

Problemi geotecnici nelle aree lacuali e marine

P. COLOMBO *

SOMMARIO: L'articolo riproduce il testo della Relazione Generale svolta dall'Autore al XII Convegno di Geotecnica, Cosenza, settembre 1975. Dopo aver discusso ed illustrato i vari aspetti del problema, l'A. passa in rassegna le memorie presentate al Convegno sul tema II: « Problemi geotecnici delle aree lacuali e marine. Indagini in sito ed in laboratorio. Calcoli e progettazione. Questioni costruttive ».

1. Premessa

Il tema « Problemi geotecnici nelle aree lacuali e marine » è molto ampio e gli Autori delle dieci memorie presentate, toccando argomenti di interesse geotecnico estremamente vario, non lo hanno ristretto. Però tenendo presenti anche i temi trattati nei precedenti Convegni è sembrato opportuno richiamare l'attenzione principalmente sui problemi connessi alle opere che vengono costruite in aree marine e particolarmente alle opere portuali. Tuttavia gli argomenti sono risultati ancora così numerosi da far ritenere opportuno che insieme al relatore generale altri due relatori, il prof. Giovanni BORZANI e l'ing. Claudio MASCARDI, trattassero alcuni aspetti di indagine, progettazione e costruzione decisamente influenti sulla soluzione dei problemi geotecnici.

Problemi legati alla stabilità dei terreni si sono avuti fin dall'inizio delle costruzioni di opere portuali, ma indubbiamente la loro frequenza ed importanza è aumentata dopo la Seconda Guerra Mondiale con l'enorme sviluppo che si è avuto nella costruzione di opere in zone costiere ed in mare aperto.

Particolarmente l'aumento del traffico marittimo, la sempre più frequente localizzazione di industrie in vicinanza di aree portuali e in aree costiere, l'aumento di richiesta di energia e la sempre maggiore utilizzazione di olii minerali hanno dato luogo alla costruzione di notevoli opere di difesa portuale, di banchine portuali, di pontili, al riempimento con colmate e rinterri di estese aree costiere.

L'utilizzazione a scopo turistico e i nuovi insediamenti lungo le coste hanno posto grossi problemi di difesa costiera e di difesa delle spiagge in particolare, talvolta collegati anche a fenomeni di subsidenza.

Con lo sviluppo del traffico marittimo e particolarmente di quello degli olii minerali è sorta la necessità di costruire altri bacini da carenaggio di sempre maggiori dimensioni e con l'evoluzione della tecnica cantieristica navale si è arrivati ai bacini da costruzione.

Lo sfruttamento degli olii minerali e dei gas naturali ha poi dato luogo, specialmente negli ultimi 15 anni, ad uno sviluppo notevolissimo delle costruzioni in mare aperto (off shore).

Questi brevi richiami suggeriscono immediatamente che si è avuto un moltiplicarsi di problemi geotecnici in questo campo di opere. In questa sede sembra però opportuno restringere la trattazione solo ad alcuni aspetti che in qualche caso sono stati alla base dei notevoli sviluppi della Geotecnica.

2. Opere di difesa portuale

Trattando delle opere di difesa portuale si ricorda che problemi geotecnici notevoli sono sorti ogni qualvolta è stato necessario costruirle in zone caratterizzate dalla presenza di terreni argillosi e limosi con resistenza molto bassa.

Nella letteratura tecnica si ricordano molti casi di opere costruite su questi terreni di fondazione ed alcuni sono riportati con descrizioni e dati abbastanza completi sul comportamento durante e dopo la costruzione e sugli incidenti avvenuti; ne ricordo alcuni che mi sembrano più significativi.

Merita innanzitutto riportare l'esperienza raccolta dai Servizi Tecnici del Genio Militare Italiano nella costruzione delle opere di attracco per le navi e di difesa dal mare del Porto di La Spezia, che è caratterizzato dalla presenza di argille molli, in genere fino a profondità notevoli, di oltre $20 \div 30$ m. L'opera di difesa della rada, in fondale di (-10) circa, venne costruita per la maggior parte nel periodo 1912-1927. Un primo troncone di 100 m di lun-

* Prof. ing. Pietro COLOMBO, Istituto di *Costruzioni Marittime* e di *Geotecnica*, Università di Padova.

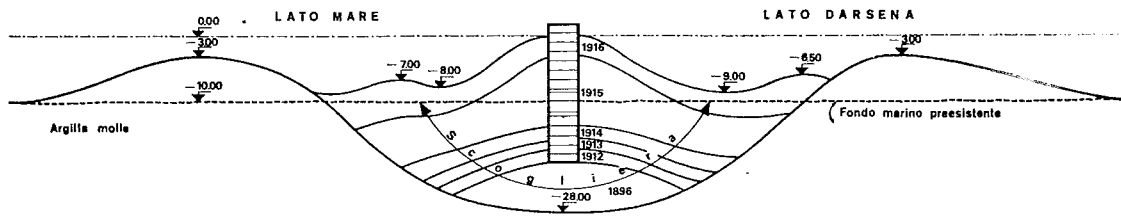


Fig. 1. - PORTO DI LA SPEZIA. Diga frangiflutti Sud-Ovest - 1912-27.

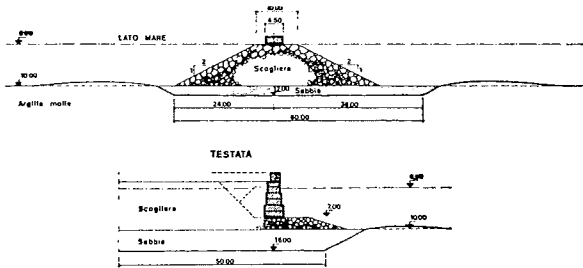


Fig. 2. - PORTO DI LA SPEZIA. Diga frangiflutti Sud-Ovest.

ghezza di opera a gettata di scogliera con massi di coronamento, costruito versando il pietrame su una scogliera esistente, diede luogo a continui rifluimenti fino a raggiungere, come si vede nella figura 1 ormai classica e riportata nel

testo di TERZAGHI e PECK e in altri testi, profondità massime di (-28) e sollevamenti cospicui del fondo. La parte rimanente della diga venne costruita (fig. 2) interponendo, per la sezione corrente, uno strato di sabbia di circa due metri di spessore tra la scogliera e l'argilla molle; all'estremità della diga lo spessore di sabbia fu aumentato a circa cinque metri. Con questo accorgimento si ebbe un abbassamento del piano di posa inferiore a un metro e quindi la soluzione adottata costituì un successo piuttosto notevole.

L'utilizzazione della sabbia per ridurre i cedimenti e la quantità di pietrame si ebbe anche in Giappone nel Porto di Kobe dove il terreno di fondazione è formato in buona parte da

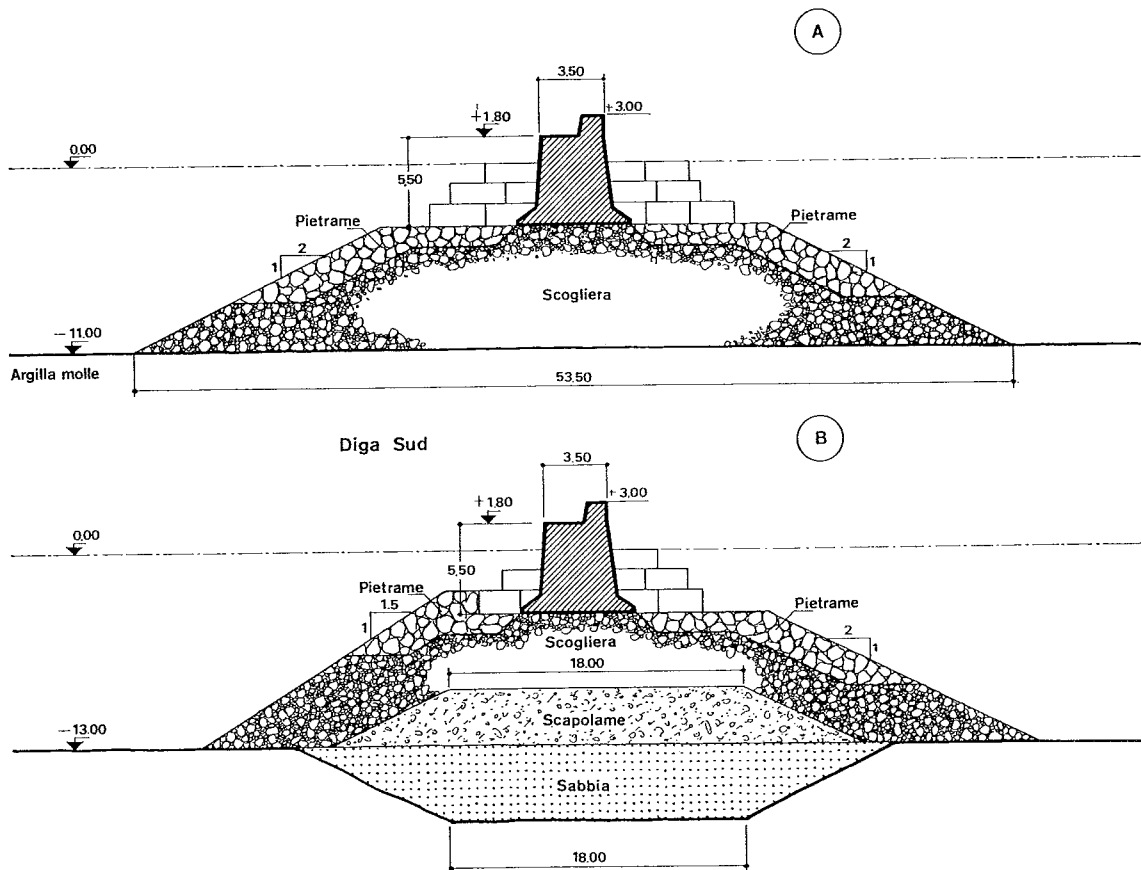


Fig. 3. - PORTO DI KOBE. Diga Est.

argilla molle. La diga est di Kobe (fig. 3A), del tipo a gettata, ma con la parte centrale formata da un cassone in cemento armato, diede luogo [1910-1925] a notevoli assestamenti con valori massimi di sei metri; nella diga sud invece (fig. 3B) [1920-1925] venne prima formato, con il dragaggio, un largo cunettone che successivamente fu riempito con sabbia e poi venne costruita la diga con sezione quasi eguale a quella della diga est, ottenendo un sensibile risparmio di materiale e di pietrame in particolare.

L'utilizzazione della sabbia si ebbe anche nel Porto di Valparaiso, ma principalmente a La Spezia il provvedimento venne adottato con maggior coscienza e conoscenza dei vantaggi connessi.

Mi sembra interessante ricordare ancora che la parte terminale delle dighe del Porto Ovest di Alessandria d'Egitto, sviluppantisi in fondali di 14 ÷ 18 m interessando spessori notevoli di terreno fangoso e argilloso molle che ricopre la roccia, ma con esposizione limitata al moto ondosso, venne costruita dall'Impresa Italiana Almagià nel periodo 1905-1908 formando (fig. 4) un rilevato di sabbia e ciottoli fino a (-12) e realizzando poi sopra il rilevato la diga a gettata in scogliera e con massi artificiali sulla scarpata lato mare. Si riscontrarono abbassa-

menti dell'ordine di sei metri e rifluimenti non trascurabili.

Pure nel Porto di Patrasso si ebbero, durante la costruzione dell'opera di difesa del tipo a gettata (1884-1888), notevoli abbassamenti e rifluimenti che cominciarono a verificarsi quando l'opera raggiunse i 10 ÷ 11 m di altezza e che portarono ad usare una quantità di pietrame doppia di quella prevista.

L'esperienza acquisita con le opere costruite su terreni fangosi ha permesso di affrontare successivamente quasi sempre con successo la loro costruzione in situazioni geotecniche analoghe.

D'altro lato la necessità di costruire opere di difesa su fondali sempre maggiori e anche la ricerca della diminuzione dei costi ha spinto i progettisti sia a ideare nuovi tipi di opere sia ad indagare sempre più a fondo sul comportamento del terreno di fondazione.

In questo quadro meritano di essere citati alcuni casi di opere abbastanza recenti.

Tra le opere italiane merita di essere ricordata la diga di Cornigliano (fig. 5) sulla quale riferiscono con una memoria presentata al Convegno i proff. BORZANI e RICCERI. La diga, costruita per proteggere l'aeroporto e l'area del centro siderurgico, si sviluppa in fondali varia-

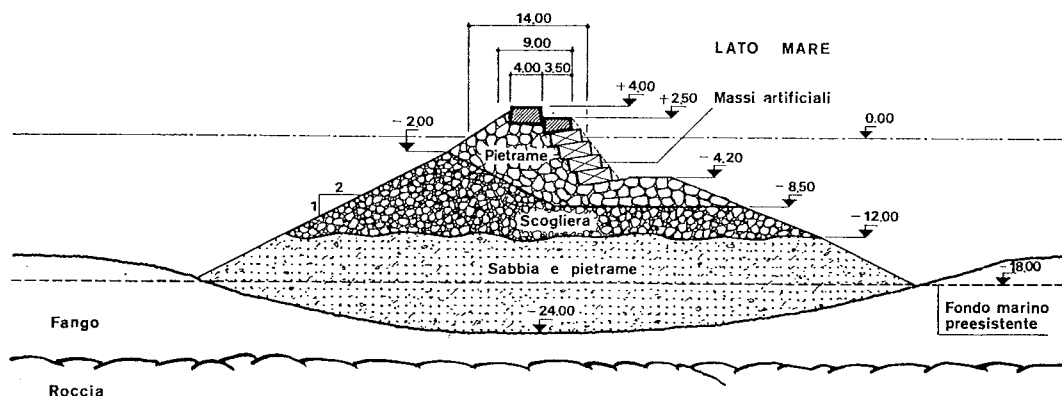


Fig. 4. - PORTO DI ALESSANDRIA D'EGITTO. Diga Ovest - 1905-1908.

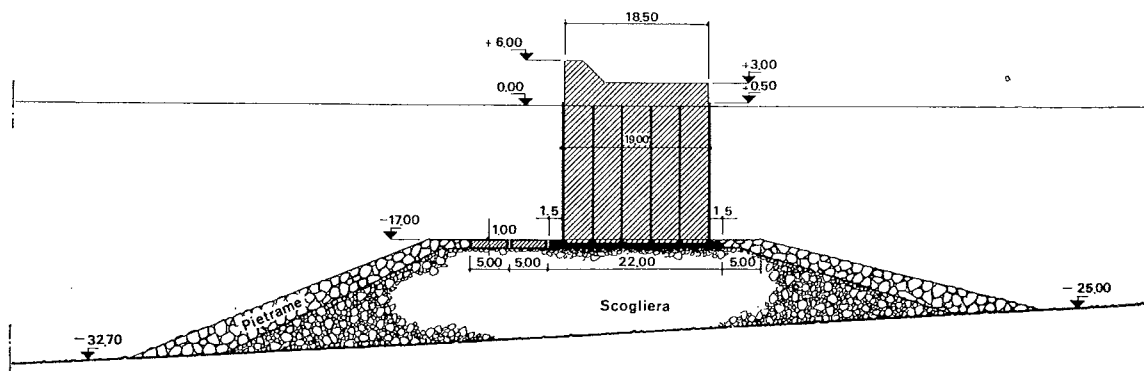


Fig. 5. - PORTO DI GENOVA-CORNIGLIANO. Diga braccio di Levante.

bili tra (-20) e (-30) ed è formata da un esteso scanno di scogliera su cui posano i cassoni in cemento armato che costituiscono l'opera a parete verticale. Il terreno di fondazione è formato da limi sabbiosi e argillosi; la maggior parte delle opere del Porto di Genova sorgono in fondali minori e interessano invece prevalentemente limi sabbiosi e sabbie fini.

Sono stati misurati, da parte dell'Impresa costruttrice Fincosit, i cedimenti che si sono sviluppati dopo lo spianamento dello scanno di scogliera e quindi principalmente per l'azione del cassone e delle mareggiate; questi cedimenti in un arco di tempo di circa 10 anni hanno raggiunto valori compresi tra 1.7 e 2.3 m cioè valori abbastanza elevati.

Per le opere di difesa del Nuovo Porto di Manfredonia, caratterizzato da terreno limoso e argilloso molle per notevoli profondità, è stata scelta una soluzione diversa da quelle generalmente adottate in fondali ed esposizioni analoghe, cioè una struttura formata (fig. 6) da un robusto solettone in c.a. portato da pali in ferro inclinati e da una parete di chiusura verso mare in lastre di calcestruzzo che penetrano per circa tre metri nel terreno. Purtroppo in tempo utile non è stata presentata alcuna memoria su quest'opera, ma spero che l'ing. SCOTTI possa, in questo Convegno, illustrare i criteri ispiratori della soluzione adottata e insieme dare qualche notizia sui problemi costruttivi e sul comportamento dell'opera finita.

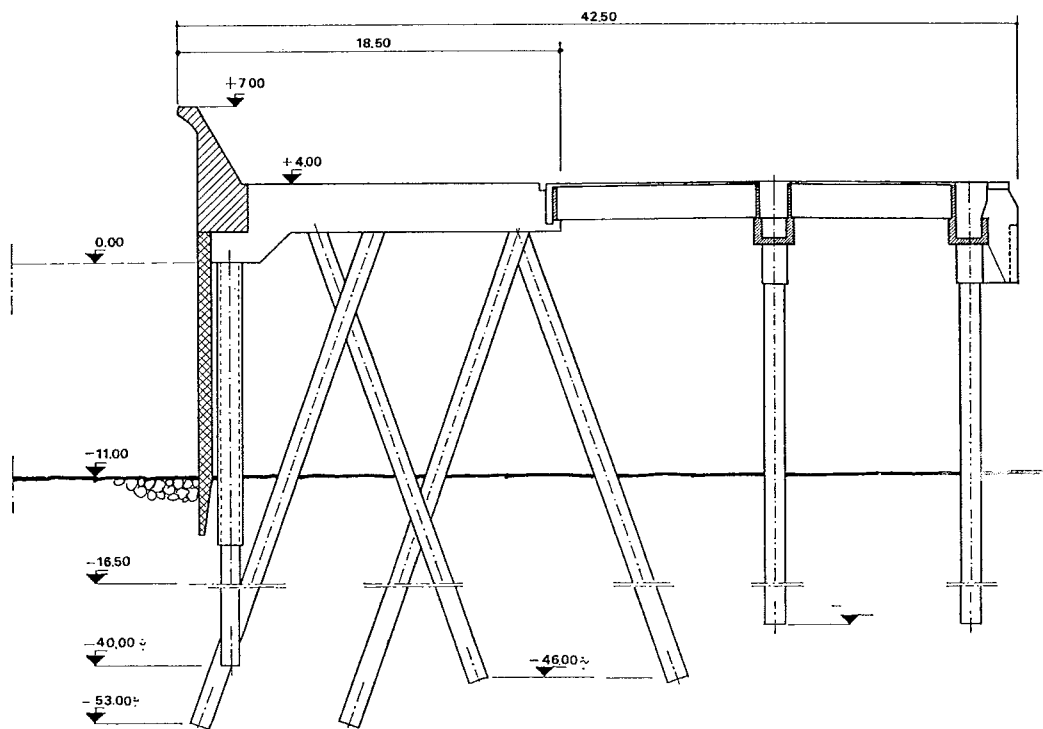


Fig. 6. - PORTO DI MANFREDONIA. Molo-banchina.

Nella memoria viene eseguita una acuta analisi dei cedimenti avvenuti cercando di determinare l'incidenza dei vari fattori che li hanno determinati.

Per il piccolo tratto della diga di Voltri-Genova costruita in questi ultimi anni è stata adottata una soluzione simile a quella di Cornigliano. La diga sorge in fondali un po' maggiori di quelli massimi di Cornigliano e in condizioni del terreno di fondazione non molto diverse; sarebbe stato interessante che a questo Convegno venissero rese note le caratteristiche e il comportamento dell'opera.

Recentemente nella costruzione del Porto di Sibari si sono verificati inconvenienti; i proff. KERISEL e MATTEOTTI, che hanno approntato il nuovo progetto, hanno preparato una memoria che però non è stata ultimata in tempo utile per essere stampata nel I volume degli Atti del Convegno. Confido che vorranno ora illustrare gli inconvenienti che si sono verificati nella costruzione del primo tratto di molo, la situazione geotecnica e i principali lineamenti della nuova soluzione proposta.

L'aver ricordato alcuni incidenti avvenuti nella costruzione di opere di difesa portuali

su terreni molli e alcune soluzioni adottate mi sembra che consenta di esaminare ora più facilmente gli aspetti geotecnici.

Come si è visto spesso nelle opere di difesa portuale si adottano soluzioni relativamente semplici sia perché il dover costruire in zone esposte all'azione del moto ondoso e in presenza talvolta di fondali piuttosto notevoli condiziona le operazioni costruttive e rende difficile l'esecuzione di provvedimenti che in terra invece possono essere adottati con una certa tranquillità, sia perché il controllo del comportamento dell'opera e le operazioni di manutenzione risultano piuttosto onerose e talvolta di difficile esecuzione.

Nella progettazione di opere di difesa portuale su terreni di scarsa resistenza in genere, dal punto di vista geotecnico, si pone il problema della verifica alla rottura del terreno di fondazione; la determinazione dei cedimenti costituisce invece un problema di minore importanza e assume una certa rilevanza per quelle a parete verticale.

Lo studio della stabilità alla rottura nelle opere di difesa portuale si inquadra in quello più generale delle costruzioni su terreni coesivi molli, ma indubbiamente la soluzione progettuale è più complicata rispetto alle altre opere civili dai maggiori costi e dalle maggiori difficoltà che si incontrano in sede di indagine, in fase di costruzione e nei controlli durante la costruzione e dopo.

Merita a questo proposito ricordare la memoria presentata dall'ing. VITULLO, dove sono messe in luce quali siano le possibilità e le difficoltà che si presentano nell'esecuzione di indagini geotecniche in zone marine e lacuali, vengono ricordate quali attrezzature è possibile adoperare e sottolineati i criteri di scelta dell'attrezzatura. I dott.ri BOLOGNINI e MONTELEONE, nella memoria presentata al Convegno, riferiscono su un'estesa indagine geologica e geotecnica con sondaggi elettrici, meccanici e prove penetrometriche eseguita a S. Eufemia-Lamezia Terme.

Ritornando al problema della verifica alla rottura si ricorda che i terreni a bassa resistenza che si incontrano con queste opere occupano un campo molto vasto che comprende sabbie limose e limi sabbiosi di bassa densità, limi argillosi e argille di bassa consistenza. Spesso poi si hanno strati alternati dei terreni sopraindicati. La determinazione della resistenza al taglio o dei parametri di resistenza al taglio da inserire nei calcoli di stabilità — che non si

deve dimenticare corrispondono a schematizzazioni dei fenomeni di rottura che possono avvenire a coinvolgere il terreno di fondazione e tutta l'opera — costituisce un problema piuttosto difficile.

Occorre tener presente infatti che le dighe del tipo a gettata sono formate per la maggior parte da materiale a grana grossa e da pietrame e che quelle a parete verticale poggiano generalmente su uno scanno, spesso di dimensioni rilevanti e formato da materiale a grana grossa e pietrame. Nei calcoli di stabilità entra in gioco anche il comportamento di questi materiali e dell'opera nel suo insieme. Le modalità costruttive e lo svolgimento dei lavori nel tempo influenzano poi notevolmente sull'entità della resistenza al taglio che può essere mobilizzata nei terreni di fondazione.

3. Opere interne portuali

Un altro vasto settore in cui si hanno notevoli problemi geotecnici è costituito dalle opere interne dei porti e in particolare dalle banchine di accosto; sotto alcuni aspetti i problemi si presentano anche più complessi che per le opere esterne, poiché più spesso è necessario limitare i cedimenti e d'altro lato si devono contenere terrapieni sui quali agiscono sovraccarichi di entità molto elevata o sorgono edifici e strutture di notevole mole.

Mi sembra opportuno anche in questo caso ricordare alcuni esempi piuttosto significativi di dissesti e di opere costruite con particolari provvedimenti. Merita indubbiamente di essere citato innanzitutto il caso della Calata Varicella nel Porto Militare di La Spezia dove, come è già stato detto, si trovano spessori notevoli di argille molli. Il primo tratto di muro fu costruito nel 1902-1904 secondo la sezione indicata in fig. 7A e fu sovraccaricato per circa un anno da due file di massi artificiali manifestando cedimenti variabili tra 0.20 e 0.50 m senza sensibili spostamenti orizzontali; con la formazione di parte del rinfiacco si ebbe il dissesto, come si vede in fig. 7B, con affondamento di circa 3 m del piano di fondazione, scorrimento in avanti di circa m 3.30 e sollevamento notevole del fondo. I lavori di sistemazione compresero, come si può vedere nelle figure 7C, D, E essenzialmente lavori di rimozione di parte dell'opera dissestata, l'ampliamento della scogliera di base, l'utilizzazione di tiranti e di contrafforti provvisori esternamente al muro per contra-

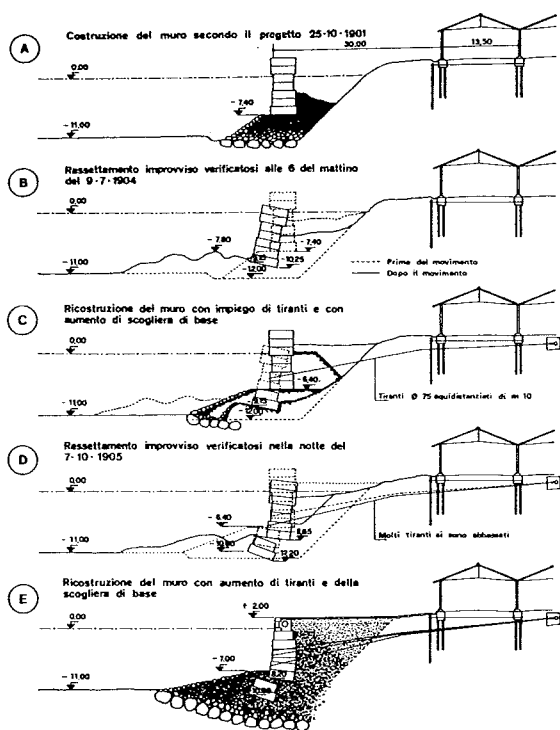


Fig. 7. - PORTO DI LA SPEZIA - CALATA VARICELLA - 1901-1096 - Primo tratto.

stare i movimenti orizzontali. Con questi provvedimenti si ebbero ancora movimenti dell'opera, ma più limitati dei precedenti e fu possibile completare le opere fuori terra. Allora, in fase di studio dei provvedimenti da adottare, si diede grande importanza ai tiranti che invece all'atto pratico ebbero una funzione limitata nell'impedire i movimenti.

Problemi analoghi a quelli di La Spezia si ebbero nel Porto di Trieste con scorrimenti dei muri e inconvenienti vari.

L'ing. COLLESELLI e il dott. PREVIATELLO nella memoria presentata al Convegno ricordano insieme alle caratteristiche del terreno del Porto di Trieste alcuni degli inconvenienti avvenuti con i muri di sponda a gravità e i provvedimenti adottati; inoltre sottolineano che più recentemente il problema è stato risolto ricorrendo in prevalenza a strutture formate con pali di vario tipo che interessano il banco roccioso ricordando fra l'altro le soluzioni adottate nella costruzione della banchina sud del Molo II, del Molo VII e del Pontile SIOT a San Sabba.

Gli Autori riportano anche dati e notizie inerenti ai terreni e ad alcune opere dei Porti di Venezia, Ancona, Taranto ed Augusta. In particolare del Porto di Venezia, dove si hanno però terreni con caratteristiche meccaniche mi-

gliori di quelle dei terreni di La Spezia e Trieste, vengono ricordati i vari tipi di banchine usati sia alla Marittima che a Marghera sottolineando una certa evoluzione nella scelta delle strutture specialmente in relazione all'aumento dei fondali richiesti.

L'ing. DE SANTIS, nella memoria presentata al Convegno tratta di alcuni problemi posti dalla costruzione di un tratto di banchina alla Marittima di Venezia. La banchina è formata in cassoni affondati ad aria compressa in avanzamento al muro di sponda esistente in precarie condizioni di stabilità e in adiacenza di magazzini esistenti pure in cattive condizioni. Questa situazione ha richiesto particolari provvedimenti di salvaguardia che però si sono dimostrati adeguati solo parzialmente.

Parlando di opere interne portuali e di banchine in particolare, è indubbia la necessità di citare le esperienze svedesi e olandesi a questo proposito; ricordando poi che le superfici di slittamento cilindriche nelle verifiche allo scorrimento sono state introdotte dagli ingegneri svedesi nel 1916 per la progettazione delle banchine portuali. Successivamente il metodo di verifica è stato perfezionato e usato per le verifiche di stabilità di altre opere.

È classica a questo proposito la figura 8a, riportata in vari testi di geotecnica, relativa alla rottura avvenuta nel 1916 della banchina Stigberg nel Porto di Goteborg. Nella figura 8b è indicata la banchina rimessa in efficienza dopo il dissesto. Lo studio di questo incidente diede luogo, su iniziativa delle Autorità portuali di Goteborg, ad una Commissione di cui fecero parte anche FELLENIUS, PETERSON e MÖLLER che con i loro studi ed indagini condussero alla formulazione, nelle sue linee principali, della verifica allo slittamento con superficie circolare.

Nei porti svedesi le calate interessano quasi sempre terreni argillosi molli e fanghi che ricoprono per spessori molto notevoli il fondo roccioso; fin dall'inizio il problema costruttivo, come si può vedere per la banchina Stigberg, è stato affrontato con l'uso di pali; tuttavia dato il notevole spessore del terreno molle si sono sempre posti grossi problemi in relazione alla formazione del terrapieno dietro la banchina e naturalmente le difficoltà si aggravarono all'aumentare del fondale richiesto.

Fin dall'inizio oltre che ai pali si ricorse all'utilizzazione di fascine per una larga estensione dietro alla banchina riducendo il peso e aumentando così la resistenza al taglio; poi, a seguito di vari inconvenienti, si ricorse alla

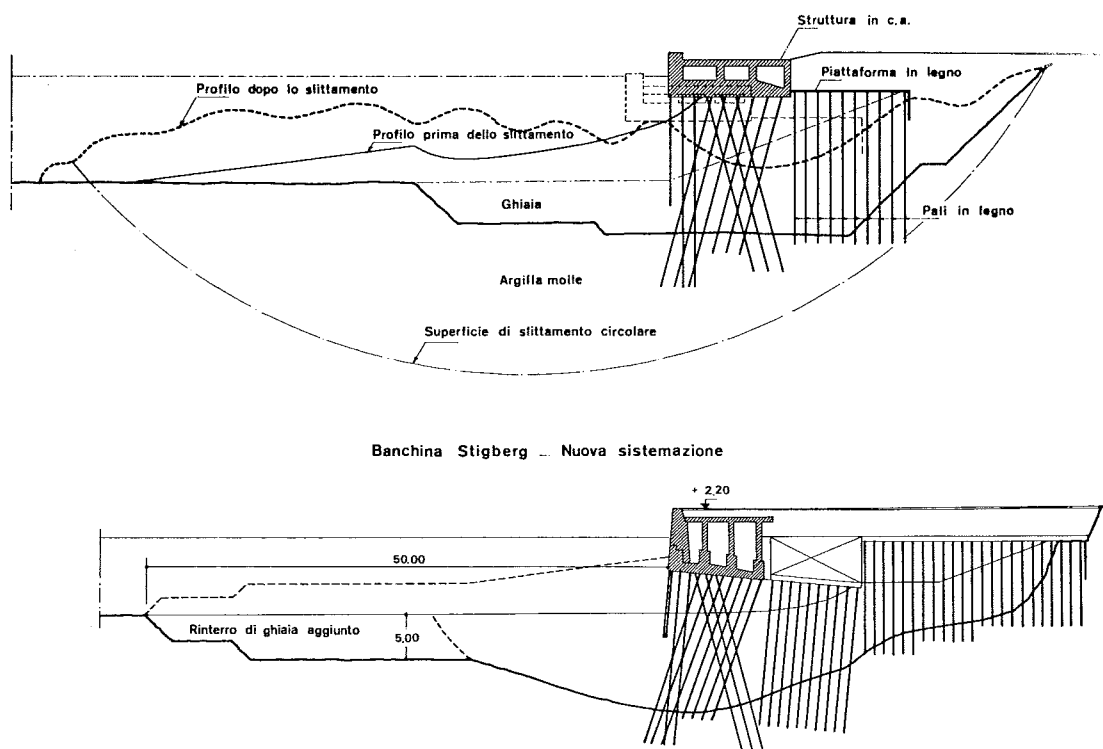


Fig. 8. - PORTO DI GÖTEBORG. Banchina Stigberg - 1916.

formazione dietro il muro di una grande piattaforma su pali e davanti alla banchina di un rinterro di ghiaia.

Successivamente anche facendo riferimento all'esperienza olandese si cercò di migliorare la situazione consolidando la zona della banchina con rinterri di sabbia e ghiaia. Pur tuttavia si ebbero ancora rotture quali quella indicata della calata Stigberg che appunto spinsero a sviluppare nuovi metodi di verifica.

La tendenza successiva nei porti scandinavi è stata in primo luogo di spingere i pali fino al fondo di roccia e di ghiaia, cercando poi di aumentare la resistenza allo scorrimento e di diminuire le azioni ribaltanti con combinazioni varie di provvedimenti.

Altrettanto importanti delle esperienze Svedesi sono state quelle Olandesi nel campo delle opere di accosto portuale. Le condizioni del terreno che si hanno in vari porti Olandesi e in particolare a Rotterdam sono caratterizzate dalla presenza di un banco di sabbia profondo e ricoperto da 15 ÷ 20 m di argilla molle e torba e da 4 ÷ 5 m di materiale di rinterro abbastanza scadente.

Antecedentemente alla I Guerra Mondiale la maggior parte delle banchine di Rotterdam erano costruite secondo lo schema di figura 9. Prima veniva dragata fin poco al disotto del

fondale richiesto buona parte della scarpata dell'argine fluviale; poi veniva ricostruita la scarpata riempiendo il tutto di sabbia e fascinate e si infiggevano pali in legno fino a raggiungere possibilmente il banco profondo; sopra i pali veniva formato un plateone in legno

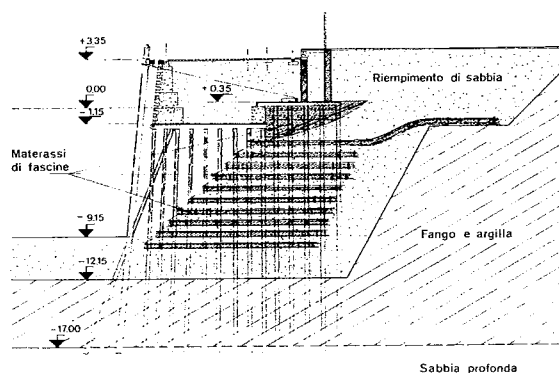


Fig. 9. - PORTO DI ROTTERDAM. Banchina tradizionale - 1901.

e si completava l'opera con il muro verso mare e con il rinterro in sabbia.

Con l'aumentare dei fondali richiesti questa soluzione si manifestò insufficiente e si ebbero vari dissesti. Una prima modifica fu quella di approfondire il dragaggio e la sostituzione con sabbia raggiungendo il banco di sabbia profondo; l'utilizzazione poi di palancole all'estre-

mità verso terra permise di ridurre il dragaggio e le fascinate.

Verso il 1920 venne introdotto un altro tipo di banchina formata da cassoni in cemento

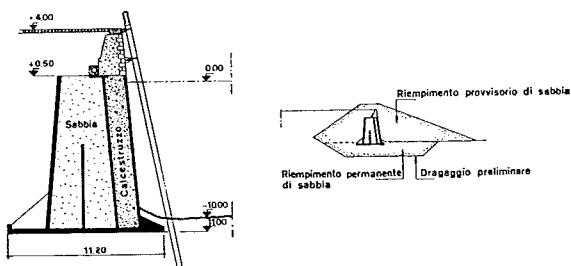


Fig. 10. - PORTO DI ROTTERDAM. Banchina nel bacino Waalhaven.

armato (fig. 10) poggianti su un riempimento di sabbia spinto con il dragaggio fino al banco sabbioso profondo; se il banco di sabbia era

troppo profondo si ricorreva al precarico con un rinterro sabbioso. Con la banchina a cassoni vennero costruiti oltre 5000 m di calate nel decennio prima della II Guerra Mondiale e qualche altra calata subito dopo la II Guerra Mondiale (fig. 11); però questo tipo di banchina, principalmente a causa dei notevoli dragaggi e riempimenti con sabbia, risultava piuttosto costoso per cui specialmente dopo il 1960 si adottarono anche altre soluzioni fra le quali merita ricordare quella adottata a Rotterdam nel bacino di Eemhaven (fig. 12) dove la banchina è formata da una robusta palancolata in acciaio ancorata attraverso la sovrastruttura in cemento armato a pali in cemento armato infissi inclinati e spinti fino alla sabbia.

Pure in Giappone si sono avuti notevoli problemi con le banchine e sono stati affrontati o con soluzioni analoghe a quelle prima ricordate o recentemente con soluzioni più sofisti-

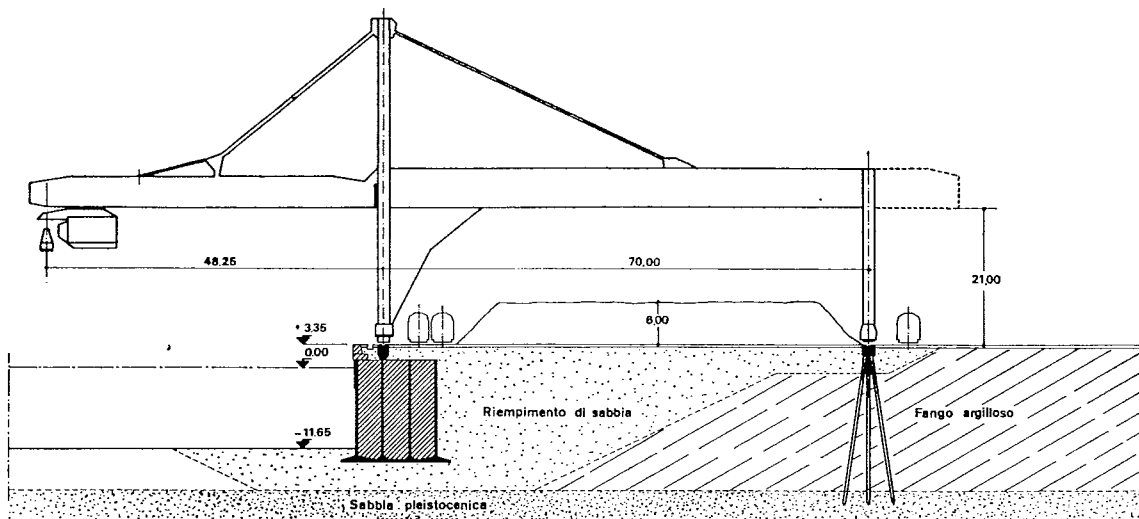


Fig. 11. - PORTO DI ROTTERDAM. Banchina a cassoni nel bacino Waalhaven - 1945-48.

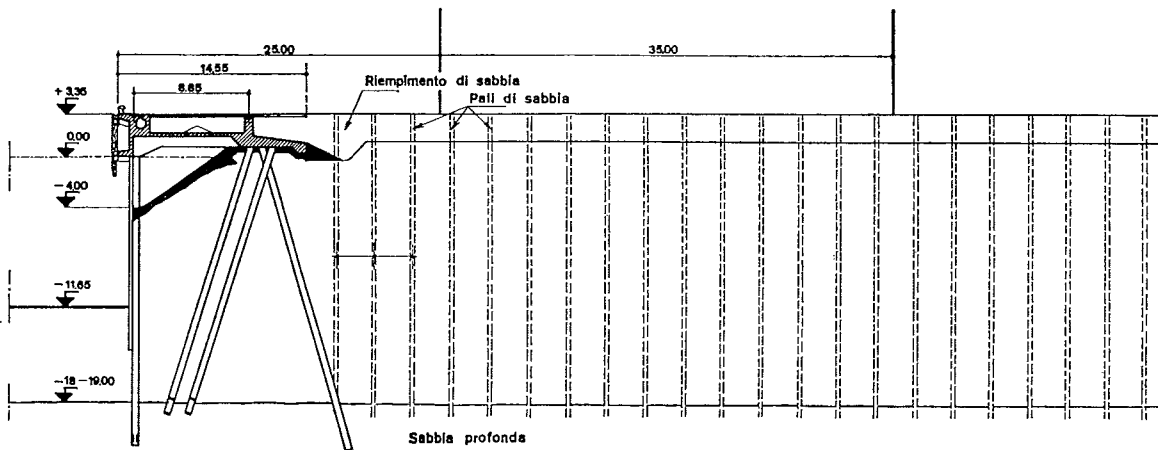


Fig. 12. - PORTO DI ROTTERDAM. Banchina del bacino Eemhaven - 1965.

cate anche come struttura e adoperando, per consolidare l'argilla molle di fondazione, pali di sabbia.

La casistica di dissesti di banchine costruite su terreni poco resistenti è ampia come pure quella relativa alle soluzioni adottate, ma penso che quanto è stato ricordato relativamente all'Italia, alla Svezia e all'Olanda rappresenti i casi più clamorosi e più fecondi di esperienza.

In tempi più recenti, in relazione agli enormi progressi nel campo dei pali e dei diaframmi, è diventata più frequente l'utilizzazione di soluzioni costituite principalmente da questi tipi di membrature e in particolare di pali a grande diametro e di diaframmi e in vari porti Italiani, quali ad esempio Trieste, Venezia, Ravenna, si sono costruite varie banchine di questo tipo.

L'ing. DIAMANTI, nella memoria presentata a questo Convegno, ha chiaramente descritto i principali metodi di realizzazione dei pali nei lavori in acqua mettendo bene in luce vantaggi e svantaggi e indirizzando nella scelta del palo in relazione alle difficoltà ambientali.

Indubbiamente l'esigenza di minori cedimenti, di tempi di costruzione abbastanza ristretti, di sempre maggiori fondali e quindi anche di adeguare banchine esistenti ha favorito l'adozione di questi tipi di strutture; esse infatti consentono di raggiungere con facilità strati resistenti a profondità anche rilevanti e di disturbare abbastanza limitatamente le opere esistenti adoperando attrezzature e tecnologie relativamente poco dispendiose. D'altro lato queste soluzioni hanno posto più urgente la necessità di affinare i problemi geotecnici relativi alla valutazione delle azioni del terreno sulle paratie e più generalmente delle azioni orizzontali e dell'attrito negativo legati alla presenza di terreno molle.

Trattando delle opere interne portuali non si può dimenticare che sempre più frequentemente sono stati formati notevoli rinterri che hanno posto gravi problemi, oltre che per la stabilità delle banchine e delle scarpate, anche nella costruzione delle altre opere quali le infrastrutture stradali e ferroviarie, magazzini, silos, serbatoi ed edifici in genere.

In relazione alle caratteristiche del terreno sottostante al rinterro, alla natura del materiale che forma il riempimento e alle modalità usate per formarlo insieme con l'urgenza e il tipo di opere da costruire nelle aree rinterrate sono sorti vari problemi legati ad esempio all'opportunità di accelerare la consolidazione degli strati argillosi o di migliorare la resistenza dei

terreni con la consolidazione artificiale a mezzo dei vari metodi, alla valutazione dell'attrito negativo e delle azioni orizzontali nelle strutture di fondazione immerse in terreni in fase di assestamento e consolidazione. Come si vede si tratta di un campo di interesse eccezionale che da solo sarebbe meritevole di un Convegno geotecnico.

Nella Sessione Speciale « Costruzioni su Argille Tenere » vengono in parte trattati questi problemi e due memorie presentate al Convegno possono più o meno direttamente essere inquadrare in questa visuale.

Con una interessante memoria l'ing. BILOTTA e il prof. VIGGIANI riferiscono su importanti indagini eseguite nel Delta Padano per una Centrale Termoelettrica e relative principalmente alla costruzione e al controllo del comportamento di un rilevato sperimentale e del terreno di fondazione del rilevato a mezzo di adeguate strumentazioni per un periodo di oltre tre anni. Di particolare interesse sono le considerazioni riguardanti il comportamento del terreno di fondazione in condizioni non drenate e durante il processo di consolidazione.

Il prof. MORTARI riferisce sui risultati ottenuti con un'indagine geotecnica eseguita con sondaggi e prove penetrometriche nella zona di ampliamento dell'aeroporto di Fiumicino e particolarmente nell'area della pista tre. L'Autore cerca di interpretare i dati penetrometrici raccolti principalmente in relazione alla pressione di consolidazione.

Pur tenendo presente l'estesa problematica geotecnica legata alla realizzazione delle opere foranee ritengo opportuno richiamare l'attenzione su alcuni aspetti che mi sembra siano fondamentali per una corretta applicazione dei calcoli di stabilità.

Innanzitutto ricordo che quando le opere portuali interessano le argille molli generalmente di principale importanza risulta il calcolo di stabilità nell'ipotesi $\varphi_u = 0$ cioè con la resistenza al taglio senza drenaggio.

La determinazione di questa resistenza al taglio, alla luce delle conoscenze acquisite in questi ultimi anni, costituisce un problema più complesso di quanto si ritenesse finora basandosi sul fatto che in prevalenza queste verifiche di stabilità danno risultati accettabili, accettabilità che molto probabilmente dipende da una compensazione tra le varie cause di errore.

Le difficoltà nella determinazione della resistenza al taglio senza drenaggio delle argille derivano da varie cause che possono forse es-

sere sintetizzate nel disturbo del campionamento, nell'anisotropia strutturale del terreno e nell'anisotropia indotta dagli sforzi applicati, nell'effetto del tempo. Sono stati proposti da vari studiosi, fra i quali BJERRUM e LADD, indirizzi e metodi purtroppo non semplici che cercano di tener conto delle cause sopraindicate e permettono di ottenere sulla base di prove geotecniche in sito e in laboratorio una valutazione abbastanza attendibile della sopraddetta resistenza al taglio; tuttavia rimangono ancora incertezze non trascurabili legate essenzialmente alla natura piuttosto complessa delle argille e in particolare alla natura composita della resistenza al taglio. Infatti tale resistenza si sviluppa al contatto tra minerale e minerale (resistenza di attrito) e tra le particelle che non sono in contatto diretto, ma sono separate da un film d'acqua rigido (resistenza coesiva). Ora mentre la resistenza di attrito aumenta con le tensioni effettive, è stabile e pressoché indipendente dal tempo, la resistenza coesiva dipende dal contenuto in acqua, cresce con la pressione equivalente di consolidazione mantenendosi anche al diminuire della pressione e si sviluppa con deformazioni più piccole di quelle necessarie per la resistenza d'attrito. Tra le particelle a contatto coesivo si può avere un « creep » con velocità che aumenta all'aumentare delle tensioni di taglio e dello spessore dell'acqua adsorbita (vale a dire all'aumentare della plasticità dell'argilla). Il « creep » ha la tendenza a trasferire le tensioni sui contatti che sviluppano attrito e questo fatto forse potrebbe spiegare la variazione o meglio la diminuzione con il tempo della resistenza al taglio senza drenaggio. La natura composita della resistenza delle argille si ripercuote sulla loro risposta alle azioni esterne e può spiegare l'anisotropia strutturale e il suo diverso sviluppo in relazione alla plasticità.

Se le opere portuali interessano limi sabbiosi e argillosi, terreni leggermente cementati, argille sensibili la valutazione della resistenza al taglio da inserire nei calcoli di stabilità costituisce un problema piuttosto difficile. È probabile che l'applicazione di nuove tensioni, in genere di entità abbastanza rilevante su questi terreni di bassa densità e di bassa resistenza iniziale provochi delle variazioni strutturali piuttosto radicali con conseguenti variazioni di resistenza non facilmente valutabili e di cui in genere si tiene conto piuttosto empiricamente. Mi sembra ancora opportuno ricordare che le considerazioni finora svolte sulla resistenza al taglio dei ter-

reni di fondazione non devono far dimenticare che i calcoli di stabilità utilizzati usualmente corrispondono a schematizzazioni dei fenomeni di rottura che possono avvenire e coinvolgere il terreno di fondazione e tutta l'opera; la valutazione della validità di queste schematizzazioni, d'altronde necessarie per arrivare ad una soluzione ingegneristica non è facile specialmente ricordando gli esempi precedentemente riportati di comportamento di opere già eseguite.

Studi recenti, riguardanti la stabilità di scavi e di rilevati, cioè di casi semplici, hanno permesso notevoli progressi nell'accertamento del grado di corrispondenza dei metodi di verifica con il comportamento reale e suggerito modifiche atte ad aumentare l'attendibilità; ma passando a casi più complessi come la stabilità delle opere di difesa portuale o delle banchine, la scelta e l'applicazione dei metodi di verifica non risulta semplice e ricade nei compiti dell'ingegnere progettista prima e dell'esperto geotecnico poi.

4. Opere in aree marine

Un altro campo di opere di notevole interesse, eseguito in mare in aree protette o non protette, è costituito dai pontili e dagli ormeggi in mare aperto.

Per i pontili in aree protette si hanno in genere problemi minori di quelli presentati dalle banchine anche perché spesso le azioni verticali e quelle orizzontali sono assorbite da strutture diverse e tra loro svincolate.

Per i pontili e gli ormeggi in mare aperto i problemi aumentano in relazione sia all'entità e natura delle sollecitazioni che alle difficoltà di costruzione.

In queste opere assume in genere particolare importanza la valutazione del comportamento delle strutture di fondazione sottoposte ad azioni orizzontali.

Gli ingegneri GARASSINO e PASQUALINI ed il prof. JAMIOLKOWSKI portano un contributo a questo argomento con una memoria nella quale espongono i risultati di prove di carico orizzontale eseguite su quattro pali e li analizzano pervenendo ad interessanti conclusioni sulle modalità di interpretazione dei dati e sul modulo di reazione orizzontale di terreni sabbiosi.

Fra le opere costruite in aree marine è necessario accennare anche ai bacini da carenaggio e a quelli da costruzione per i gravi e delicati problemi costruttivi e geotecnici che pongono.

Purtroppo su questo argomento non è stata presentata alcuna memoria al Convegno. Si tratta infatti, come si può vedere dalla figura 13, di opere piuttosto imponenti che pongono gravi e delicati problemi costruttivi e geotecnici sia in fase di costruzione che in esercizio. Come è ben noto infatti i bacini da carenaggio sono sottoposti a condizioni di sollecitazioni notevolmente variabili in dipendenza delle tre con-

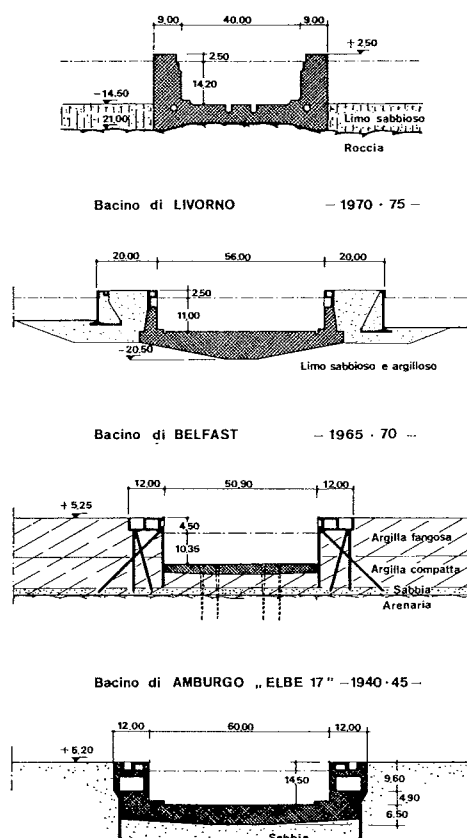


Fig. 13. - BACINI DA CARENAGGIO. GENOVA. Bacino n. 4 - 1935-39.

dizioni di bacino pieno d'acqua, di bacino vuoto con nave e di bacino vuoto senza nave; inoltre l'opera con la superficie esterna è sempre a contatto con l'acqua. Il realizzare un bacino che accetti queste variazioni di sollecitazione senza dar luogo a fessurazioni ed inconvenienti di vario tipo costituisce un problema di non facile soluzione. L'evoluzione della cantieristica navale ha condotto all'adozione dei bacini da costruzione in sostituzione degli scali; si tratta di opere simili ai bacini da carenaggio, con condizioni di sollecitazione e prescrizioni nei riguardi dei cedimenti più onerose.

Un'altra categoria di opere costruite in aree marine che ha posto e pone problemi di notevole interesse geotecnico è costituito dalle opere di presa o di scarico di acqua marina a servizio

di centrali termoelettriche, nucleari o di impianti industriali. Anche su questo argomento, pur ricordando quanto numerose siano le opere di questo tipo costruite in Italia, non è stata presentata alcuna memoria.

Ancora fra le opere in aree marine sarebbero da ricordare quelle relative alla difesa e sistemazione delle coste, alla sistemazione di passi portuali naturali e artificiali e di foci. Tra queste opere rientrano ovviamente quelle inerenti alla sistemazione e regolazione delle bocche lagunari e quindi anche il problema idraulico di Venezia.

Vi sono poi le opere di sistemazione e difesa della costa che interessano e coinvolgono diverse discipline ponendo sempre nuovi problemi di difficile soluzione. Il prof. CORTEMIGLIA presenta in questo campo una memoria che tratta della possibilità di realizzare una spiaggia artificiale sulla costa orientale ligure a mezzo di opere marittime che dovrebbero stabilizzare i sedimenti, opere e provvedimenti scelti sulla base di indagini meteomarine e geomorfologiche.

5. Conclusioni

Concludendo ritengo di dover ancora sottolineare che nell'esaminare i problemi geotecnici connessi alle opere marittime entrano in gioco con peso notevole le difficoltà ambientali di indagine, di costruzione e di manutenzione; conseguentemente la scelta di provvedimenti e di soluzioni, pur tenendo conto degli enormi progressi che si sono avuti nel campo geotecnico e costruttivo, è condizionata in modo fondamentale da tali difficoltà.

Mi sembra però anche opportuno ricordare che per vari tipi di opere marittime si accettano, nei riguardi del terreno, comportamenti che non verrebbero accettati per le opere in terra; ciò probabilmente dipende dalle difficoltà e dall'onerosità di adottare soluzioni atte a contenere le deformazioni e forse anche dal fatto che le grosse deformazioni avvengono sott'acqua e quindi non si vedono.

ELENCO DELLE MEMORIE PRESENTATE AL CONVEGNO

- BILOTTA E., VIGGIANI C. - *Un'indagine sperimentale in vera grandezza sul comportamento di un banco di argille normalmente consolidate.*
BOLOGNINI M., MONTELEONE V. - *Indagini geologiche e geotecniche sui terreni di origine lacuale e deltizia presenti*

- nell'area del nucleo di industrializzazione di S. Eufemia-Lamezia Terme (Catanzaro).*
- COLLESELLI F., PREVIATELLO P. - *Su alcuni aspetti geotecnici di opere marittime in Italia.*
- CORTEMIGLIA G. C. - *Indicazioni generali per la realizzazione di una spiaggia artificiale al piede di una falesia viva a Pieve Ligure (Liguria Orientale).*
- DE SANTIS M. - *Sui problemi posti dalla costruzione di un tratto di banchina del molo di levante nella marittima di Venezia.*
- DIAMANTI L. - *Tecnologie esecutive di pali di fondazione in zone lacuali e marine.*
- GARASSINO A., JAMIOLKOWSKI M., PASQUALINI E. - *Determinazione sperimentale del modulo di reazione orizzontale dei terreni sabbiosi mediante prove di carico su pali.*
- MORTARI R. - *Resistenza alla penetrazione di argille lagunari recenti.*
- RICCERI G., BORZANI G. - *Comportamento della diga di Genova-Cornigliano durante e dopo la costruzione.*
- VITULLO C. - *Tecnologie esecutive di indagini geotecniche in zone lacuali e marine.*
- Rotterdam Harbour. XXI Congr. Int. de Navigation, Stockholm.
- LADD C. C., FOOT R. (1974) - *New design procedure for stability of soft clays.* J. of Geotechnical Eng. Div., Proc. ASCE, GT 7, luglio.
- LIRA J. (1935) - *Constitution en mer des digues a paroi verticale.* XVI Congr. Int. de Navigation, Bruxelles.
- PERIANI P. (1925) - *Notizie sul porto di Trieste e sui lavori che in esso si stanno eseguendo per il consolidamento dei manufatti.* Annali dei LL.PP. Fasc. IX.
- PETTERSON K. E. (1935) - *Exemples recents de foundation de murs de quai sur sous-sol de mauvaise nature.* XVI Congr. Int. de Navigation, Bruxelles.
- PETTERSON K. E. (1965) - *The early history of circular sliding surfaces.* Geotechnique.
- QUELLENNEC E. (1926) - *Brise-lames ou jetées dans le mers sans marée; prix de revient.* XIV Congr. Int. de Navigation, Le Caire.
- QUELLENNEC E. (1926) - *Brise-lames et jetées des ports d'Egypte.* Rapport Special XIV Congres Int. de Navigation, Le Caire.
- SAKAMOTO S., TAKANISHI K. (1926) - *Quais à grande profondeur dans les mers sans marée. Prix de revient - Brise-lames ou jetées dans les mers sans marée. Prix de revient.* XIV Congr. Int. de Navigation, Le Caire.
- STROYER (1934) - *Concrete structures in marine work.* Knapp-Orervett e Sons, Westminster.
- TSCHEBOTARIOFF (1951) - *Soil Mechanics foundation and earth structures,* Mac Graw-Hill, New York.

BIBLIOGRAFIA

- BARBERIS C. (1935) - *Exemples recents de foundations de murs de quai sur sous-sols de mauvaise nature.* XVI Congr. Int. de Navigation, Bruxelles.
- BARBERIS C. (1909) - *Sulla costruzione dei muri di approdo sul fondo fangoso.* Ministero della Guerra, Roma.
- BJERRUM L. (1973) - *Geotechnical problems involved in foundations of structures in the North Sea.* Geotechnique.
- BJERRUM L. (1973) - *Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structural unstable soils.* State of the Art Volume, VIII th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Mosca.
- BOKHOVEN (1965) - *Quay wall construction in soft soil at*

SUMMARY

Geotechnical problems in lacustrine and marine areas

The paper reproduces the General Report to the Session 2 of the XII Italian Geotechnical Conference, held in Cosenza in september 1975.