

## SPINTA DELLE TERRE SULLE OPERE E GALLERIE (\*)

C. LOTTI (\*\*)

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 5.

Sull'argomento sono state presentate tredici memorie che possiamo dividere sommariamente in due classi:

— Teorie ed esperienze a carattere generale e diverse (n. 6 memorie).

— Misure ed osservazioni su opere costruite o in corso di costruzione e relative deduzioni (n. 7 memorie).

Relatore generale il Prof. J. KERISEL il quale, nella sua interessante esposizione, si riferisce non solo alle memorie ricevute ma anche alle più importanti pubblicazioni venute a sua conoscenza dopo il Congresso di Zurigo.

Per quanto concerne le «*Teorie ed esperienze a carattere generale e diverse*» le memorie, in numero modesto e riferite a problemi disparati, pure avendo notevole interesse, sembrano non portare un sostanziale contributo generale agli importanti problemi tuttora dibattuti: intendiamo riferirci alle determinazioni quantitative dei valori del coefficiente  $K_p$ , alla distribuzione della spinta passiva a tergo delle opere, ai metodi di calcolo di stabilità delle masse e delle strutture di terra.

S. HUECKEL (Po) (5/3) (1) porta a conoscenza i risultati delle esperienze condotte su piastre quadrate, ancorate verticalmente in un ammasso di sabbia. Assimilando lo sforzo limite di trazione orizzontale, applicato ad un filo fissato al centro della piastra, alla resistenza passiva del terreno, Hueckel trova che, per interramenti uguali almeno all'altezza della piastra, il coefficiente  $K_p$  è almeno tre volte

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

(\*\*) Dott. Ing. Carlo LOTTI, libero professionista, Roma.

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

quello determinato con l'espressione  $\tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$

ed aumenta con il diminuire della superficie. Dimostra inoltre che la distanza minima fra varie piastre, per evitare influenza reciproca, deve essere una volta e mezzo il lato della piastra stessa.

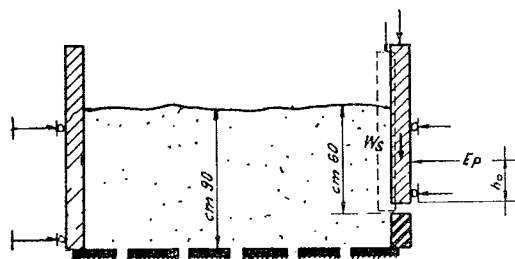


Fig. 1 - Dispositivo sperimentale di Johnson per le misure della spinta passiva

Non vi sono altre memorie su tale argomento e quindi ben opportunamente il Relatore si rifà alle interessanti esperienze effettuate da JOHNSON, sotto la direzione di TSCHEBOTARIOFF, alla Università di Princetown, sulla variazione del coefficiente  $K_p$  in funzione della obliquità e dell'angolo di attrito. Lo apparato sperimentale è riportato alla Fig. 1 ed è costituito da un muro verticale della larghezza di metri 3, spingente per 60 cm su un ammasso sabbioso alto 90 cm: un dispositivo di verrini orizzontali e verticali permette di applicare forze di spinta di obliquità variabile e di misurare il coefficiente  $K_p$ ; un dispositivo consente di misurare lo sforzo verticale  $K_p \tan \delta$ .

Le conclusioni, per  $\delta = 0$ , dimostrano una rispondenza con la espressione  $K_{p(\delta=0)} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$ .

$$+ \frac{\varphi}{2}$$

Per  $\delta \neq 0$  i risultati sono riportati nel diagramma di Fig. 2 e si dimostrano sufficientemente vicini alle curve teoriche calcolate dal Relatore in alcune sue tabelle (2).

Lo spostamento orizzontale necessario per mobilitare interamente la spinta passiva risulta dell'ordine di 0,05 ÷ 0,10 dell'altezza di sabbia in contatto con il muro a tergo di essa.

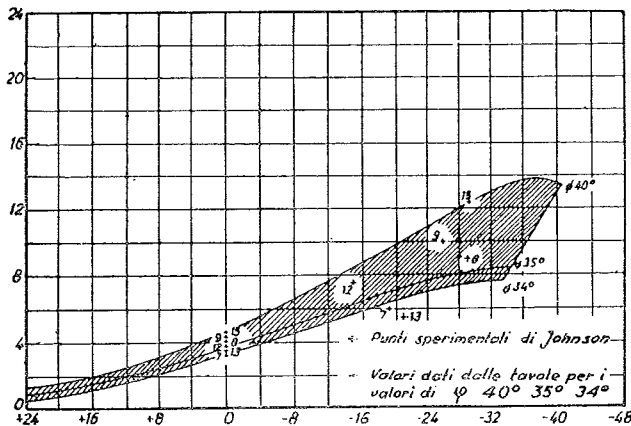


Fig. 2 - Risultati sperimentali di Johnson delle spinte passive paragonati con i valori delle tavole

Sulla distribuzione della pressione passiva dietro le opere non vi è alcuna memoria: e pur essendosi dimostrato che la distribuzione triangolare di Rankine si realizza soltanto sotto particolari condizioni di movimento del sostegno, non vi sono neanche esperienze sostanziali per la determinazione delle variazioni della distribuzione della pressione in funzione degli spostamenti se si eccettuano alcune osservazioni di SKEMPTON (sullo spostamento della risultante dal terzo medio verso la zona di maggior spostamento, in testa o al piede) e importanti esperienze di ROWE (la spinta elementare passiva dietro uno schermo verticale, infisso alla profondità  $D$ , avente alla profondità  $z$  lo spostamento  $x$  è data da

$$p = m \frac{x}{D} z \text{ con } m \text{ variabile da } 20.000 \text{ a } 2.000.$$

Su ciò torneremo a proposito delle misure sulle opere.

Il calcolo di stabilità degli ammassi delle strutture di terra si basa ancora, da un secolo a questa parte, sulla scelta di una linea di slittamento da scegliere a sentimento: linea dritta, cerchio e spirale continuano ad essere usati, con tutte le incertezze che ne derivano: possono essere di qualche aiuto le esperienze su modello ridotto, peraltro estremamente delicate per la difficoltà di riprodurre il fenomeno ed eliminare effetti secondari come l'effetto parete. Interessante a tal proposito il procedimento di G. SCHNEBELI (Fr.) (5/8) il quale, mediante l'uso di sferette metalliche, ha riprodotto un suolo incoerente di cui, eliminato l'effetto parete, ha studiato il comportamento statico e le superfici di

slittamento su due dimensioni. Il sistema viene ripreso dallo stesso SCHNEBELI e CAVAILLÉ-COLL (Fr.) (5/9) per lo studio sperimentale delle ture per la centrale maremotrice sulla Rance (Francia). E' interessante rilevare che la curva di rottura è molto prossima alla circolare: e che la formula proposta per il momento resistente al rovesciamento:

$$\frac{6 M_r}{\gamma \lambda^3} = 0,03 v \varphi$$

dà valori superiori a quelli proposti da TERZAGHI. ( $M_r$  = momento resistente;  $\gamma$  = p. s. del riempimento;

$\lambda$  = altezza della tura;  $v = \frac{l}{h}$  = rapporto fra lunghezza e altezza della tura).

H. JAMBU (No) (5/4) presenta invece un metodo completo di calcolo delle spinte attive, spinte passive e forze portanti delle fondazioni con il metodo delle sezioni verticali, applicando evidentemente il metodo a superfici di slittamento generiche con alcune ipotesi supplementari per la risoluzione del problema; ma, cose più interessante, introducendo anche un fattore di sicurezza  $F$  (di norma 1,5) nella formula del taglio lungo la superficie di slittamento:

$$\tau = C_e + \sigma \tan \varphi_e$$

essendo

$$C_e + \frac{C'}{F}$$

e

$$\tan \varphi_e = \frac{F}{\tan \varphi'}$$

Nelle trattazioni di ordine generale e diverse sono da includere: le memorie di V. V. SOKOLOSKY (URSS) (5/10) il quale, su un piano puramente teorico, studia un ammasso semi-indefinito pesante e coerente, a superficie libera orizzontale, caricato uniformemente con una sollecitazione verticale; la memoria di G. F. SOWER, A. D. ROBB, C. H. MULLIS e A. J. GLENN (USA) (5/11) sulla determinazione delle pressioni laterali e residue in un suolo compatto di cui sia impedita l'espansione laterale: i risultati di laboratorio dimostrano che, nell'argilla, le pressioni residue aumentano con il compattamento e diminuiscono con il tenore di acqua mentre nella sabbia non vi è praticamente relazione fra compattamento, tenore di acqua e pressioni residue. Comunque, sia in sabbia che in argilla, sembra che le pressioni laterali dopo il compattamento siano molto maggiori che non allo stato di riposo e non cambino molto dopo la ultimazione del compattamento.

A. CAQUOT (Fr) (5/1) presenta uno studio sui silos e mette in evidenza i considerevoli aumenti delle sollecitazioni al momento della vuotatura.

Le memorie riguardanti « Misure e osservazioni su opere costruite o in corso di costruzione e relative deduzioni », seppure anch'esse in numero mo-

(2) CAQUOT et KERISEL J. (1948) - Tables for the calculation of passive pressure and active pressure (English translation) - Paris - Gauthier Villars.

desto, ci sembra abbiano a sufficienza raggiunto lo scopo di dimostrare quale utilità derivi dalle osservazioni su opere in esercizio e quale contributo sostanziale queste possano portare per chiarire gli elementi quantitativi cui abbiamo accennato nella parte precedente.

Di grande interesse la memoria di G. D. TSCHÉBOTARIOFF e E. R. WARD (USA) (5/12) sulle misure eseguite mediante l'inclinometro di WIEGMANN su cinque banchine di palancole metalliche nei porti di New York, Galveston, Baltimora e Cleveland per la determinazione degli effettivi momenti flettenti.

I risultati più interessanti si riferiscono ai quattro casi di palancole infisse in argilla essendo il primo caso di palancole infisse in sabbia, forse influenzato da strutture preesistenti.

Per tali quattro casi suddetti, di cui nella fig. 3 è riportato quello di una banchina di Galveston, si giunge alle seguenti conclusioni:

— il punto di momento flettente nullo, per modeste infissioni della palanca, si trova sulla linea di dragaggio, ed al di sopra di questa, per infissioni maggiori;

— il valore massimo del momento flettente è circa la metà di quello calcolato con il metodo generale della palanca libera al piede.

Tali conclusioni, che coincidono con quelle di Rowe per le sabbie, sono estremamente interessanti; dimostrano che i metodi di calcolo da noi seguiti, ci danno gradi di sicurezza superiori a quanto sia lecito richiedere e che la deformabilità delle strutture influisce positivamente non soltanto sulla distribuzione ma anche sui valori assoluti della spinta a tergo del sostegno; mentre, per la stessa deformazione e per effetto dei cedimenti, il coefficiente di spinta passiva è largamente superiore al valore teo-

rico e tende agli alti valori messi in evidenza da JOHNSON.

Osservazioni di elevata importanza, come si è detto, in quanto interessano assieme la statica e la economia delle opere, osservazioni che occorre moltiplicare per dare un chiaro orientamento sulla assunzione del coefficiente di sicurezza auspicato da ROWE ed evitare che costruttori come J. M. KYLE e M. S. KAPP (USA) (5/6), trattando della esecuzione e quindi delle modalità di calcolo di una banchina di palancole metalliche per il porto di New York, esprimano il loro scetticismo sui tanti sistemi di calcolo usati per le palancole e sui loro risultati.

E sempre a proposito della distribuzione degli sforzi in funzione delle deformazioni delle strutture K. S. LANE (USA) (5/7) mette in evidenza la diminuzione degli sforzi sui rivestimenti delle gallerie, all'aumentare della deformabilità dei rivestimenti stessi: riferendosi ad una serie sistematica di esperienze comparative condotte su rivestimenti flessibili e rigidi nelle argille scagliose di Fort-Union, K. S. LANE dimostra che la flessibilità del rivestimento (che deve essere tale da consentire riduzioni da 1/400 a 1/200 del diametro) può ridurre lo sforzo in chiave anche al 20% del suo valore e renderlo uguale a quello delle imposte.

Il Relatore si richiama alle formule della teoria plastica (CAQUOT e KERISEL 1948) e introducendo in tali formule i valori dei coefficienti di riduzione del carico indicati da LANE, determina due coppie di valori  $c = 0$ ,  $\varphi = 29^\circ$  ovvero  $c = 0,6$ ,  $\varphi = 20^\circ$  che corrispondono alla coppia di valori trovati sperimentalmente e precedentemente da SMITH e REDHINGER per terreni della stessa natura. Quindi i risultati sperimentali di LANE confermano il comportamento plastico del complesso roccia-rivestimento.

Tali conclusioni sembrano confermate dai risultati del tutto opposti delle esperienze di W. H. WARD e T. K. CHAPLIN (Gr. Br.) (5/13) i quali nei rivestimenti rigidi della sotterranea di Londra (deformazioni pari a 1/1000 del diametro) trovano in chiave sollecitazioni molto prossime a quelle che si determinano con la teoria elastica.

Sempre a proposito di gallerie e di deformazioni B. KUIUNDZIC (Jug.) (5/5) riporta una serie di misure, dalle quali risulta la anisotropia degli ammassi rocciosi e consiglia di tener conto di tale anisotropia nel calcolo dei rivestimenti.

Ed infine una interessante nota di E. DI BIAGIO e L. BJERRUM (No) (5/2) nella quale sono descritte le misure della spinta delle terre, effettuate dal Settembre 1955 al Giugno 1956, su una trincea scavata nella crosta delle argille marine norvegesi fino ad una profondità di 4 metri. Sono state misurate le deformazioni orizzontali e verticali della massa di terra e le pressioni interstiziali nonché gli sforzi sulle armature di sostegno.

Il calcolo comparativo è stato condotto con il metodo  $c\varphi$  per il quale sono necessari i parametri  $c'$ ,  $\varphi'$  ed  $u$  (pressione interstiziale) ma per ottenere valori vicini a quelli sperimentali è stato necessario sopporre gradualmente la riduzione della coesione fino a giungere a  $c' = 0$  (v. Fig. 4). E' questo un risultato oltremodo interessante in quanto è un ritor-

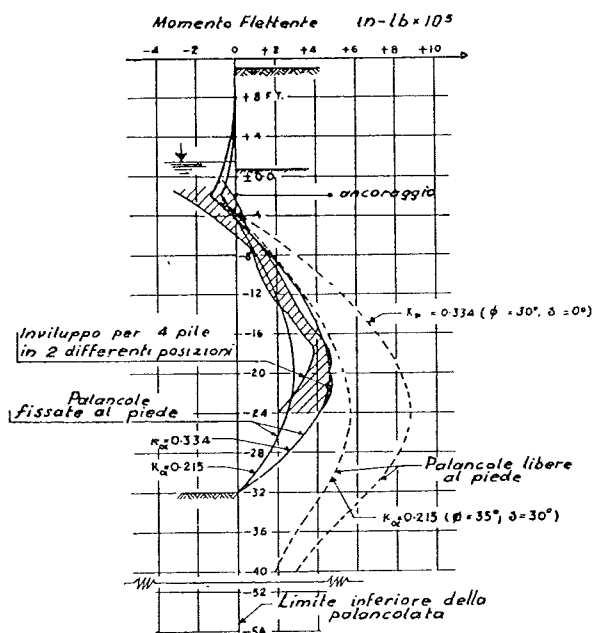


Fig. 3 - Raffronto dei momenti flettenti misurati e calcolati nella banchina di Galveston.

no ad antichi concetti di calcolo nei quali, anche nelle argille, si faceva astrazione dalla coesione e si attribuiva loro un angolo di attrito.

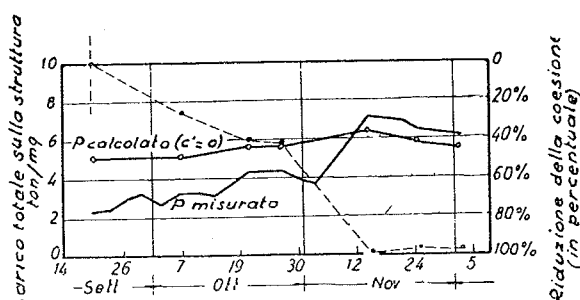


Fig. 4 - Spinta totale del terreno misurata e calcolata

La discussione viene aperta dal Relatore generale il quale propone che questa debba orientarsi e giungere a qualche conclusione sui tre punti seguenti:

1.) Revisione dei coefficienti di sicurezza adottati nei problemi di spinta passiva, almeno ove le deformazioni delle strutture di sostegno siano tali da consentirlo.

2.) Ripartizione degli sforzi agenti sulle strutture in funzione della deformazione delle stesse.

3.) Sostituzione del metodo  $\varphi = 0$  con il metodo  $c' \varphi' u$  fino a giungere a lungo termine, al metodo  $c' = 0$ .

Gli interventi sono numerosi (21), ma molti di essi si discostano dai tre punti sopradetti per riferirsi alle memorie presentate o fare qualche comunicazione aggiuntiva: il tempo ristretto non permette una discussione più ampia sui problemi indicati.

Sulle misure ed i risultati di osservazioni nelle gallerie intervengono: SUTHERLAND (Gr. Br.) il quale dà notizia di alcune misure esterne ed interne in un tunnel in argilla di Scozia; MENCL (Cecoslovacchia) attribuisce la differenza fra le deformazioni orizzontali e verticali, rilevate da Kuiundzic in varie gallerie, allo stato di tensione che si determina attorno alla superficie di scavo; SERAFIN (Por.) il quale, dopo una descrizione delle attrezzature sperimentali usate in Portogallo per la determinazione delle tensioni nelle gallerie, riporta alcuni risultati di misure di tensioni nella volta di una centrale, durante lo scavo del nucleo; LAZAREVIC (Ju.) accenna alla necessità di tener conto del calcolo dei rivestimenti delle deformazioni della roccia per variazioni termiche e comunica che sono in corso prove sperimentali presso l'Istituto Idrotecnico di Belgrado; DE REEPLER (Ol.) si sofferma sulle esperienze di Lane e di Ward-Chaplin concordando nelle conclusioni; WAKELING (Gr. Br.) riporta i risultati di alcune misure in gallerie di argilla a modesta copertura nelle quali gli sforzi sui rivestimenti flessibili erano circa il 5% del sovraccarico e concorda quindi con le conclusioni di LANE; WARD (Gr. Br.) aggiunge alcune spiegazioni alla sua memoria (5/13), concorda con le conclusioni di Lane, e rende noto che, nelle argille di Londra, il sovraccarico sui rivestimenti rag-

giunge il suo massimo valore in tre-quattro settimane.

Sul problema generale dei valori delle spinte delle terre e sulla distribuzione a tergo delle strutture si hanno molti interventi: ROWE (Gr. Br.) riprende la sua teoria sulle palancole, confermando la diversa distribuzione degli sforzi con le deformazioni; giunge alla conclusione che le palancole di cemento armato, più resistenti di quelle d'acciaio, sopportano peggio il carico: HUECKEL (Po), come comunicazione supplementare al suo rapporto 3, rende noto di aver proseguito nelle sue esperienze su sabbia senza coesione e di essere favorevole alla revisione dei coefficienti di spinta con l'introduzione di coefficienti correttivi che però devono essere scelti in base alle deformazioni delle strutture; BENT HANSEN (Da) pone l'accento sulla necessità di misure sperimentali per esaminare se alle palancole può applicarsi la teoria plastica; TSCHEBOTARIOFF (USA) concorda sulla revisione dei coefficienti di pressione e si augura che la sperimentazione dia elementi quantitativi al riguardo: per quanto concerne invece il metodo di calcolo  $\varphi = 0$  o  $c' = 0$  dichiara che la questione è ancora oggetto di discussione in tutte le conferenze e sembra non vi siano ancora elementi conclusivi.

SCHMID (USA) fa seguito alla memoria di Tschebotarioff (5/12) con alcune comunicazioni supplementari; BISHOP (Gr. Br.) si dichiara favorevole alla revisione dei coefficienti di pressione; BJERRUM (Nor) riferendosi alla revisione dei coefficienti proposta dal relatore, esprime il parere che nelle argille si debba procedere con cautela specie se l'argilla è satura e che dopo la costruzione, quando le pressioni si manifestano concretamente, con il trascorrere del tempo, si ha una diminuzione della resistenza al taglio; infine TROLLOP (Australia) riporta alcuni risultati di variazioni di carico dovute al rigonfiamento dei terreni.

Sui criteri ed i metodi di calcolo di stabilità intervengono, tutti sulla questione 4, BRISCH HANSEN (Dan.), JUMIKIS (USA), e LAZARD (Fr.) per concordare con l'autore JAMBU (Nor.), che fornisce ulteriori chiarimenti, sulla bontà del metodo proposto, peraltro confermato, per quanto concerne la superficie di scivolamento a spirale, da prove su modello (JUMIKIS) e sull'interesse del processo per le applicazioni pratiche (LAZARD).

BRISSON (Fr.) riferisce i risultati di alcune esperienze su modello ridotto per la determinazione delle pressioni nei silos al momento della vuotatura, i quali concordano con le conclusioni di A. CAQUOT (5/1) il quale peraltro, nella sua memoria richiama le esperienze di BRISSON.

Il relatore generale J. KERISEL a conclusione della discussione osserva che sembra vi sia accordo sulla necessità di rivedere i coefficienti di pressione mentre non sembra si possa giungere concordemente a decidere sul metodo  $\varphi = 0$  o  $c' = 0$  per il calcolo di stabilità degli ammassi e delle strutture terrose.

K. TERZAGHI a chiusura della riunione ritiene di porre l'accento sul fatto che grandi progressi sono stati fatti da quando Coulomb, le cui teorie sembrano tuttora valide, preparò, ottanta anni or sono, il

problema della geotecnica. E' però necessario che le teorie siano confortate da osservazioni di cantiere ed è quindi necessario intensificare le misure sulle opere. Nelle gallerie è opportuno che, insieme con i risultati delle misure sia ben descritto il materiale; e non bisogna poi dimenticare che sull'azione delle terre sui rivestimenti influisce il sistema di costruzione.

Le memorie, la relazione generale e gli interventi della 5 Divisione del IV Congresso di Geotecnica rappresentano un passo avanti sull'argomento della spinta delle terre sulle opere e gallerie.

La documentazione sperimentale presentata, unitamente a quella richiamata dal prof. J. KERISEL nella sua lucida relazione generale ed i risultati resi noti negli interventi, consentono di trarre alcune conclusioni certamente positive.

Sembra chiaramente dimostrato che i coefficienti di spinta passiva adottati nei nostri calcoli siano notevolmente inferiori a quelli della pratica e gli sforzi che si calcolano nelle strutture siano maggiori di quelli che si rilevano sperimentalmente.

Un intero capitolo della geotecnica resta da esplorare: quello della distribuzione degli sforzi in funzione della deformazione delle strutture. E su questa via può aiutarci solo l'osservazione diretta sulle opere, non essendo il laboratorio adatto a fornirci i necessari elementi quantitativi.

Per quanto concerne le palancole e quindi ogni altra struttura flessibile di sostegno, gli studi (ROWE) sono alquanto avanzati e suffragati da determinazioni sperimentali: si può già parlare di coefficienti di sicurezza (SKEMPTON e ROWE) mentre importanti determinazioni sperimentali quantitative (TSCHBOTARIOFF), che indubbiamente saranno seguite da molte altre, confortano le prove di laboratorio e le trattazioni teoriche.

Per quanto riguarda le gallerie la situazione sembra peggiore: le misure di LANE e di WARD-CHAPLIN rappresentano un fatto nuovo perché finora, pur costruendosi molte gallerie, molto raramente si sono fatte misure: o se ne sono fatte, per determinare il modulo elastico della roccia ed il suo contributo alle pressioni interne; quindi non utili al nostro problema.

LANE e WARD-CHAPLIN dimostrano rispettivamente che il comportamento di un rivestimento deformabile è sostanzialmente diverso da quello di un rivestimento rigido nel senso che, mentre questo assorbe tutto il carico, nel primo, a causa della sua deformabilità, gli sforzi in chiave ed alle imposte sono fortemente ridotti. Osservazione non nuova: è per tale motivo che nelle gallerie spingenti si è soliti dare la preferenza ai rivestimenti di muratura di mattoni o di blocchetti di cemento.

Osservazione dunque non nuova ma LANE e WARD-CHAPLIN hanno il merito di aver dato un valore quantitativo a questa osservazione.

In questa direzione bisogna camminare se vogliamo trovare qualche elemento per il dimensionamento dei rivestimenti: per i quali, in effetti, non abbiamo alcun metodo di calcolo.

E' chiaro che la teoria elastica non può trovare

rispondenza nella situazione di fatto: la spinta passiva esiste e non è possibile ignorarla; ma in quale misura, con quale distribuzione ed in che direzione essa agisce?

Altrettanto lontana dalla realtà è l'applicazione della teoria plastica, secondo la quale la funicolare dei carichi che agiscono su un rivestimento circolare coincide con il cerchio della fibra neutra e quindi tutti i momenti sono nulli.

Ho avuto occasione di calcolare direttamente le cantine metalliche per il sostegno provvisorio di una galleria scavata in argille scagliose, ed ho usato un metodo ben noto (3) che potrei definire elasto-plastico e che tiene conto della spinta passiva ma concentrata, come peraltro i carichi, in punti prefissati e con orientamenti determinati; l'applicazione del trial-load method consente di determinare gli sforzi in tutti i punti fissati.

Per verificare il grado di sicurezza furono allontanate le cantine metalliche fino a ottenere la rottura del terreno; il che avvenne per una distanza maggiore del 60% di quella iniziale; fu quindi confermato il risultato del calcolo da cui risultava che il ferro, alla distanza iniziale, lavorava a 2.000 Kg/cm<sup>2</sup>.

Questa osservazione è ben lontana dall'essere una misura: d'altra parte è solo con le misure sistematiche sulle opere e non da esperienze su modelli ridotti, che la teoria può trovare la legge o la statistica capace di fornire elementi di dimensionamento.

Questa, della necessità e della utilità delle misure sulle opere finite o in corso di costruzione, sembra la più interessante conclusione delle memorie, della relazione e della discussione di questa V divisione.

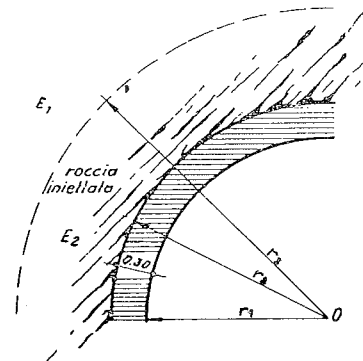


Fig. 5

Un'osservazione particolare (4) può farsi sulla comunicazione 5/5 di B. KUJUNDZIC (Ju) nella quale si tratta della opportunità di tener conto del fattore « anisotropia » nella applicazione delle formule di LAMÉ per il calcolo dello spessore dei rivestimenti.

Non posso concordare su tale opportunità essendo preferibile, a mio parere, di ridurre l'anisotropia con iniezioni di cemento le quali, se concentrate in un

(3) Cfr. R. V. PROCTOR e T. L. WHITE - *Rock tunneling with steel supports* - 1946 - Youngstown - Ohio.

(4) L'osservazione, in forma più estesa, ha formato oggetto di intervento scritto dello scrivente.

anello di roccia di non grande spessore attorno al rivestimento, possono migliorare lo stato fisico della roccia dandole l'isotropia da noi ricercata. D'altra parte recenti esperienze in situ confermano che le iniezioni hanno veramente l'effetto di migliorare e rendere uniforme il modulo elastico.

Si tratta di conseguenza, invece di introdurre il fattore anisotropia che varia di luogo in luogo e che dovrebbe determinarsi con misure continuative per tutta la lunghezza della galleria, variando le dimensioni del rivestimento al variare di tale fattore,

di fare l'applicazione delle formule di LAMÉ <sup>(5)</sup> al rivestimento ed a un anello di roccia attorno al rivestimento (Fig. 5), anello che sarà migliorato con le iniezioni e che avrà un modulo elastico molto uniforme; al di fuori di questo anello, gli sforzi sono talmente ridotti che l'anisotropia dell'ammasso roccioso non ha alcuna influenza sulla distribuzione delle sollecitazioni nei rivestimenti.

<sup>(5)</sup> Cfr. C. LOTTI - *Sulla costruzione delle gallerie in roccia con particolare riferimento al sostegno della volta ed al rivestimento* - Geotecnica - 1956 - n. 6.

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 1958, dans la Section 5 (Poussée des Terres sur les Ouvrages et Tunnels).

SUMMARY: The Author reviews the papers, the general report and the discussions, presented at the discussions, presented at the *Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London 1957, in the Division 5 (Earth Pressure on Structures and Tunnels).