

DIGHE DI TERRA, PENDII E SCAVI APERTI (*)

M. PANCINI (**)

SOMMARIO - Vengono passati in rassegna gli argomenti trattati nelle comunicazioni, nella relazione generale e nelle discussioni presentate al *IV Congresso Internazionale di Geotecnica*, Londra 1957, nella sezione 6.

1 - Premesse

La geotecnica è arte e scienza al tempo stesso: ma mentre l'arte è frutto di lunghissime esperienze e di intuizioni personali, la scienza, pur limitata dalla natura stessa del problema, è più aperta al continuo progredire ed è suscettibile di più rapidi sviluppi.

Ora, a parte l'esperienza e le qualità personali — che qui, forse più che altrove, soccorrono il progettista nel lavoro di creazione ed applicazione — quali nuove conoscenze sono oggi a disposizione del tecnico che si occupa dei problemi della Divisione 6 del *Congresso*.

Dopo aver letto le 30 memorie accettate e dopo aver ascoltato la discussione che ne è seguita, pare a chi scrive di dover concludere che i mezzi scientifici a disposizione del progettista dopo il *Congresso di Londra* non siano molto diversi da quelli utilizzabili dopo il *Congresso di Zurigo*.

Il lavoro compiuto nel quadriennio è stato più che altro di revisione e gli stessi organizzatori, con la scelta delle memorie (si sono preferite quelle descrittive o comunque riferentesi a precisi risultati pratici) e con l'ammettere alla discussione taluni piuttosto che talaltri partecipanti, hanno accentuato il carattere più costruttivo che teorico di questa Divisione del *Congresso*.

Anche il prof. TERZAGHI che, presente a tutte le sedute, alla fine di ciascuna di esse ha preso la parola per riassumere le discussioni, è sempre ricorso alla sua esperienza recente o lontana di costruttore e consulente piuttosto che di studioso teorico.

Stabilito questo primo punto, ci siamo chiesti quale fosse la via migliore per inquadrare il contenuto delle trenta memorie e portarlo a conoscenza

di chi non ha tempo o modo di leggerle direttamente; il Relatore generale nel suo rapporto finale indica diversi sistemi di suddivisione, ma ci è sembrato che nessuno di essi possa inquadrare, sia pure grossolanamente, una materia tanto eterogenea.

Suddivideremo quindi il nostro riassunto in tre parti, considerando separatamente gli articoli che si riferiscono ai materiali incoerenti, gli articoli che trattano dei terreni dotati di coesione e raggruppando infine tutti assieme quelli che per la diversità dell'argomento non possono rientrare nelle prime due.

2 - Materiali incoerenti

L'argomento di questo capitolo è molto importante perché, a differenza dei terreni argillosi, i terreni sabbiosi sono stati studiati a fondo solo in tempo relativamente recente; essi inoltre sono assai difficilmente controllabili in Laboratorio, specie se intervengono elementi di grosse dimensioni.

BAZANT (6/4) ⁽¹⁾ considera il problema del sifonamento di sbarramenti fondati su terreni sabbiosi e tenta di risolvere il problema sia sperimentalmente che teoricamente. La memoria completa un precedente rapporto presentato a Zurigo nel 1953, nel senso che sono prese in considerazione le opere di sbarramento contemporaneamente soggette a vibrazioni per sfioro superficiale e a lento passaggio di acqua in fondazione per effetto della permeabilità della fondazione stessa. Le vibrazioni sono legate particolarmente al carico d'acqua a monte dello sbarramento e vengono rappresentate nelle formule come carico dinamico che si aggiunge al carico statico già considerato nel Rapporto del 1953.

TROLLOPE (6/25) riprende invece la teoria della formazione di archi entro gli ammassi sabbiosi.

(*) La presente nota è stata redatta per incarico dell'Associazione Geotecnica Italiana, che l'A. sentitamente ringrazia.

(**) Dott. Ing. Mario PANCINI, Società Adriatica di Elettricità, Venezia.

(1) I numeri fra parentesi sono quelli con i quali le comunicazioni sono state pubblicate negli *Atti del Congresso*.

Questa teoria, formulata già da alcuni decenni da EHBERS e accennata anche da TERZAGHI («*Theoretical Soil Mechanics*»), venne ripresa recentemente da TSCHBOTARIOFF in un rapporto che elenca una vastissima bibliografia sull'argomento (2). TROLLOPE considera esso pure la distribuzione delle forze entro un ammasso granuloso e la valuta attraverso l'equilibrio statico di un sistema di sfere di data dimensione, lisce e rigide. Rispetto una data superficie orizzontale esiste una sola disposizione che soddisfi alla condizione di stabilità e cioè la piramide esagonale; ad una simile schematizzazione si può giungere anche considerando dei dischi anziché delle sfere.

L'elemento nuovo è il fattore K (fattore sistematico di effetto d'arco) introdotto dall'autore che ne spiega il significato meccanico. K varia fra i valori limiti di 0 ed 1: il primo si manifesta quando la base può subire un cedimento (fondazione non rigida) e si ha il pieno effetto arco; il secondo nel caso di fondazione indeformabile. Vengono citate alcune prove fatte in laboratorio ed in cantiere. Le prime sono riassunte in grafici che confermano la teoria dell'autore: le differenze fra la pressione dovuta al sovraccarico nominale e le pressioni effettivamente riscontrate, trovano una spiegazione nel manifestarsi dell'effetto arco. Le prove di cantiere riguardano tre diversi tipi di dighe e portano ad analoghe conclusioni.

Sullo stesso argomento degli sbarramenti in materiale incoerente, sono state presentate due memorie (6/28 e 6/29) riguardanti la diga ormai in avanzata costruzione a Göschenenalp. Per l'importanza dell'opera, (altezza m 155, volume di oltre 8 milioni di m³) e per l'accuratezza con cui le ricerche sono state condotte al Laboratorio di Zurigo, questi rapporti di ZELLER e WULLIMANN e ZELLER e ZEINDLER sono del massimo interesse.

Il primo descrive le ricerche che sono servite a determinare la resistenza al taglio del materiale impiegato nella costruzione della diga, materiale avente una dimensione massima di 600 mm. Data la grandezza degli elementi ed avendo deciso di effettuare le prove con l'apparecchio triassiale, fu stabilito di determinare la resistenza al taglio su una frazione avente la stessa distribuzione granulometrica, ma di dimensioni assi più fini, estrapolando mediante successive approssimazioni i risultati. I valori furono considerati accettabili nei casi in cui le dimensioni del provino risultavano almeno 5 volte la dimensione del massimo elemento. Gli apparecchi triassiali avevano sezioni trasversali di 2.000 e 500 cm² e le pressioni laterali impiegate raggiunsero i 5 e 20 kg/cm².

Le conclusioni che si possono trarre sono le seguenti: la resistenza al taglio dei materiali ad alta densità (come quelli usati a Göschenenalp) diminuisce all'aumentare della porosità, per cui questo fattore non deve subire grandi variazioni; per una data porosità, le differenze fra le resistenze al taglio

diminuiscono all'aumentare della dimensione massima degli elementi.

Anche se il materiale è incoerente il diagramma di MOHR denuncia una certa coesione che è del tutto apparente in quanto è dovuta al reciproco incastrarsi delle particelle.

Il secondo rapporto tratta invece dei controlli intrapresi su vasta scala su di un rilevato sperimentale di 30.000 m³ che fa parte integrante del corpo della diga. Sono stati studiati: le proprietà dei materiali (densità, contenuto di acqua, permeabilità, granulometria), lo spessore degli strati, il metodo di posa in opera ed il costipamento degli stessi. Alla fine della prova si decise di limitare la massima dimensione del materiale a 1 m³, onde evitare notevoli variazioni in densità e quindi nella resistenza al taglio; di contenere in 2 o 3 m lo spessore degli strati per prevenire l'eccessiva segregazione; di scaricare il materiale già umido sulla scarpata così da limitare il suo rotolamento lungo il paramento; di non effettuare alcun sistema di costipamento, poiché il piccolo miglioramento ottenibile con un costipatore a placca da 15 t non avrebbe compensato la maggior spesa necessaria.

E per concludere l'argomento relativo ai materiali incoerenti, accenneremo alle poche notizie sulla importantissima diga di Serre Ponckon date da DE SCHNAKENBOURG in una breve comunicazione verbale. I problemi affrontati dagli sperimentatori francesi prima della costruzione di questo grande sbarramento sono analoghi e quelli di Göschenenalp. Ancora una volta si è trattato di costruire un apparecchio triassiale di insolite dimensioni e di estrapolare i risultati al materiale effettivamente impiegato, che aveva elementi molto maggiori.

3 - Materiali dotati di coesione

E veniamo ora alle costruzioni ove sono presenti materiali dotati di coesione.

Qui le difficoltà sperimentali e teoriche si spostano su un altro piano, perché il disaccordo fra gli studiosi è dovuto soprattutto ad una imperfetta conoscenza della intima natura della coesione ed alla impossibilità pratica di convenire sulla esatta definizione della coesione stessa.

Questo fatto crea uno stato di perplessità e la necessità di una più approfondita indagine che coinvolga le basi stesse della Geotecnica, come è messo in evidenza dalle parole che il *Relatore Generale* dedica al problema della stabilità delle scarpate naturali:

« Per quanto appaia che mediante vari ed ingegnosi metodi è possibile calcolare con sicurezza la pendenza da dare ai rilevati eseguiti con qualsiasi tipo di terreno, noi ancora virtualmente non possediamo alcun procedimento valido per determinare le pendenze nei terreni naturali. Siamo obbligati pertanto a dipendere dall'osservazione per discriminare fra le condizioni di sicurezza da quelle di non sicurezza. E sebbene il numero di tali osservazioni sia continuamente crescente, siamo posti in una condizione svantaggiosa dalla mancanza di un adeguato

(2) G. P. TSCHBOTARIOFF «*Influenza dell'effetto arco sulla distribuzione delle pressioni nelle terre*» - Essen, Baugrundtagung, 1952.

linguaggio per mezzo del quale si possa descrivere una struttura in terra così precisamente come il materiale che la costituisce. Presentemente forse la sola parola utile che si possa introdurre è sensibilità ».

3,1 - Caratteristiche chimico-fisiche dei terreni dotati di coesione

I partecipanti al Congresso, specie nelle comunicazioni verbali, hanno fatto degli elenchi più o meno completi dei fattori che possono alterare la natura ed il comportamento di una argilla, ma trattandosi di un materiale eterogeneo estremamente variabile, è quasi impossibile raggiungere uno schema semplice ed esauriente. Va comunque segnalata una certa tendenza ad affrontare il problema considerando le caratteristiche chimico-fisiche del materiale (grado di saturazione elettronica, polarizzazione, valenza e dimensione del catione, anione, proprietà del dielettrico, pH ed altre citate negli interventi di LAMBE e ROSENQUIST).

Un solo articolo, il 6/15 di MATSUO, si riferisce a questo campo di ricerche, trattando l'effetto dello scambio di cationi sulla stabilità delle scarpate.

L'autore considera infatti in primo luogo lo spostamento nel grafico di plasticità di alcuni provini sotto l'effetto dello scambio di cationi; nella seconda parte invece ricerca dal punto di vista chimico-fisico la causa di uno scorrimento avvenuto in una scarpata.

A seconda della qualità e quantità dei cationi assorbiti, cambia la resistenza al taglio dei vari provini ed il coefficiente di sicurezza varia da 1,3 nei terreni con cationi saturati a 0,6 nei terreni naturali; la possibilità di un miglioramento della consistenza del terreno con la semplice aggiunta di un supplemento di ioni sotto forma di soluzione acquosa di sali di calcio è pertanto la conclusione pratica di questo interessante studio giapponese.

3,2 - La coesione e la pressione interstiziale

L'argomento della pressione è stato ampiamente sviluppato in parecchie memorie presentate al Congresso.

Cominceremo dall'articolo 6/8 di BISHOP che, come tutti i lavori di questo studioso, è di un'esemplare chiarezza e di notevole interesse teorico e pratico.

Molto spesso succede di dover mettere in opera del materiale con contenuto d'acqua superiore all'ottimo ed in questo caso si stabilisce un eccesso di pressione interstiziale che può abbassare notevolmente, a parità d'altre condizioni, il coefficiente di sicurezza. Praticamente per evitare questo inconveniente si possono preparare attorno al nucleo impermeabile delle zone permeabili oppure, se questo è troppo costoso, si può diminuire la velocità di costruzione in modo da provocare una dissipazione parziale dell'eccesso di pressione interstiziale.

L'effetto di questa dissipazione non solo è quello di ridurre la pressione interstiziale causata dall'eccesso di acqua dello strato messo in opera, ma an-

che quello di ridurre la pressione che si stabilisce per effetto dei successivi strati che vengono sovrapposti. Queste considerazioni sono svolte dall'autore sia dal punto di vista teorico che facendo riferimento a diagrammi relativi a misure effettuate durante la costruzione delle dighe di USK e DAER. In particolare viene messa in evidenza la diminuzione di pressione interstiziale che si verifica in corrispondenza agli arresti di lavoro durante il periodo invernale.

La memoria 6/18 di NONVEILLER tratta egualmente delle pressioni interstiziali che si sono verificate nel nucleo della diga jugoslava di Lokvarka alta 40 m, avente un volume di 673.000 m³ e dotata di nucleo costituito da argille poco compressibili.

L'autore pone in raffronto le linee di flusso stabilite teoricamente con quelle effettivamente misurate. Vi è un buon accordo fra il valore del coefficiente della pressione interstiziale B ⁽³⁾ ricavato dalle linee di flusso teoriche ai vari livelli d'invaso e quello misurato in diga, mentre le esperienze di laboratorio danno un valore più basso dell'effettivo.

Sembra quindi che in corrispondenza a rapidi svassi nei serbatoi, le linee di flusso raggiungano le condizioni del nuovo equilibrio in accordo con le leggi che regolano le acque filtranti in campo gravitazionale e che, contrariamente all'opinione largamente diffusa, la grandezza della pressione interstiziale dopo un rapido svaso, non dipenda essenzialmente dalle caratteristiche del materiale.

Sempre sullo stesso argomento è il Rapporto 6/23 che tratta delle misure di controllo eseguite alla diga di Castiletto (Marmorera) alta 70 m, avente il volume di 2.700.000 m³ e dotata di nucleo impermeabile.

In base ai risultati delle misure effettuate da SCHNITTKNECHT e BICKEL, la pressione interstiziale effettiva raggiunse al completamento dell'opera un valore pari al 50% della pressione del sovraccarico, mentre quella prevista teoricamente era del 70%. I valori più alti della pressione interstiziale furono notati verso il bordo di monte della zona del nucleo e lungo la superficie di fondazione, ove la permeabilità era piuttosto alta.

Sulle misure di pressione effettuate alla diga di San Valentino riferisce NICCOLAI nella seconda parte del Rapporto 6/10 ⁽⁴⁾.

Le misure effettuate in questa grande diga italiana, già da 5 anni felicemente in esercizio, diedero le seguenti indicazioni:

— parte a monte del rilevato: la pressione segue le oscillazioni del serbatoio con legge all'incirca sinusoidale e con uno sfasamento di 30-40 giorni;

— nucleo: non si sono notate pressioni interstiziali durante la costruzione. Durante l'esercizio si è notato un sincronismo fra le pressioni rilevate al centro ed a valle e quelle rilevate a monte; lungo

⁽³⁾ B è il rapporto tra la variazione di pressione interstiziale e la variazione delle sollecitazioni applicate.

⁽⁴⁾ FINZI D. - NICCOLAI C. "Diga in terra di S. Valentino. Il controllo degli assestamenti di fondazione e delle pressioni durante i primi cinque anni di esercizio" - Geotecnica IV, n. 3, 1957.

alcune orizzontali di misura si sono verificate variazioni di pressione pressoché eguali in ogni punto. Infine gli incrementi di pressione diminuiscono al crescere della quota;

— a valle nessun passaggio d'acqua: le canne sono perfettamente asciutte.

Il comportamento del nucleo della diga di Arvo costituisce l'argomento del Rapporto 6/2 di BARONCINI e CROCE (5).

La diga di Arvo, alta una trentina di metri, è costituita da un nucleo centrale preparato con materiale molto fine e plastico, da due contronuclei e dai fianchi formati da materiale a grana grossa fino a ca. 100 mm. I materiali del nucleo provengono da due cave in banchi di materiali granitici caolinizzati.

Nel 1955 venne praticato un foro \varnothing 100 mm dalla sommità alle fondazioni. In pochi strati il materiale risultò più molle e ricco di acque: tali strati corrispondevano esattamente alle interruzioni stagionali dei due anni successivi. I valori medi dei limiti di ATTERBERG per il materiale del nucleo, risultarono i seguenti: $PL = 0,25$, $LL = 0,41$, $PI = 0,16$.

L'andamento dei valori dei limiti di ATTERBERG e le prove di compressione edometrica, che per brevità non riportiamo, denunciano la presenza di due tipi di materiali in effetti provenienti, come già detto, da due cave diverse.

Il contenuto d'acqua alla posa in opera fu probabilmente superiore all'ottimo; durante l'esercizio il nucleo si è poi portato verso la saturazione completa.

I cedimenti osservati a mezzo di 7 caposaldi sono indipendenti dall'altezza del rilevato perché, secondo gli autori, la parte al di sotto dei 13 m dal coronamento ha contribuito poco o nulla al cedimento del coronamento stesso; ciò è dovuto al fatto che al di sotto dei 13 m la consolidazione finora avvenuta è trascurabile e le pressioni neutre hanno ancora valori elevati.

E' interessante notare che lo svedese Lofquist in un suo intervento durante la discussione ha avanzato l'ipotesi che questo comportamento della parte bassa possa spiegarsi con la teoria dell'effetto arco di TROLLOPE.

3,3 - La coesione e le ipotesi di calcolo. Esempio di franamenti in pendii naturali e nei rilevati

Considerando dal punto di vista teorico i problemi che si verificano nei terreni argillosi, è doveroso far presente una generale tendenza a considerare poco sicuro il calcolo che pone come base l'ipotesi che \varnothing sia eguale a zero e cioè che la resistenza al taglio sia costante per una variazione delle sollecitazioni. Si tratta, come è noto, di una ipotesi semplificativa che permette di introdurre nei calcoli i risultati di facili prove di laboratorio.

Attualmente molti autori ritengono più prudente calcolare le stabilità delle scarpate computan-

do le sollecitazioni effettive (6). Fra questi HENKEL, che nella memoria 6/12 riporta due casi di slittamento in scarpate aperte da molti anni nelle argille di Londra. Secondo l'autore la coesione ha un valore decrescente nel tempo, passando da un valore di laboratorio di $0,12 \text{ kg/cm}^2$ al tempo 0 ad un valore di circa $0,03 \text{ kg/cm}^2$ dopo 70 anni e tale diminuzione dipende, oltre che dal tempo, dall'altezza della scarpata e dal livello della falda freatica entro il terreno. L'autore mette anche in evidenza che il valore del coefficiente di sicurezza calcolato considerando rispettivamente $c' = 0,12 \text{ kg/cm}^2$ e $c' = 0$ varia in limiti molto ristretti nei tre casi di slittamento considerati, con uno scostamento massimo, ed in un sol caso, da 1,35 a 0,81. Il metodo delle sollecitazioni effettive impiegato dall'autore quindi, almeno in questo caso, è migliore di quello che parte dalla supposizione $\varnothing = 0$.

Il rapporto conclude affermando che, come era prevedibile, un notevole contributo alla stabilità delle scarpate fu offerta da un sistema di drenaggio a contrafforti che, alterando in senso favorevole il flusso dell'acqua sotterranea e diminuendo la pressione interstiziale, fece aumentare la pressione effettiva e la resistenza al taglio di circa il 70%.

Un caso analogo è trattato da SKEMPTON e DE LORY nel loro rapporto 6/24. Anche questi autori traggono la conclusione che la stabilità in terreni costituiti da argille dure e fessurate dipende solo dall'angolo di resistenza al taglio \varnothing' e che l'argilla si comporta come se la coesione fosse nulla. I calcoli, espressi in termini di spinte effettive, mostrano anche l'importanza della posizione della falda freatica: ove la falda raggiunge la superficie del terreno, la massima inclinazione per la stabilità è pari alla metà dell'angolo \varnothing' di resistenza al taglio. Le prove di laboratorio diedero per le argille di Londra un valore di $\varnothing' = 20^\circ$ per cui sono stabili le sole zone che hanno una pendenza minore di 10° .

A conclusioni analoghe perviene PEYNIRCIOLU che nel suo rapporto 6/20 descrive il movimento di terra prodottosi in corrispondenza ad uno scavo creato alla base di una collina di argilla dura e fessurata. Per quanto l'equilibrio delle scarpate dopo una prima rottura sembrasse ristabilito, era evidente che le masse di terra avrebbero continuato nel loro movimento di discesa finché le resistenze al taglio fossero risultate minori delle forze di slittamento. Perciò mediante prove di laboratorio si cercò, per diverse condizioni, quale valore di \varnothing' , desse un adeguato coefficiente di sicurezza.

Anche in questo caso si ritenne di non poter contare sulla coesione e di tener conto solo dei valori finali della resistenza al taglio determinata su campioni indisturbati; gli altri rimedi adottati (drenaggio dell'area di scorrimento, costruzione di nuovi muri di sostegno con adeguati drenaggi, punti di riferimento per periodiche osservazioni dei movimenti, appesantimento del piede dello scavo, ecc.) rientrano nella comune pratica costruttiva.

Infine tre tipi di scorrimenti avvenuti in Brasile

(5) BARONCINI G. e CROCE A. "Caratteristiche dei terreni e comportamento della diga dell'Arvo durante ventisei anni di servizio" - Geotecnica IV, n. 3, 1957.

(6) Fra la numerosa letteratura sull'argomento, ricordiamo lo studio di BISHOP "The stability of Earth Dams" - University of London, 1952.

con effetti disastrosi, sono ricordati nella memoria 6/27 di VERGAS-PICHLER: cause principali dello slittamento del suolo, che ricopre rocce cristalline, furono la saturazione del terreno di copertura e la riduzione della sua resistenza al taglio, riduzione dovuta alla pressione interstiziale prodotta dalla percolazione dell'acqua attraverso il terreno in seguito alle notevoli precipitazioni che precedettero il disastro. Vennero effettuate sul posto ed in laboratorio le consuete analisi e ricerche opportunamente adattate ai tre tipi di scorrimento (stabilità col metodo del cerchio nel caso di slittamento di terreno di copertura; slittamento di uno strato di profondità costante lungo una superficie rigida nel campo di slittamento di strati poco profondi; calcolo in termini di resistenza di attrito ed adesione fra blocchi di roccia ed in termini di pressione idrostatica entro le fessure formatesi nei blocchi stessi nel caso di slittamento di roccia disgregata).

HURTUBISE-GADD-MAYERHOF nel Rapporto 6/14 presentano alcuni esempi tipici di cedimenti avvenuti nei bassopiani della parte orientale del Canada. La geologia d'origine dei terreni sedimentati è comune in tutte le zone; si tratta di depositi formati dall'avanzamento del mare immediatamente dopo il ritiro dei ghiacciai, seguito da un successivo rapido ritiro delle acque marine.

Il fiume Saint-Laurent tende a scavare il suo letto formando una pendenza di equilibrio instabile: la falda freatica si abbassa in conseguenza e solo una certa tensione di essiccamento tende a proteggere il profilo del terreno nel quale i minerali d'argilla plasticamente attiva sono in piccola percentuale. Vengono riportati 3 esempi di frane le quali, pur avendo un meccanismo di affondamento di natura diversa, mostrano notevoli analogie nella forma, nella breve durata e nell'eguale epoca di slittamento.

Altri due casi di franamenti avvenuti in Canada sono riportati nell'articolo 6/19 di PETERSON, IVERSON e RIVARD. Trattasi di due argini fondati su argille grasse ($L.L. = 85$; $P.L. = 26$) per i quali la verifica con l'ipotesi $\phi = 0$ avrebbe condotto a un valore del coefficiente di sicurezza > 1 .

BURKE-DAVIS nel Rapporto 6/9 descrivono alcune difficoltà intervenute durante la costruzione di una conca di navigazione nel fiume Grass, dovute alla presenza di strati di argilla marina post-glaciale profonda fino a 21 m. Da prove di laboratorio e sul posto si constatò che la resistenza degli strati di argilla non raggiungeva i valori previsti in fase di progetto. Perciò si dovettero modificare le pendenze delle scarpate dello scavo (variabili fra 1:4 e 1:10) e si stabilì di costruire un taglione di protezione.

Non possiamo chiudere questo capitolo senza ricordare l'intervento di A. CASAGRANDE, forse il più interessante contributo alla discussione verbale. Rifacendosi ad un tema da lui più volte trattato (7), CASAGRANDE ha riassunto le cause prime che possono portare alla demolizione di un rilevato in terra e cioè la formazione di fessure trasversali e longitudinali ed il conseguente sifonamento, siano esse ori-

ginate da forze esterne ed accidentali (terremoto, bombe, ecc.) o conseguenza delle caratteristiche dell'opera. Contro la formazione di fessure trasversali si possono consigliare alcuni provvedimenti prudenziali, per esempio progettare lo sbarramento con forma arcuata. Le fessure longitudinali possono essere eliminate costruendo strutture omogenee dal punto di vista della deformabilità e quindi evitando il collegamento di parti rigide con parti plastiche (taglianti o diaframmi in calcestruzzo incorporati entro rilevati in terra, opere di scarico in calcestruzzo entro il rilevato, ecc.).

Per quanto riguarda il pericolo di sifonamento, CASAGRANDE suggerisce di provvedere sempre un duplice sistema di tenuta (per esempio schermo di tenuta ed iniezioni, ecc.).

Il problema della stabilità delle scarpate viene affrontato da un punto di vista completamente diverso nel Rapporto 6/11, in cui Goldstein considera la resistenza a lunga scadenza delle argille e determina la resistenza in tempi successivi per mezzo di un solo campione. Lo stato elasto-viscoso viene studiato ricorrendo ad un modello semplificato in base al quale il suolo è rappresentato da due elementi collegati e lavoranti insieme; il primo costituito da una ossatura elastica, il secondo da un riempitivo elasto-viscoso. Quando si carica il terreno, il carico è sopportato prima dagli elementi elastici (deformazione istantanea), poi comincia lo scorrimento viscoso dell'altro elemento con una successiva redistribuzione di forze e un accrescimento della parte che viene presa dalla struttura elastica; finalmente quando la deformazione viscosa è esaurita, la forza è trasmessa interamente alla parte elastica. A questo punto o la sollecitazione della parte elastica è inferiore al limite di rottura oppure si ha il collasso per fluage. TER-STEPANIAN, a completamento del precedente rapporto, considera invece lo scorrimento viscoso (fluage) che precede, nella parte profonda di una scarpata, la fase di taglio quando, con rapido spostamento, si verifica lo slittamento.

Nel materiale le deformazioni avvengono lungo le superfici dove il coefficiente di taglio è più alto: la scarpata può essere divisa in tre zone, delimitate da linee isogoniche (di egual valore degli angoli di massima deviazione) e cioè zona di stabilità, zona di fluage e zona di taglio. I confini di queste zone cambiano con la variazione delle condizioni di pressione della scarpata; le deformazioni conseguenti al fluage nella zona più profonda sono caratterizzate da un coefficiente di taglio « *mobilizzato* » che corrisponde alla tangente degli angoli di massima deviazione.

Oltre alla sua memoria, Ter-Stepanian ha dato notizia, durante la discussione verbale, di un sistema di rilevamento topografico adottato in Russia e caratterizzato da un'altissima precisione e da una straordinaria rapidità. Sfruttando tali dispositivi si è potuto mantenere in servizio una linea ferroviaria che attraversava dei terreni in movimento.

4 - La coesione e la natura delle argille

Un terzo gruppo di articoli riguarda i problemi sollevati dalla variabilità della natura delle argille,

(7) V. fra l'altro: A. CASAGRANDE: "Notes on the design of earth dams" in Boston Society of Civil Engineers - oct. 1950.

natura che può venire soltanto grossolanamente definita dai limiti di Atterberg, dalla granulometria, ecc.

Su argille di carattere speciale e normalmente non impiegate nella costruzione di sbarramenti, riferisce il Rapporto 6/3 di Bar-Sany, Korlath e Zeitlen.

Si tratta di argille ad alta plasticità, caratterizzate da forti proprietà di rigonfiamento e da notevoli diminuzioni di resistenza se sottoposte a saturazione. Mineralogicamente appartengono alla classe delle argille calciche-montmorillonitiche ed hanno un contenuto di umidità del 20% negli strati superiori e del 37% a profondità superiori agli 8 m. I valori medi dei limiti di ATTERBERG sono i seguenti: $PL = 0,31$, $LL = 0,82$, $PI = 0,51$. Si nota una pressione interstiziale positiva che è da attribuire alla tendenza al rigonfiamento delle argille.

Notevoli difficoltà pratiche si sono incontrate impiegando i normali metodi di costruzione: in particolare modo l'escavazione del terreno resa difficile dall'alta coesione del materiale.

Il costipamento fu fatto mediante 10-12 passaggi con rulli a zampe di pecora su strati di 20 cm di spessore.

Argille aventi più o meno le stesse caratteristiche sono state impiegate anche in Inghilterra per la costruzione di argini, come ha riferito verbalmente LITTLE.

Il Rapporto 6/6 di BERNELL tratta delle morene e cioè di quell'accumulo di materiali di disgregazione contenenti percentuali varie di argilla che si trovano alle estremità dei ghiacciai e sono assai frequenti nei paesi scandinavi dove vengono usati nella costruzione di dighe in terra. La memoria esamina in particolare le proprietà dei vari depositi morenici e cioè consistenza (caratterizzata dal limite di ritiro che gli svedesi preferiscono al tradizionale limite di plasticità), permeabilità, compressibilità e consolidamento; per ognuna di queste caratteristiche dà delle semplici espressioni analitiche.

Anche il consolidamento con pali di sabbia descritto da MEARDI ⁽⁸⁾ nel suo Rapporto 6/16, riguarda argille particolarmente molli.

Si trattava di costruire un argine sopra un deposito di sabbia marina, composto di argilla limosa con contenuti d'acqua vicini al L.L., avente uno spessore di 6-18 m. Il consolidamento era previsto inizialmente con pali di sabbia di 40 cm alla distanza di m 4. Successivamente, eseguito un ampio campionamento, si trovarono strati di conchiglie fini, permeabili, lenticolari, separati fra loro, ma che certamente sarebbero stati nella quasi totalità attraversati dai pali. In base a questi risultati fu deciso di disporre i pali a m 4,60 di distanza l'uno dall'altro. Lo sviluppo e la profondità del consolidamento furono determinati a mezzo del penetrometro dinamico ed il consolidamento venne limitato al terreno ove il penetrometro entrava più di 30 cm per colpo.

Per lo scarico delle acque drenate si provvide a

(8) MEARDI G. "Consolidamento con pali di sabbia di argille molli di fondazioni d'argini" - Geotecnica, IV, n. 3, 1957.

collegare le teste dei pali a due a due o a tre a tre, mediante un canaletto di sabbia che porta l'acqua sui fianchi degli argini. Il lavoro venne seguito per mezzo di piastre di livello e di traguardi di linea.

Durante la discussione verbale MEYER ha ricordato che un analogo sistema fu adottato in Francia per consentire la costruzione di una diga rivierasca sopra un terreno fangoso e molle, coperto due volte al giorno dalla marea.

Citeremo infine in questa sede per le analogie con lo studio di MEARDI, l'articolo 6/5 di BENNET-BARRON che riguarda la risoluzione del calcolo di un numero finito di pozzi parzialmente filtranti.

Come è noto, la teoria generale relativa ad una linea infinita di tali pozzi porta ad un notevole errore di valutazione se applicata ad un numero limitato. Gli autori tentano di girare le difficoltà eseguendo prove con modelli analogici.

L'argomento dei modelli analogici è del massimo interesse anche in geotecnica, perché consente la risoluzione di diversi problemi: il lettore che ne avesse interesse può trovare una trattazione estesa ed esauriente nel corso del *Convegno «Modelli nella Tecnica»* (Venezia - 1955).

Tornando all'articolo di BENNET-BARRON, essi giungono anche alla enunciazione di una formula empirica che risolve il problema senza modelli; tale formula ha però una espressione piuttosto complessa per cui è necessario un ulteriore approfondimento per giungere ad una semplice espressione di carattere generale.

5 - I cedimenti nelle dighe in terra. Varie

Molte memorie trattano contemporaneamente più argomenti per cui citeremo nuovamente in questo capitolo dei rapporti di cui si è già parlato altrove.

5,1 - Cedimenti nelle dighe in terra

Il Rapporto 6/2 di BARONCINI e CROCE dà anche interessanti ragguagli sui cedimenti verificatisi alla diga di Arvo (valore massimo misurato 140 mm) e riporta un diagramma dei cedimenti stessi in funzione dei livelli dell'acqua nel serbatoio.

Finzi nella prima parte del Rapporto 6/10 mette a confronto i risultati ottenuti nei primi cinque anni di esercizio della diga di S. Valentino coi valori ricavati a suo tempo, quando, in sede di progetto, fu calcolata la distribuzione (ma non il valore assoluto) degli assestamenti entro l'area della fondazione. Il calcolo fu eseguito per mezzo della teoria di BOUSSINESQ con le ipotesi che il sottosuolo avesse compressibilità uniforme, che il materiale del rilevato non agisse su quello di fondazione, che le pressioni orizzontali dell'acqua permeante non influissero sugli assestamenti verticali. Il carico della terra satura del rilevato fu assunto in 2.075 kg/m^3 , il rapporto di POISSON eguale a 4 ed il modulo di elasticità fu previsto di qualche centinaio di kg/cm^2 . Or bene, costruita la diga ed effettuato durante cinque anni un gran numero di misure, è possibile oggi

stabilire che il valore di E risulta pari a 350 kg/cm^2 , e che la curva degli assestamenti effettivi si trova compresa fra le curve degli assestamenti teorici a vuoto e a pieno. La linea di massima cedevolezza si trova nel centro dell'alveo; l'abbassamento verificatosi finora è di 402 mm ; l'esame delle curve mostra che ormai si è quasi raggiunto l'assestamento finale per cui il valore reale si può ritenere pari al 60% di quello previsto teoricamente.

Un gran numero di dati relativi alle particolarità costruttive e all'entità degli assestamenti è riportata nel già citato Rapporto 6/23 riguardante la diga di Castiletto (Marmorera). Gli abbassamenti finora riscontrati sono di $\text{mm } 1.180$ durante la costruzione e di ulteriori $\text{mm } 138$ durante il primo anno di esercizio.

Altri dati sull'argomento sono contenuti nei Rapporti 6/3 e 6/21 di RAO. Quest'ultimo fa una estesa rassegna degli argini e delle dighe eseguite in India e contiene anche un grandissimo numero di dati riferentisi a costruzioni che si trovano nelle più disparate condizioni. Vengono descritti anche taluni inconvenienti verificatisi durante l'esercizio.

5,2 - Varie

Di un problema eminentemente costruttivo trattano ROSA, TARTAKOVSKI, REMIZNIKOV e LOBASOV nel loro articolo 6/22 e cioè della costruzione di dighe mediante versamento del materiale in acqua.

La zona da ricoprire è divisa con arginelli in diversi bacini che vengono riempiti d'acqua avente profondità fino a 70 cm ; in essi viene versato il materiale. Vantaggi del metodo sono la riduzione nel lavoro di consolidamento, la buona densità ed il costante contenuto d'acqua, la indipendenza del corso dei lavori dall'alternarsi delle stagioni, ma soprattutto la possibilità di usare materiali che finora erano considerati assolutamente inadatti alla costruzione di sbarramenti idraulici.

L'articolo 6/30 di ZWICK e DAVIDENKOFF riguarda i filtri che comunemente si pongono a valle delle dighe in terra: come è noto, un filtro funziona correttamente se le particelle del terreno attorno ad esso non possono penetrare nei vuoti che esistono fra i suoi elementi, cioè se la grandezza dei grani del filtro e la grandezza delle particelle del terreno sono in una certa relazione fra loro. Le esperienze riferite dagli autori avevano lo scopo precipuo di studiare il noto rapporto D_{50}/d_{50} per un filtro stabile a granulometria uniforme, soggetto all'azione di una corrente di filtrazione nei tre casi: filtro orizzontale con direzione di corrente coincidente con quella della forza di gravità, filtro verticale e filtro orizzontale con direzione di corrente contraria a quella della forza di gravità.

La conclusione degli autori è che la relazione D_{50}/d_{50} non è una costante, ma nel primo caso dipende dalla grossezza dei grani del materiale fino e negli altri casi dipende dalle velocità della corrente di filtrazione. Il criterio suggerito dal *Bureau of Reclamation*: $5 < D_{50}/d_{50} < 10$ appare quindi valido solo per il primo caso. Negli altri due, questo cri-

terio ci porterebbe ad un coefficiente di sicurezza troppo elevato.

L'articolo 6/26 di TWELKER considera il caso generale della filtrazione attraverso la spalla permeabile di una diga. Si tratta di un problema a tre dimensioni cui possono essere estese le ricerche effettuate sui pozzi. Nel caso generale si parte dall'ipotesi di DUPUIT e si applica l'equazione di LAPLACE che esprime il movimento dell'acqua entro ammassi permeabili. Considerando poi un mezzo isotropo ed omogeneo, si può estendere l'equazione differenziale della legge di DARCY al caso tridimensionale in cui le dimensioni orizzontali sono notevolmente maggiori di quelle verticali ed infine esprimere le relazioni fra le equazioni differenziali e le reti di flusso. Se il mezzo che si considera è anisotropo, l'autore utilizza invece le analisi bidimensionali di profili trasformati, presi lungo correnti di flusso.

Il problema del costipamento del materiale è trattato nel Rapporto 6/17 di MYSLIVEC che in realtà sarebbe meglio collocato nelle Divisioni 1 oppure 2. L'autore considera tre sistemi: il PROCTOR, il DORNII (sistema standard russo) ed il PROCTOR modificato dall'autore stesso. I materiali sperimentali sono il limo e l'argilla e per entrambi sono forniti i risultati ottenuti nei tre casi.

Gli apparecchi ad analogia elettrica sono stati impiegati per risolvere i problemi inerenti a correnti con linee di flusso stazionarie a due dimensioni come è descritto nel Rapporto 6/7 di BERNELL e NILSSON.

L'apparecchio consta di circa 400 condensatori che vengono inseriti in una serie di resistenze elettriche e sono connessi con relé automaticamente controllati da un cronometro elettrico; uno speciale voltmetro misura il carico per i condensatori. Quando sono conosciute le costanti caratteristiche del terreno, una simile apparecchiatura può essere usata per risolvere problemi di vario genere quali: processi di consolidamento nelle fondazioni durante e dopo la costruzione di dighe in terra, studio comparativo fra consolidamento e pressione interstiziale, effetto di filtri su diga omogenea, variazioni di pressione interstiziale durante il riempimento o lo svasso di serbatoi, ecc.

Pure allo studio su modelli si è fatto ricorso nel caso della diga di BHAKRA. L'articolo 6/13 di Hilt-scher e Pant riferisce sui risultati ottenuti con modelli fotoelastici costruiti per lo studio della distribuzione delle sollecitazioni quando le fondazioni presentano difficoltà per la presenza di faglie, fessure, ecc. In queste condizioni, la valutazione della quantità di scavo e del relativo riempimento al piede di una diga, onde assicurare una fondazione impermeabile e capace di resistere ad ogni sollecitazione, è basata generalmente sul giudizio del progettista. Esistono anche formule empiriche studiate dal *Bureau of Reclamation*, ma il problema è troppo delicato per venire risolto in modo approssimativo. Con le esperienze indiane, fissate le principali sollecitazioni agenti nel calcestruzzo e nella roccia e la profondità di disgregazione del materiale, è stato invece possibile determinare con notevole esattezza

la profondità ottima di scavo e le dimensioni del tampono.

Ultimo di questa serie è l'articolo 6/1 di AISENSTEIN, YEVNIN e SAIDOFF che descrive il sistema impiegato per ridurre le perdite verificatesi in alcuni serbatoi israeliani. Le perdite erano molto notevoli nei serbatoi con sorgenti rigurgitate dalle acque di invaso, ed erano invece di scarsa entità nei serbatoi con falde frenatiche, anche in presenza di calcare gessoso. Nel bacino di Tel Yeruham le perdite rag-

giungevano i 30 cm al giorno ed erano influenzate dal livello dell'acqua nel serbatoio; si decise perciò di ridurle ricoprendo un'area di circa 45.000 m² con una colte di marne ed argille fortemente plastiche, preconsolidate. Per preservare questo manto protettivo da rottura, dilavamenti ed erosioni dovute all'eccesso rigonfiamento, si provvide a proteggerlo con uno strato dello spessore di 1 m costituito da materiale a grana grossa. Grazie al lavoro eseguito, le perdite sono ora ridotte a soli 12 mm al giorno.

Vaiont, ottobre 1957.

SOMMAIRE: On examine les communications, le rapport général et les discussions présentées au *Quatrième Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations*, Londres 1957, dans la Section 6 (Barrages en Terre, Talus et Tranchées Ouvertes).

SUMMARY: The Author reviews the papers, the general report and the discussions, presented at the *Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London 1957, in the Division 6 (Earth Dams, Slopes and Open Excavations).

IV CONVEGNO DI GEOTECNICA

PADOVA, 1959

Nel maggio 1959 verrà tenuto a Padova il IV Convegno di Geotecnica. I temi che verranno trattati nel Convegno sono:

FRANE
CANALI

Il termine ultimo per la presentazione delle comunicazioni è stato fissato al 15 GENNAIO 1959.

Ulteriori particolari sullo svolgimento del Convegno e sui temi sono contenuti a pag. 52 del fascicolo 2, 1958 di questa Rivista.