

nullano mai e pertanto non si raggiungono le condizioni di caduta libera per i grani. L'effetto di addensamento che si raggiunge in questa zona è relativamente modesto.

La terza condizione, limitata ad una zona nell'immediato intorno del rullo, è caratterizzata da un violento irregolare moto di agitazione dei grani che dà luogo alla cosiddetta *supervibrazione* che non favorisce il costipamento.

Un'ultima serie di misure è stata effettuata per valutare la variazione che il costipamento induce negli sforzi normali agenti sui piani verticali nel terreno, cioè sul valore del coefficiente di spinta a riposo  $k_0$ .

È risultato così che tale coefficiente cresce al crescere del numero dei passaggi del rullo. Inoltre, i valori di  $k_0$  sono alquanto diversi, secondo che si considerano gli sforzi normali agenti su piani verticali paralleli o perpendicolari alla direzione di marcia del rullo. Come risulta dalla fig. 5 il valore massimo di  $k_0$  si verifica sul piano perpendicolare alla direzione di marcia del rullo ed il minimo nella direzione ortogonale. Valori intermedi di  $k_0$  e all'incirca eguali nelle due direzioni si ottengono se le operazioni di costipamento vengono effettuate con uno schema a croce, alternativamente nelle due direzioni.

La fig. 5b mostra l'influenza della frequenza di vibrazione sui valori di  $k_0$  in direzione perpendicolare al percorso del rullo. Si osserva che le tensioni più elevate si ottengono alle più alte frequenze.

Questi interessanti risultati dimostrano che la vibrazione, se opportunamente applicata, può migliorare notevolmente le proprietà del materiale, oltre che per la riduzione della porosità, anche perchè induce uno stato di precompressione con valori di  $k_0$  notevolmente elevati.

Dalla memoria qui segnalata si traggono, in conclusione, notizie molto interessanti per le pratiche applicazioni sulla profondità alla quale si estende l'effetto del costipamento e quindi sul più opportuno spessore da assegnare agli strati, nonché sull'influenza della frequenza di vibrazione e del numero delle passate.

La ricerca ha posto in luce che il miglior effetto di addensamento è determinato da un'opportuna combinazione di valori delle tensioni dinamiche e delle accelerazioni che si destano nel terreno per effetto del passaggio di un rullo vibrante.

(Ruggiero Jappelli)

#### La resistenza a taglio tecnicamente significativa delle argille fessurate.

K. Y. Lo: *The operational strength of fissured clays*. Géotechnique, vol. XX, n. 1.

Come è noto, numerose formazioni naturali di argille, in particolar modo di argille dure, sono interessate da sistemi di discontinuità di varia natura ed origine che nel seguito indicheremo genericamente come « fessure ». Lungo tali fessure la resistenza a taglio dell'argilla è molto minore di quella che compete al materiale intatto. Ne consegue che i valori della resistenza misurata su piccoli campioni di materiale intatto sono più elevati di quelli che si ottengono operando su campioni di dimensioni via via crescenti, per i quali aumenta progressivamente la probabilità di interessare con la rottura una o più fessure. Si pone poi il problema di valutare il valore della resistenza che deve essere considerato rappresentativo del comportamento di una formazione nel suo insieme; valore questo che, come è ovvio, interessa ai fini delle applicazioni tecniche.

L'argomento è stato affrontato recentemente da Lo nell'articolo che qui si recensisce. L'A. introduce dapprima i concetti di « resistenza del materiale

intatto e la resistenza delle fessure <sup>(1)</sup>.

L'A. discute dapprima le espressioni proposte da WEIBULL [1939], PROTODYAKONOV [1964] e BISHOP [1967] per collegare la resistenza alla dimensione dei campioni, giungendo alla conclusione che nessuna di esse può essere ritenuta soddisfacente sia per limitazioni di carattere concettuale, sia perché esse non risultano in accordo con l'evidenza sperimentale disponibile.

Viene quindi proposta la seguente espressione:

$$C = C_m + (C_0 - C_m) \exp \{-\alpha (a - a_0)^{-\beta}\} \quad (1)$$

in cui oltre ai simboli già introdotti nella fig. 1, appaiono i due parametri  $\alpha$  e  $\beta$  che possono assumere qualsiasi valore positivo e che rappresentano un indice dell'intensità dello stato di fessurazione della formazione in esame.

È da notare che l'A. fa riferimento alla resistenza in condizioni di drenaggio impedito; ciò semplifica notevolmente il problema in quanto permette di operare con un solo parametro, e cioè la coesione non drenata  $C$ . Quanto alla dimensione  $a$ , ad essa viene dato il significato di area della superficie di rottura; con tale definizione è possibile correlare fra loro risultati di prove di tipo diverso, quali ad esempio quelle

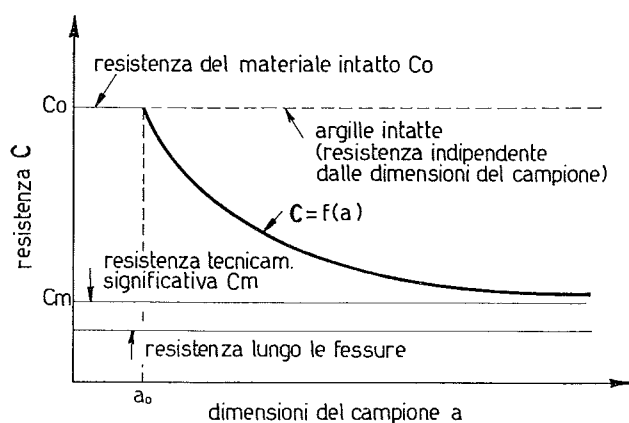


Fig. 1. - Variazione della resistenza non drenata  $C$  di un'argilla in funzione della dimensione  $A$  del campione.

intatto », di « resistenza delle fessure », di « resistenza tecnicamente significativa »; il significato di tali termini è illustrato dalla fig. 1. Come è facilmente comprensibile, la resistenza tecnicamente significativa di una formazione argillosa è quella cui si tende quando la dimensione del campione assume valori molto elevati; essa è compresa fra

(<sup>1</sup>) Nel caso di formazioni di argille intatte [vedi ad es. Croce *et al.*, 1969] si ha  $C_m = C_0$ . Il caso opposto, e cioè quello per cui la resistenza tecnicamente significativa coincide con la resistenza lungo le fessure, può verificarsi in alcune situazioni particolari, come ad esempio quando la rottura ha luogo lungo una superficie di scorrimento preesistente [SKEMPTON, 1964] o per effetto di fenomeni di rottura progressiva [BJERRUM, 1967].

scissometriche, quelle di taglio diretto e quelle di compressione triassiale.

L'equazione (1) contiene tre incognite, e cioè  $\alpha$ ,  $\beta$  e  $C_m$ ; esse sono determinabili attraverso una serie di misure della resistenza su campioni di almeno tre diverse dimensioni. L'A. suggerisce un procedimento di interpolazione grafica.

Per ciascuna dimensione dei campioni occorre eseguire un numero di prove sufficiente ad ottenere un valore medio statisticamente attendibile della resistenza; infatti ogni singola determinazione può dar luogo ad un qualsiasi valore compreso fra  $C_0$  ed il valore della resistenza lungo le fessure.

Nelle figure 2 e 3 sono riportati, a titolo di esempio, alcuni dei risultati sperimentali di cui l'A. si avvale per dimostrare la rispondenza dell'eq. (1).

La fig. 2 si riferisce ad esperienze dello stesso Lo sull'argilla di Nanticoke (Canada); i risultati sono stati ottenuti mediante prove scissometriche in sito, prove triassiali non drenate su campioni di varie dimensioni, prove di taglio diretto, anch'esse non drenate, sia in laboratorio che in sito su blocchi di  $2ft \times 2ft$ .

La fig. 3 è relativa all'argilla azzurra di Londra ed è basata su dati di SIMONS [1967].

In questi ed altri casi la (1) si adatta in maniera molto soddisfacente ai dati sperimentali, mentre ciò non si verifica per le altre espressioni cui si è accennato in precedenza.

Lo scrivente ritiene che il lavoro di Lo rappresenti un utile contributo al problema in istudio. La sua maggiore limitazione consiste probabilmente nel basarsi sulla resistenza a taglio non drenata, e quindi nel comportare la trattazione dei problemi di stabilità in termini di tensioni totali piuttosto che di tensioni effettive. Come è noto, infatti, la resistenza non drenata è influenzata in maniera molto marcata da un gran numero di fattori, tanto che MORGENSTERN [1967] al Congresso di Oslo giunse a definirla «un comportamento piuttosto che una proprietà». Di ciò è traccia anche nel lavoro di Lo, in quanto i dati sperimentali in esso utilizzati sono stati corretti onde tener conto dell'anisotropia, della differente velocità di deformazione nelle varie prove, di variazioni del contenuto d'acqua. In particolare poi la resistenza non drenata lungo le fessure, allo stato attuale delle conoscenze, non ha un significato molto chiaro e su

di essa sono stati avanzati seri dubbi [WARD, 1967].

Un approccio in termini di pressioni effettive, anche se inevitabilmente più complesso, sembrerebbe più sod-

di stabilità a breve termine anche in argille fessurate è molto attraente. Finora si riteneva che tale analisi, nel caso delle argille fessurate, sopravvalutasse seriamente il coefficiente di si-

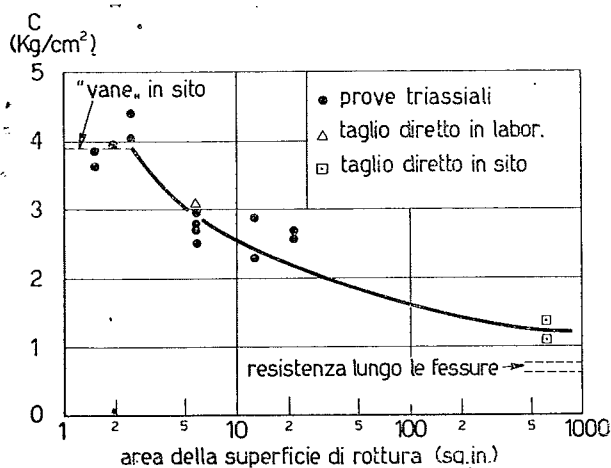


Fig. 2. - Resistenza dell'argilla di Nanticoke ( $W_L = 58$ ,  $W_P = 24$ ,  $W = 26$ ,  $CF = 75$ ).

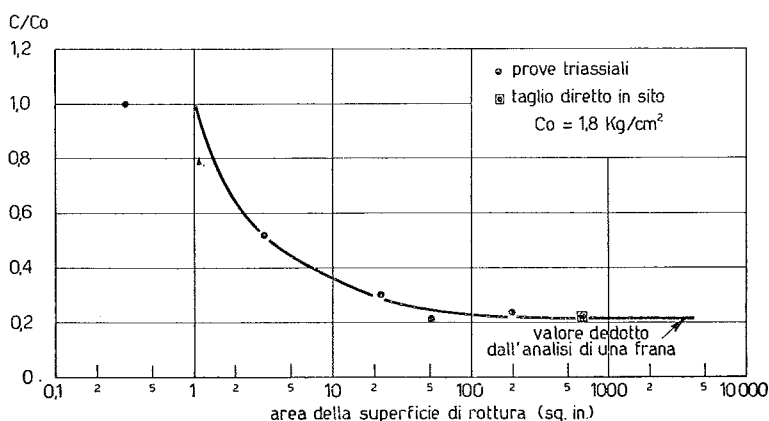


Fig. 3. - Resistenza dell'argilla azzurra di Londra.

TABELLA I

Materiale	$a_0$ (sq. in.)	$\alpha$ (sq. in.) <sup>-1</sup>	$\alpha'$	$\beta$
Argilla di Nanticoke, profondità m 3	2,2	0,6	1,32	0,38
Argilla di Nanticoke, profondità m 4,5	2,0	0,7	1,40	0,26
Argilla di Nanticoke, profondità m 6	2,5	0,3	0,75	0,34
Argilla bruna di Londra BISHOP, LITTLE, 1967	0,6	0,6	0,36	0,28
Argilla azzurra di Londra SIMONS, 1967	1,0	0,68	0,68	0,38
MARSLAND, 1967	2,0	0,95	1,90	0,48
Carbone	10,0	0,366	3,66	0,32

disfacente da un punto di vista concettuale. Non si può però negare che, dal punto di vista delle applicazioni tecniche, la possibilità di servirsi della semplice analisi  $\varphi = 0$  per le verifiche

curezza [cfr. ad es. BISHOP, BJERRUM, 1961; MORGENSTERN, 1967]; secondo l'A. tale discrepanza dovrebbe scomparire quando le verifiche di stabilità siano basate su valori della resistenza non

drenata corretti per tener conto dell'anisotropia, della velocità di deformazione e soprattutto della dimensione del campione. Su questo argomento un giudizio definitivo potrà essere espresso solo quando saranno accumulati un sufficiente numero di dati sperimentali in vera grandezza.

Infine è forse il caso di osservare che il parametro  $\alpha$ , nella forma in cui esso appare nella equazione (1) proposta dall'A., non è adimensionale ma ha dimensioni  $L^{-2}$ . Questo inconveniente potrebbe essere facilmente rimosso ponendo la (1) nella forma:

$$C = C_m + (C_0 - C_m) \exp \{-\alpha' [(a/a_0) - 1]^{-\beta}\} \quad (2)$$

in cui il parametro  $\alpha'$ , adimensionale, è dato da:

$$\alpha' = a_0 \alpha.$$

Nella Tabella I sono riportati i valori di  $a_0$ ,  $\alpha$ ,  $\alpha'$  e  $\beta$  di alcuni materiali. La rapidità con cui la resistenza diminuisce all'aumentare delle dimensioni del campione varia per i differenti materiali, e sembra essere controllata principalmente dal valore di  $\beta$ .

(Carlo Viggiani)

#### BIBLIOGRAFIA

- BISHOP A. W. (1967): *Discussion on shear strength of stiff clays*. Proc. Geotechnical Conf. Oslo, vol. 2.
- BISHOP A. W., BJERRUM L. (1961): *The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems*. Proc. Res. Conf. Shear Strength Cohesive Soils, Boulder, Colorado.
- BISHOP A. W., LITTLE A. L. (1967): *The influence of the size and orientation of the sample on the apparent strength of the London clay at Maldon, Essex*. Proc. Geotechnical Conf. Oslo, vol. 1.
- BJERRUM L. (1967): *Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clays and clay shales*. Journ. Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE, vol. 95, SM5.
- CROCE A., JAPPPELLI R., PELLEGRINO A., VIGGIANI C. (1969): *Compressibility and strength of stiff intact clays*. Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Mexico, vol. 1.
- MARSLAND A. (1967): *Discussion on shear strength of stiff clays*. Proc. Geotechnical Conf. Oslo, vol. 2.
- MORGENSTERN N. R. (1967): *General Report on shear strength of stiff clays*. Proc. Geotechnical Conf. Oslo, vol. 2.

PROTODYAKONOV M. M., KOJMAN M. I. (1964): *Über den Maststaseffect bei Untersuchung von Gestein und Kohle*. 5 Landertreffen Int. Buros Gebirgsmechanik.

SIMONS N. E. (1967): *Discussion on shear strength of stiff clays*. Proc. Geotechnical Conf. Oslo, vol. 2.

SKEMPTON A. W. (1934): *Long term stability of clay slopes*. Géotechnique, vol. 14, n. 2.

WARD W. W. (1967): *Discussion on shear strength of stiff clays*. Proc. Geotechnical Conf. Oslo, vol. 2.

WEIBULL W. (1939): *A statistical theory of the strength of materials*. Proc. Roy. Swed. Inst. Eng. Res., Stockholm.

#### Prove edometriche a gradiente controllato.

J. LOWE, E. JONAS e V. OBRICIAN: *Controlled gradient consolidation test*.

Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 95, SM1, gennaio 1969.

Nella fig. 1 a) è rappresentata la distribuzione delle pressioni neutre che si sviluppano durante la consolidazione in un provino sottoposto a successiva del piano mediano, la pressione effettiva può essere ancora inferiore alla pressione di preconsolidazione e quindi il fenomeno procede con un coefficiente di consolidazione più ridotto del precedente.

Nella nota che si recensisce, gli Autori presentano un nuovo tipo di edometro per l'esecuzione di prove a *gradiente controllato*, con il quale è possibile realizzare una distribuzione pressochè uniforme delle pressioni effettive applicazioni del carico in una prova edometrica convenzionale.

Dai diagrammi risulta che, ad esempio, al tempo corrispondente al fattore  $T = 0,08$ , per ciascuna applicazione di carico, l'incremento di pressione effettiva sul piano mediano del provino è praticamente inapprezzabile, mentre sulle facce drenanti tale incremento è quello corrispondente all'intero valore del carico applicato. Al tempo corrispondente a  $T = 1,10$ , l'incremento di pressione effettiva sul piano mediano raggiunge il 95% della pressione applicata.

In dipendenza di quanto sopra, la consolidazione globale del provino non può rappresentare che la media dei fenomeni di consolidazione che in effetti si verificano nei vari straterelli

sotto l'azione di pressioni effettive variabili in un ampio intervallo.

In particolare, se la pressione effettiva sulla faccia drenante è superiore alla pressione di preconsolidazione il fenomeno è *quasi* governato da un coefficiente di consolidazione relativo a pressioni più elevate di quest'ultima; nel medesimo istante, in corrispondenza nel provino, ottenere cedimenti uniformi su tutto lo spessore, eseguire le prove con velocità di deformazioni molto basse e di valori diversi, la qual cosa consente di poter più attendibilmente estrapolare i dati ottenuti ai fenomeni di consolidazione naturale.

L'argomento trattato ha suscitato notevole interesse ed è stato successivamente ripreso da altri Autori<sup>(1)</sup>, che segnalano la possibilità di ottenere risultati analoghi, anche con edometri tradizionali, mediante prove eseguite ad incrementi di carico costanti (CRL) ed a velocità di deformazione costanti (CRS).

La prova edometrica a gradiente controllato, sulla quale riferiscono LOWE J., JONAS E. e OBRICIAN V. viene effettuata usando un normale anello edometrico, con drenaggio del provino dalla sola faccia superiore.

Sulla faccia inferiore viene mantenuto un valore prestabilito della pressione neutra, mediante graduale applicazione della pressione totale al provino.

In tali condizioni, si genera nel provino una distribuzione della pressione neutra variabile, del valore massimo stabilito sulla faccia inferiore, a zero sulla faccia superiore, con andamento parabolico coincidente all'incirca con l'isocrona  $T = 0,08$  della teoria di TERZAGHI.

Nella fig. 1 sono poste a confronto le distribuzioni delle pressioni neutre relative ad una prova edometrica convenzionale e ad una prova edometrica a gradiente controllato.

In ogni istante durante la prova a gradiente controllato le pressioni effettive possono essere facilmente calcolate in base ai valori delle pressioni totali applicate e delle pressioni neutre ricavabili dal diagramma parabolico.

Pertanto, per la costruzione dei diagrammi cedimenti-tempo può utilizzarsi un numero illimitato di punti.

Con le prove a gradiente controllato, il coefficiente di consolidazione  $c_v$  può

(1) *Controlled gradient consolidation test - Discussion* by RAKSHWAR N. BHASIN and CARLO VIGGIANI - Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, A.S.C.S., S.M. 6, Novembre 1969.