in esame sono quelli che hanno superato la soglia di velocità di 20 nodi in 23 anni di osservazione tra il 1951 e il 1973.

Conoscendo il settore di traversia del paraggio, le distese di mare libero (assimilabili ai "fetchs") per diverse direzioni di provenienza e l'andamento delle velocità e della direzione del vento nel corso di ciascun evento, è stato possibile studiare il fenomeno di trasmissione dell'energia dal vento al mare per tutti gli eventi e all'interno di ciascun evento meteomarinico, seguendo il metodo di Bretschneider aggiornato [6] [7].

Per trattare un così gran numero di dati è stato preparato un particolare programma di calcolo all'elaboratore, attraverso il quale sono state dedotte le coppie di valori di altezza H_s e periodo T significativi dello stato del mare al largo per ciascun evento.

Lo studio dei fenomeni di interazione del moto ondoso con i fondali (rifrazione) durante la fase di propagazione verso il paraggio considerato è stato condotto applicando metodi tradizionali [8] [9] sempre con l'ausilio dell'elaboratore. Per ciascun evento è stato così possibile conoscere altezza H_s , periodo T e direzione di provenienza dell'onda incidente sul paraggio.

Maggiore impegno per la complessità dei fenomeni e per il numero dei parametri presi in considerazione, ha comportato lo studio della interazione tra la nuova diga e il moto ondoso in-

cidente, sia nella zona di mare antistante al porto, ove i fenomeni interattivi si estrinsecano essenzialmente nei processi di moto classici della riflessione, sia nello specchio di mare protetto sede di moto ondoso di espansione, dovuti a processi caratteristici della diffrazione.

E' stato così possibile successivamente affrontare per via statistica, sulla base della popolazione di dati ondametrici innanzi dedotta per i 773 eventi esaminati, l'analisi delle caratteristiche di agitazione corrispondenti ad una assegnata frequenza di apparizione.

Per le situazioni di massima frequenza sono state, poi, messe a confronto le condizioni di agitazione dello specchio d'acqua protetto nella configurazione attuale del porto fig.13 e per ciascuna disposizione planimetrica del prolungamento proposta. A titolo di esempio si riportano nelle figure 14 e 15 due illustrazioni delle condizioni di agitazione più frequenti dello specchio di acqua portuale protetto rispettivamente con un prolungamento di 180 m e di 360 m, avente orientamento concidente con la direzione assiale della diga esistente. Tale orientamento è risultato più conveniente sia dal punto di vista meteomarinico sia per motivi di operatività dell'impianto portuale. I vantaggi sull'agibilità del bacino possono dedursi dal confronto tra le tre disposizioni illustrate, l'ultima delle quali è stata ritenuta più conveniente all'espansione del porto.

In pari tempo sono state esaminate le condizioni più sfavorevoli relative ad un prefissato " periodo di ritorno " del moto ondoso incidente sulla nuova opera, distinguendo il caso di realizzazione di una struttura a gettata da quello di una diga verticale.

Dopo aver elaborato mediante metodi probabilistici i massimi valori annuali relativi ai 23 anni di osservazione sono state dedotte le caratteristiche ondose significative massime probabili davanti al porto per periodi di ritorno decennale, ventennale e cinquantennale.

Si è ritenuto di assumere alla base della progettazione per la soluzione a gettata le seguenti caratteristiche: $H_s = 5,00$ m e $T' = 10$ sec, relative ad un periodo di ritorno venticinquennale e corrispondenti a mareggiate provenienti da 269 gradi.

Per la soluzione di diga verticale (prescelta) per la cui progettazione sono richieste, ovviamente, ipotesi di azioni esterne più severe, si è ritenuto di assumere quale "mareggiata di progetto" quella costituita da "pacchetti" di onde aventi altezze crescenti ogni due ore con la successione seguente: 5,00; 5,20; 5,40; 5,60; 5,80 e 6,00 m e poi decrescenti secondo la medesima successione, con valor medio del periodo pari a 10 sec., periodo di ritorno venticinquennale e provenienza del mare da 269 gradi (incidenza obliqua rispetto all'asse della diga).

3.2 - Tipi strutturali proposti e soluzione adottata per la nuova diga

Per quanto attiene le tipologie proposte per l'opera f^oreana sono state esaminate e poste a confronto tre soluzioni: opera a gettata con mantellata in tetrapodi e paraonde verticali; diga con infrastruttura a cassone tradizionale e coronamento a paramento verticale; diga con infrastruttura a cassone cilindrico a generatrice verticale, coronamento tronco-conico e paraonde arretrato, avente profilo parabolico. La fattibilità delle tre alternative è stata preventivamente accertata attraverso una apposita campagna geotecnica.

Il parere degli Autori di optare per la terza soluzione, non tradizionale, è stato condiviso dall'Ente committente e da tutti gli Organi preposti alle approvazioni del progetto. I principali elementi a favore di questa scelta risultano da considerazioni legate alla forma della infrastruttura e all'incidenza dell'onda.

In effetti la configurazione del profilo dell'opera lato mare dà origine ad un processo di moto stazionario davanti all'ostacolo per il quale viene a generarsi una distribuzione delle pressioni da parte dell'onda di intensità più modesta rispetto a quella che si verifica per un moto ondoso stazionario piano. Ancora la forma cilindrica rende superflua la presenza di setti all'interno dei cassoni e determina una riduzione degli sforzi interni accompagnata da maggiore uniformità della loro distribuzione.

Infine sempre la forma cilindrica della infrastruttura composta per i cassoni i minori volumi di calcestruzzo e di inerti e quindi, a parità di ogni altro parametro economico connesso alle operazioni di costruzione e di varo dei singoli elementi, vantaggi economici non del tutto trascurabili.

In merito all'incidenza del moto ondoso non ortogonale alla diga va osservato che un'opera costituita da cilindri affiancati (anzicchè parallelepipedi affiancati) riduce notevolmente la possibilità della formazione di correnti di origine ondosa sul fondo marino in direzione parallela all'asse della diga e quindi la possibilità di erosioni.

D'altra parte strutturalmente opere analoghe a quella prescelta, che hanno recentemente visto la luce in Danimarca [10], in Giappone [11] ed in Unione Sovietica [12], costituiscono prova di concreta realizzabilità e convenienza del tipo di manufatto.

Per quanto attiene la configurazione a scarpa del profilo superiore lato mare vale la pena di notare che accorgimenti di questo tipo determinano nel computo della risultante delle forze orizzontali dovute al moto ondoso riduzioni anche notevoli rispetto alle azioni che si generano in presenza di profilo completamente verticale [13].

Si ritiene opportuno soffermarsi sugli aspetti peculiari della interazione che si manifesta tra il moto ondoso incidente e l'elemento strutturale in esame illustrato in fig.16.

Poichè si è in presenza di un processo di moto stazionario non piano la pressione in un punto della superficie del manufatto risulta funzione oltre che dei parametri tradizionalmente presenti in moto piano (quota di fondo, quota del punto rispetto al livello indisturbato altezza e lunghezza d'onda e tempo) delle grandezze che caratterizzano la geometria dell'ostacolo.

Con riferimento alla simbologia illustrata in fig.16 sinteticamente si può scrivere la seguente relazione funzionale:

$$p = p (z, \alpha, \beta, m, D, h, H, L, t)$$

Sulla scorta dell'analisi dimensionale, seguendo un metodo proposto da Autori giapponesi [14] la precedente relazione può scriversi:

$$p = f_1 (\beta, H/L) f_2 (z, h, H, L, t) f_3 (H/L) f_4 (\alpha, \beta, m, D, H)$$

Rimandando ad altra sede l'analisi esplicita della precedente espressione, va qui posto in evidenza che l'applicazione del metodo ha comportato la preparazione di un apposito modello matematico i cui risultati, per un ostacolo di dimensioni prefissate e ubicato su assegnato fondale, possono essere così sintetizzate:

- a parità di quota del punto considerato sulla parete del manufatto e a parità dell'altezza d'onda incidente la pressione aumenta con l'angolo β . In altre parole in corrispondenza del profilo che passa per la generatrice più esterna del cilindro le pressioni sono minori di quelle in corrispondenza dei profili per le generatrici più interne;
- a parità di quota del punto preso in esame e di altezza d'onda incidente i valori delle pressioni per ciascuna generatrice del cilindro aumentano al crescere della ripidità dell'onda H/L ;
- lungo ogni generatrice (prefissato valore di β) nella fase di massimo affioramento la pressione va aumentando da fondo

verso l'alto e presenta il massimo valore in corrispondenza del livello di riposo, in stretta analogia con quanto avviene in condizione di moto piano (Sainflou, Miche);

- la presenza del raccordo tronco-conico di coronamento determina una riduzione, a parità di ogni altro parametro, della componente orizzontale della risultante delle pressioni su ciascun elemento cilindrico, tanto maggiore quanto minore è il valore di α .

Il calcolo della distribuzione delle pressioni nelle due fasi di massimo e minimo affioramento è stato effettuato per l'elemento strutturale della nuova diga sulla base dei seguenti valori dei parametri prima definiti:

$D = 12,0 \text{ m}$; $h = 16,0 \text{ m}$; $H_v = 12,50 \text{ m}$; $m = 0,50$; $\alpha = 30^\circ$
 $0 \leq \beta \leq 55^\circ$ $H = 5,00 \text{ m}$; $5,20 \text{ m}$; $5,40 \text{ m}$; $5,60 \text{ m}$; $5,80 \text{ m}$;
 $6,00 \text{ m}$ $T = 10 \text{ sec.}$

Si riportano a titolo di esempio in fig.17 e fig.18 le distribuzioni di pressioni in fase di affioramento massimo relative rispettivamente ad $H = 5,00$ e $H = 6,00$ m in corrispondenza del profilo passante per le generatrici più esterna ($\beta = 0^\circ$) e più interna ($\beta = 55^\circ$) della infrastruttura cilindrica investita dal moto ondoso.

Per il calcolo della componente orizzontale spinta sull'elemento si è fatto riferimento ad un moto ondoso stazionario su fondale di $16,0$ m e si è integrato il diagramma delle pressioni fino alla quota del piede della infrastruttura, seguendo così le norme della " Commissione Int. des Effects des Lames - A.I.P.C.N. "

La componente verticale della spinta è stata trascurata a vantaggio di stabilità.

Nelle tabelle 1 e 2 sono riportati valori delle spinte e dei relativi momenti per le diverse condizioni esaminate. Tenendo conto che sul lato interno della nuova diga è previsto l'attracco, sono stati considerati in banchina un sovraccarico di 2 t/mq , un tiro alla bitta di 10 t ed una forza orizzontale derivante dall'urto della nave di $0,50 \text{ t/m}$.

Nella fig.19 e nella fig.20 sono rispettivamente illustrate le sezioni dell'opera in corrispondenza del troncostruttura e della testata.

Tab.1. - Affioramento massimo

Altezza d'onda (m)	5.00	5.20	5.40	5.60	5.80	6.00
Periodo (sec)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
Pressione al piede (t/m^2)	2.85	2.94	3.03	3.11	3.20	3.29
Spinta (t)	697	724	752	785	815	843
Momento (tm)	5859	6164	6475	6783	7112	7424

Tab.2.- Affioramento minimo

Altezza d'onda (m)	5.00	5.20	5.40	5.60	5.80	6.00
Periodo (sec)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
Pressione al piede (t/m)	3.20	3.30	3.42	3.52	3.64	3.75
Spinta (t)	413.00	420.00	430.00	436.00	447.00	453.00
Momento (tm)	2039.00	2061.00	2082.00	2100.00	2121.00	2140.00

3.3 - Comportamento statico

La struttura in cemento armato del cassone cilindrico presenta evidenti vantaggi rispetto a quella tradizionale parallelepipedica. Salvo una limitata fascia di parete in prossimità del fondo, ove le sollecitazioni flessionali producono sforzi di trazione, il cilindro è quasi ovunque compresso.

Tale vantaggio è particolarmente avvertito nella condizione di carico più gravosa, ossia quella di cassone vuoto (o parzialmente zavorrato) in fase di affondamento e di trasporto.

Eseguito il calcolo, per via rigorosa, delle sollecitazioni principali e secondarie sullo schema del tubo solidale con la piastra di fondo, ne risulta uno spessore modesto. In conseguenza, mancando i setti interni (i quali peraltro turberebbero il regime di sforzi ottimale per la parete) la struttura comporta quantità di materiali pregiati (calcestruzzo per cemento armato ed acciaio) molto minori che non la struttura tradizionale.

Per quanto riguarda le verifiche di stabilità globale, si riportano nella tabella n. 3 le pressioni sul piano di posa ed i coefficienti di sicurezza per le condizioni di carico corrispondenti a varie altezze d'onda.

Altezza (d'onda) (m)	Tensione max ₂ (Kg/cm ²)	Coeff. ribalt. (*)	Coeff. scorr. (**)
5.00	3.96	2.28	1.89
5.20	4.08	2.18	1.82
5.40	4.20	2.09	1.75
5.60	4.33	2.01	1.67
5.80	4.49	1.92	1.61
6.00	4.65	1.85	1.55

Tabella n. 3

(*) Per la condizione di carico al massimo affioramento dell'onda con sovraccarico e tiro alla bitta.

(**) Per la condizione di carico al massimo affioramento dell'onda, senza sovraccarico, con tiro alla bitta.

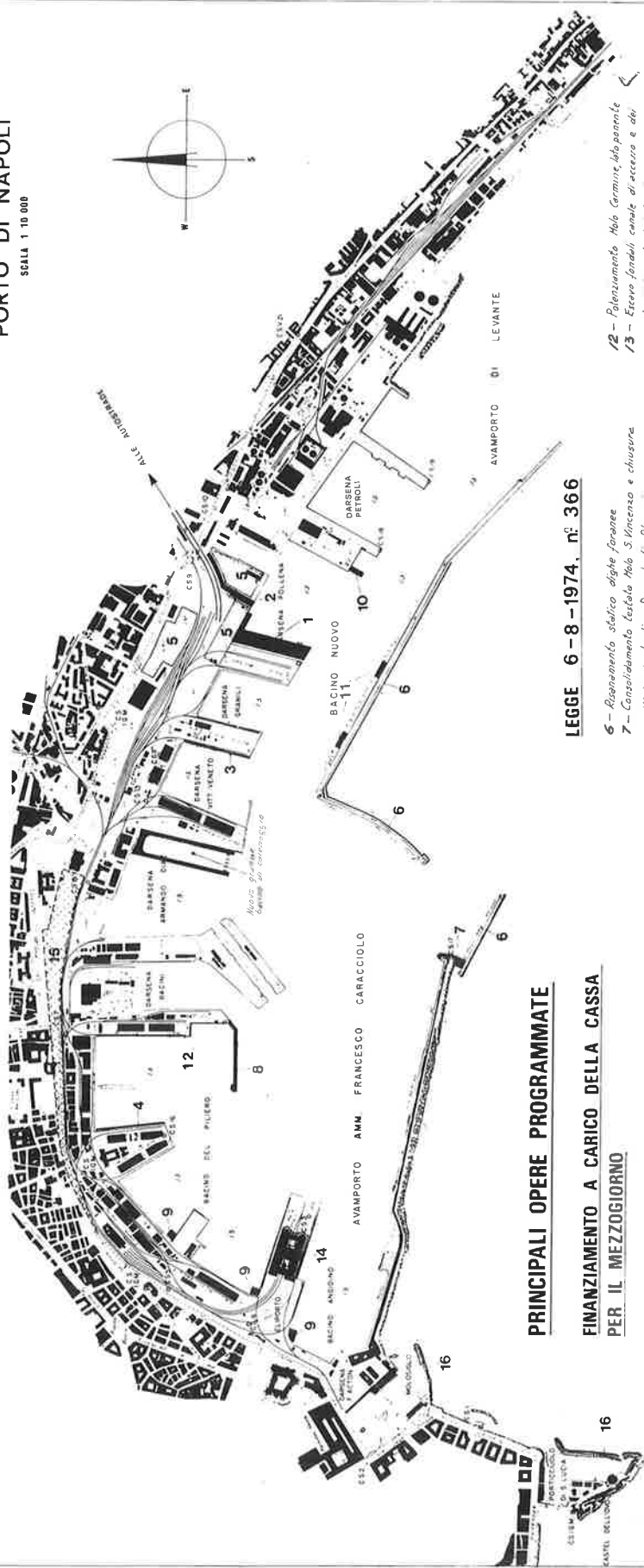
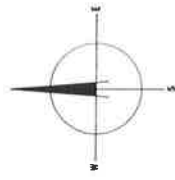
Bibliografia

- [1] . CENTRO DI STUDI SUI PROBLEMI PORTUALI. "Progresso e opere marittime. Strutture in cemento armato " Quaderno n° 17 maggio 1979.
- [2] . E. BENASSAI. " Un modello matematico per lo studio dell'agitazione nel golfo di Napoli ". Conferenza tenuta all'Assemblea dei Delegati dell'A.I.P.C.N. Napoli 2/6 giugno 1980.
- [3] . G.E.JARLAN. " A.perforated vertical wall breakwater " The Dock and Harbour Aucturity - 1961.
- [4] . F.I.TERRET,J.D.C. OSORIO,G.H.LEAN." Model studies on a perforated breakwater,,Proceeding 11 Conference on Coastal Engineering 1968- Cap.70.
- [5] . E.P.RICHEY,C.K.SOLLITT." Wave attenuation by porous walled breakwater " Jounal A.S.C.E.W.W.August. 1970.
- [6] . COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER." Shore Protection Manual " Vol I pag.3-35-1975.
- [7] . G.SCARSI - " Onde al largo: previsione e propagazione" Public.n 74 C - 3 Istituto di Idraulica - Univ.di Genova.
- [8] . E. BENASSAI - " Un modello matematico per lo studio della rifrazione " Il Giornale del Genio Civile- 1963.
- [9] . G.SCARSI,S.STURA."A model for the numerical calculation of refraction diagrams with energy dissipation " III Congresso AIMETA - Cagliari 1976.
- [10] . O.ELBRO. " Le port de Hanstholm au Danemark " Bull. A.I.P.C.N. Vol I n 11 - 1964.
- [11] . H.SATO . " New type breakwater constructed by pressed down p.c. cylinders " A.I.P.C.N. Congress. Stokolm - 1965
- [12] . G.D.KHASKHACHIKH, O.M. VANCHAGOV." Regular wave effects on walls made of cylinders " Proceeding. A.S.C.E. WW. 4 - 1971.

- [13] . H.LUNDGREN, H.GRAVESEN " Vertical face breakwaters " 6th.
Int.Harbour Congress.Antwerpen 1974.
- [14] . H.NAKAMURA, " Wave pressures on large circular
cylindrical structure " Proceeding.
Coast.Engineering. 1976.

PORTO DI NAPOLI

SCALA 1:10.000



PRINCIPALI OPERE PROGRAMMATE

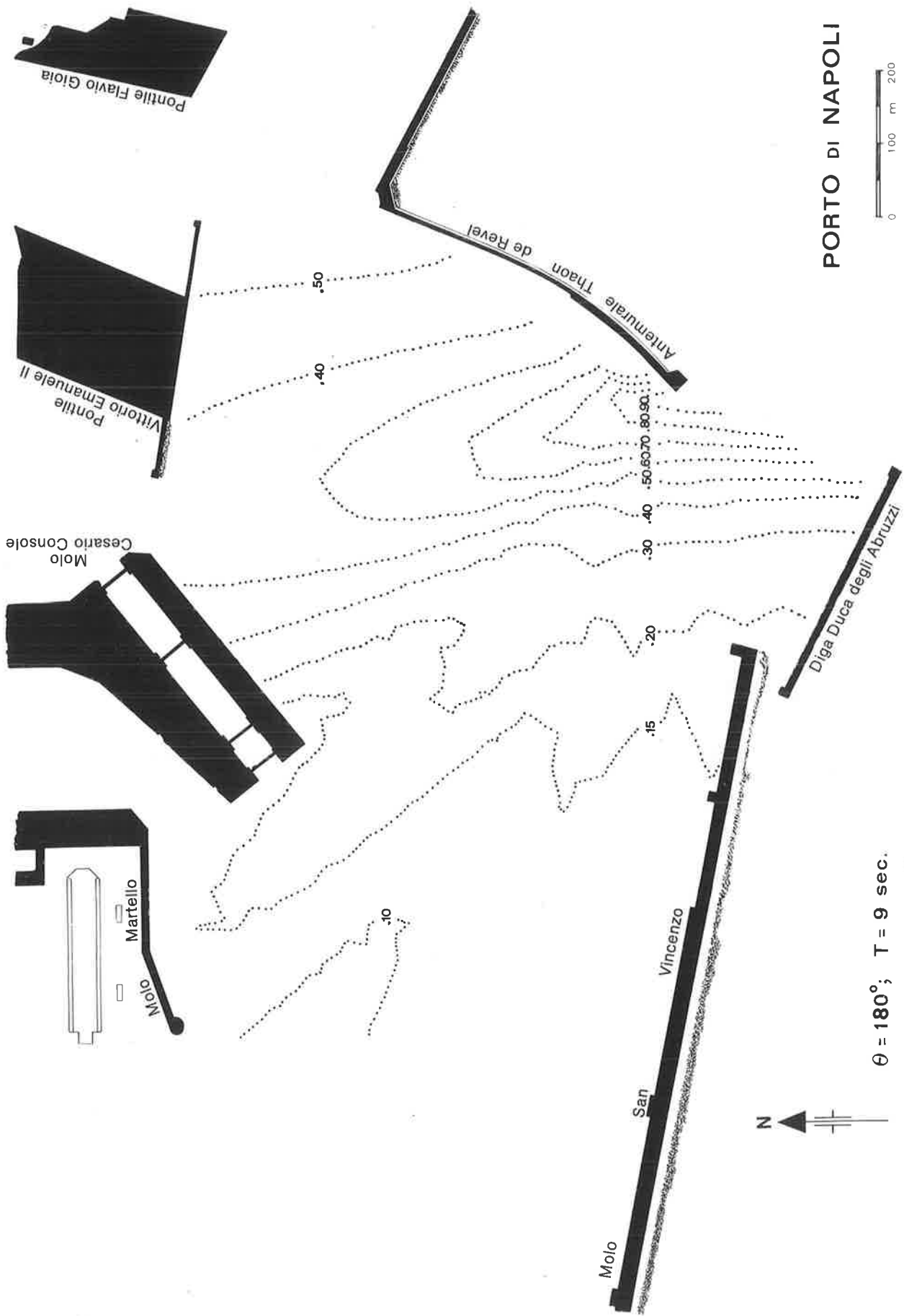
FINANZIAMENTO A CARICO DELLA CASSA PER IL MEZZOGIORNO

- 1 - *Ristrutturazione Molo Bausan e fornitura attrezzature per la movimentazione dei contenitori*
- 2 - *Copertura del canale Pollena*
- 3 - *Ristrutturazione del Molo Nuova Gioia, lato ponente per approfondimento fondali*
- 4 - *Potenziamento del Molo Piscane, lato levante*
- 5 - *Aree destinate a deposito contenitori*

LEGGE 6-8-1974, n. 366

- 6 - *Risparmio statico dighe foranee*
- 7 - *Consolidamento testata Molo S. Vincenza e chiusura varco con la diga Duca degli Abruzzi*
- 8 - *Costruzione nuovo molo alla testata del Molo Carmine*
- 9 - *Costruzione nuove piattaforme per ormeggio Frighetti*
- 10 - *Nuovo pontile in prolungamento del Molo Vigienna*
- 11 - *Nuove piattaforme per ormeggi navi cisterne*
- 12 - *Potenziamento Molo Carmine lato ponente*
- 13 - *Esecuzione canali di accesso e dei bacini portuali interni*
- 14 - *Risparmio statico Stazione Marittima*
- 15 - *Approfondimento portuale a Terra*
- 16 - *Sistemazione moli di sponda che partecipi di S. Lucia e Moloaglio*

Fig. 1 - Veduta d'insieme del porto di Napoli.



$\theta = 180^\circ$; $T = 9 \text{ sec.}$

Fig. 2 - Andamento delle linee ad ugual coefficiente di diffrazione.

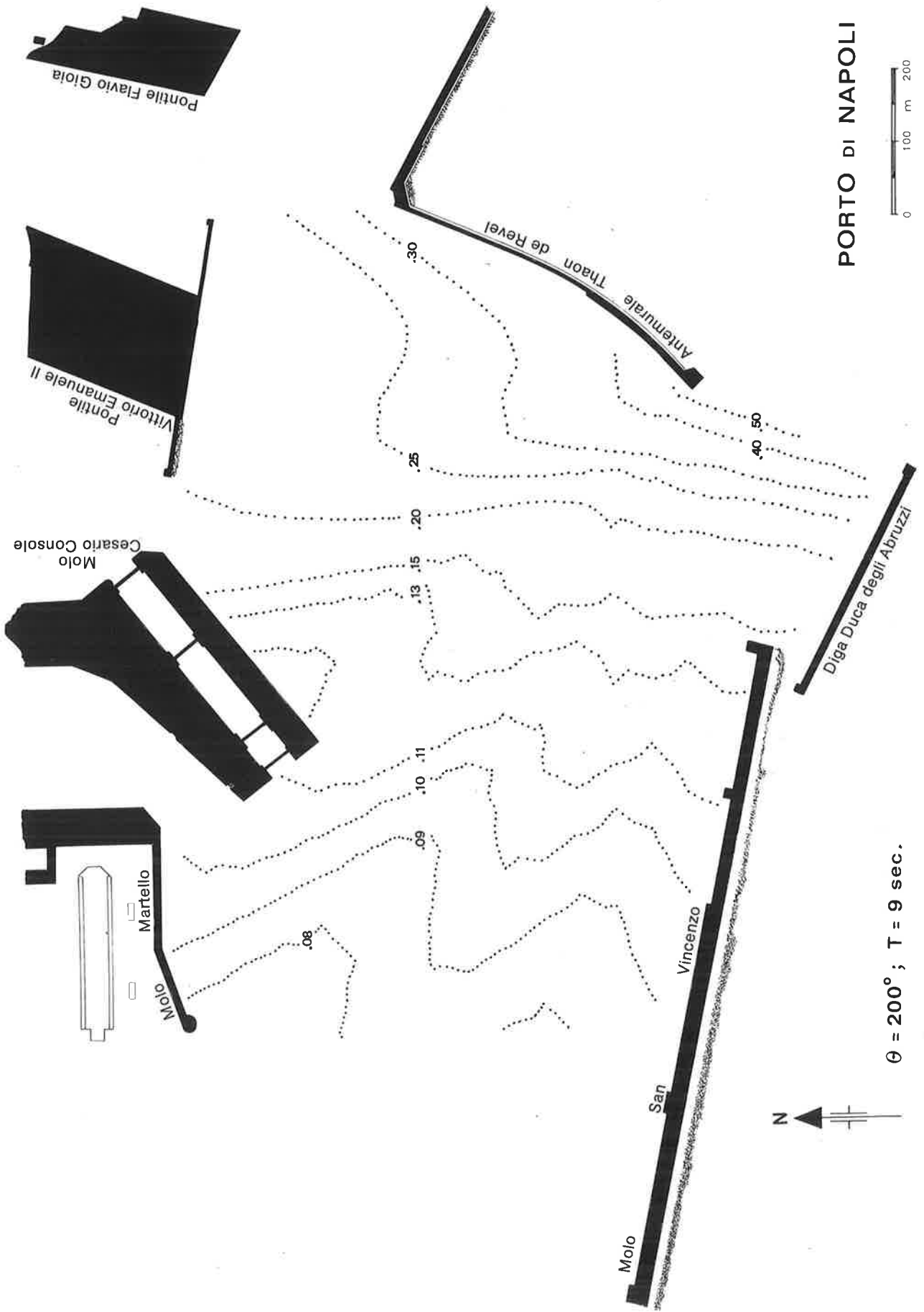
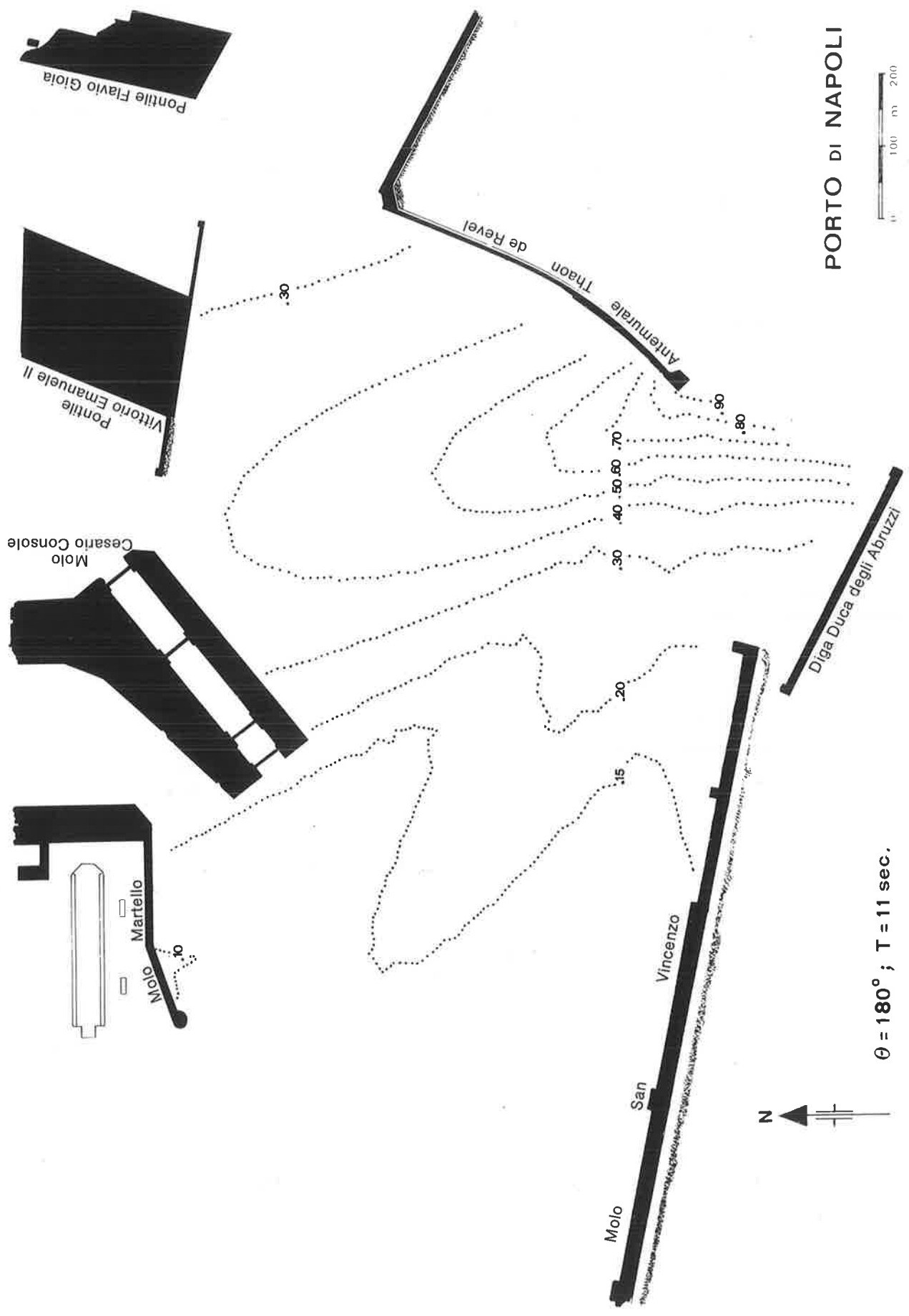


Fig. 3 - Andamento delle linee ad ugual coefficiente di diffrazione.



$\theta = 180^\circ$; $T = 11 \text{ sec.}$

Fig. 4 - Andamento delle linee ad ugual coefficiente di diffrazione.

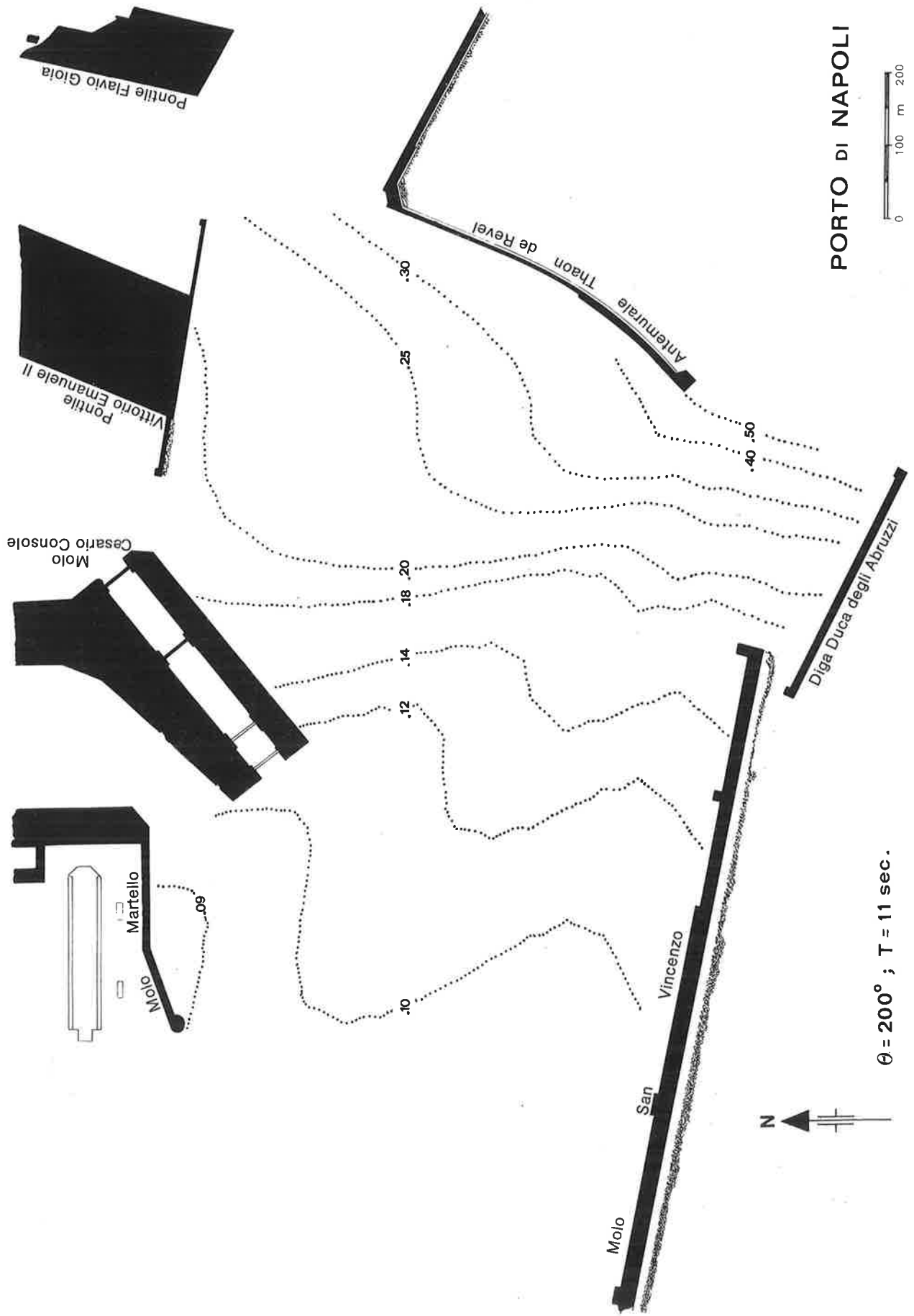


Fig. 5 - Andamento delle linee ad ugual coefficiente di diffrazione.

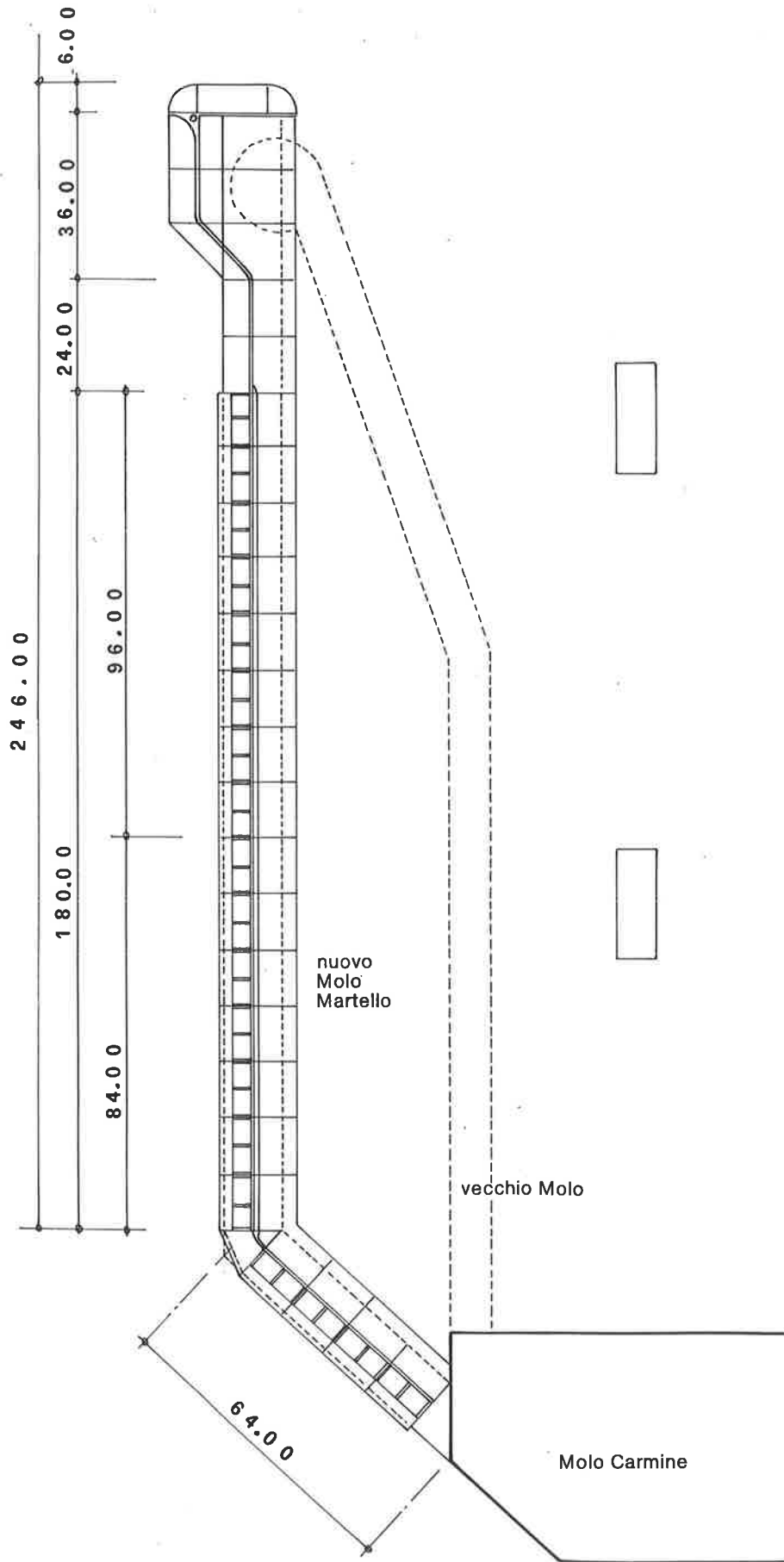


Fig. 6 - Disposizione planimetrica del Molo Martello.

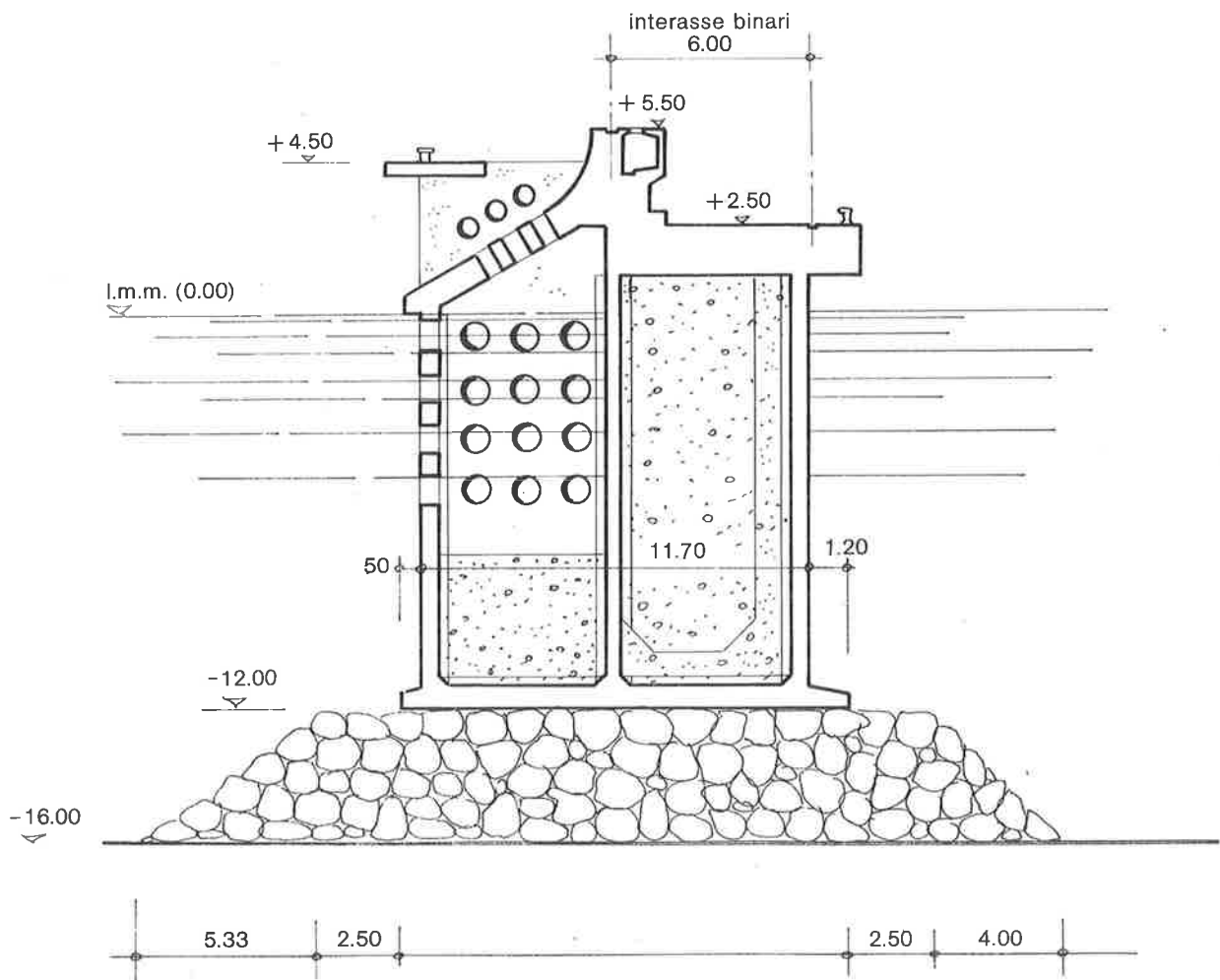
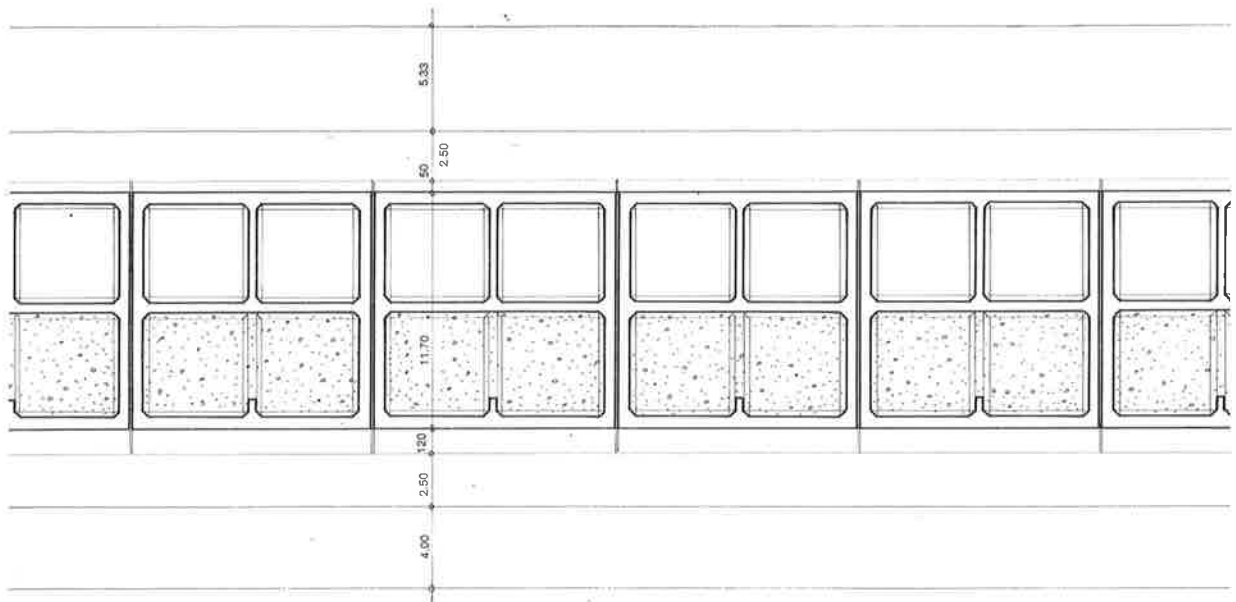


Fig. 7 - Tronco struttura - Sezioni.

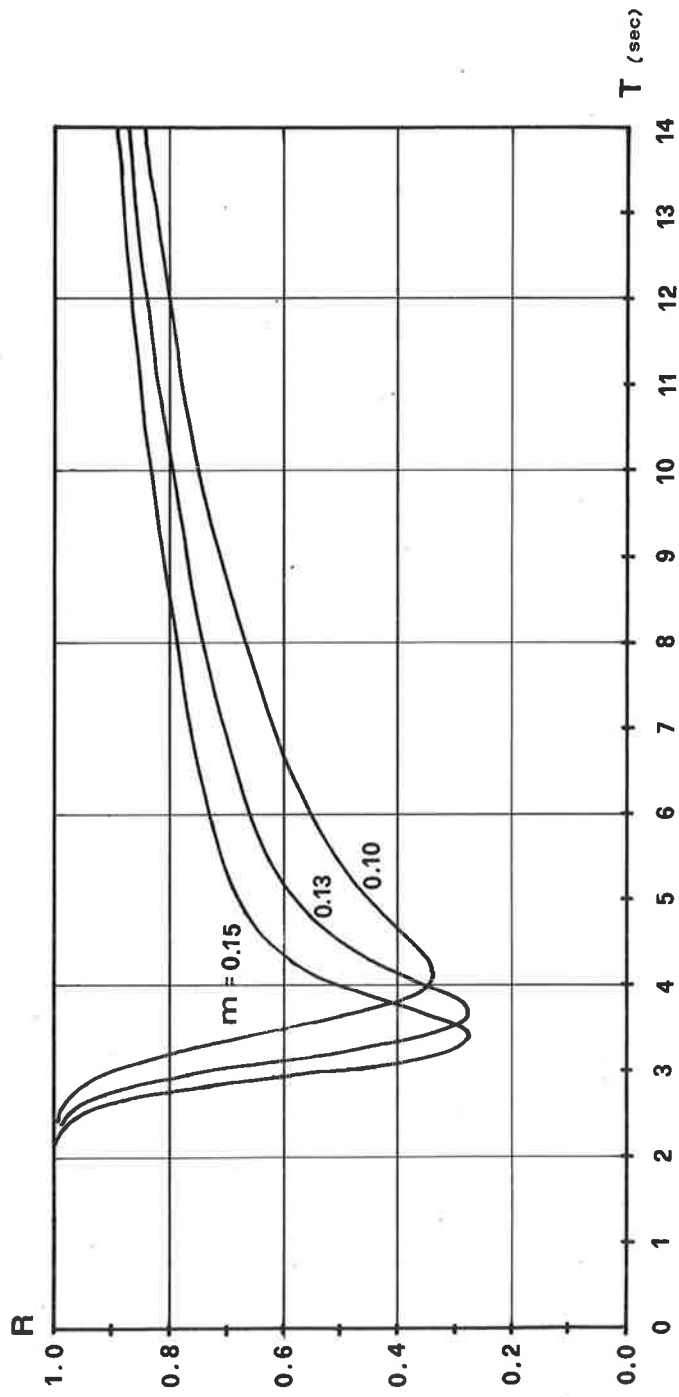


Fig. 9 - Influenza della porosità sul coefficiente di riflessione.

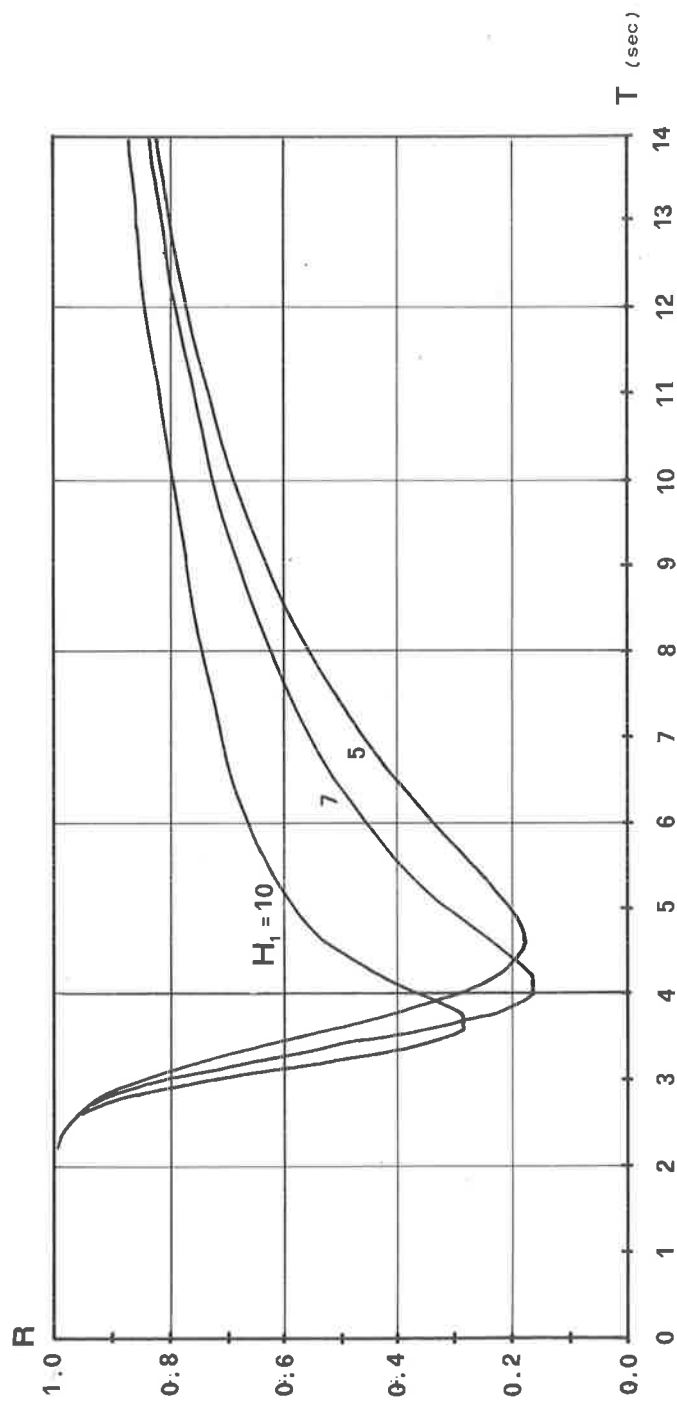


Fig. 10 - Influenza dell'altezza della zona perforata sul coefficiente di riflessione ($m=0,13$).

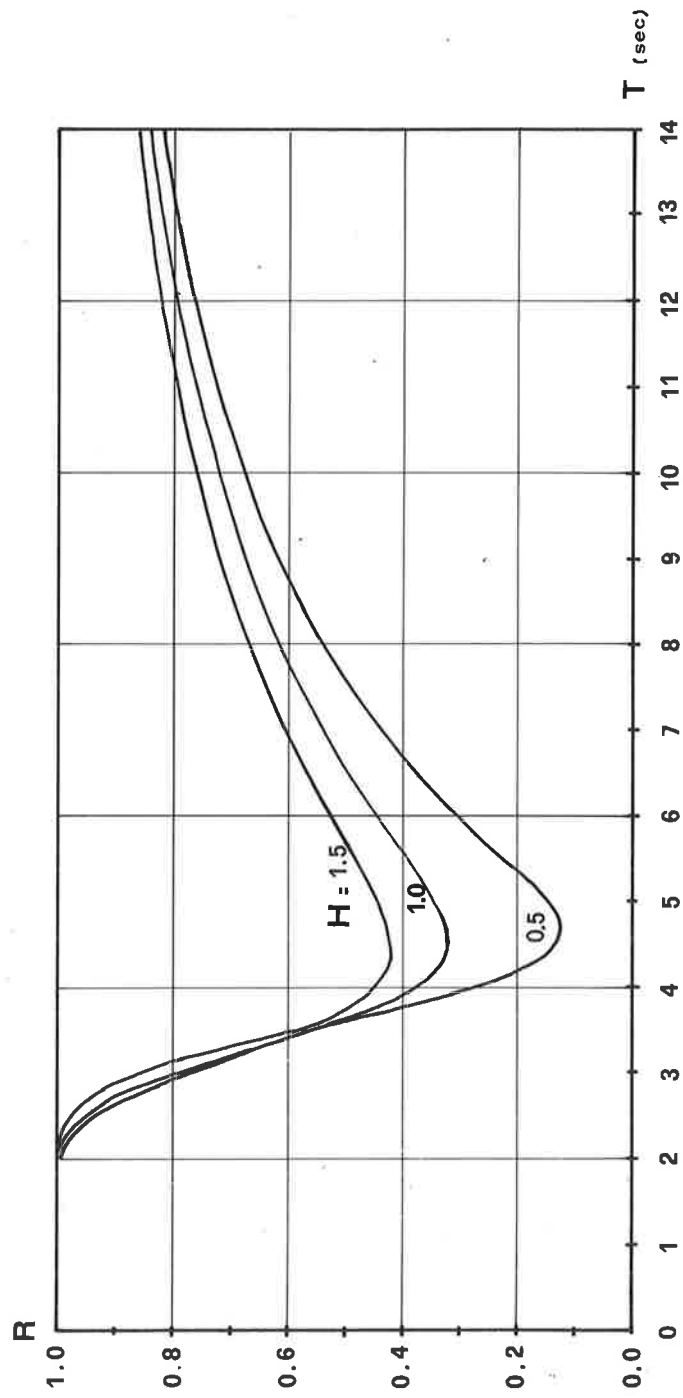


Fig. 11 - Influenza dell'altezza dell'onda incidente sul coefficiente di riflessione ($m=0,13$; $H_1=7,0m$).

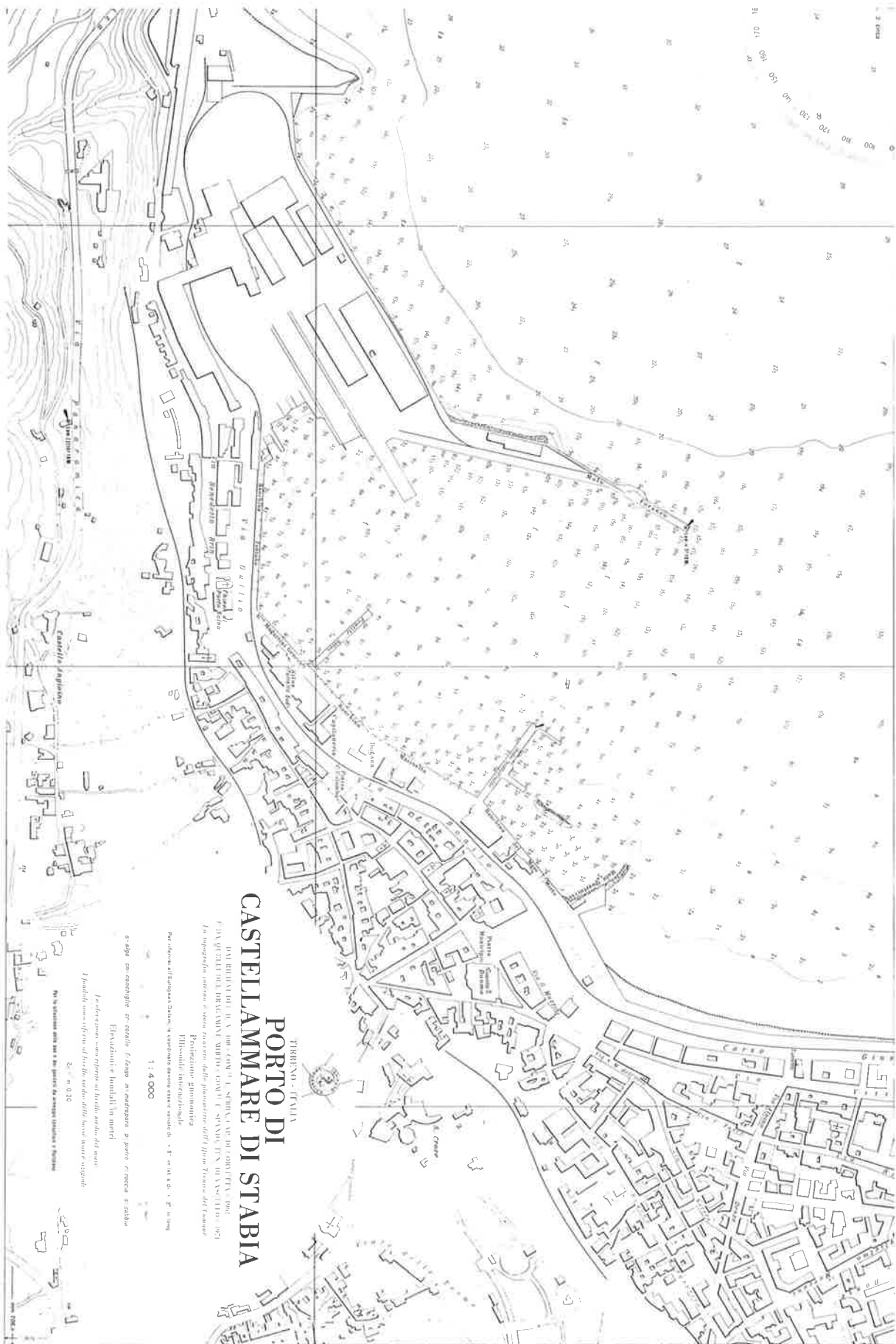


Fig. 12 - Veduta d'insieme del porto di Castellammare di Stabia.

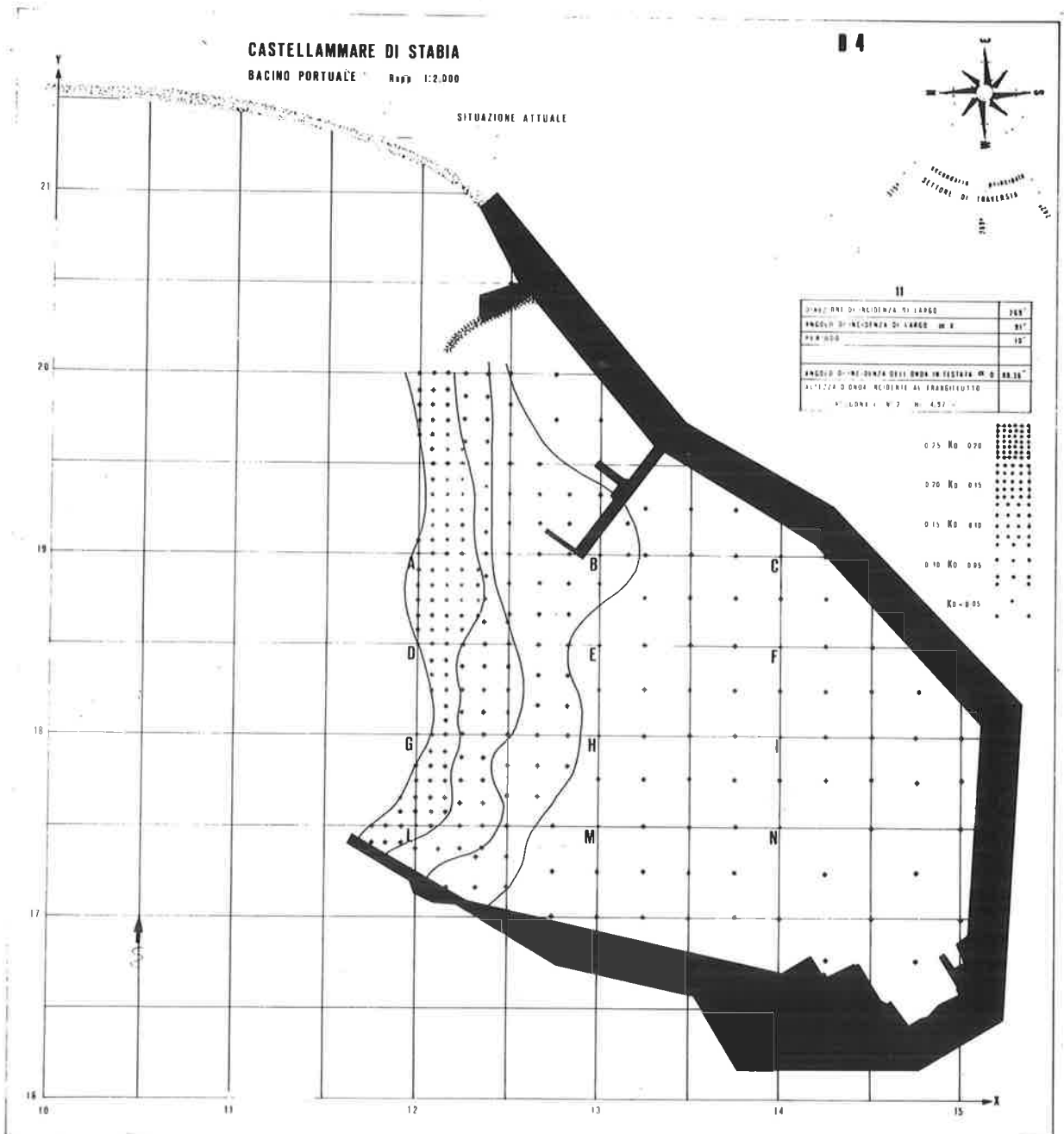


Fig. 13 - Situazione attuale dell'agitazione.

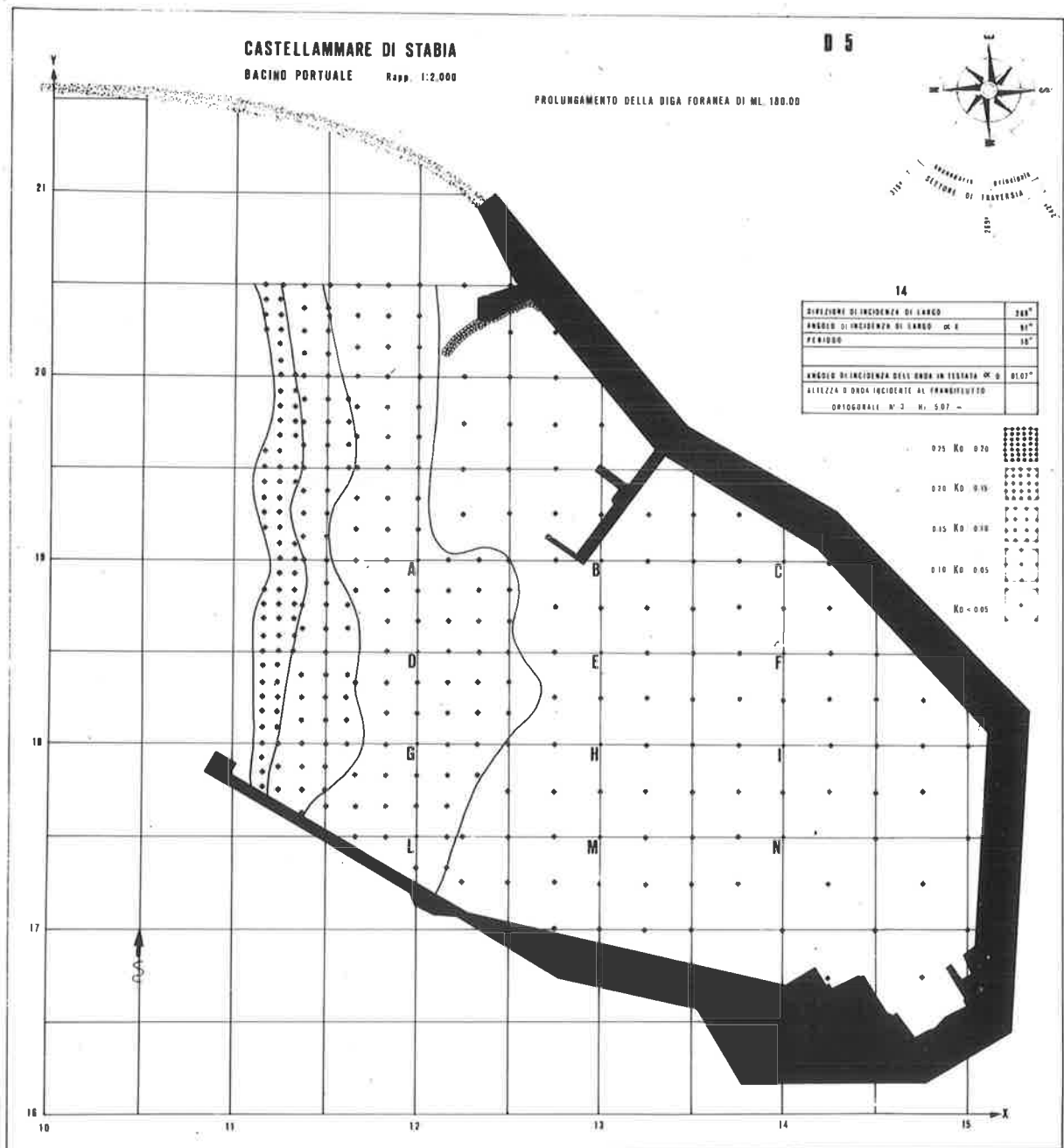


Fig. 14 - Situazione dell'agitazione con prolungamento della diga foranea di m. 180.

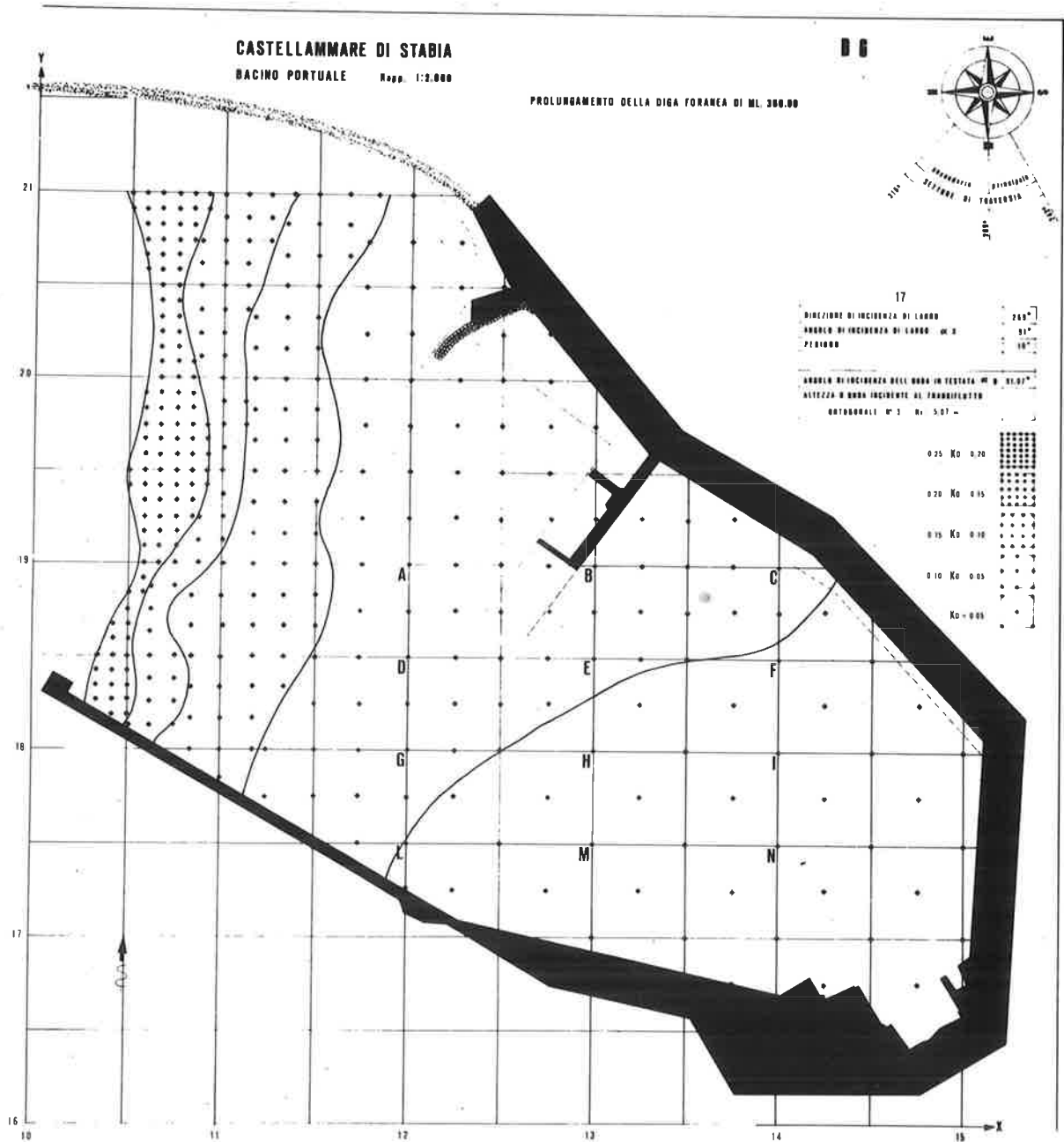


Fig. 15 - Situazione dell'agitazione con prolungamento della diga foranea di m. 360.

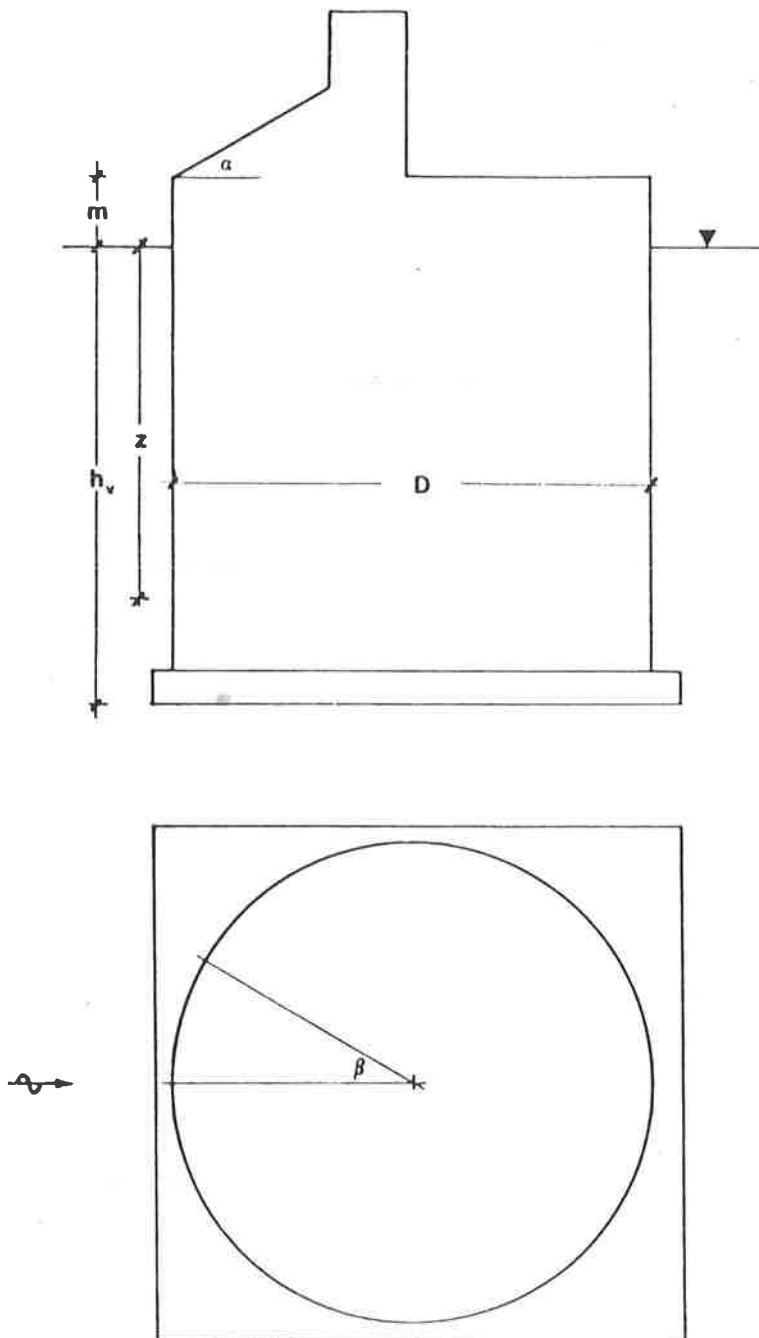
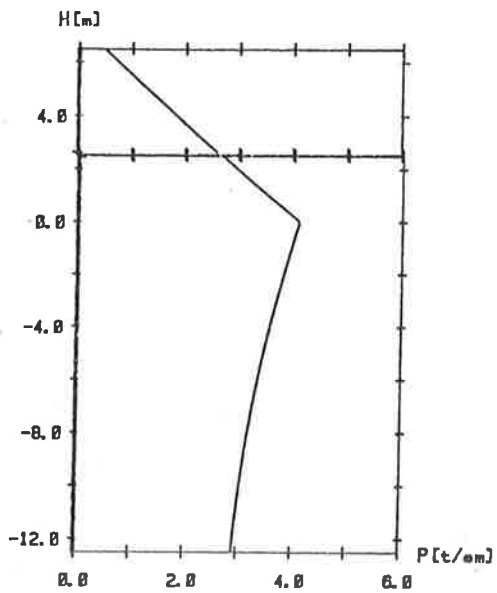


Fig. 16 - Schema strutturale e simbologia.

WAVE PRESSURES ON VERTICAL CYLINDER

$H_{\text{W}}=12.50 \text{ m}$ - $D=12.00 \text{ m}$ - $H=6.00 \text{ m}$ - $T=10.00 \text{ sec}$
 $\text{BETA}=55.00 \text{ deg}$ - $\text{PHASE}=0.00$



WAVE PRESSURES ON VERTICAL CYLINDER

$H_{\text{W}}=12.50 \text{ m}$ - $D=12.00 \text{ m}$ - $H=6.00 \text{ m}$ - $T=10.00 \text{ sec}$
 $\text{BETA}=0.00 \text{ deg}$ - $\text{PHASE}=0.00$

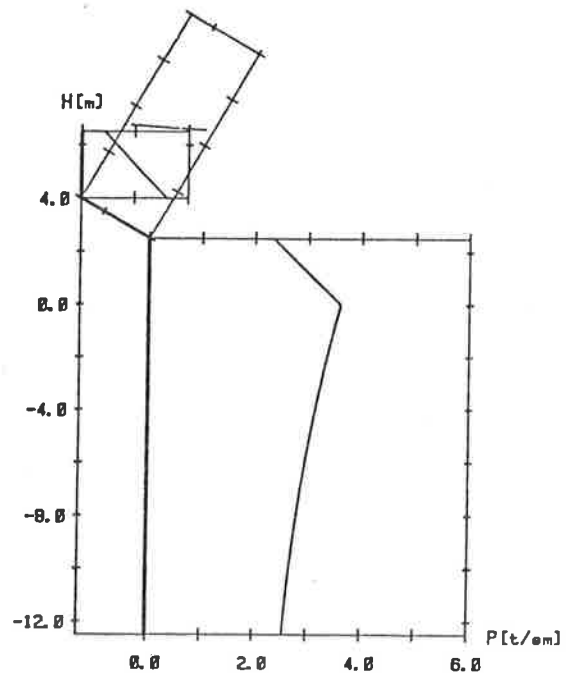
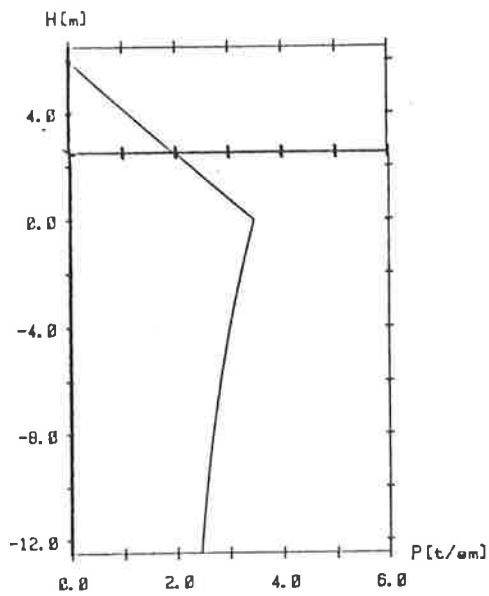


Fig. 17 - Distribuzione delle pressioni.

WAVE PRESSURES ON VERTICAL CYLINDER

$H_{\text{m}}=12.50 \text{ m}$ - $D=12.00 \text{ m}$ - $H=5.00 \text{ m}$ - $T=10.00 \text{ sec}$
 $BETA=55.00 \text{ deg}$ - $PHASE=0.00$



WAVE PRESSURES ON VERTICAL CYLINDER

$H_{\text{m}}=12.50 \text{ m}$ - $D=12.00 \text{ m}$ - $H=5.00 \text{ m}$ - $T=10.00 \text{ sec}$
 $BETA=0.00 \text{ deg}$ - $PHASE=0.00$

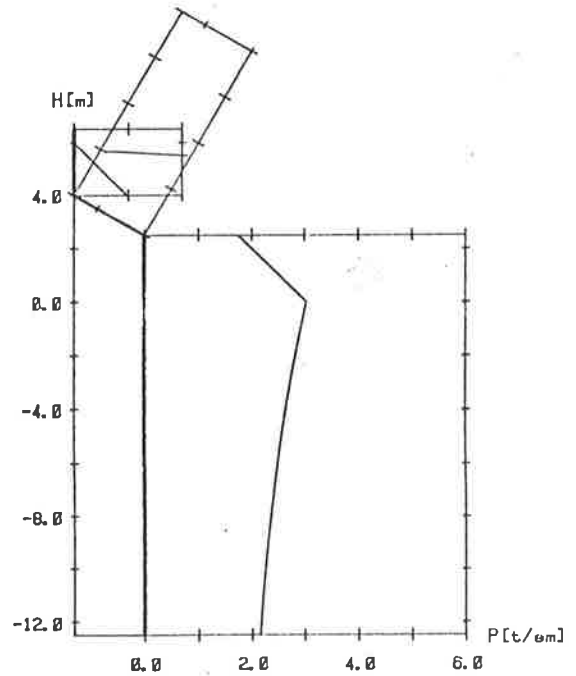


Fig. 18 - Distribuzione delle pressioni.

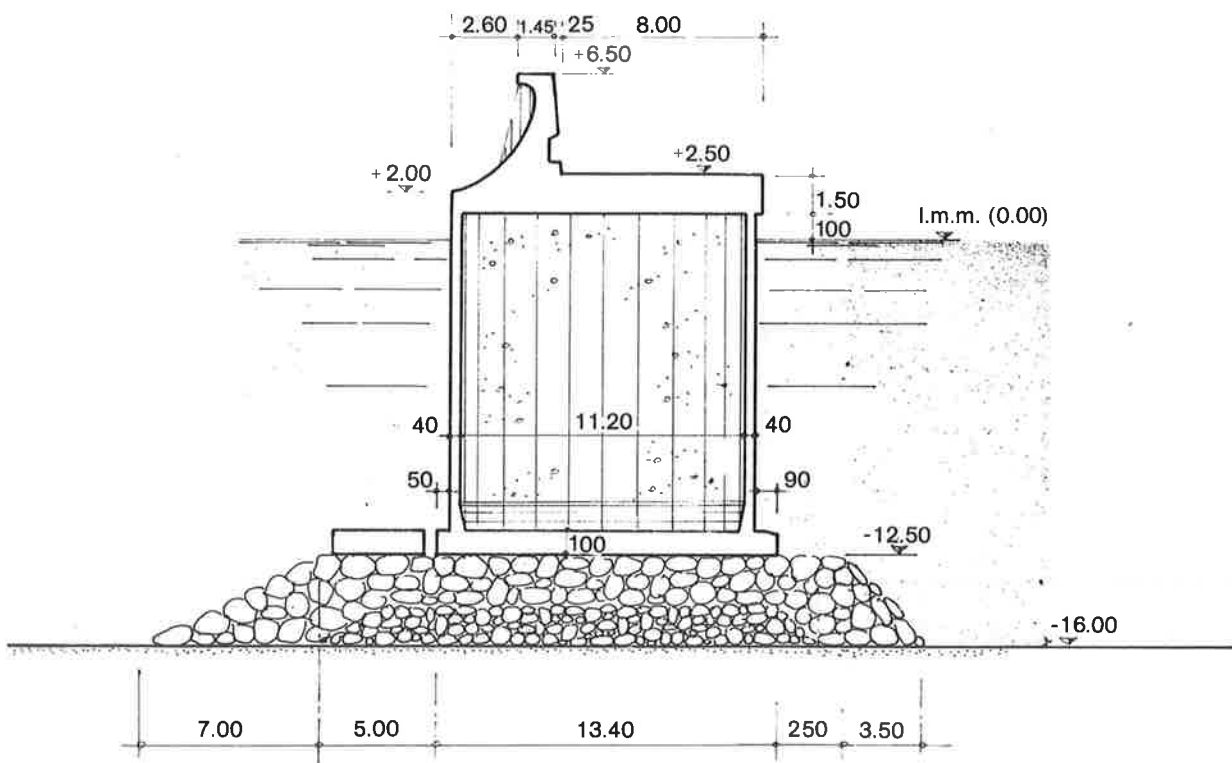
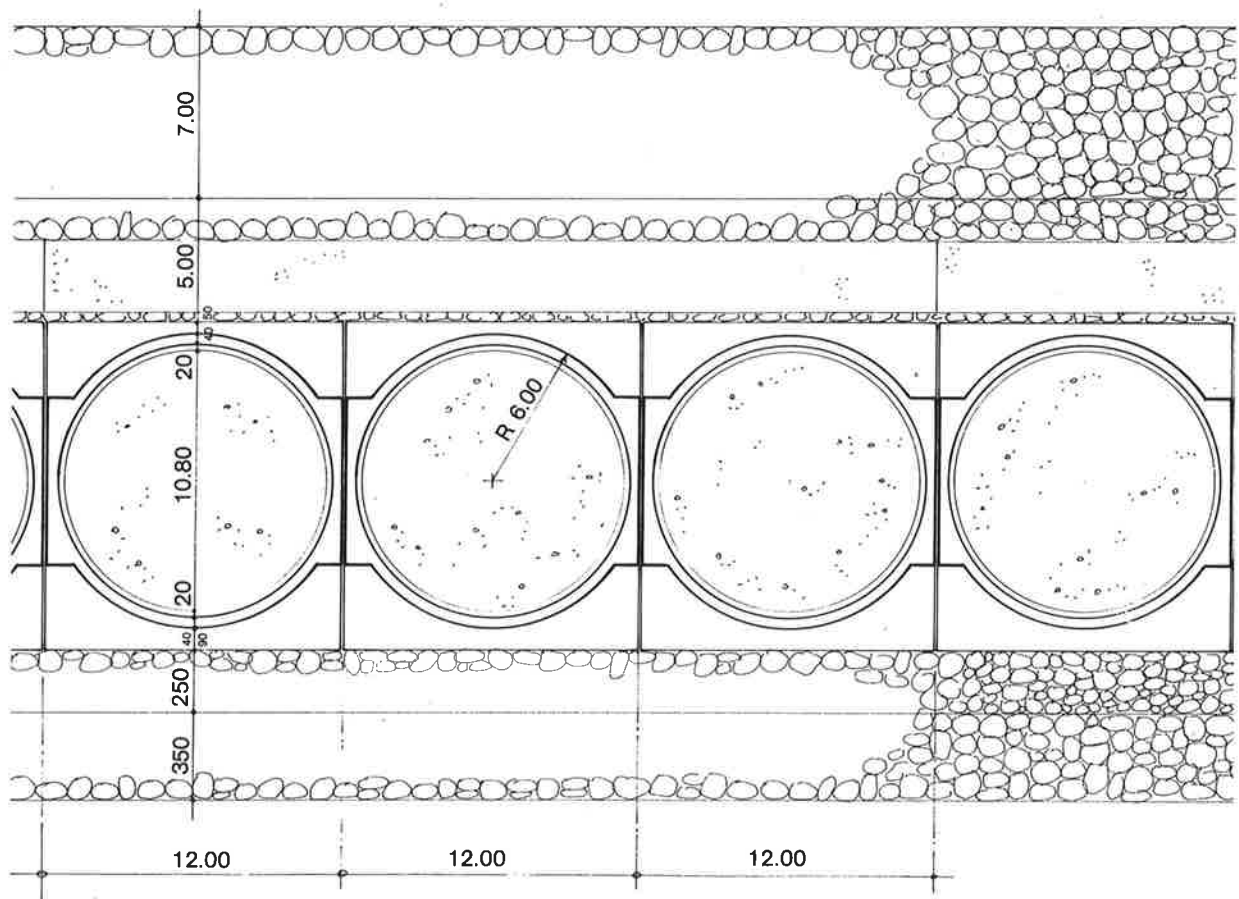


Fig. 19 - Tronco struttura - Sezioni.

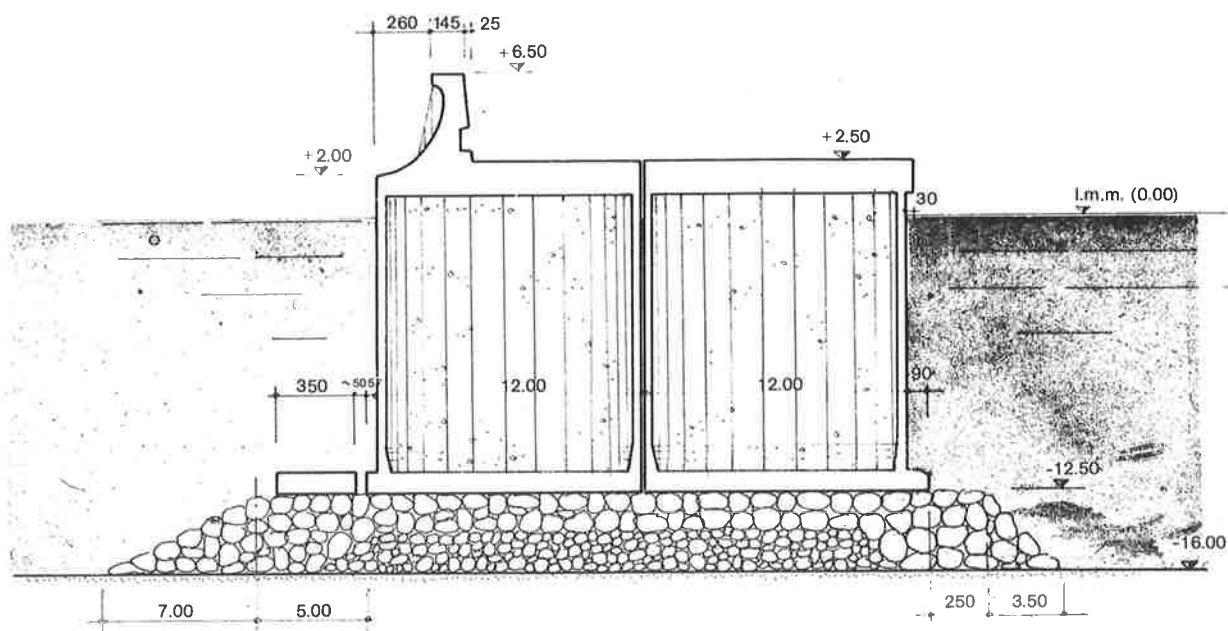
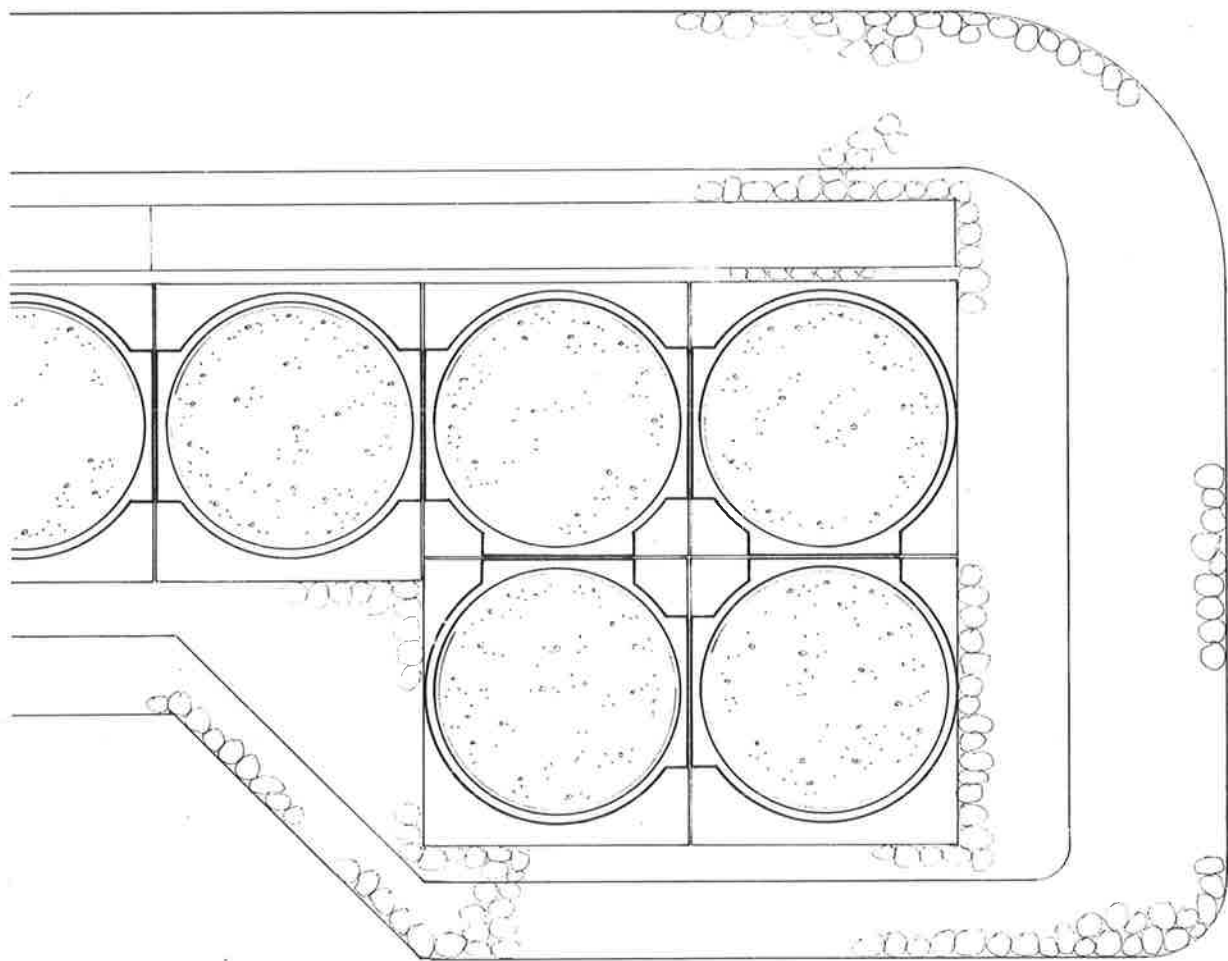


Fig. 20 - Testata struttura - Sezioni.