

LAVORI DEL CONGRESSO EUROPEO SUI PROBLEMI
DELLA SPINTA DEI TERRENI

BRUXELLES, 1958

F. ESU (*)

Nel settembre scorso si è tenuto a Bruxelles un congresso, dedicato ai problemi della spinta dei terreni e del calcolo dei muri di sostegno, al quale, secondo il programma presentato dalla *Associazione Geotecnica Belga* al *IV Congresso di Geotecnica* (Londra, 1957) sono stati invitati circa un centinaio di studiosi e di tecnici, delegati dalle Associazioni Geotecniche delle nazioni d'Europa (1).

Alla Conferenza, sono state presentate 30 memorie che sono state raccolte in due volumi di atti, distribuiti ai partecipanti con un certo anticipo sulla data delle riunioni (2).

Gli argomenti trattati sono stati divisi in sette sezioni a ciascuna delle quali è stata dedicata mezza giornata di discussioni.

Le sezioni erano le seguenti:

— Teoria generale della pressione dei terreni (10 memorie - relatore ROWE - Gran Bretagna);

— Influenza degli spostamenti cinematici delle strutture di sostegno (3 memorie - relatore SUKLJE - Jugoslavia);

— Influenza del fattore « tempo » sulla entità della pressione dei terreni sulle strutture (1 memoria - relatore SUKLJE - Jugoslavia);

— Stabilità dei muri di sostegno rigidi (7 memorie - relatore SCHULTZE - Germania Occidentale);

— Stabilità delle palancolate (7 memorie - relatore VAN DER VEEN - Olanda);

— Influenza delle acque sotterranee sulla stabilità delle palancolate (nessuna memoria);

— Stabilità delle ture cellulari realizzate con palancole piatte (2 memorie - relatore SCHNEEBELI - Francia).

1 - Premesse

Prima di riassumere i lavori della Conferenza sarà utile premettere qualche richiamo sulle teorie della spinta delle terre e sui lavori più significativi relativi a tale argomento apparsi in questi ultimi anni.

Seguendo BRINCH HANSEN (1953), le teorie ed i metodi per il calcolo della spinta del terreno su una struttura di sostegno, rigida o flessibile, possono essere riuniti in quattro gruppi:

— metodi nei quali la spinta del terreno viene calcolata impiegando una condizione di equilibrio delle forze agenti ed una condizione di massimo o di minimo;

— metodi basati sulla teoria della plasticità;

— metodi basati sulla teoria dell'elasticità;

— metodi empirici o semi-empirici.

Nei metodi appartenenti al primo gruppo per rendere possibile il calcolo della spinta è necessario scegliere la linea di rottura (3) del terreno in modo che le tensioni incognite agenti lungo questa linea non compaiano nella equazione di equilibrio.

Nel caso più generale queste condizioni sono soddisfatte da una spirale logaritmica i cui raggi vettori formino un'angolo φ con le normali alla curva (4).

(*) Dott. Ing. Franco Esu, Assistente Ordinario presso l'Istituto di Geologia Applicata, Fac. Ingegneria, Università di Roma.

(1) A rappresentare l'Associazione Geotecnica Italiana, erano presenti a Bruxelles il Prof. F. PENTA, l'Ing. S. SERAFINI, l'Ing. P. PELLIS e lo scrivente.

(2) Un terzo volume che sarà stampato nei prossimi mesi conterrà il resoconto delle discussioni orali. I volumi possono ottenersi presso l'Associazione Geotecnica Belga.

(3) Con linea di rottura si intende la traccia sul piano verticale della superficie di rottura del masso di terreno retrostante al muro. Essendo i problemi di spinta delle terre riportati a problemi piani, nel seguito si adotterà la locuzione di linea di rottura.

(4) Il momento delle risultanti delle sollecitazioni agenti su ciascun elemento della curva rispetto al polo della spirale è infatti nullo. Nel caso in cui si possa porre $\varphi = 0$, le spirali diventano dei cerchi (FELLENUS).

Un metodo appartenente al primo gruppo è la classica teoria di COULOMB sulla spinta delle terre. Secondo questa teoria, tutte le forze agenti in un cuneo di terreno limitato dal muro, da una linea di rottura rettilinea passante per la base del muro e formante un angolo β con l'orizzontale e dalla superficie del suolo, sono proiettate su una retta formante un angolo φ (angolo d'attrito interno del terreno) con la linea di rottura. Si ottiene così l'equazione di equilibrio delle forze agenti che costituisce la prima delle equazioni necessarie per ricavare il valore della spinta del terreno. La seconda equazione si ottiene con una condizione di massimo o di minimo, ricercando il valore di β per cui il valore della spinta è massimo o minimo.

Perché il calcolo sia possibile devono, inoltre, essere noti (o essere assunti) il punto di applicazione e la direzione della spinta.

Fra i metodi del primo gruppo rientrano anche quelli proposti da RENDULIC (linea di rottura data da una spirale logaritmica) e da FELLENIUS (linea di rottura circolare).

Nei metodi di calcolo basati sulla teoria della plasticità si formula l'ipotesi che entro una certa zona del terreno retrostante al muro (zona di rottura) si sia raggiunta la condizione di rottura plastica che viene espressa mediante l'equazione di COULOMB. Questa equazione e due altre equazioni di equilibrio degli sforzi agenti sono sufficienti per risolvere il problema. Rientrano in questo gruppo i ben noti metodi di RANKINE e di PRANDTL.

Fra i metodi basati sulla teoria della plasticità ricordiamo anche quello proposto da BRINCH HANSEN (1953) e che ha trovato larghi consensi fra i tecnici stranieri.

B. HANSEN, assunta come condizione di rottura la equazione di COULOMB, considera la più probabile deformazione della struttura di sostegno al limite di rottura ⁽⁵⁾ e stabilisce in conseguenza l'andamento delle linee di rottura nel terreno ⁽⁶⁾ retrostante al muro. L'insieme delle linee di rottura, o figura di rottura, deve individuare delle deformazioni del terreno congruenti con quelle del muro. Secondo le locuzioni dell'A., le figure di rottura devono essere possibili dai punti di vista geometrico, cinematico e statico. Deve, cioè, essere possibile anzitutto disegnarle; esse devono individuare deformazioni del

(5) In alcuni casi la deformazione è univocamente determinata dalle condizioni di vincolo, in altri casi sono possibili vari tipi di deformazione (ad es. le palancole ancorate possono deformarsi per cedimento dell'ancoraggio, per cedimento del terreno alla base o per rottura della palanca stessa). In tali casi la scelta della deformazione da adottare per il calcolo della spinta sarà fatta in base a criteri economici.

(6) L'A. definisce *linee di rottura* quelle curve lungo le quali le sollecitazioni normali e tangenziali agenti su un elementino del terreno soddisfano alla condizione di rottura. Tale condizione è soddisfatta anche dalle sollecitazioni lungo una curva che forma un angolo di $90 \pm \varphi$ con la linea di rottura. Le due famiglie di linee di rottura intersecantisi a $90 \pm \varphi$ individuano una *figura di rottura*. Quando le condizioni di rottura sono soddisfatte in ogni punto di un'area finita, tale area viene chiamata *zona di rottura* o *zona plastica*.

terreno congruenti fra loro e con le deformazioni del muro e, infine, devono essere tali che siano ovunque soddisfatte le condizioni di equilibrio.

B. HANSEN riporta un certo numero di figure di rottura, costituite da tratti rettilinei, archi di cerchio e di spirale logaritmica, ricavate o controllate per mezzo di esperienze su modelli in piccola scala.

Scelta la figura di rottura e assumendo che sulla superficie del terreno sia nulla la risultante delle forze esterne nella direzione normale al raggio vettore delle linee di rottura ⁽⁷⁾, si determinano per mezzo delle equazioni di KÖTTER ⁽⁸⁾ le sollecitazioni agenti in ogni punto di dette linee.

Una volta noti gli sforzi interni è possibile, con le tre equazioni d'equilibrio, calcolare la spinta della terra sulla struttura.

Il metodo è piuttosto complesso, come avverte lo stesso Autore, ma si presta alle più varie applicazioni (calcolo delle spinte sui più vari tipi di strutture di sostegno, rigidi e flessibili, e calcoli di stabilità di fondazioni e di scarpate) e consente di raggiungere una discreta approssimazione quando siano note con sufficiente esattezza le caratteristiche dei terreni. Per semplificare i calcoli e per rendere più spedita l'applicazione del metodo, l'A. ha riportato nel suo testo anche una serie di tabelle e diagrammi.

Nei metodi per il calcolo della spinta delle terre basati sulla teoria dell'elasticità si ammette la validità della legge di HOOKE. Questa legge e le equazioni di equilibrio degli sforzi per un elemento infinitesimo del masso di terreno consentono, nei casi semplici, la risoluzione del problema.

Date le ipotesi semplificative che è necessario introdurre non è però possibile arrivare a soluzioni esatte, salvo in casi semplici del tipo di quello considerato da BOUSSINESQ per il calcolo delle tensioni generate, in un masso di terreno elastico semi-indefinito, da una forza concentrata agente sulla superficie.

Esistono, infine, i metodi empirici e semi-empirici basati sui risultati di prove su modelli o sulle osservazioni eseguite su strutture.

Fra questi metodi sono largamente impiegati, per il calcolo delle palancole, quelli proposti da TSCHBOTARIOFF e da ROWE.

Il primo, ampiamente descritto nel testo dello stesso TSCHBOTARIOFF (1951), è basato sui risultati di esperienze su modello e consiste in una serie di regole e di formule semi-empiriche.

Anche il metodo di ROWE è basato su esperienze su modelli e fu descritto nel 1952. Successivamente (1955, 1956), l'A. lo ha ampliato ed elaborato dal punto di vista teorico.

Partendo dalle constatazioni sperimentali, ROWE ha stabilito, in accordo in questo con TSCHBOTARIOFF, che il momento flettente massimo nelle palancole decresce con l'aumentare della flessibilità ⁽⁹⁾ della

(7) L'A. dimostra che imponendo tale condizione si ottengono i risultati più attendibili.

(8) Tali equazioni consentono di calcolare le tensioni lungo una qualsiasi linea di rottura quando tali tensioni siano note in un punto della linea stessa.

(9) Data dal rapporto $L^4 : EJ$ in cui L = lunghezza della palanca, E = modulo di elasticità e J = momento di inerzia della sezione.

palancola stessa. Su tali basi, ROWE consiglia di calcolare la profondità di infissione, lo sforzo degli ancoraggi e i momenti flettenti con il metodo di BLUM (v. ad es. TERZAGHI, 1943) e di adottare un profilato tale che il momento flettente, ridotto tenendo conto della flessibilità del profilato stesso, produca delle sollecitazioni non superiori a quelle ammissibili per il materiale.

Con il metodo di ROWE è possibile tenere conto della posizione dell'ancora, del grado di addensamento del materiale di riempimento e della profondità di infissione della palancola.

Esso può essere impiegato per i materiali sciolti sia coerenti, che incoerenti ed ha incontrato vasti consensi (SKEMPTON, 1953; TERZAGHI, 1954; KERISEL, 1957).

Fra i metodi empirici, ricordiamo anche le cosiddette « regole danesi » per il calcolo delle palancolate. Tale metodo si basa sulle esperienze raccolte in Danimarca con la costruzione dei muri di sponda.

Allo stato attuale, i metodi più largamente impiegati sono quelli classici di COULOMB e RANKINE e quelli di B. HANSEN, TSCHBOTARIOFF e ROWE.

I primi due sono impiegati soprattutto per il calcolo dei muri di sostegno rigidi, mentre gli altri sono impiegati per il calcolo delle strutture flessibili (palancolate).

Deve osservarsi che i metodi di COULOMB e di RANKINE, malgrado le assunzioni semplificative, consentono di raggiungere un discreto grado di approssimazione nel calcolo della spinta attiva. Per quanto riguarda i metodi di B. HANSEN, TSCHBOTARIOFF e ROWE bisogna notare che il primo fa riferimento alle condizioni di rottura della struttura e del masso di terreno retrostante, mentre gli altri due (TSCHBOTARIOFF e ROWE) considerano le condizioni di « esercizio »⁽¹⁰⁾ e consentono di tenere conto delle deformazioni della struttura stessa.

Riteniamo infine utile ricordare che, quale che sia il grado di approssimazione raggiungibile con il metodo che si adotta per i calcoli, la esattezza dei risultati dipenderà soprattutto dal grado di precisione dei valori relativi alle caratteristiche meccaniche del terreno ed a tutte le altre caratteristiche locali influenzanti il comportamento della struttura.

Come ha rilevato CAQUOT, nella conferenza introduttiva ai lavori del Congresso, si deve tenere conto soprattutto del fatto che le teorie e i metodi a disposizione presuppongono l'isotropia del mezzo; condizione, questa, che non è di regola verificata.

2 - Lavori del Congresso

1^a Sezione - Teorie generali sulla spinta delle terre

Delle 10 memorie comprese in questa sezione, quattro trattano delle caratteristiche meccaniche dei terreni.

BISHOP (Gran Bretagna) descrive le esperienze con-

(10) Le condizioni, cioè, in cui la struttura si trova quando è sollecitata da sforzi minori di quelli di rottura.

dotte all'Imperial College per la misura del coefficiente di spinta del terreno in assenza di deformazioni laterali (K_0 , coefficiente di spinta a riposo). Tale valore è dato dal rapporto tra il valore della tensione effettiva orizzontale (σ'_h) e quello della tensione effettiva verticale (σ'_v) in condizioni di deformazioni laterali nulle. Per la determinazione di tale rapporto l'A. adotta delle particolari tecniche di prova con l'apparecchio triassiale, facendo variare la sollecitazione verticale e la pressione della cella e mantenendo, con opportuni accorgimenti, invariato il diametro del provino.

Dai dati riportati dall'A. si rileva che tale coefficiente varia fra 0,36 (sabbia addensata satura di acqua) e 0,70 (argilla caolinica e argilla del Weald⁽¹¹⁾ rimaneggiata).

Si rileva inoltre che il rapporto K_a/K_0 ($K_a =$ coefficiente di spinta attiva) decresce con l'aumentare dell'angolo di resistenza al taglio φ' . I risultati sperimentali indicherebbero che i valori di tale rapporto sono dati, con una discreta approssimazione, dalla

$$\text{espressione } \frac{1}{1 + \sin \varphi'}$$

Numerose obiezioni al metodo sperimentale di BISHOP sono state formulate da TSCHBOTARIOFF secondo il quale, nelle esperienze dello stesso BISHOP, non verrebbe realizzata la condizione di deformazione laterale nulla.

Un altro studio sul coefficiente di spinta dei terreni in assenza di dilatazioni laterali è stato presentato da CEBERTOWICZ e WEDZINSKI (Polonia).

Gli autori hanno eseguito delle determinazioni sperimentali di tale coefficiente nel caso di materiali sciolti incoerenti (grano, sfere d'acciaio, sabbie silicee e calcaree) e nel caso di materiali coerenti (limi ed argille) impiegando l'apparecchiatura di HAEFELI e quella di WEDZINSKI⁽¹²⁾.

I valori del coefficiente di spinta in assenza di dilatazioni laterali sono risultati in media di circa il 10% più elevati del valore del coefficiente di spinta attiva ed aumentano con l'aumentare del contenuto d'acqua del materiale.

Nel caso di terreni saturi, il rapporto tra pressione orizzontale e pressione verticale assume il valore massimo pari a circa 0,5 all'istante della applicazione del carico per poi decrescere nel tempo con il dissiparsi delle pressioni interstiziali.

Il valore del rapporto fra pressione orizzontale e verticale nei materiali saturi induce gli AA. a ritenere che possa esistere una certa analogia di com-

(11) La argilla caolinica aveva le seguenti caratteristiche: $LL = 61$, $PI = 23$; $\varphi' = 20^\circ$. L'argilla del Weald (formazione mesozoica dell'Inghilterra meridionale) aveva $LL = 43$, $PI = 25$, $\varphi' = 22^\circ$.

(12) Nell'apparecchio di HAEFELI il materiale viene posto in un cilindro metallico il cui diametro può variare e che consente di misurare le sollecitazioni orizzontali generate dall'applicazione di un carico verticale. Nell'apparecchio di WEDZINSKI un provino di materiale rivestito di una guaina impermeabile viene posto in un recipiente a pressione pieno d'acqua. Le variazioni della pressione orizzontale sotto l'azione di carichi verticali vengono ricavate dalle variazioni della pressione dell'acqua.

portamento fra questi materiali ed i metalli per i quali, sotto sollecitazioni superiori al limite di plasticità, il coefficiente di Poisson è uguale a 0,5.

Un'altra nota sulle caratteristiche dei materiali è stata presentata da KOLBUSZEWSKI (Gran Bretagna) il quale, riprendendo ed ampliando le proprie idee esposte lo scorso anno al Congresso di Londra, ha richiamato l'attenzione sulla importanza che la forma e il grado di arrotondamento dei grani e il grado di addensamento ⁽¹³⁾ hanno sul comportamento delle sabbie. Egli ha ricordato inoltre che per la misura del grado di addensamento è necessario ricorrere a tecniche standardizzate se si vogliono ottenere dei valori utili per i confronti e per una corretta interpretazione dei risultati.

Il comportamento delle argille essiccate e interessate da minute fessure ed i valori delle spinte sulle armature di sostegno delle trincee sono oggetto di una comunicazione di BJERRUM e KIRKEDAM (Norvegia). Il materiale in questione costituisce la crosta superficiale di disseccamento della formazione delle argille pleistoceniche norvegesi ed è caratterizzato dai seguenti valori.

| Profondità sotto il p. c. | w_n % | LL % | IP % | c' t/m ² | φ' |
|---------------------------|---------|------|------|-----------------------|------------|
| 1,5 | 26 | 38 | 16 | 3.0 | 36° |
| 2,5 | 32 | 47 | 27 | 3.1 | 30° |
| 3,5 | 33 | 40 | 28 | 0.8 | 28° |

Gli AA hanno calcolato il valore della spinta sulle armature in base alle ipotesi: $\varphi = 0$, $c \neq 0$; $c \neq 0$ e $\varphi \neq 0$, con c e φ ottenuti da prove triassiali in funzione delle tensioni effettive; $c = 0$, $\varphi \neq 0$, con φ ottenuto da prove triassiali in funzione delle tensioni effettive. Nei calcoli hanno tenuto conto della presenza delle fessure, assumendo delle superfici di rottura che seguono l'andamento di tali fessure.

I risultati di tali calcoli sono stati confrontati con i valori delle pressioni misurati in situ e si è così confermato, anzitutto, che le fessure costituiscono delle linee di minor resistenza di cui si deve tener conto nel tracciamento delle possibili superfici di rottura. Si è constatato inoltre che le fessure tendono ad aprirsi abbassando la resistenza del materiale. Si può tenere conto di questa diminuzione di resistenza assumendo l'ipotesi che il termine « *coesione* » dell'equazione di COULOMB tenda ad annullarsi in un tempo piuttosto breve.

Tra le memorie con carattere prevalentemente teorico, ricordiamo quella presentata da JOSSELIN DE

(13) Ricordiamo che il grado di addensamento è dato da

$$N_R = \frac{n_{max} - n_c}{n_{max} - n_{min}}$$

in cui:

n_{max} = porosità massima (sabbia non addensata);

n_{min} = porosità minima (sabbia completamente addensata);

n_c = porosità del campione.

JONG (Olanda) il quale ha applicato le teorie relative al comportamento dei materiali per cui $\varphi = 0$ ai materiali per cui $\varphi > 0$.

L'A. dimostra che la deformazione della superficie libera di un materiale con $\varphi = 0$ è univocamente definita solo nel caso che il movimento che provoca tale deformazione obbedisca a particolari condizioni ai limiti.

Le deduzioni teoriche sono state controllate con esperimenti nei quali, secondo il metodo suggerito da SCHNEEBELI (1957), l'A. ha impiegato dei cilindretti metallici per schematizzare il materiale dotato di $\varphi > 0$.

Sull'argomento delle deformazioni e dell'andamento delle linee di rottura nel terreno, BENT HANSEN (Danimarca) ha presentato una memoria in cui tratta di una generalizzazione delle teorie e dei metodi di BRINCH HANSEN.

Due studi relativi allo stato di deformazione plastica dei terreni sono quelli di STROGANOV (U.R.S.S.) e SCHJODT (Norvegia). Quest'ultimo ha applicato il metodo del rilasciamento, impiegato per il tracciamento delle reti idrodinamiche, per calcolare le sollecitazioni che nascono nel terreno, supposto omogeneo ed isotropo, adiacente ad uno scavo a pareti verticali.

A problemi particolari sono dedicate le note di MALISHEV (U.R.S.S.), relativa ad un metodo per calcolare le pressioni agenti su di una condotta circolare posta sul fondo di una trincea colmata con il metodo della ripiena idraulica, e di JAKOBSON (Svezia) sulle pressioni nei silos.

2ª Sezione - Influenza degli spostamenti cinematici delle strutture di sostegno

In questa sezione sono state presentate tre note.

L'importanza della relazione fra deformazioni della struttura e valori della spinta appare ovvia e su di essa ci si è già fermati nelle premesse a questa relazione.

Come è noto, perché la spinta del terreno su un muro assuma il valore che compete alla spinta attiva è necessario uno spostamento del muro stesso. Una relazione sperimentale fra il valore della spinta ed il rapporto fra spostamento ed altezza del muro fu fornita da TERZAGHI nel 1934 (vedi ad es. TERZAGHI, 1943).

JAKOBSON (Svezia) ricorda che la deformazione di una struttura di sostegno provoca una dilatazione del masso di terreno ad essa retrostante. L'A., assumendo che il modulo di elasticità del terreno sia proporzionale alla potenza 0,45 della pressione agente ⁽¹⁴⁾, dimostra che lo spostamento che un muro deve subire perché si creino le condizioni di spinta attiva è proporzionale alla potenza 1,5 della sua altezza. D'altra parte, egli dimostra anche che la massima inflessione del muro è proporzionale alla

(14) Tale assunzione è in accordo con i risultati sperimentali ottenuti dallo stesso Autore. Il modulo di elasticità cui egli si riferisce è stato determinato con prove di compressione a dilatazioni laterali impedito, o parzialmente impedito, durante la fase di scarico.

radice quadrata dell'altezza, e conclude, quindi, che quanto più alto è il muro, tanto più il valore della spinta agente su di esso si approssima a quello della spinta a riposo.

KEZDI (Ungheria), considerando la relazione che, in un terreno sciolto incoerente, lega gli sforzi di taglio alle deformazioni, ha studiato la influenza della rotazione di un muro di sostegno sul valore della spinta.

Secondo l'A., non sarebbe lecito assumere una superficie di rottura passante per il piede del muro. Infatti, se il muro ruota intorno al suo piede, in questo punto non nulle le deformazioni del terreno e, per conseguenza, sono nulli gli sforzi di taglio agenti. Dato che è necessaria una deformazione non trascurabile perché venga superata la resistenza al taglio del terreno, KEZDI conclude che la superficie di rottura deve necessariamente passare ad una certa altezza al disopra del centro di rotazione del muro.

L'A. ha eseguito prove di controllo su modelli ed ha studiato le variazioni del valore della spinta in funzione dell'angolo di rotazione del muro.

Lo studio, come ricorda lo stesso A., ha però carattere piuttosto teorico e dovrà essere completato con nuovi esperimenti per poter essere applicato ai casi pratici.

Della influenza degli spostamenti del muro sul valore della spinta tratta anche LADANYI (Jugoslavia).

L'A. ricorda anzitutto che può stabilirsi sperimentalmente una relazione fra il valore dell'angolo di resistenza al taglio e la deformazione angolare γ . Tale relazione può essere estesa ai casi pratici, sempre che le prove di laboratorio siano eseguite in condizioni analoghe a quelle di campagna, per calcolare il valore della spinta sui muri di sostegno.

3ª Sezione - Influenza del fattore « tempo » sulla entità della pressione dei terreni sulle strutture di sostegno

L'unica nota presentata su questo argomento si riferisce alla influenza della durata delle prove sulla resistenza al taglio dei materiali argillosi.

Estremamente complessa e non completamente chiarita in tutti i suoi aspetti è l'influenza del fattore tempo sul comportamento dei materiali sciolti.

Importanti progressi, documentati dalle numerose pubblicazioni apparse negli ultimi anni, sono stati, comunque, realizzati nel campo della conoscenza dei fenomeni dipendenti dal tempo.

Ricordiamo in particolare le trattazioni di SKEMPTON (1948), e di SKEMPTON e DE LORY (1957) sulla stabilità dei muri di sostegno e dei pendii naturali in terreni argillosi e quella di TERZAGHI (1950) sulla diminuzione del grado di stabilità dei pendii.

Della influenza del tempo sull'entità delle spinte sulle strutture di sostegno si occuparono HAEFELI, SCHAEERER e AMBERG (1953) in una nota sui fenomeni che interessavano le spalle del ponte di Kloster.

Per chiarire il comportamento dei terreni sciolti nel tempo sarà, però, necessario raccogliere e correlare altri dati di prove di laboratorio e di osservazioni di cantiere.

Per quanto riguarda prove di laboratorio ricordiamo la serie di esperienze di CASAGRANDE e WILSON (1951) sulla influenza della durata delle sollecitazioni sulla resistenza dei materiali sciolti.

Dei risultati di prove di laboratorio tratta la nota di BJERRUM, SIMONS e TORBLAA (Norvegia).

Gli AA. hanno sottoposto numerosi campioni di argilla della formazione pleistocenica norvegese a prove triassiali lente ed a prove triassiali con consolidamento lento e taglio rapido con misura della pressione dell'acqua interstiziale.

Le prove con consolidamento lento e taglio rapido, eseguite con diverse velocità di deformazione, hanno mostrato che lo sforzo necessario per provocare la rottura del campione diminuisce con l'aumentare della durata della prova.

Con l'aumentare della durata della prova si è riscontrato anche un aumento della pressione dell'acqua interstiziale. Tale aumento, secondo gli AA., potrebbe essere dovuto a fenomeni di osmosi attraverso la membrana impermeabile che riveste i provini; la riduzione dello sforzo necessario per provocare la rottura potrebbe essere invece dovuta ad una diminuzione della « coesione vera » e del « vero angolo d'attrito interno » del materiale.

Nessuna diminuzione del carico di rottura con lo aumentare della durata della prova si è invece riscontrata nelle prove lente. Secondo gli AA., in queste prove la diminuzione della « coesione » e dell' « angolo d'attrito » veri sarebbe compensata dall'aumento di resistenza dovuta alla diminuzione del contenuto d'acqua del materiale.

La nota appare d'indiscusso interesse ed apre il campo a nuove discussioni sul dibattuto argomento della resistenza al taglio dei materiali argillosi. I risultati ottenuti portano un buon contributo alla comprensione del comportamento dei materiali argillosi.

4ª Sezione - La stabilità dei muri di sostegno rigidi

Su questo argomento sono state presentate sette memorie; tre hanno carattere puramente teorico; tre sono descrizioni di opere costruite o di casi della pratica di cantiere; una riporta i dati di misure di pressione dei terreni su strutture murarie.

Fra le tre memorie teoriche ha particolare interesse la nota di BEREZANTZEV (U.R.S.S.) relativa ad un metodo di calcolo della spinta dei terreni su muri di sostegno cilindrici.

Il metodo si presta per il calcolo della spinta dei terreni sui cassoni di fondazione, sui rivestimenti di pozzi e su tutte le strutture di sostegno cilindriche.

L'A. stabilisce le equazioni differenziali di equilibrio del masso di terreno e le integra con un metodo numerico arrivando a delle relazioni semplici che consentono di determinare il valore della pressione dei terreni e la forma delle linee di rottura.

Sul valore della spinta attiva hanno riferito ZWECK e DIETRICH (Germania Occidentale). Gli AA., partendo dal metodo di Culmann, presentano un sistema per calcolare il valore della spinta nel caso generale di muro a paramento posteriore rettilineo e di superficie superiore del terreno di forma complessa.

La terza nota a carattere teorico è stata presentata da BALLA (Ungheria), il quale tratta il caso della spinta di un terreno completamente plastico. In un intervento orale B. HANSEN ha, però, fatto osservare che la figura di rottura cui arriva l'A. non appare ammissibile dai punti di vista statico e cinematico.

Fra le note che descrivono casi della pratica delle costruzioni ricordiamo quella di CHWASCINSKI (Polonia) relativa alle provvidenze adottate per diminuire il valore della spinta agente su un muro a speroni. All'uopo si è provveduto a sistemare tra gli speroni nel retro del muro dei blocchi di calcestruzzo.

Un caso di aumento di spinta delle terre su strutture esistenti è stato descritto da CZARNOŃA-BOIARSKI (Polonia); TSCHEBOTARIOFF (U.S.A.), in un intervento orale, ha descritto un caso in cui si è verificata una diminuzione della spinta sul muro d'ala di un ponte a causa del costipamento dei terreni di fondazione del rilevato retrostante al muro.

Notevole interesse presentano le note di DELISLE e RECORDON (Svizzera) e di SCHÄRER e AMBERG (Svizzera).

DELISLE e RECORDON descrivono le caratteristiche di progetto del muro di sostegno della nuova stazione ferroviaria di Ginevra. Gli AA. forniscono esaurienti dati sulla natura e sulle caratteristiche dei terreni di fondazione, sul metodo di costruzione e sulle difficoltà incontrate nel corso della costruzione.

SCHÄRER e AMBERG riportano i dati ottenuti con le misure delle sollecitazioni trasmesse al terreno di fondazione dalla struttura su cui appoggiano le piastre di cemento armato precompresso della pavimentazione di un tratto di strada.

Le misure sono state effettuate per mezzo di una serie di celle tensiometriche Galileo a corda vibrante sistemate sotto la struttura contro il terreno di fondazione costituito da ghiaie sabbiose.

Le celle hanno indicato valori delle pressioni molto più elevati di quelli prevedibili dato il peso proprio della struttura ed il valore degli sforzi trasmessi dalle lastre di calcestruzzo pre-compresso.

La distribuzione delle sollecitazioni è inoltre risultata alquanto disuniforme.

Gli AA. ritengono che le misure effettuate siano valide solo dal punto di vista qualitativo e che per ottenere dei dati quantitativi, sarebbe stato necessario impiegare dei pannelli di grande superficie invece di celle isolate.

5ª Sezione - Stabilità delle strutture di sostegno realizzate con palancole flessibili

A questo tipo di strutture, largamente impiegato per l'armatura di scavi e anche per la costruzione di muri di sponda e banchine, sono dedicate numerose trattazioni.

Delle palancole trattano i già ricordati studi di TSCHEBOTARIOFF, B. HANSEN, ROWE e quelli di BLUM, SCHÜTTE e TERZAGHI (per cui v. TERZAGHI, 1943 e B. HANSEN, 1953).

Al Congresso sono stati presentati i dati di osservazioni e misure eseguite su opere costruite.

Ricordiamo anzitutto, il gruppo di note dei mem-

bri dell'Istituto Geotecnico Norvegese (ΦIEN, JOHANNESSEN, KJÆRNSLI) relative alle osservazioni eseguite durante la costruzione di un tronco della ferrovia metropolitana di Oslo.

Gli scavi per la costruzione delle gallerie sono stati eseguiti in buona parte a cielo aperto ed interessano la formazione delle argille marine post-glaciali.

Tali argille sono caratterizzate da $LL = 49$, $LP = 27$, $w = 40$, $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$; $c = 1,15 \div 0,3 \text{ kg/cm}^2$ (resistenza al taglio misurata con sonde ad alette in sito o con prove di compressione a dilatazioni laterali libere in laboratorio); la loro sensibilità al rimangiamento è di regola elevata.

Le armature degli scavi erano realizzate con palancole infisse fino a raggiungere la roccia lapidea sottostante alle argille e controventate in alto con una fila di sbadacchi.

Sulla superficie delle palancole contro il terreno sono state poste delle celle tensiometriche a filo vibrante particolarmente robuste (ΦIEN, JOHANNESSEN) per la misura delle pressioni.

Sono stati inoltre sistemati dei deformometri a filo vibrante per la misura delle deformazioni delle palancole e degli sbadacchi, nonché piezometri per la misura delle pressioni interstiziali nel terreno circostante allo scavo. I cedimenti del terreno venivano rilevati riferendosi a caposaldi.

Le osservazioni eseguite finora, secondo i dati riportati da KJÆRNSLI, hanno posto in vista che, in seguito all'infissione delle palancole, nel terreno si creano delle forti pressioni interstiziali. Queste, comunque, si dissipano in un tempo relativamente breve.

Le pressioni del terreno sulle palancole, immediatamente dopo l'infissione, sono maggiori di quelle prevedibili in base alle teorie sulla spinta delle terre ed hanno una distribuzione idrostatica. Esse tendono a diminuire nel tempo, per effetto del consolidamento del terreno e dell'inflessione delle palancole, e, una volta sistemate le sbadacchiature, assumono dei valori prossimi a quelli dati dal calcolo eseguito secondo la teoria di B. HANSEN.

E' risultato inoltre che le massime pressioni misurate sono state sempre minori di quelle che si ricavano dai diagrammi forniti da PECK (1942) ⁽¹⁵⁾ per il calcolo della spinta sulle armature degli scavi.

Gli abbassamenti della superficie del terreno in prossimità dello scavo sono stati dell'ordine di pochi cm e si sono risentiti fino ad una distanza dal ciglio dello scavo poco minore della profondità dello scavo stesso.

Altre misure dei valori della spinta sulle armature sono state eseguite da EIDE e JOHANNESSEN (Norvegia) in uno scavo di fondazione.

Le pareti di tale scavo erano sostenute da palancole battute. Data la vicinanza di altri fabbricati furono disposte tre file di sbadacchi per ridurre al minimo il pericolo di abbassamenti della superficie del terreno. Questi risultarono infatti limitatissimi (valore massimo 7 cm in prossimità del ciglio dello scavo).

(15) Vedi ad es. TERZAGHI e PECK (1948).

In base alle misure delle deformazioni dei controventi si sono calcolati il valore e la distribuzione delle pressioni nel terreno e si è trovato che il primo è circa uguale a quello prevedibile per via teorica, mentre la seconda è molto diversa.

Altri risultati di misure di osservazioni eseguite su un muro di sponda sono stati forniti da USKOV e TSYTOVICH (URSS) e da TSCHBOTARIOFF (U.S.A.) il quale ha comunicato nuovi dati (16) sulle misure effettuate nel corso della costruzione di muri di sponda nel porto di New York.

Uno studio, basato sui risultati di prove su modelli in scala ridotta, sul comportamento delle palancole infisse è stato presentato da ROWE (Gran Bretagna); l'A. ha fornito anche dei grafici che possono essere utilizzati per il calcolo delle palancole.

Va ricordata infine la nota di EDELMAN, JOUSTRA, KOPPEJAN, VAN DER VEEN e VAN WEELE (Olanda) nella quale vengono riportati i risultati ottenuti calcolando le palancole, in 5 diverse condizioni di vincolo e per diversi valori del sovraccarico, con i metodi di TSCHBOTARIOFF, SCHÜLZE, ROWE, BLUM e delle « Regole danesi ». Confrontando i risultati, si ricava che tutti i metodi portano a delle soluzioni economiche e che, nelle grandi linee, si equivalgono.

6ª Sezione - Stabilità delle ture cellulari realizzate con palancole piane (17)

Su questo argomento sono state presentate due sole note ed anche la discussione, a parte un intervento di B. HANSEN sul calcolo di stabilità delle ture, è stata limitata a pochi interventi su questioni di carattere marginale.

Entrambe le note riguardano i metodi per i calcoli di stabilità delle ture cellulari: la prima (DESCANS, Belgio) è di carattere esclusivamente teorico, mentre la seconda (OVESEN, Danimarca) tratta dei risultati di esperienze su modelli in scala ridotta.

3 - Conclusioni sui lavori del Congresso

Come risulta dall'esame necessariamente sintetico dei lavori presentati, il Congresso di Bruxelles ha consentito un utile scambio di idee fra coloro che, direttamente o indirettamente, si interessano agli argomenti relativi alla spinta dei terreni.

Dato il grande numero di variabili da cui dipende il complesso fenomeno della spinta delle terre, si è ancora ben lontani da un generale accordo tra gli studiosi.

Le teorie ed i metodi di calcolo adottati si basano necessariamente su ipotesi semplificative, per cui i risultati teorici sono assai di frequente in disaccordo, specialmente dal punto di vista quantitativo, con quelli reali.

Comunque, i dati sperimentali consentono, nelle grandi linee, di stabilire i limiti di approssimazione dei risultati teorici.

(16) Altri dati erano stati comunicati in occasione del IV Congresso Internazionale di Geotecnica.

(17) Alla Sez. 6ª *Influenza delle acque del sottosuolo sulla stabilità delle palancole* non sono state presentate memorie.

A tale fine, sono particolarmente utili i dati raccolti con le osservazioni eseguite su opere costruite. Fra i contributi sperimentali alla comprensione del fenomeno della spinta dei terreni ricordiamo, pertanto, la serie di osservazioni eseguite durante lo scavo della metropolitana di Oslo e durante la costruzione del muro di sostegno della stazione ferroviaria di Ginevra.

Per quanto riguarda invece gli studi a carattere prevalentemente teorico vanno citati quelli relativi alla influenza dei movimenti della struttura di sostegno sull'entità delle spinte del terreno.

Deve infine menzionarsi, a proposito delle indagini in laboratorio sulle caratteristiche dei terreni sciolti, la memoria di BJERRUM, SIMONS e TORBLAA sulla influenza del tempo sulla resistenza al taglio dei terreni argillosi.

4 - Escursioni

Escursione lungo il Canale da Charleroi a Bruxelles

I Congressisti hanno visitato i lavori in corso per il rimodernamento del canale navigabile da Charleroi a Bruxelles. Il canale esistente, dotato di numerose chiuse, consente il passaggio solo ai battelli da 300 t e non è più sufficiente alle esigenze attuali. E' perciò in corso la ricostruzione dell'opera per consentire il passaggio ai battelli da 1300 t e per rendere più spedito il traffico.

Per l'esecuzione del lavoro è stato necessario sbancare delle intere colline, affrontando dei difficili problemi per assicurare la stabilità delle sponde dei canali.

I lavori sono stati preceduti da approfonditi studi idrogeologici e geotecnici che hanno consentito di adottare le misure preventive necessarie per ridurre al minimo i movimenti franosi.

Ciò non ostante lungo alcuni tronchi del canale in costruzione si sono verificati dei dissesti delle sponde. Il più rilevante fra questi è avvenuto in prossimità di Viesville dove il canale taglia il fianco di una collina costituita da arenarie con interstratificazioni di argille fogliettate. Gli sbancamenti hanno fatto franare il fianco della collina per un tratto di alcune centinaia di metri; per evitare un ampliamento del dissesto si è modificato il progetto originario.

Escursione al porto d'Anversa

Sono stati visitati i lavori per la costruzione di una nuova darsena, di un nuovo bacino di carenaggio e dell'ampliamento di un molo.

Tutte queste opere richiedono l'esecuzione di profondi scavi in depositi di sabbie incoerenti completamente impregnate d'acqua. Si rende perciò necessario deprimere la falda con una serie di pozzi drenanti e armare le pareti dello scavo con palancole metalliche.

Roma (S. Pietro in Vincoli), *Centro di Studio di Geologia Tecnica del C.N.R.* presso Istituto di Geologia Applicata e Giacimenti Minerari dell'Università, novembre 1958.

Bibliografia

- CASAGRANDE A. e WILSON S. D. - *Effect of the rate of loading on the strength of clays and shales at constant water content*, Geotechnique, 2, 3, 1950.
- HAEFELI R., SCHAEERER Ch., ALBERG G. - *The behaviour of the concrete bridge built at Klosters by the Rhaetian Railway Company under the influence of soil creep pressure* - Proc. III, Int. Conf. on soil mechanics and foundation engineering, Zurigo, 1953.
- HANSEN G. B. - *Earth pressure calculation* - The danish technical press, Copenhagen, 1953.
- KÉRISSEL J. - *Poussée des terres sur les ouvrages et tunnels* - Rapport général - Proc. of the Fourth Int. Conf. on soil mechanics and foundation engineering, Londra, 1957.
- ROWE P. - *Anchored sheet-pile walls* - Proc. Inst. of Civil Eng. 1, 1, Londra, 1952.
- ROWE P. - *A theoretical and experimental analysis of sheet-pile walls* - Proc. Inst. of Civil Eng., 4, Londra, 1955.
- ROWE P. - *Sheet-pile walls at failure* - Proc. Inst. of Civil Eng., 5, Londra, 1956.
- SCHNEEBELI G. - *Une analogie mécanique pour l'étude de la stabilité des ouvrages en terre à deux dimensions* - Proc. of Fourth Int. Conf. on soil mechanics and foundation engineering, Londra, 1957.
- SKEMPTON A. W. - *The rate of softening in stiff fissured clays, with special reference to London clay* - Proc. of the Second. Int. Conf. on soil mechanics and foundation engineering, 2, Rotterdam, 1948.
- SKEMPTON A. W. - *Earth pressure, retaining walls, tunnels and strutted excavations. General report* - Proc. of the III Int. Conf. on soil mechanics and foundation engineering, Zurigo, 1953.
- SKEMPTON A. W., DE LORY F. A. - *Stability of natural slopes in London clay* - Proc. of Fourth Int. Conf. on soil mechanics and foundation engineering, Londra, 1957.
- TERZAGHI K. - *Theoretical Soil mechanics* - Wiley e Sons, New York, 1943.
- TERZAGHI K. - *Mechanism of landslides in engineering Geology* - (Berkey volume) - Geol. Soc. of America, 1950.
- TERZAGHI K. - *Anchored Bulkheads* - Trans. A.S.C.E., 119, New York, 1954.
- TERZAGHI K. e PECK R. B. - *Soil mechanics in engineering practice* - Wiley e Sons, New York, 1948.
- TSCHEBOTARIOFF G. P. - *Soil mechanics, foundations and earth structures* - McGraw Hill, New York, 1951.