

# MURI DI SPONDA SU FONDO FANGOSO

PIETRO COLOMBO (\*)

**SOMMARIO:** Si descrivono le caratteristiche geotecniche dei terreni che vanno sotto il nome di fanghi marini e si riportano i dati di prove di laboratorio su alcuni campioni di tali terreni. Si ricordano le verifiche di stabilità ed i provvedimenti relativi alla costruzione di muri di sponda su fondo fangoso; infine se ne riportano e discutono alcuni esempi.

## Premesse

La costruzione di opere marittime su fondo fangoso è problema di particolare complessità, intorno al quale possono darsi norme comuni solo in forma estremamente generale. Le condizioni locali (regime e natura delle acque, condizioni del porto, disponibilità di materiali ed attrezzature) sono in ogni caso determinanti nella scelta del tipo di opera.

Comunque, la progettazione va sempre necessariamente preceduta da ampie ricerche sulle caratteristiche dei terreni di fondazione: in base ai valori di tali caratteristiche geotecniche è possibile individuare i tipi più convenienti ed i più adatti provvedimenti costruttivi.

## Caratteristiche dei fanghi marini

E' noto che i terreni comunemente indicati quali fanghi marini possono essere quasi sempre definiti come argille soffici (non consolidate). Essi sono caratterizzati dall'aver allo stato naturale basso peso di volume, permeabilità molto bassa, contenuto in acqua prossimo al limite di liquidità, attrito quasi nullo, debole coesione ed altissima compressibilità. Le proprietà e le origini di queste argille sono state anche recentemente oggetto di particolari ricerche da parte di studiosi scandinavi ed inglesi [5-12-19-20-21].

Il TERZAGHI [23] giustifica in parte le caratteristiche sopraindicate coll'ipotesi di una speciale struttura di queste argille derivante dal processo di sedimentazione che le ha originate. Esse sarebbero formate da due parti aventi differenti funzioni e proprietà: una, composta dai grani più grossi disposti in una posizione

non molto stabile simile a quella delle sabbie mobili e sciolte, costituisce lo scheletro portante del materiale; l'altra, formata dalla frazione argillosa, occupa gli interstizi dello scheletro. Allo scheletro, dato il particolare processo di formazione, sarebbe devoluta principalmente la resistenza allo sforzo verticale, mentre alla parte argillosa è principalmente attribuita la resistenza tangenziale.

Comunemente in un terreno omogeneo per il peso del materiale sovrastante, il contenuto in acqua diminuisce sensibilmente e la coesione aumenta con la profondità. Nelle argille non consolidate, se lo scheletro ha una stabilità tale da poter sopportare da solo lo sforzo di compressione dovuto al materiale sovrastante, la parte argillosa che occupa gli interstizi si mantiene nelle stesse condizioni in cui è avvenuta originariamente la sedimentazione. E' perciò possibile trovare a profondità crescenti argille non consolidate, sostanzialmente identiche tra loro nei riguardi della granulometria e dei limiti e tuttavia aventi contenuto in acqua e coesione costanti. Ma anche all'infuori di questo caso limite, di solito il contenuto in acqua e la coesione variano in queste argille solo leggermente con la profondità.

Se un terreno argilloso del tipo predetto viene sottoposto ad una qualsiasi azione sufficiente a smuovere i grani più grossi dalla loro posizione di equilibrio, e quindi praticamente a demolire la struttura dello scheletro, gli sforzi normali vengono trasferiti alla parte argillosa, dotata di minore capacità portante, con conseguenti grandissimi cedimenti.

Assai complesso appare il problema della resistenza tangenziale considerata allo stato naturale e dopo aver provocato il consolidamento o sotto particolari condizioni di sollecitazione.

Allo stato iniziale, cioè prima che si sia costruita una qualche opera o comunque adottato qualche provvedimento atto a cambiare le condizioni naturali, la resistenza tangenziale è data dalla coesione della parte argillosa, la quale a sua volta dipende dal carico massimo cui è stato precedentemente soggetto il terreno e dal grado di consolidamento raggiunto.

(\*) Dott. Ing. Pietro COLOMBO assistente presso l'Istituto di Costruzioni Marittime e Centro Geotecnico Veneto dell'Università di Padova.

Se il terreno viene sovraccaricato, l'acqua contenuta nei pori tende ad uscire, ma con estrema lentezza a causa della bassa permeabilità; di conseguenza essa acquista, all'atto dell'applicazione di un sovraccarico una pressione maggiore di quella prima esistente contribuendo con ciò a sopportare la nuova pressione verticale agente. Con la fuoriuscita dell'acqua, ne diminuisce la sovrappressione ed aumenta la pressione

deve essere fatta in relazione alle diverse sollecitazioni cui il progettista deve verificare la stabilità della struttura. Secondo TERZAGHI [23] la più indicata è la prova di compressione con espansione libera, con la quale si determina il carico di rottura  $q_u$  e quindi la resistenza tangenziale identificata nella sola coesione data da  $c = q_u/2$ . Altra prova possibile è quella triassiale rapida senza drenaggio con cui si determina la resistenza tan-

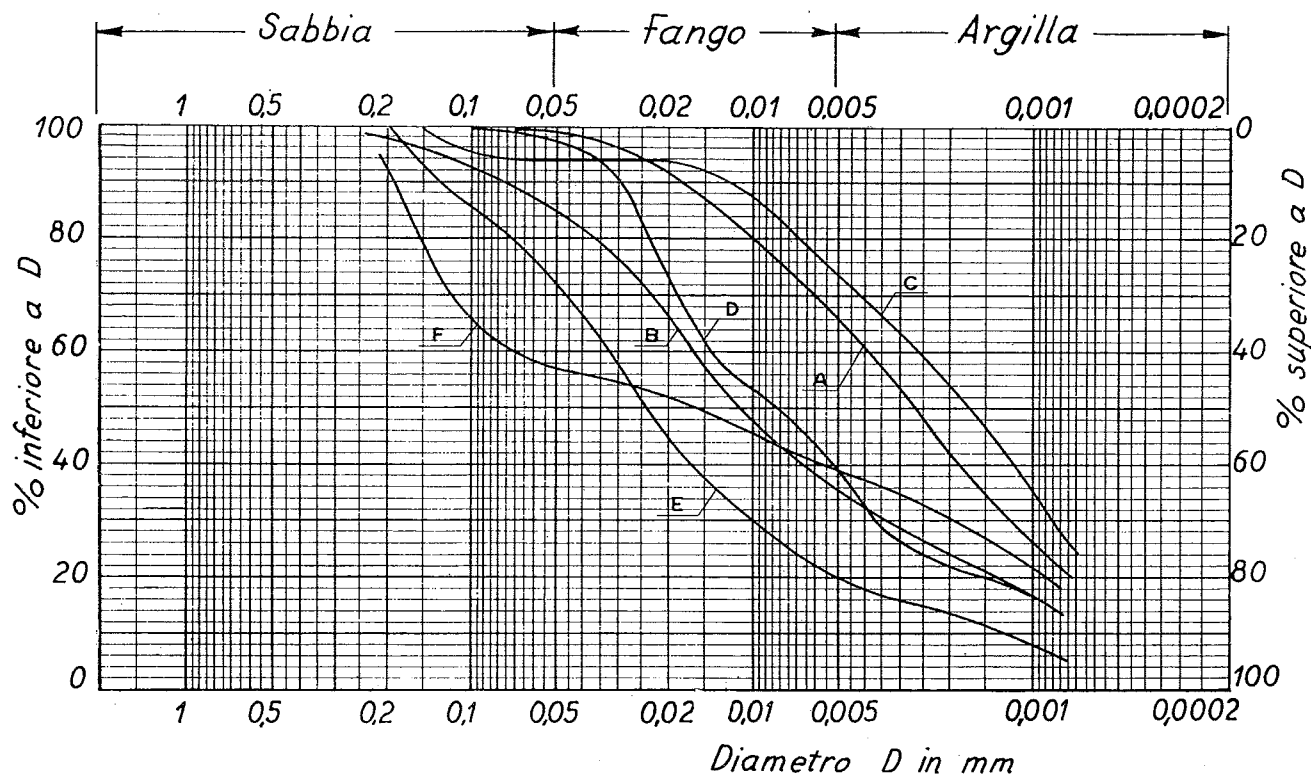


Fig. 1. — Curve granulometriche.

effettiva tra i granuli di terra. Con ciò aumenta la resistenza tangenziale poichè soltanto così aumentano le forze di coesione e d'attrito tra le particelle di terreno, mentre l'acqua ha resistenza tangenziale nulla. Quanto detto ora vale per tutte le argille; ma l'importanza del fenomeno è tanto minore quanto più l'argilla è consolidata, cioè con resistenza tangenziale molto alta.

Per quanto riguarda la dipendenza della resistenza tangenziale dalla pressione verticale e dal consolidamento, l'espressione classica di COULOMB  $\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi$  che lega la pressione verticale a quella tangenziale, per le argille e specialmente per quelle non consolidate non può essere ammessa in quanto considera la coesione costante. Il KREY-TIEDEMAN e l'HYORSLEY [25] hanno dato altre espressioni, che, pur rappresentando un notevole passo verso la soluzione del problema, non rispecchiano ancora il comportamento del terreno. C'è ora la tendenza a considerare invece la resistenza tangenziale senza far riferimento separatamente alla resistenza d'attrito ed alla coesione.

Diverse sono le prove di laboratorio cui vanno sottoposti i campioni delle argille in esame e la scelta

genziale sotto carichi diversi. I risultati che si ottengono presentano però parecchie incertezze in quanto il terreno viene inevitabilmente alterato durante il prelevamento e nella preparazione dei provini; data la particolare struttura di queste argille e le limitate proprietà di resistenza meccanica ogni alterazione modifica notevolmente i risultati.

Secondo gli studiosi scandinavi [6-7], prove in posto abbinate alle prove di laboratorio, dovrebbero poter condurre a risultati più sicuri.

Con le prove sopraelencate la resistenza tangenziale che si determina è data quasi soltanto dalla coesione.

Se invece queste argille vengono sottoposte alla prova di taglio con consolidamento, si trova coesione praticamente nulla ed angoli d'attrito variabili tra  $13^\circ$  e  $20^\circ$ . Ciò si può spiegare ammettendo che il consolidamento che si produce negli apparecchi di prova, per la limitata quantità di materiale e per il fatto che è impedito completamente il rifluimento, venga ottenuto demolendo la struttura dell'argilla e portando i grani più grossi a stretto contatto e permettendo così lo svilupparsi di una resistenza d'attrito di ben maggiore entità della coesione delle particelle più fini.

### Fanghi marini e loro caratteristiche nei porti italiani

Terreni come quelli sopraindicati si trovano in alcuni porti italiani fra i quali particolarmente noti sono La Spezia e Trieste.

Tra i numerosi campioni prelevati da sondaggi nel porto di La Spezia ne scegliamo alcuni come indicativi delle proprietà sopra segnalate e riportiamo le loro caratteristiche fisico-meccaniche (tab. I).

$c$  coesione con prova di taglio rapida con consolidamento in  $\text{kg}/\text{cm}^2$ ;

$q_u$  carico di rottura alla prova di compressione con espansione libera in  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .

Di questi campioni, che risultarono saturi, riportiamo anche le curve granulometriche ed edometriche (figure 1, 2a e 2b). Per meglio far risaltare i caratteri di queste argille sono riportati anche i dati relativi ad un campione di argilla sabbiosa consolidata (campione F) prelevato pure a La Spezia. Le caratteristiche

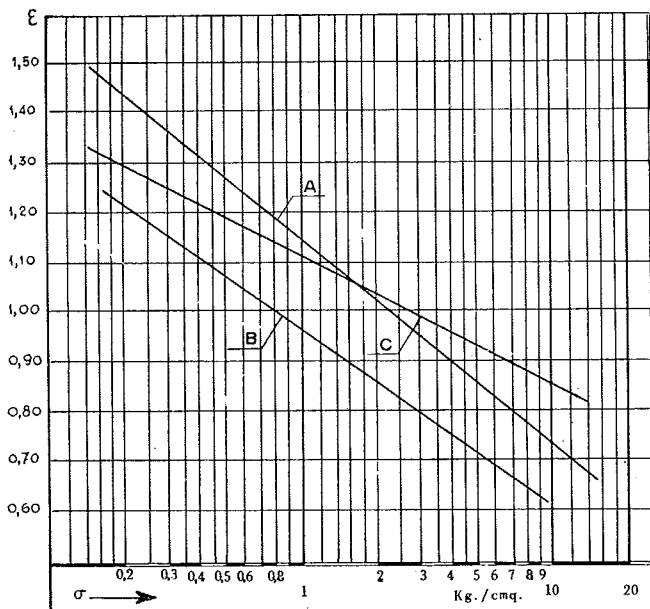


Fig. 2a. — Curve edometriche.

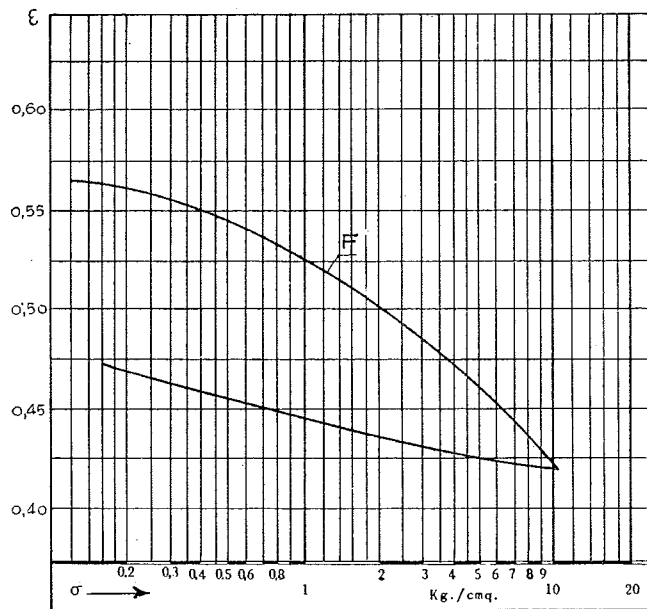


Fig. 2b. — Curva edometrica.

TABELLA I.

Campione	Quota	$P_v$	$A_{ns}$	$W_L$	$W_P$	$I_P$	$I_L$	$\varphi$	$c$	$q_u$	Natura del terreno
A	— 7,10	1,71	53,0	57,3	28,5	28,8	0,85	15°	—	da 0,10 a 0,15	argilla grigia
B	— 20,70	1,77	45,3	38,3	22,8	15,5	1,45	19°	—		argilla fangosa grigia
C	— 14,00	1,70	57,2	63,0	28,2	34,8	0,83	13°	—		argilla grigia
D	— 8,00	1,70	60,7	70,5	31,45	39,05	0,75	14°	—		argilla fangosa grigia
E	— 21,25	1,81	39,3	49,0	23,25	25,75	0,62	18°	0,05		fango sabbioso grigio
F	— 19,40	2,10	21,5	35,7	20,0	15,7	0,09	24°	0,15	2,1	argilla sabbiosa marrone compatta

Dove:

$P_v$  peso di volume in  $\text{gr}/\text{cm}^3$ ;

$A_{ns}$  umidità percentuale rispetto al peso secco;

$W_L$  limite di liquidità;

$W_P$  limite di plasticità;

$I_P$  indice di plasticità;

$I_L$  indice di liquidità;

$\varphi$  angolo di attrito con prova di taglio rapida con consolidamento;

sopra riportate sono state ottenute su campioni intatti per quanto era possibile, tenendo presente le difficoltà che si incontrano con questi terreni.

Se si definisce come sensibilità di un'argilla il rapporto fra la resistenza al taglio del campione indisturbato e quella del campione rimescolato e si esprime col BJERRUM [5] tale sensibilità in funzione dell'indice di liquidità (fig. 3), le argille di cui alla tabella sopra riportata appartengono al gruppo delle argille molto sensibili e leggermente mobili, cioè sono al limite di comportarsi come un fluido. Le curve edometriche poi fanno rilevare una enorme differenza di compres-

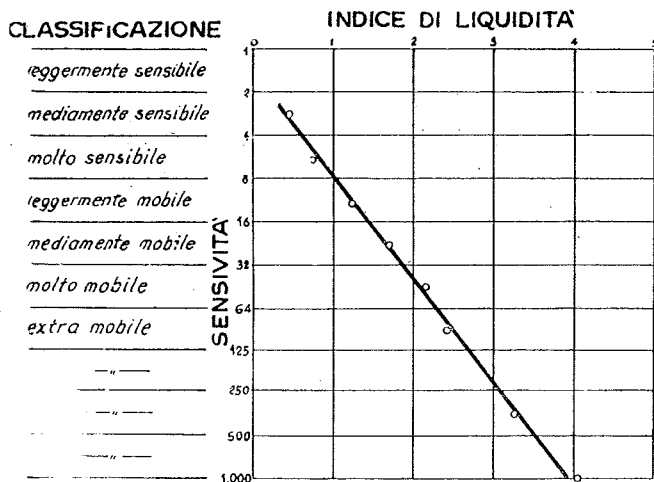


Fig. 3. — Relazione fra sensibilità ed indice di liquidità.

sibilità fra l'argilla soffice e quella consolidata. Il diagramma edometrico per l'argilla soffice è dato da una retta e invece per quella consolidata da una curva. Probabilmente questo conferma la mancanza di una pressione di consolidamento.

### Verifiche di stabilità e provvedimenti costruttivi

Prima di procedere all'esame dei provvedimenti da prendere per le fondazioni nei terreni sopradescritti, va ricordato che oltre alle consuete verifiche di stabilità per i muri di sponda in generale [8-11], devesi

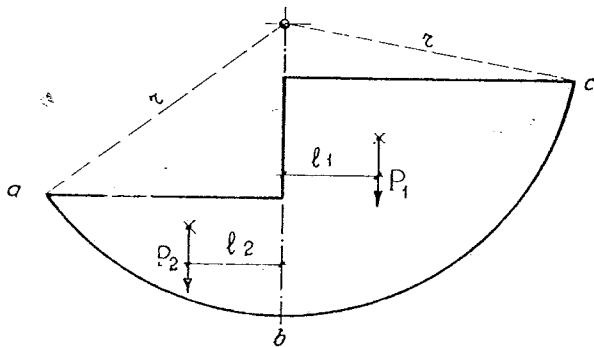


Fig. 4. — Verifica del cerchio di slittamento.

verificare l'intera struttura allo slittamento profondo circolare [23-24-25].

L'analisi di questo tipo di slittamento, inizialmente condotta dal FELLENIUS e dal PETERSON in conseguenza di dissesti avvenuti in vari muri di sponda di porti svedesi, ha condotto a proporre la verifica nell'ipotesi che lo slittamento avvenga lungo una superficie cilindrica mediante una rotazione intorno all'asse del cilindro stesso.

Con riferimento alla fig. 4 il momento rovesciante è dato dal peso  $P_1$  riferentesi al materiale a destra della perpendicolare per il centro di rotazione, mentre quello stabilizzante è dato dal momento del peso  $P_2$  del materiale a sinistra della perpendicolare e dal momento

dovuto alla resistenza tangenziale lungo l'arco  $abc$ . Questa forza  $\tau$  agente lungo  $abc$  è data da:

$$\tau = \frac{P_1 l_1 - P_2 l_2}{r (abc)}$$

Si tratta di verificare se facendo il rapporto tra la resistenza offerta dal terreno e la forza tangenziale agente con l'ipotesi di slittamento circolare in relazione a un determinato centro di rotazione, risulta un coefficiente di sicurezza adeguato, che da vari autori viene indicato poter variare da 1,2 a 1,5. Le superfici di slittamento possibili però sono infinite potendo variare il centro di rotazione e, per uno stesso centro di rotazione, il raggio del cerchio. Con alcuni tentativi si può determinare il centro ed il raggio per il quale il coefficiente di sicurezza risulta minimo.

Visti ora quali sono gli elementi che influenzano tale slittamento, ne discende che bisogna cercare di spostare gli archi di cerchio compatibili con le condizioni imposte dall'opera in zone più profonde, dove questi scorrimenti non siano più da temere, di aumentare il momento stabilizzante, diminuire il momento rovesciante ed aumentare la resistenza tangenziale del terreno.

Per ingrandire l'arco di cerchio di possibile slittamento si può agire in due maniere: o costringendolo a passare per un punto obbligato in direzione verticale oppure per un punto obbligato in direzione orizzontale. Nel primo caso si tratta di adottare strutture che vadano ad interessare strati profondi (strutture con pali, con pozzi, con palancolate). Nel secondo caso si deve porre uno scanno generalmente di pietrame e sabbia sotto ed anteriormente al muro prolungandolo a seconda delle esigenze anche a lunghezze notevoli.

Amnesso un dato cerchio di slittamento, e ricordando ancora la relazione

$$\tau = \frac{P_1 l_1 - P_2 l_2}{r (abc)}$$

si vede subito che si può:

a) diminuire  $P_1 l_1$  cioè il momento rovesciante adottando strutture leggere per i muri di sponda, materiali leggeri per la formazione del terrapieno a tergo ma dotati di un notevole attrito onde aumentare la resistenza tangenziale del terreno;

b) aumentare il momento stabilizzante  $P_2 l_2$  formando una gettata anteriormente al muro con materiale pesante ma in maniera tale da non rompere la struttura del fango;

c) aumentare la resistenza tangenziale del terreno ricorrendo a procedimenti di consolidamento rapido quali il drenaggio del fango sottostante il muro di sponda con pali di sabbia [3-13] o col procedimento KJELMAN-FRANKI [1]; oppure, qualora si possa aspettare, procedere a un consolidamento lento con la formazione di un adeguato sovraccarico prima di procedere

alla costruzione dell'opera prevista, ricordando però che il tempo necessario al consolidamento può essere dell'ordine di un anno o più.

Generalmente i provvedimenti adottati per impedire lo slittamento profondo sono cautelativi rispetto a qualsiasi altro pericolo.

In alcuni casi con strutture a massi, a cassoni e simili è prudente anche fare la verifica di capacità portante con le varie formule di equilibrio plastico (Prandtl, Terzaghi, Caquot, ecc.). Inoltre la determinazione delle curve edometriche può dare delle indicazioni sui cedimenti e sui consolidamenti da raggiungere.

Quando si vuole adottare una struttura a massi o a cassoni, il muro di sponda non viene appoggiato direttamente sul fango ma su uno scanno di pietrame, ghiaia o sabbia; scanno che ripartisce e rende più uniforme la pressione sul terreno. Abbiamo già visto che nel caso di slittamento profondo questo scanno ha la funzione di provocare un parziale consolidamento e se prolungato anteriormente al muro, di fare da controcario ed ampliare il cerchio di possibile scorrimento.

Sulla scelta dei materiali che devono costituire lo scanno, si può dire quanto segue: generalmente migliori risultati si sono ottenuti adottando sabbia invece di pietrame. Ciò si può spiegare per il fatto che la sabbia si mescola parzialmente col fango migliorando le caratteristiche di quest'ultimo, e distribuisce uniformemente la pressione, mentre il pietrame, per il suo notevole peso, provocando delle forti sollecitazioni concentrate, si affonda subito e di conseguenza la quantità che deve essere usata è molto grande e provoca negli strati più profondi, anche se più consistenti, ulteriori cedimenti. Va da sé che per tali opere possono essere ammissibili cedimenti relativamente elevati in quanto generalmente le strutture sono costituite da elementi non rigidamente collegati gli uni agli altri.

### Esempi di opere costruite sul fondo fangoso

Il riferimento a casi concreti di muri di sponda costruiti su terreni fangosi può chiaramente dire quali siano i pericoli insiti in queste costruzioni ed i provvedimenti possibili.

In Italia, come già detto, i porti in cui essenzialmente si riscontrano terreni argillosi soffici non consolidati sono quelli di Trieste e La Spezia.

A Trieste [16] nel 1905 fu costruito il muro di sponda della Riva 3 Novembre (fig. 5) a massi artificiali sovrapposti poggianti su uno scanno di pietrame gettato a riempire una trincea precedentemente scavata e spinta fino a -14, cioè a circa 4 metri al di sopra del banco sodo situato a -18. Per tale muro non si ebbero notevoli inconvenienti.

Fra il 1906 ed il 1908 fu costruito il Molo Bersaglieri preparando il fondo con una escavazione spinta a profondità variabili dagli 11 ai 14 metri riempiendo la trincea di pietrame fino a -7 e quindi poggiandovi sopra un muro di massi artificiali (fig. 6) eguale a quello della Riva 3 Novembre. La trincea fu estesa notevolmente anche davanti al muro in modo da formare un'antiggettata il che però non impedì notevol-

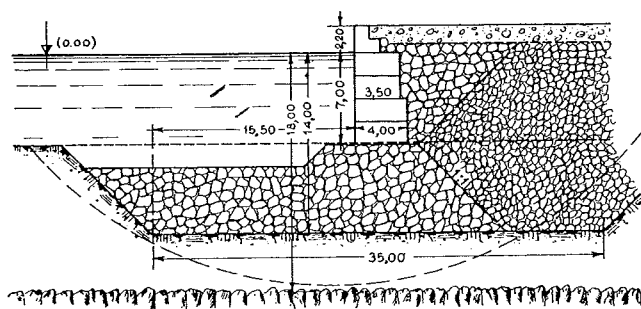


Fig. 5. — Trieste - Riva 3 Novembre.

simi cedimenti e slittamenti sul lato a ponente ed in testata durante la formazione del terrapieno.

La differenza di comportamento del muro del Molo Bersaglieri rispetto a quello della Riva 3 Novembre, pure essendo stati costruiti nella stessa maniera, si può forse imputare alla diversa profondità del fondo compatto che per il Molo Bersaglieri era a oltre 26 metri dal pelo dell'acqua.

Esaminando i due casi, secondo quanto detto precedentemente, appare manifesto che, mentre per la Riva 3 Novembre era avvenuto un notevole consolidamento del fango per il limitato spessore dello strato e quindi un possibile cerchio di slittamento avrebbe dovuto essere tangente al banco sodo, ma necessariamente interessare la gettata di pietrame, per il Molo Bersaglieri invece la superficie di slittamento poteva interessare completamente il fango esterno alla gettata, dato il grande spessore dello strato e per la stessa

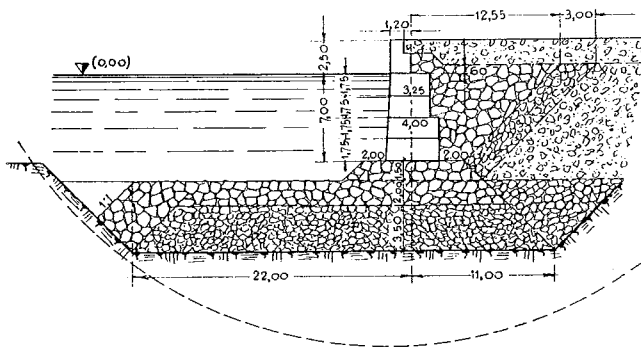


Fig. 6. — Trieste - Molo Bersaglieri.

ragione il consolidamento provocato dalla gettata non poteva essere che lieve.

A La Spezia [2] nella costruzione del muro di sponda della calata Varicella (fig. 7) e di un primo tratto della diga foranea (fig. 8A) si ebbero grandissimi cedimenti; per il muro di sponda si ebbero anche notevolissimi spostamenti orizzontali che, pur essendo i massi costituenti il muro di sponda guidati nei loro approfondimenti con tiranti provvisori, fecero assumere al muro il profilo di figura.

Successivamente, sempre a La Spezia, per la costruzione di un secondo tratto della diga foranea (fig. 8B) e del muro di sostegno del terrapieno a tergo della diga (fig. 8C) fu interposto fra la scogliera costituente la diga ed il fango uno strato di sabbia di spessore

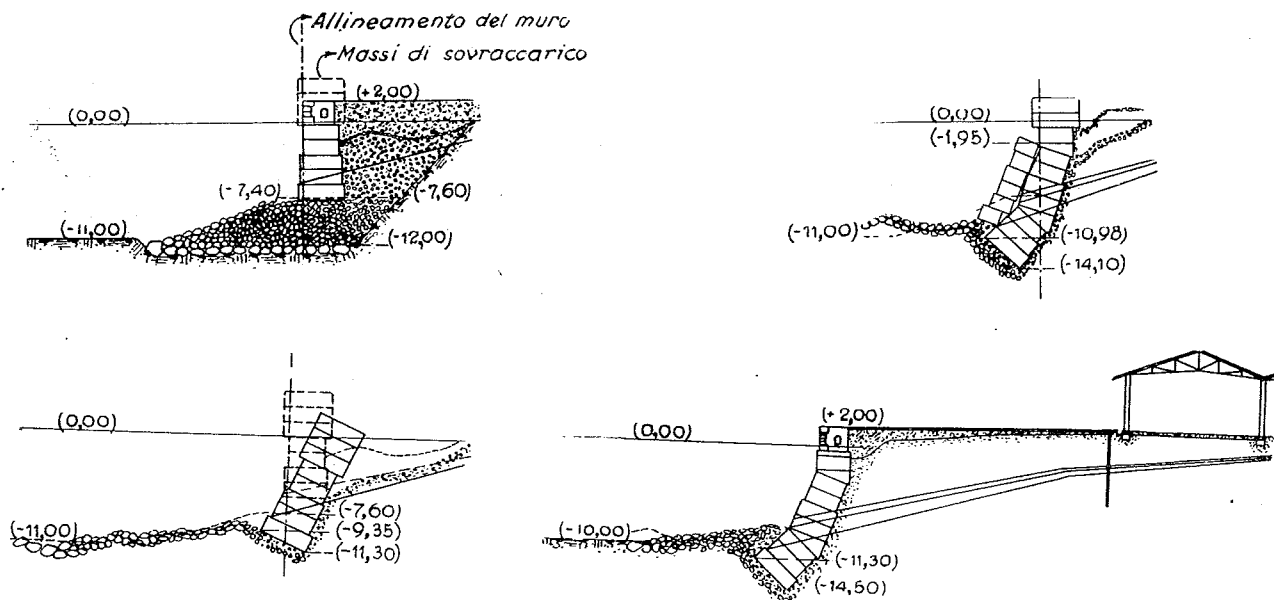


Fig. 7. — La Spezia - Calata Varicella.

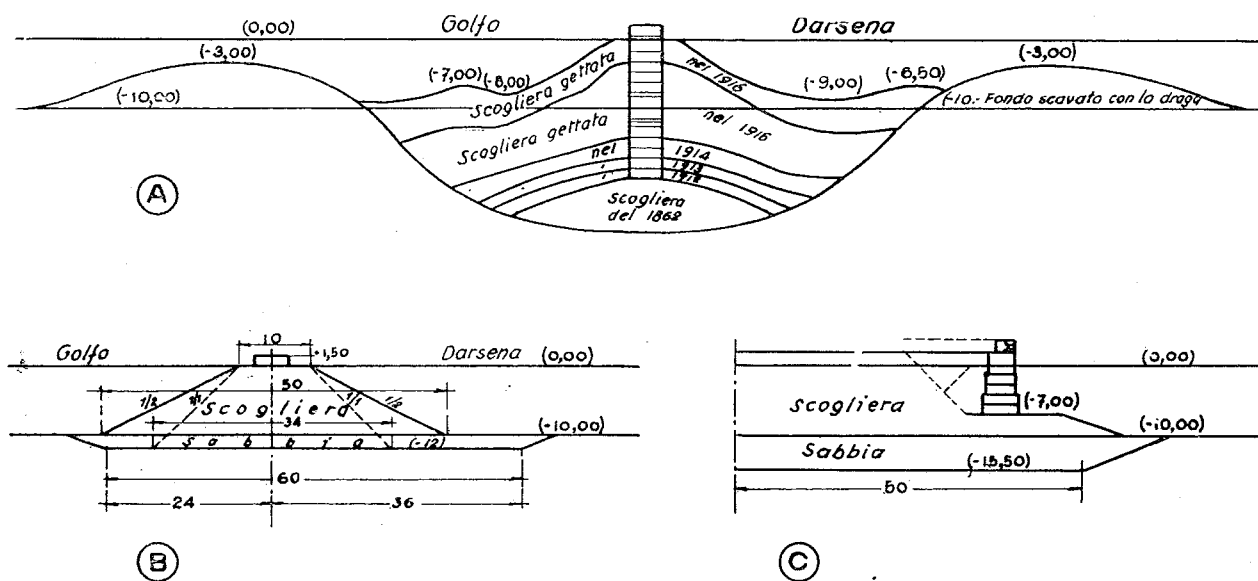


Fig. 8. — La Spezia - Diga foranea.

variabile da 2 a 5 metri ottenendo risultati soddisfacenti rispetto a quelli veramente disastrosi ottenuti con l'uso della sola scogliera.

Ad Istanbul [10] notevolissimi dissesti si ebbero nella costruzione di un muro di sponda (fig. 9) eseguito fra il 1895 e il 1899; il progetto prevedeva la costruzione di un muro di massi artificiali poggiante su un'ampia gettata di pietrame. Il terreno di fondazione era costituito da argilla tenera. Con la formazione della gettata ed appena iniziata la posa dei massi artificiali incominciò l'affondamento e lo slittamento del pietrame.

Successivi rifiorimenti e tentativi di ricostruzione provocarono ulteriori slittamenti; soltanto dopo aver provveduto a caricare il piede del massiccio in pietrame con un enorme quantitativo di sabbia ed aver tentato

di avvicinarsi in tal maniera alla forma di equilibrio verso cui il terreno sembrava tendere, il muro poté essere ultimato.

Ad Alessandria d'Egitto [10] nel 1917 nella costruzione del muro di sponda del molo L (fig. 10), pur avendo adottato come basamento un notevole scanno di sabbia, allorché fu completato il riempimento a tergo si ebbe lo slittamento del muro e della sabbia sul fango.

Si procedette alla ricostruzione del muro e con buoni risultati, dopo aver constatato il completo assestamento del riempimento a tergo e del fango sottostante.

In Giappone [14], nel porto di Kobe, la costruzione di un muro di sponda, sempre su terreno fangoso, fu eseguita scavando prima un trincerone, riempiendolo di sabbia e ghiaia, attendendo il consolidamento e

quindi infiggendo alcuni pali nella zona d'appoggio del cassone costituente il muro e poggiandovi sopra la struttura.

Analoghi provvedimenti e sempre con buoni risultati furono presi nel porto di Valparaiso [16] nel Cile.

In Olanda e nelle Indie olandesi [22] il procedimento adottato fu quello di escavare un grande trincerone,

sovraccarichi notevoli, sempre su terreno di argilla soffice, fu adottata la fondazione con gettata di pietrame e ghiaia su cui vennero appoggiate delle lastre prefabbricate di dimensioni tali da non caricare la gettata con oltre 2,8 kg/cm<sup>2</sup>. Queste lastre servirono di appoggio al piede di una palancolata continua sulla sommità della quale fu costruito un muretto in calcestruzzo.

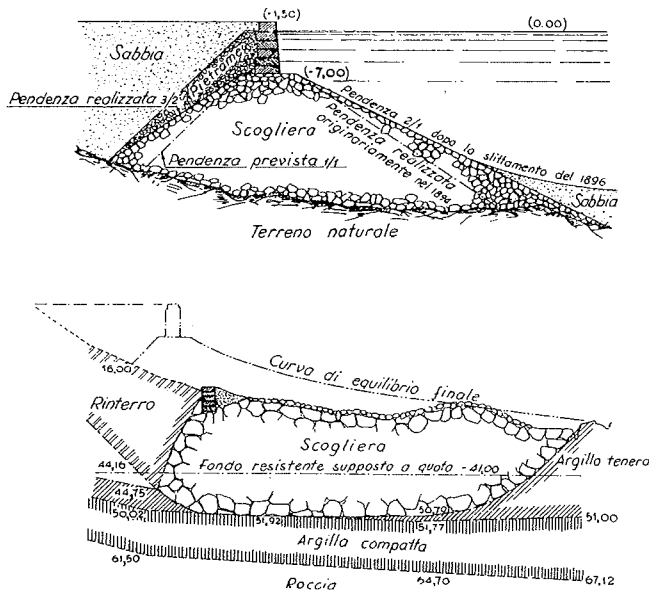


Fig. 9. — Istanbul.

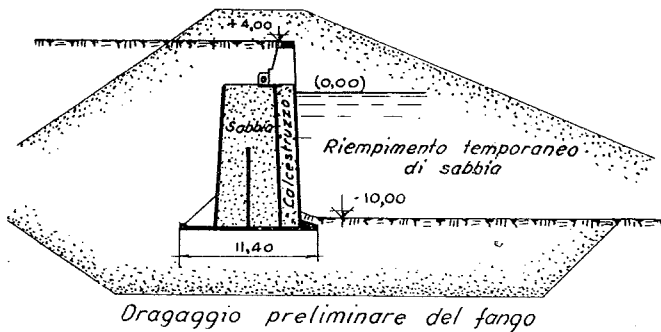


Fig. 11. — Rotterdam - Calata di Waalhaven.

riempirlo di sabbia in quantità tale da sollecitare il terreno con una pressione eguale a quella prevista per l'opera in progetto e attendere il consolidamento. Quindi, estratta la sabbia in più, appoggiarvi il muro di sponda (fig. 11).

In Isvezia [18] il grande numero di inconvenienti presentatisi nelle costruzioni di rilevati e di muri di sponda ha portato, come è stato già detto, allo sviluppo del metodo svedese di slittamento cilindrico. La fig. 12 illustra il modo con cui le osservazioni in posto formarono la base di questo metodo.

Nel 1946 a Stoccolma [15] nella costruzione di una banchina del porto nuovo con fondale di m 10,50 e

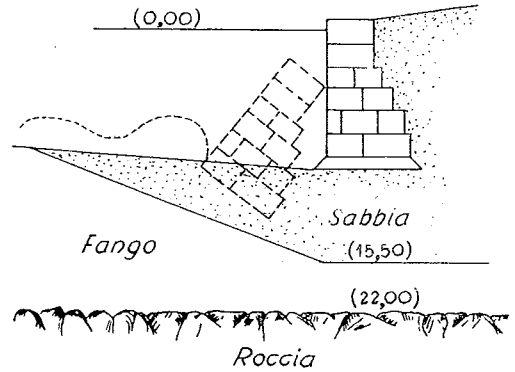


Fig. 10. — Alessandria - Calata sud del molo L.

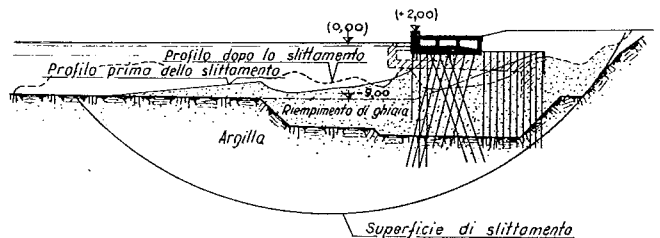


Fig. 12. — Goteborg - Calata Stybergs.

L'ancoraggio della palancolata fu realizzato a mezzo di vecchie rotaie annegate in una trave di calcestruzzo e collegate a massi pentagonali di calcestruzzo portati da terne di pali in ferro che servirono nello stesso tempo per supporto del semiportico della gru (fig. 13).

La soluzione adottata fu scelta in quanto si presentarono particolari circostanze favorevoli che permisero di procurare il consolidamento dell'argilla con spesa limitatissima a mezzo di tre rilevati di ghiaia di cui due provvisori ed uno lasciato in posto per costituire una controgettata. Questi rilevati, costituenti un sovraccarico corrispondente al triplo di quello massimo progettato, furono lasciati in posto per oltre 2 anni. Le modalità d'impiego di questi sovraccarichi risulta-

rono dall'applicazione meticolosa del metodo svedese di slittamento su superficie cilindrica.

Negli Stati Uniti [9] nella baia di San Francisco, durante l'ultima guerra mondiale furono costruiti, sempre su terreno fangoso, muri di sponda per sovraccarichi molto elevati con strutture di vario tipo quali ad elementi sovrapposti (timber-crib) e a palancolate in ferro formanti celle riempite poi di sabbia e ghiaia

lunghezza di 120 metri per poi estenderlo ad una lunghezza di 1.000 metri, qualora la sua costruzione avesse dato buon esito. Il fondo era di fango molle per profondità praticamente indefinita. Il muro era costituito a pile indipendenti spinte fino a  $-7,50$  e con sovraccarico di  $4 \text{ ton/m}^2$ . I carichi venivano riportati sul fango a mezzo di uno strato di pietrame, uno strato di pietrisco ed uno di sabbia (fig. 15). Prima di proce-

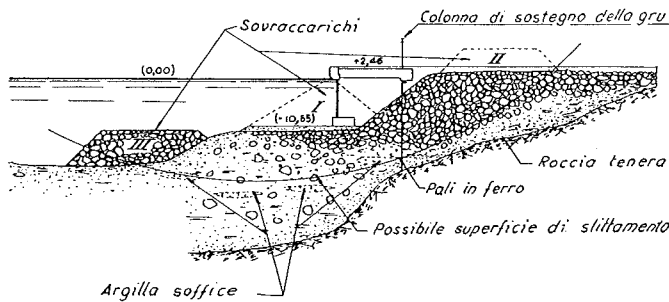


Fig. 13 — Stoccolma - Porto Nuovo.

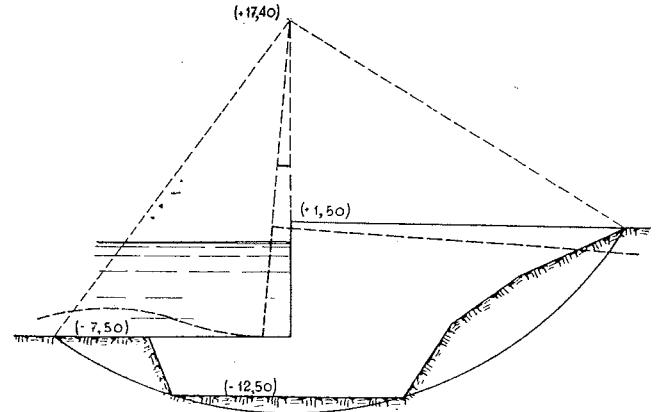


Fig. 16. — Caratteristica dello slittamento.

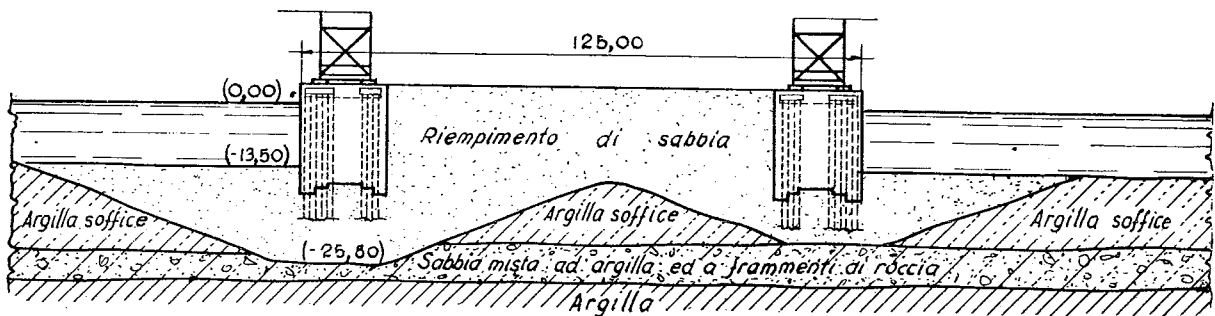


Fig. 14. — San Francisco - Sezione del «Molo Pier».

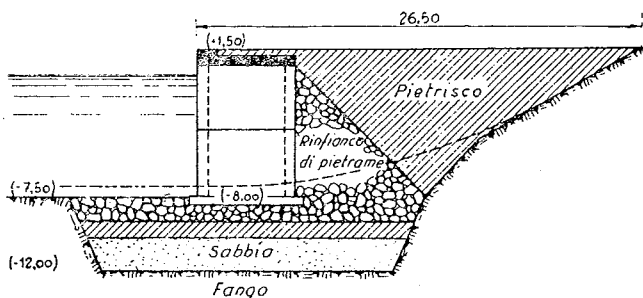


Fig. 15. — Tunisi - Muro di sponda della calata sud.

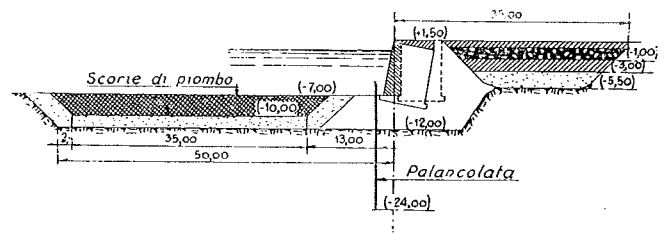


Fig. 17. — Tunisi.

(fig. 14). Per migliorare il fondo in un primo tempo venne previsto un leggero dragaggio con successivo riempimento di sabbia ed infissione di pali di sabbia in modo da accelerare il consolidamento; in seguito invece si adottò soltanto il riempimento di sabbia spinto però a maggiore profondità, fino in vicinanza dell'argilla più compatta.

A Tunisi [4], dovendosi ampliare il porto, nei primi mesi del 1949 fu costruito un muro di sponda per una

dere alla sistemazione definitiva del muro e del riempimento a tergo si procedette alla esecuzione di un sovraccarico tale da provocare all'incirca una distribuzione delle pressioni nel terreno eguale a quella prodotta a costruzione ultimata.

Il sovraccarico fu lasciato per alcuni mesi e quindi si procedette alla posa in opera dei cassoni ed alla esecuzione del riempimento a tergo. Appena ultimato quest'ultimo si ebbe il dissesto del muro secondo uno



slittamento di superficie cilindrica come si può osservare nella fig. 16.

Furono allora subito fatti sondaggi e studi sul fango ottenendo caratteristiche geotecniche simili a quelle già indicate all'inizio di questa nota.

I provvedimenti per la rimessa in efficienza del muro compresero (fig. 17): riduzione del fondale da m — 7,50 a — 7; riduzione del sovraccarico da 4 a 2 ton/m<sup>2</sup>; dietro il muro si sostituì per una certa altezza al fango quale costituente il terrapieno, sabbia e pietrisco; anteriormente fu costituita una controgettata in scorie di piombo, disponibili a basso prezzo, molto pesanti, e sabbia. Al piede del muro infine fu infissa una palan-colata.

## Conclusione

Dalle considerazioni sopraesposte discende che il problema della costruzione di opere marittime su fondo fangoso è pure suscettibile delle più svariate soluzioni tecniche.

Comunque buoni risultati si possono ottenere dove si progetti conoscendo la stratigrafia e le caratteristiche geotecniche del terreno.

Le strutture ed i provvedimenti fra i quali il tecnico può scegliere sono numerosi, ma in questa scelta influiscono principalmente le disponibilità ed il costo dei materiali, le attrezzature a disposizione sul posto più che le esigenze tecniche.

Cel progredire della meccanica dei terreni e quindi con la possibilità di prevedere sempre meglio il comportamento del terreno si potranno avere sempre migliori, più sicure e meno onerose soluzioni.

## Bibliografia

- [1] AIMONT: *La stabilisation des terrain a grains fins par la drainage en profondeur. Le procede Kjelman-Franki* - La Technique des travaux, settembre-ottobre 1949.
- [2] BARBERIS: *Exemples recents de foundations de murs de quai sur sous-sol de mauvais nature* - XVI Congr. Inter. de Navigation - Bruxelles 1935.
- [3] BARRON: *Consolidation of fine grained soils by drain wells* - *Proceedings Am. Soc. Civ. Engr.*, giugno 1947, vol. 73, p. 811.
- [4] BEAU-PETIGNY: *Construction de nouveaux quais au port de Tunis. Problems posés par la construction de quais en terrains vaseux de profondeur indefinie* - *Annales des Ponts et Chaussées* - luglio-agosto 1954.
- [5] BJERRUM: *Geotechnical properties of norwegian marin clays* - *Geotechnique*, giugno 1954.
- [6] CADLING-ODENSTAD: *The vane borer. An apparatus for determining the shear strength of clay soils directly in the ground* - Pubbl. n. 2 del Royal Swedish Geotechnical Institute, Stoccolma 1950.
- [7] CARLSON: *Determination in situ of the shear strength of undisturbed clay by means of a rotating auger* - *Proceedings of the second Int. Conf. Soil mechanics and foundation engineering*, Rotterdam, vol. I.
- [8] COEN-CAGLI: *Lezioni di costruzioni marittime* - CEDAM, Padova 1928.
- [9] COXE-STOKES: *Problem in heavy waterfront construction in areas of deep mud deposits* - *Proceedings of the second Conf. Intern. on soil mechanics and foundation engineering* - Rotterdam, vol. V.
- [10] DE JOLY-LAROCHE-WATIER-DE ROUVILLE: *Travaux maritimes* - Vol. III, Dunod Paris 1951.
- [11] FERRO: *Costruzioni marittime* - vol. II, CEDAM, Padova 1953.
- [12] JACOBSON: « *Origin cohesions* » of clay - *Proceedings of the third Intern. Conf. soil mechanics and foundation engineering* - Zurigo 1953, Vol. I.
- [13] KYLE: *The use of sand drains under buildings at Port-Newark* - *Proceedings of the third Inter. Conf. soil mechanics and foundation engineering* - Zurigo 1953, Vol. I.
- [14] KYRA AVVOYAMA: *Exemples recents de foundations de murs de quai sur sous-sol de mauvais nature* - XVI Congr. Intern. de navigation - Bruxelles 1935.
- [15] LEIMDOERFER: *L'emploi d'éléments préfabriqués pour la construction moderne de quais de docks* - *Bulletin de l'Ass. Intern. permanent de Congr. de navigations*, n. 35, anno 1951.
- [16] LOIRA: *Compte rendu des travaux executés dans le ports maritimes in Cile* - *Bulletin de l'Ass. Inter. permanent de Congr. de navigation* - gennaio 1927.
- [17] PERIANI: *Notizie sul porto di Trieste e sui lavori che in esso si stanno eseguendo per il consolidamento dei manufatti* - *Annali dei LL.PP.* 1925 - fasc. IX.
- [18] PETERSON: *Exemples recents de foundations de murs de quai sur sous-sol de mauvaise nature* - XVI Congr. Intern. de navigation - Bruxelles 1935.
- [19] ROSENQUIST: *Considerations on the sensivity of norwegian quick-clays* - *Geotechnique*, marzo 1953.
- [20] SKEMPTON-NORTHEY: *The sensivity of clays* - *Geotechnique*, marzo 1952.
- [21] SKEMPTON: *The colloidal « activity » of clays* - *Proceedings of the third Intern. Conf. on soil mechanics and foundation engineering* - Zurigo 1953, Vol. I, pag. 57.
- [22] STROYER: *Concrete structures in marine Work* - Knapp Orervett e Sons - Westminster.
- [23] TERZAGHI-PECK: *Soil mechanics in engineering practice* - Wiley e Sons - New York, 1948.
- [24] TERZAGHI: *Mecanique theorique des sols* - Dunod, Paris 1951.
- [25] TSCHEBOTARIOFF: *Soil mechanics foundation and earth structures* - MacGraw-Hill, New York 1951.

SOMMAIRE: L'Auteur donne une description des caractéristique de terrain de la espèce de terrain nommée vase. Il report les résultats d'essais de laboratoire sur des echantillons de ce terrain. Il recorde brievement les calculs de stabilité et les arrangements relatives pour la construction des murs de quai sur le sol vaseux. Enfin l'A. en donne des exemples et fait discussion sur les mêmes.

SUMMARY: The Author describes the physical, hydraulic and mechanical properties of soils, which are called « marine soft clays »; the results of laboratory tests on samples of such soils are reported.

After briefly reporting stability computations and arrangements for constructions of quay wall on soft clay, some actual examples are referred and discussed.