

# Sulla degradazione ciclica delle argille

T. HUECKEL \*, R. NOVA \*\*

**SOMMARIO:** Scopo di questo articolo è quello di mostrare che un buon modello costitutivo del comportamento meccanico del terreno può fornire utili indicazioni sulla variazione di resistenza e di deformabilità di un terreno soggetto a carichi ciclici, permettendo così una migliore comprensione generale del fenomeno della cosiddetta degradazione ciclica ed un notevole risparmio di lavoro sperimentale.

Dopo un breve richiamo della struttura fondamentale del modello, discussa ampiamente in altri lavori, si passano a considerare i risultati che questo fornisce in prove ideali a sforzo o deformazione controllati in condizioni non drenate. Si mostra come la diminuzione della coesione non drenata possa essere notevole e come questa dipenda dal tipo di prova, dal numero di cicli di presollecitazione e dall'intensità del carico ciclico. Si mettono in luce le variazioni della pressione nei pori e del modulo di taglio con il numero di cicli.

Si indica come sia possibile che il collasso venga raggiunto per eccesso di deformazioni senza che sia necessario raggiungere la linea di collasso statica. Si discute l'influenza delle condizioni iniziali.

I risultati forniti dal modello sono in buon accordo qualitativo con i risultati sperimentali pubblicati nella letteratura. Una volta tarati i parametri costitutivi del modello in appropriate prove semplici, il modello può quindi essere utilizzato per sondare il complesso comportamento del terreno in prove cicliche, senza dover ricorrere ad una campagna di laboratorio, che per essere esauriente può risultare estremamente onerosa.

## 1. Introduzione

Lo studio del comportamento meccanico del terreno sottoposto a carichi ciclici è da anni un importante argomento di ricerca geotecnica, soprattutto in relazione ai problemi concernenti il comportamento delle sabbie sottoposte ad azione sismica e alla loro eventuale liquefazione. Su questo argomento esiste oggi una vastissima letteratura concernente sia i risultati sperimentali di laboratorio, sia i metodi che permettono di predire il comportamento di un certo terreno sotto un determinato sisma, per assegnate condizioni al contorno. Lo studio del comportamento delle argille in queste condizioni di carico è stato invece intrapreso solo più recentemente, soprattutto sotto la spinta dello sviluppo della tecnologia off-shore e sebbene le conclusioni di questi lavori non siano sempre unanimi, sono emersi alcuni risultati la cui importanza è universalmente riconosciuta. In particolare, due fenomeni hanno attirato l'attenzione dei ricercatori, e cioè la riduzione di resistenza che un campione evidenzia quando è portato a rottura dopo aver subito una serie di carichi ciclici in condizioni non drenate, e l'accumulo di deformazioni conseguente a questi cicli di carico. Sia l'uno che l'altro hanno notevole rilevanza pratica. Si consideri infatti la struttura schematizzata in Fig. 1. Lo studio

della stabilità della sua fondazione sotto l'azione di una mareggiata può essere effettuata, in prima approssimazione, in modo analogo ad un qualunque problema di stabilità sotto carichi statici, con l'avvertenza di disporre, sul terreno di fondazione, di convenienti pressioni indotte dall'altezza dell'onda, dal momento ribaltante e dalla spinta orizzontale provocate dall'azione dei marosi sulla struttura.

L'effetto della ripetitività dei carichi va però tenuto in conto nell'espressione della resistenza che il terreno oppone allo scivolamento lungo la linea di rottura. Si nota infatti sperimentalmente che il valore della coesione non drenata  $C_u$  non è una proprietà del materiale ma

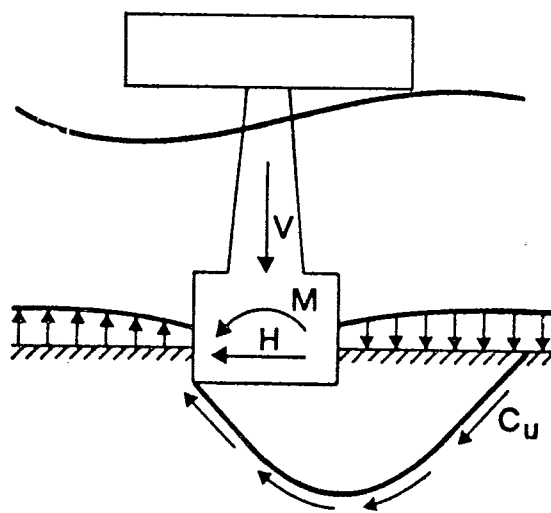


Fig. 1. - Schema di struttura off-shore.

\* Dott. Tomasz HUECKEL, Professore aggiunto - IPPT-PAN Varsavia.

\*\* Prof. Ing. Roberto NOVA, incaricato stabilizzato di Geotecnica al Politecnico di Milano.

è funzione del coefficiente di spinta a riposo  $K_0$  e del rapporto di sovraconsolidazione OCR, cioè dello stato di sforzo in situ e della sua storia precedente, ed inoltre dipende dall'ampiezza e durata del numero di cicli di carico, cioè della durata della mareggiata, oltre che dalla modalità di carico. È poi da notare che il moto ondoso provoca ad ogni ciclo un ulteriore assettamento del terreno. Anche se la stabilità fosse garantita, l'eccesso di deformazioni potrebbe rendere del tutto inutilizzabile la struttura.

In genere, quindi, il terreno argilloso sottoposto a carichi ciclici che variano rapidamente col tempo, e perciò in condizioni non drenate, risponde, a parità di carico, meno bene che in condizioni statiche. È lecito pertanto parlare di degradazione del terreno dovuta a carichi agenti ciclicamente o più concisamente di degradazione ciclica. Essa produce sostanziali cambiamenti della resistenza e della deformabilità dell'argilla e non può essere in alcun modo trascurata.

Tuttavia il fenomeno è difficilmente analizzabile in tutte le sue sfumature. In effetti i fattori che lo influenzano sono molti, come è stato notato da vari autori [TAYLOR, BACCHUS, 1969; ANDERSEN, 1975; VAN EEKELEN e POTTS, 1978]. Il singolo contributo non è chiaramente separabile dagli altri. Inoltre, a causa della molteplicità di questi fattori, un'indagine sperimentale completa che permetta di avere un quadro esauriente del comportamento dell'argilla sotto carico ciclico è estremamente onerosa.

Per poter avere una migliore visione generale del problema e mettere in luce l'influenza dei diversi fattori sul fenomeno e per ridurre al minimo indispensabile le esperienze necessarie a caratterizzare il comportamento meccanico di una certa argilla, è utile ricorrere ad un modello analitico del comportamento del terreno, che fornisca uno schema mentale capace di guidare lo sperimentatore e che permetta di prevedere il legame tra sforzi e deformazioni per ciascun tipo di prova concepibile. Esso deve essere semplice, in modo da facilitare al massimo l'analisi, ma nel contempo deve contenere elementi tali da permettere una modellazione, quanto più possibile fedele, almeno dei fenomeni principali che si verificano nelle prove di carico ciclico. Inoltre, è necessario che sia di ampia generalità per poter essere applicato sotto qualunque condizione di carico ed in particolare per poter essere impiegato in programmi di calcolo con gli elementi finiti nell'analisi delle condizioni indotte da una mareggiata di

progetto sulla fondazione di una struttura offshore. Data l'importanza del tipo di costruzione e l'onere finanziario dell'impresa sembra infatti consigliabile non limitarsi ad una analisi troppo semplificata.

Di modelli costitutivi ne sono stati proposti molti, alcuni piuttosto complessi [PRÉVOST, 1977; MRÓZ, NORRIS e ZIENKIEWICZ, 1978], altri molto più semplici [CARTER, BOOKER e WROTH, 1979], ma, soprattutto per gli ultimi due, l'accordo con i dati sperimentali è lontano dall'essere soddisfacente. Scopo di questa nota è mostrare che un recente modello dovuto agli autori [HUECKEL, NOVA, 1979; NOVA, HUECKEL, 1979], che ha permesso di modellare con sufficiente accuratezza risultati sperimentali quali la variazione di  $K_0$  con la storia di carico, i cicli di isteresi denunciati dalla curva sforzi deformazioni in prove di scarico-ricarico, drenate e non drenate, e anche la liquefazione di sabbie sotto carico ciclico in condizioni non drenate [NOVA, HUECKEL, 1981], può essere utilmente impiegato anche per descrivere la degradazione ciclica. Si mostrerà infatti che il modello predice qualitativamente bene i risultati sperimentali ottenuti da vari autori sia per ciò che concerne la variazione della resistenza, sia per ciò che riguarda la deformabilità del terreno. Si mostrerà che il modello richiede la determinazione di un numero contenuto di parametri sperimentali che possono essere derivati dai risultati ottenuti con prove semplici e con apparecchiature ordinarie. La struttura del modello è tale che il suo impiego in un programma ad elementi finiti non presenta difficoltà.

## 2. Struttura del modello costitutivo

L'analisi del comportamento meccanico delle argille nelle varie condizioni di carico e di drenaggio suggerisce la possibilità di individuare due modi fondamentali in cui il terreno risponde alle sollecitazioni. Il primo modo può essere idealizzato come un comportamento elastoplastico che, per ciò che concerne i terreni, è stato descritto, nei suoi tratti principali, dall'ormai classico modello di Cam Clay [SCHOFFIELD, WROTH, 1968], che è stato poi perfezionato da BURLAND [1967] e ROSCOE e BURLAND [1968] per permettere una migliore interpretazione quantitativa dei dati sperimentali.

Il terreno si comporta secondo le leggi dell'elastoplasticità soltanto quando lo sforzo soddisfa certe condizioni, cioè quando il punto che nello spazio degli sforzi rappresenta lo stato di

sforzo si trova su una certa superficie di plasticità, che delimita i possibili stati di sforzo sostenibili dal terreno. Al contrario, all'interno di essa, il comportamento del terreno segue leggi diverse. Esso viene spesso idealizzato come elastico, malgrado la reversibilità dei processi di carico, sia in termini di deformazione che in termini energetici, sia scarsa, essendo questi processi di carattere isteretico.

I due diversi tipi di comportamento sono stati descritti separatamente nell'ambito dei modelli proposti dagli autori, che sono però stati strutturati in modo da permettere il loro accoppiamento nel caso sia necessario modellare un percorso misto che coinvolga sia deformazioni elastoplastiche che isteretiche.

Malgrado sia disponibile una versione completa del modello [NOVA, HUECKEL, 1980], in questa sede se ne presenterà una versione più semplice, limitata a condizioni di carico cosiddette triassiali, cioè del tipo di quelle che è possibile imporre con un convenzionale apparecchio triassiale. Le considerazioni che seguiranno non perdono però la loro generalità, dal momento che, per descrivere lo stato di sforzo e di deformazione verranno impiegati gli invarianti dei rispettivi tensori e deviatori che, in queste condizioni di assialsimmetria divengono

$$p' = \frac{1}{3} (\sigma'_a + 2 \sigma'_r) \quad q = \sigma'_a - \sigma'_r \quad (1)$$

$$v = \varepsilon_u + 2 \varepsilon_r \quad \varepsilon = \frac{2}{3} (\varepsilon_a - \varepsilon_r) \quad (2)$$

L'indice a sta per assiale mentre r per radiale, l'apice indica sforzi efficaci;  $p'$  è la pressione media efficace o sforzo isotropo efficace,  $q$  il deviatore degli sforzi,  $v$  la deformazione volumetrica,  $\varepsilon$  il deviatore delle deformazioni. Sforzi e deformazioni sono positivi se di compressione. L'uso degli invarianti permette una facile generalizzazione delle relazioni costitutive a condizioni di carico più complesse, nell'ipotesi, qui mantenuta, di isotropia delle proprietà meccaniche del terreno.

Gli effetti della viscosità dell'argilla non saranno considerati in questo articolo. Ci limiteremo perciò a considerare processi moderatamente lenti, nei quali gli effetti viscosi dovuti ad un carico impulsivo sono trascurabili e nello stesso tempo sufficientemente veloci da non dar luogo a fenomeni di creep né alla dissipazione della pressione dell'acqua nei pori. Con-

sidereremo perciò solo prove non drenate, data la velocità di variazione dei carichi. Il modello però può ugualmente modellare il comportamento del terreno in prove drenate, come mostrato negli articoli già citati.

Il modello che concerne il comportamento elastoplastico è già stato presentato in un precedente articolo [NOVA, 1979]. Ciò permette di presentare in questa sede le equazioni costitutive senza darne una motivazione fenomenologica e teorica dettagliata. In base a considerazioni di tipo teorico e sperimentale si era potuto dedurre che il comportamento del terreno sotto carico monotonamente crescente potesse essere ben rappresentato dalla seguente legge costitutiva, che fornisce gli incrementi di deformazione conseguenti ad un prefissato incremento di carico.

$$\dot{v} = B_0 \frac{\dot{p}'}{p'} + d \Delta \quad \dot{\varepsilon} = \frac{2}{3} L_0 \dot{\eta} + \Lambda \quad (3)$$

dove  $B_0$  ed  $L_0$  sono rispettivamente le cedevolezza elastiche volumetrica e di taglio,  $\eta = q/p'$  è detto rapporto di carico,  $d$  è la dilatanza definita come

$$d = \dot{v}^p / \dot{\varepsilon}^p \quad (4)$$

e  $\Lambda$  è un moltiplicatore plastico che può essere ricavato per mezzo dell'equazione di consistenza (se il processo è elastoplastico, lo stato di sforzo si trova sempre sulla superficie di plasticizzazione).

Se  $M$  è il valore di collasso del rapporto di carico, corrispondente all'angolo d'attrito interno dell'argilla  $\Phi'$

$$M = \frac{6 \sin \Phi'}{3 - \sin \Phi'} \quad (5)$$

si ha che

$$\eta \leq \frac{M}{2} \quad \Lambda = (\lambda - B_0) \frac{d \dot{p}' + \dot{q}}{(d + \eta) d p'} ;$$

$$d = \frac{M^2}{4\mu\eta} \quad (6)$$

$$\eta > \frac{M}{2} \quad \Lambda = (\lambda - B_0) \frac{(m - \eta) \dot{p}' + \dot{q}}{m d p} ;$$

$$d = \frac{M - \eta}{\mu} \quad (7)$$

dove  $\lambda$  indica la compressibilità del terreno sotto carico isotropo e  $\mu$  ed  $m$  sono due parametri costitutivi legati alla forma del potenziale plastico e della superficie di plasticità, rispettivamente.

Integrando le (3) sotto un assegnato programma di carico, è possibile predire il comportamento del terreno sotto quel carico. In genere l'accordo ottenuto con i dati sperimentali è molto confortante.

Per poter adeguatamente modellare il comportamento delle argille per percorsi di carico interni alla superficie di plasticità, è necessario però abbandonare il concetto di elasticità, almeno nella concezione tradizionale. Infatti i fenomeni comunemente definiti come isteretici, quali la dissipazione di energia in un ciclo di scarico e ricarico, la diminuzione dell'indice dei vuoti conseguente a cicli deviatorici di sforzo, il ratcheting e soprattutto l'accumulazione di deformazioni sotto carico ciclico, anche per bassi valori di carico, sono fenomeni che non possono essere in alcun modo descritti da un modello elastico, ancorché non lineare, e d'altro canto in molti casi non assumono caratteristiche tipiche dei modelli elastoplastici.

Il modello formulato dagli autori cerca di render conto della irreversibilità dei fenomeni isteretici preservando per quanto possibile la struttura elastica del modello, che è molto agevole e caratterizzata da pochi parametri di relativamente facile determinazione. Si osservi la naturale divisione del percorso dei carichi in più porzioni a causa dei bruschi cambiamenti del senso di carico. Esse possono essere considerate come autonome l'una dall'altra per quel che riguarda la legge sforzi deformazioni, come si può dedurre dal 'nido' di cicli di isteresi rappresentati in Fig. 2.

Questa osservazione giustifica l'ipotesi di considerare separatamente le successive porzioni della storia del materiale e di stabilire una legge costitutiva fondamentale comune per tutte, che però ha validità solo per ogni singola porzione. In prima approssimazione si può considerare il comportamento delle porzioni reciprocamente indipendenti.

Si noti che in generale può essere molto complesso distinguere una porzione di carico da un'altra quando le condizioni di carico sono più complesse di quelle cui è sottoposto un campione in una prova triassiale. Gli autori [HUECKEL, NOVA, 1979] hanno formulato un criterio per poter effettuare questa distinzione dando struttura gerarchica alla memoria del modello.

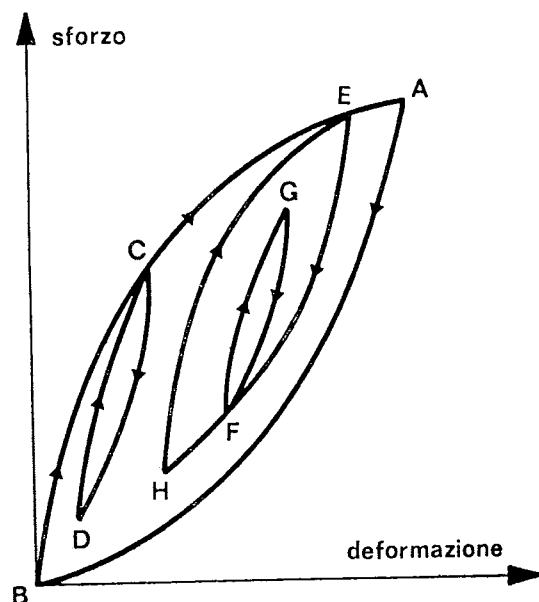


Fig. 2. - Cicli d'isteresi.

Tuttavia, in condizioni di carico come quelle che verranno considerate qui, è del tutto evidente quando inizia una nuova porzione di carico, e non vale perciò la pena di appesantire l'articolo con disquisizioni rigorose ma accademiche.

Si postulerà quindi che sforzi e deformazioni possano essere riferiti sempre alle condizioni di partenza di ogni singola porzione di carico. Il simbolo  $\Delta^L \chi$  indicherà la variazione di una quantità corrente del valore che aveva all'inizio della porzione.

$$\Delta^L \chi = \chi - \chi^L \quad (8)$$

Per ragioni ampiamente discusse altrove [NOVA, HUECKEL, 1980] la legge costitutiva legherà deformazioni e variabili di sforzo cosiddette geotecniche, e cioè  $\ln(p'/p'_L)$  e  $\Delta^L \eta$ . L'uso di queste variabili ha lo scopo di condurre ad una formulazione della legge costitutiva di tipo elastico non lineare, valida solo nell'arco di una porzione dello stress path, mantenendo la linearità tensoriale tra deformazioni e variabili di sforzo.

La legge costitutiva è quindi postulata essere

$$\begin{Bmatrix} \Delta^L \nu \\ \Delta^L \varepsilon \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} B(\Delta^L \chi) & 0 \\ 0 & \frac{2}{3} \cdot L(\Delta^L \chi) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ln p'/p'_L \\ \Delta^L \eta \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \xi^*_{L} \\ 0 \end{Bmatrix} \Delta^L \chi \quad (9)$$

I moduli di cedevolezza, volumetrico B e deviatorico L, sono funzioni lineari di uno scalare  $\Delta^L\chi$  chiamato ampiezza delle deformazioni (strain amplitude parameter) secondo HARDIN e DRNEVICH [1972] e definito come segue

$$\Delta^L\chi = \left[ \frac{1}{3} \Delta^L v^2 + \frac{3}{2} \Delta^L \varepsilon^2 \right]^{1/2} \quad (10)$$

Si ha

$$B(\Delta^L\chi) = B_0 (1 + \omega_v \Delta^L\chi) \quad (11)$$

$$L(\Delta^L\chi) = L_0 (1 + \omega_\varepsilon \Delta^L\chi) \quad (12)$$

dove  $\omega_v$  e  $\omega_\varepsilon$  sono parametri costitutivi del materiale. Poiché  $\Delta^L\chi$  è sempre positiva, la cedevolezza del terreno aumenta, nella singola porzione di carico, al crescere della differenza di deformazioni dall'inizio della porzione di carico. Si noti che questo fatto ha un riscontro sperimentale solo se si utilizzano le variabili di sforzo geotecniche. I moduli di cedevolezza volumetrico e di taglio definiti tradizionalmente in termini di sforzi possono diminuire al crescere delle deformazioni.

Il secondo termine del secondo membro della (9) contribuisce solo alla deformazione volumetrica, in modo proporzionale all'ampiezza delle deformazioni del ciclo, attraverso il moltiplicatore  $\xi^*_{L}$ , sempre positivo, che rimane costante nella porzione del percorso di carico che ha origine in L, ma che cambia da porzione a porzione. Se  $\xi^*_{L}$  fosse uguale a zero, la legge (9) comporterebbe la simmetria polare del legame variabili geotecniche-deformazioni per ogni ciclo di scarico-ricarico regolare e chiuso. Una situazione di questo genere può verificarsi nel caso che un ciclo si stabilizzi, dopo un numero più o meno ampio di cicli. L'introduzione di questo termine nella legge costitutiva è necessaria per tener conto dell'accumulazione delle deformazioni volumetriche in prove di taglio drenate e, corrispondentemente, dell'incremento di pressione neutra in prove cicliche non drenate. Infatti, contrariamente a ciò che accade al primo termine del secondo membro della (9), esso è insensibile al cambiamento del segno delle deformazioni o degli sforzi.

Si è notato sperimentalmente che l'incremento di deformazione volumetrica e l'incremento di pressione neutra tendono a diminuire col numero dei cicli di carico, a parità delle altre condizioni. Si assumerà quindi che

$$\xi^*_{L} = \xi \left[ \chi^p + \sum_1^{L-1} (\Delta^L\chi - \Delta^L\chi^e) \right]^{-1} \quad (13)$$

dove  $\xi$  è una costante del terreno ed il termine tra parentesi tende ad aumentare con il numero di cicli facendo diminuire di conseguenza il valore di  $\xi^*_{L}$ .

La variabile  $\chi^p$  è concepita come l'ampiezza delle deformazioni plastiche

$$\chi^p = \left[ \frac{1}{3} v^{p2} + \frac{3}{2} \varepsilon^{p2} \right]^{1/2} \quad (14)$$

mentre  $\chi^e$  ha il significato dell'ampiezza delle deformazioni perfettamente elastiche (totalmente reversibili)

$$\Delta^L\chi^e = \left[ \frac{1}{3} (B_0 \ln p'/p')^2 + \frac{3}{2} \left[ \frac{2}{3} L_0 \Delta^L\eta \right]^2 \right]^{1/2} \quad (15)$$

In effetti la funzione  $\xi^*_{L}$  serve come contatore di tutte le deformazioni irreversibili subite dal terreno fino all'inizio del ciclo corrente.

La parte sotto il simbolo di sommatoria della (13) rappresenta tutte le deformazioni irreversibili dovute al moto ciclico, escluso il ciclo corrente. La funzione  $\xi^*_{L}$  ha perciò due caratteristiche importanti: dipende dalle deformazioni plastiche, il che permette di tenere in conto l'influenza del processo di consolidazione sul comportamento isteretico; inoltre essa diventa sempre minore col crescere del numero di cicli, cosicché è possibile modellare la stabilizzazione del ciclo, in condizioni opportune (ampiezza delle deformazioni costante).

### 3. Predizioni teoriche in prove non drenate

Nel seguito considereremo soltanto prove non drenate. Si può infatti ragionevolmente assumere che queste siano le condizioni che si verificano in situ per la fondazione di una struttura off-shore sottoposta all'azione di una marea reggiata. Assumendo come al solito che sia l'acqua che le particelle di argilla siano incompressibili, la condizione che il drenaggio sia perfettamente impedito si traduce nella condizione che non avvenga alcun cambiamento di volume.

Quindi se il terreno si trova nella fase elasto-plastica, si può ricavare l'equazione dello stress path degli sforzi efficaci integrando la (3) sotto la condizione che  $\dot{v} = 0$ . Si ha

$$\eta < \frac{M}{2} \quad \ln p'/p_c = -\frac{1}{2} \left[ 1 - \frac{B_o}{\lambda} \right] \cdot \ln \left[ 1 + \frac{4\mu\eta^2}{M^2} \right] \quad (16)$$

$$\eta > \frac{M}{2} \quad \ln p'/p_c = \ln(p'/p_c)_{\eta = \frac{M}{2}} - \frac{1 - B_o/\lambda}{m} \left[ \eta - \frac{M}{2} \right] \quad (17)$$

dove  $p_c$  è la pressione di consolidazione.

Noto lo stress path, è immediato trovare le deformazioni deviatoriche integrando la seconda delle (3)

Se al contrario il punto rappresentativo dello stato di sforzo si trova all'interno della superficie di plasticità, valgono le (9) sotto la condizione  $\Delta^L v = 0$  per cui

$$B_o \ln p'/p'_L (1 + \omega_v \Delta^L \chi) + \xi^*_{L} \Delta^L \chi = 0 \quad (18)$$

e quindi

$$p' = p'_L \exp \left\{ - \frac{\xi^*_{L} \Delta^L \chi}{B_o (1 + \omega_v \Delta^L \chi)} \right\} \quad (19)$$

Poiché

$$\Delta^L \chi = \sqrt{\frac{3}{2}} |\Delta^L \epsilon| = \frac{\sqrt{\frac{2}{3}} L_o |\Delta^L \eta|}{1 - \omega_\epsilon \sqrt{\frac{2}{3}} L_o |\Delta^L \eta|} \quad (20)$$

lo stress path può essere determinato facilmente, o direttamente se è noto  $\Delta^L \eta$ , o iterativamente in altri casi.

Si consideri prima di tutto una prova in cui lo sforzo assiale viene portato fino ad un valore prefissato e poi viene abbassato fino al valore della pressione di cella e così via per un certo numero di cicli (one-way stress controlled). Si consideri una serie di campioni di argilla normalmente consolidata che siano stati

sottoposti ad una prima fase di carico isotropo fino alla stessa pressione di preconsolidazione  $p_c$  e che possono quindi essere assunti inizialmente identici. Il primo di questi campioni venga portato a collasso in condizioni non drenate. Lo stress path è calcolato per mezzo delle (16) (17). Si scelgano come valori dei parametri costitutivi  $M = .96$ ,  $\mu = .67$ ,  $m = .7$ ,  $\lambda = .113$ ,  $B_o = .022$ ,  $L_o = .00397$  che hanno permesso di cogliere molto bene il comportamento di un caolino sottoposto da WROTH e LOUDON [1967] ad una serie di carichi ciclici. Si ottiene lo stress path rappresentato in Fig. 3 cui corrisponde un valore di coesione non drenata  $C_{i0} = .23 p_c$ .

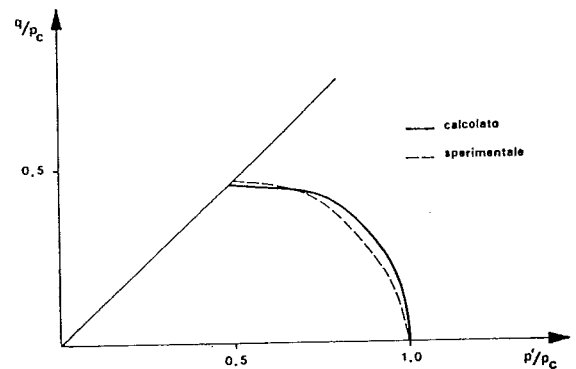


Fig. 3. - Confronto tra dati sperimentali da WROTH e LOUDON [1967] e dati calcolati in una prova consolidata non drenata su un caolino.

Si sottopongano ora gli altri campioni a carichi assiali che variano ciclicamente, ma in modo quasi statico, tra zero e una quota parte assegnata del carico di collasso precedentemente ottenuto. Il primo semiciclo avviene in campo elastoplastico e quindi lo stress path è ottenibile dalla (16). Alla prima inversione del carico, lo stress path rientra all'interno della zona racchiusa dalla superficie di plasticità, comunemente detta dominio elastico, in cui valgono le (9). Si assume che  $\omega_v = 23$ ,  $\omega_\epsilon = 150$  e  $\xi = .01$ . Lo stress path fornito dalle (19), (20) è quasi rettilineo e gode dell'importante proprietà, già accennata in precedenza, che alla fine di ogni ciclo, il punto rappresentativo dello stato di sforzo ha subito una traslazione verso l'origine degli assi con un conseguente aumento della pressione neutra (Fig. 4). L'ampiezza di questa traslazione è tanto maggiore quanto più ampio è il carico ciclico imposto, come c'era da aspettarsi, ma qualunque sia questo livello, l'ampiezza rimane circa costante con il numero

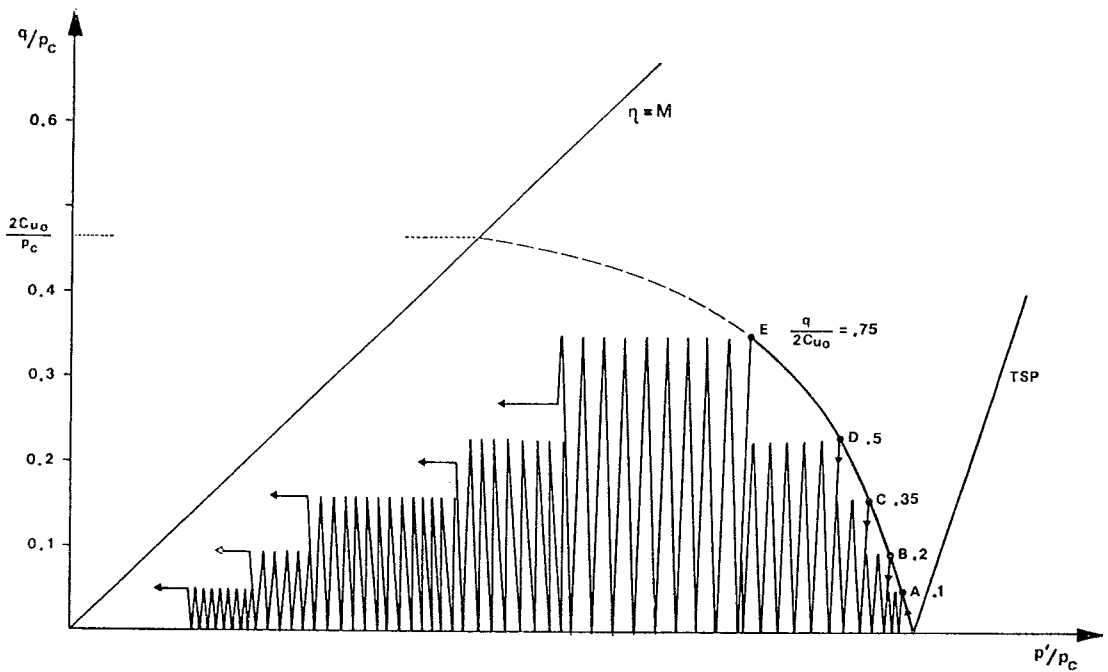


Fig. 4. - Stress paths efficaci in prove cicliche a sforzo controllato.

dei cicli, almeno per un numero di cicli sufficientemente basso. Ciò è dovuto al fatto che la diminuzione di  $\xi^*_L$  dovuta ad un aumento del denominatore della (11) è controbilanciata dall'aumento di  $\Delta^L \eta$  conseguente alla sempre maggiore diminuzione di  $p'$  cui non corrisponde una diminuzione dello sforzo deviatorico ciclico, che rimane costante. Come conseguenza di questo fatto la pressione neutra aumenta in modo pressoché lineare con il numero dei cicli, Fig. 5a, ciò che è in buon accordo con quanto misurato sperimentalmente da VAN EEKELEN e POTTS [1978] (Fig. 5b).

Si considerino ora le deformazioni conseguenti a questi cicli di carico. Si può notare in fig. 6 che esse si mantengono molto contenute nella fase iniziale per poi crescere esponenzialmente. Ad un certo punto, senza che lo stress path abbia raggiunto la linea di collasso caratteristica di condizioni di carico statiche, le deformazioni accumulate diventano troppo grandi e si ha il collasso del provino. Si ha quindi un collasso incrementale per effetto della ripetitività dei carichi. In Fig. 7 è riportato il numero di cicli necessario a causare collasso incrementale al variare del livello di carico.

Una serie di carichi ciclici provoca una riduzione della coesione non drenata. In fig. 8 sono riportati gli stress paths seguiti da cinque campioni ideali presollecitati da un diverso nume-

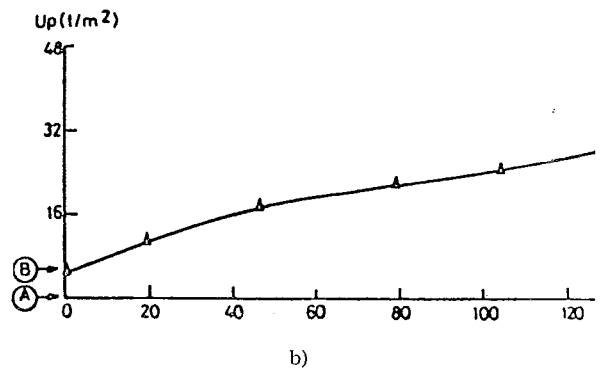
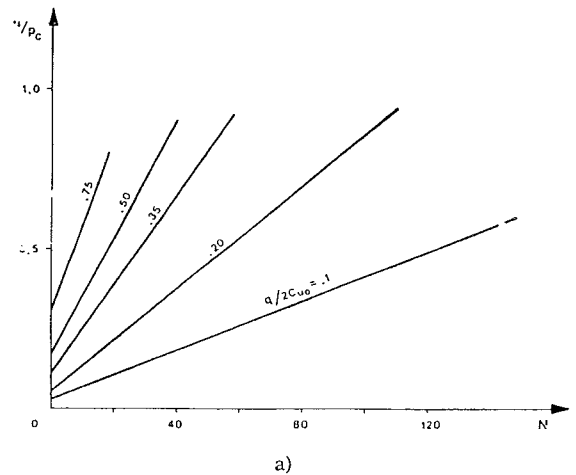


Fig. 5. - Variazione della pressione neutra col numero di cicli - dati sperimentalmente da VAN EEKELEN e POTTS [1978].

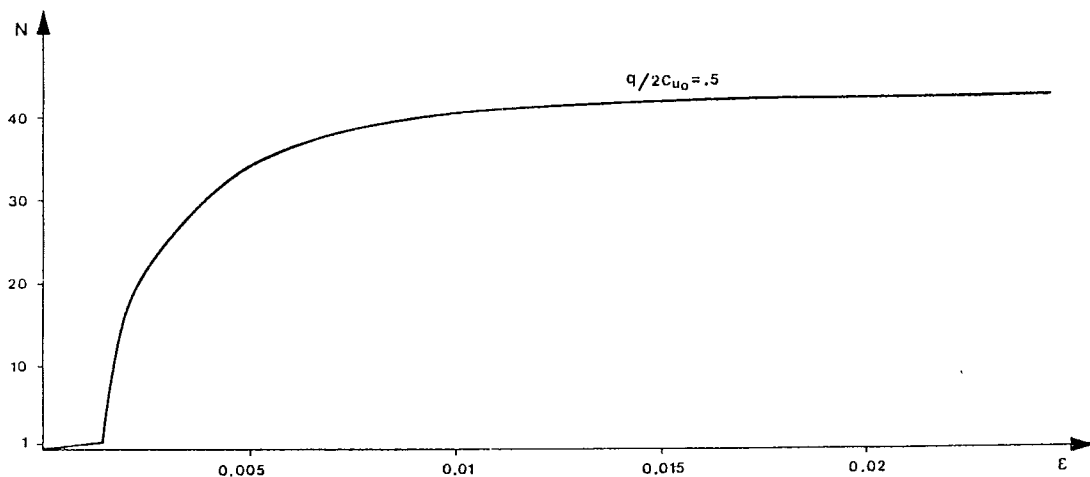


Fig. 6. - Variazione delle deformazioni assiali col numero di cicli.

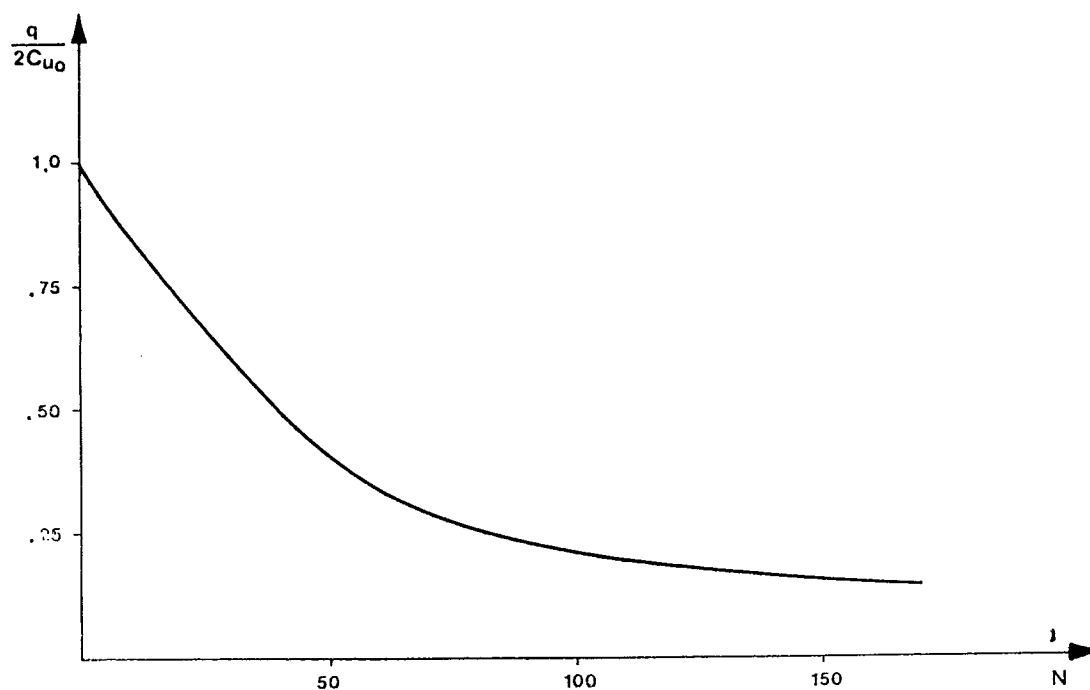


Fig. 7. - Numero di cicli necessario per raggiungere il collasso incrementale.

ro di cicli prima di essere portati a collasso. Si può notare che al crescere del numero dei cicli  $C_u$  diminuisce notevolmente, anche del 30% come è mostrato in Fig. 9 per diversi valori del livello di carico ciclico.

Il comportamento del terreno assume un aspetto molto diverso se invece del massimo livello di carico vengono controllate le deformazioni deviatoriche. In questo caso il massimo valore del deviatore  $e$ , corrispondentemente, il modulo di taglio secante,  $G_s$ , diminuiscono ra-

pidamente con il numero dei cicli come è illustrato dalle Figg. 10a e 11. Ciò è dovuto al fatto che all'interno del dominio 'elastico', fissato  $\Delta^L \epsilon$ , è univocamente determinato  $\Delta^L \eta$ , come si ricava dalla (18). Lo stress path assume perciò la forma di Fig. 12a. Come si può vedere dalle Figg. 10b e 12b esso è in buon accordo con i risultati sperimentali [TAYLOR, BACCHUS, 1969]. Si può notare che in questo caso l'ampiezza del ciclo nel piano  $p', q$  si riduce sempre più cosicché la pressione neutra cresce molto più



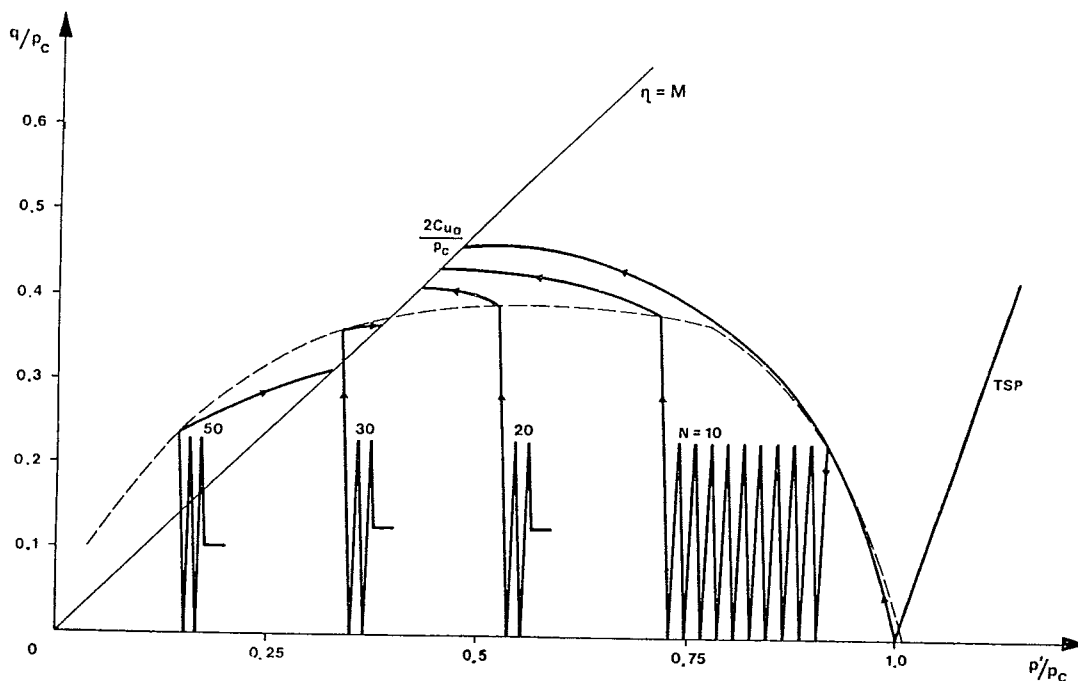


Fig. 8. - Stress paths a collasso con diversi cicli di precarico.

lentamente che nel caso precedente. Si ha infatti una variazione logaritmica di  $u$  con il numero dei cicli, Fig. 13.

Anche in questo caso la coesione diminuisce all'aumentare dei cicli di precarico, ma la sua decrescita è meno rapida come si può dedurre osservando che il valore di  $C_u$  dipende principalmente dalla pressione isotropa efficace all'inizio della fase che porta il campione al collasso e che è a sua volta funzione della pressione neutra.

Si consideri infine l'influenza delle condizioni in situ. A prescindere da qualsiasi considera-

zione sull'eventuale anisotropia dell'argilla in condizioni naturali, lo stato di sforzo in situ influenza le resistenza e la deformabilità del terreno per il solo fatto di essere anisotropo. In primo luogo l'ampiezza dei cicli di carico sopportabile dal campione è necessariamente molto minore di quella possibile a partire da condizioni iniziali di isotropia, come si può dedurre dalla Fig. 14. La deformabilità del terreno è poi molto maggiore a parità di ampiezza del ciclo perché sia il livello di carico iniziale sia gli incrementi  $\Delta^L \eta$  sono maggiori che nel caso precedente. Questi effetti sono tanto maggiori quanto minore è  $K_0$ .

Come si può dedurre dall'analisi presentata il modello è in grado di descrivere il comportamento dell'argilla sottoposta a diversi tipi di prove di carico con sufficiente accordo con i dati sperimentali. In particolare, il fatto che in una prova a deformazione controllata ( $\Delta^L \epsilon$  costante)  $\Delta^L \eta$  risulti anch'esso pressoché costante negli esperimenti di Taylor e Bacchus come previsto dalla teoria, è una importante conferma del ruolo fondamentale delle variabili di sforzo geotecniche. Se infatti la legge costitutiva formalmente analoga alla (9), fosse scritta in termini di  $\Delta^L q$  invece di  $\Delta^L \eta$ , come avrebbe potuto apparire spontaneo, non si sarebbe verificata la degradazione ciclica del modulo secante, cioè il luogo dei picchi sarebbe stato una retta pa-

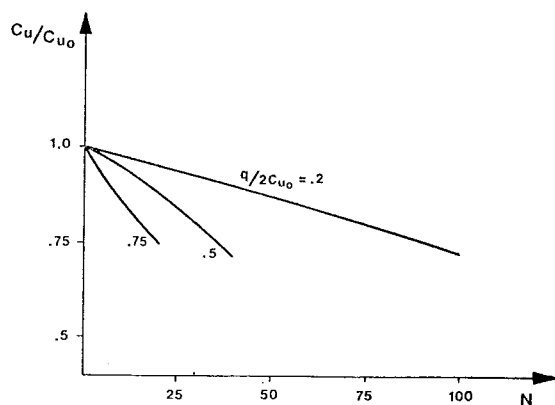


Fig. 9. - Variazione di  $C_u$  in funzione del numero di cicli di precarico.

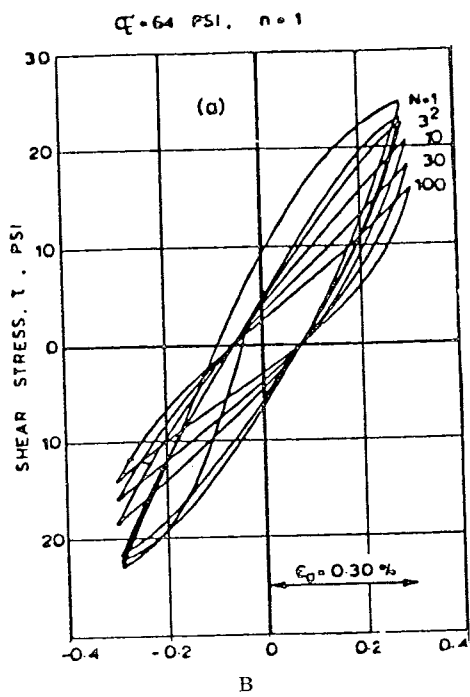
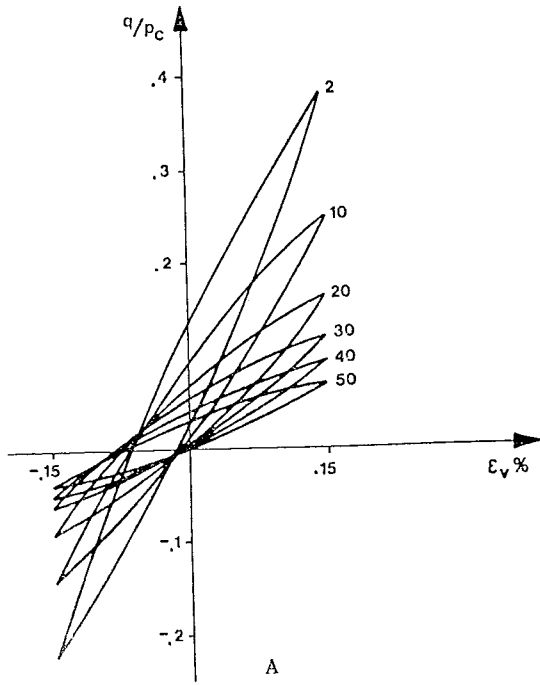


Fig. 10. - Cicli d'isteresi in prove a deformazione controllata - dati sperimentali da TAYLOR e BACCHUS [1969].

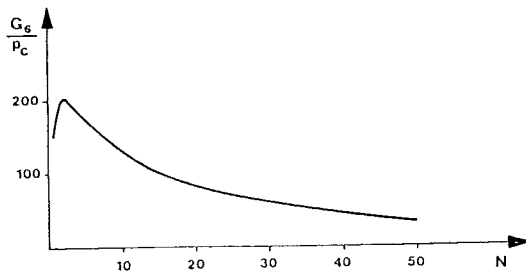


Fig. 11. - Variazione del modulo di taglio.

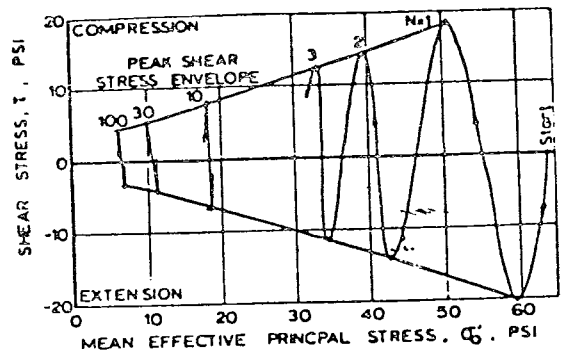
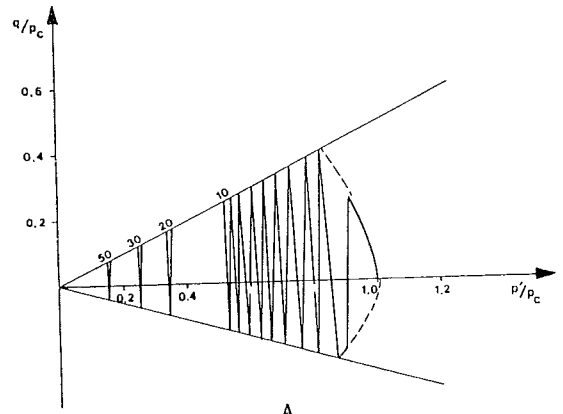


Fig. 12. - Stress path efficaci - dati sperimentali da TAYLOR e BACCHUS [1969].

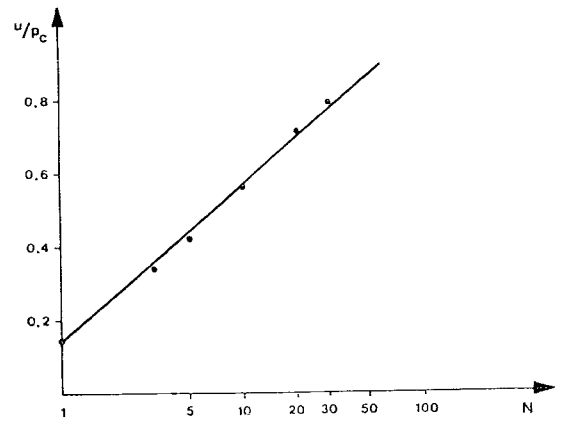


Fig. 13. - Variazione della pressione neutra col numero dei cicli.

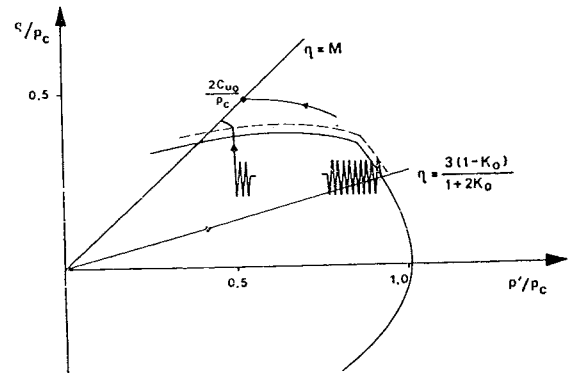


Fig. 14. - Percorso dei cicli a partire da condizioni  $K_0$ .

rallela all'asse idrostatico invece di una retta a  $\eta$  costante. Si noti che la legge (9) è stata formulata originariamente per rendere conto di fenomeni del tutto diversi (la non rispettata simmetria polare nel piano  $q - \epsilon$  di un ciclo di isteresi in una prova triassiale drenata) [NOVA, HUECKEL, 1979] e che quindi il modello non è stato formulato ad hoc per fornire i risultati della legge assunta. Il vantaggio delle variabili è quello di permettere un'adeguata interpretazione dei risultati sperimentali mantenendo semplice però la struttura formale della legge costitutiva.

Qualche perplessità può nascere per l'elevato numero di parametri sperimentali richiesti per caratterizzare completamente il materiale. In realtà essi non sono poi molti di più di quelli che tradizionalmente identificano resistenza e deformabilità di un terreno. Infatti  $B_0$  ed  $L_0$  sono equivalenti alle due costanti elastiche,  $M$  è legato all'angolo d'attrito interno del terreno  $\Phi'$ , mentre  $\lambda$  è equivalente all'indice di compressibilità  $C_c$ . I parametri  $\mu$  e  $m$  danno al modello sufficiente flessibilità per descrivere molto bene il comportamento elastoplastico del terreno e possono essere facilmente determinati con un processo di interpolazione. Per un'analisi qualitativa basta porre  $\mu = 1$  e  $m = M$ , cosicché potenziale plastico e superficie di plasticizzazione vengono a coincidere. I parametri veramente nuovi del modello sono quelli che ne caratterizzano il comportamento isteretico. Infatti  $\omega_v$  ed  $\omega_c$  forniscono la curvatura dei cicli d'isteresi mentre  $\xi$  impone la velocità di progressione dei cicli di isteresi all'aumentare del numero di cicli. Non possono quindi essere trascurati nello studio del tipo di problemi discussi in questa nota.

Poiché scopo di questo articolo era solo quello di illustrare le potenzialità del modello, i valori dei parametri costitutivi sono stati scelti senza far ricorso all'interpretazione di dati sperimentali reali. Tuttavia, in casi in cui si volesse utilizzare il modello operativamente, essi possono essere determinati per mezzo di prove semplici con cicli di carico e ricarico. Dalle (9) si può vedere che per la determinazione di  $\omega_v$ ,  $\omega_c$  e  $\xi$  è necessario effettuare solo un ciclo di scarico e ricarico in una prova di consolidazione isotropa e un analogo ciclo in una prova non drenata. Non sono necessarie quindi prove complesse o apparecchiature particolari. Una volta noti questi parametri, è possibile indagare il comportamento del terreno nei vari tipi di prove, simulando analiticamente le prove di

laboratorio e senza ricorrere ad una complessa indagine sperimentale. Quest'ultima potrà essere impiegata soltanto per verificare l'accuratezza delle previsioni in un numero convenientemente limitato di casi e per assestare, se necessario, i valori scelti dei parametri.

#### 4. Conclusioni

In questo articolo si è cercato di dimostrare che un modello matematico può descrivere adeguatamente vari fenomeni compresi sotto il comune termine di degradazione ciclica delle argille in condizioni non drenate. È da sottolineare che il modello è stato sostanzialmente basato su osservazioni molto più generali di quelle concernenti i tipi di prove qui considerati. Ha perciò una validità più ampia, che permette, per determinare i parametri costitutivi del terreno, di servirsi di prove che non richiedono percorsi di carico complessi o apparecchiature speciali.

Il numero di costanti necessarie per identificare un'argilla è relativamente contenuto. Oltre ai sei parametri richiesti dal modello elastoplastico, ne sono necessari soltanto tre per interpretare il comportamento isteretico. Come si è visto il numero di informazioni che si possono ottenere numericamente è notevole, ma richiede calcoli semplici, senza che sia necessario ricorrere all'elaborazione automatica.

Va notato inoltre che con una piccola modifica nella fase elastoplastica lo stesso modello può essere impiegato per descrivere il comportamento di terreni granulari sia per ciò che concerne la liquefazione sotto carico ciclico in condizioni non drenate, sia per tutti i tipi di prove drenate cicliche o monotone. Il modello consente perciò un trattamento complessivo di qualunque tipo di terreno in ogni condizione di carico e di drenaggio.

Il modello può essere impiegato in tre diversi modi. In primo luogo esso fornisce un'organizzazione concettuale che permette di comprendere meglio i vari aspetti del comportamento del terreno sotto carichi ripetuti e la loro relazione con il comportamento sotto carico monotonicamente crescente. In secondo luogo, grazie alla struttura del modello stesso, è possibile implementarlo in programmi agli elementi finiti senza ricorrere a sostanziali modifiche della struttura logica dei programmi già realizzati per legami di tipo elastoplastico. Può essere quindi utilizzato per la soluzione di problemi al contorno come l'analisi dello stato di

sforzo e di deformazione sotto la fondazione di una struttura off-shore. In terzo luogo, è possibile indagare il comportamento del terreno sotto carico ciclico senza ricorrere ad analisi sperimentali molto ampie. Il modello può anche servire da guida per lo sperimentatore aiutandolo a scegliere il tipo di prove che meglio caratterizzano il comportamento del terreno. I risultati ottenuti possono eventualmente essere utilizzati per analisi semplificate della riduzione di capacità portante dei terreni sottoposti a carico ciclico.

#### RINGRAZIAMENTI

Il presente articolo è stato finanziato con contributi del CNR. Esso fa parte di una ricerca sul comportamento dei terreni sotto carico ciclico nel quadro dell'accordo tra CNR e Accademia Polacca delle Scienze.

#### BIBLIOGRAFIA

- ANDERSEN K. H. (1976) - *Behaviour of clay subjected to undrained cyclic loading*. 1 BOSS '76, Trondheim, 1, 392-403.
- BURLAND J. B. (1967) - *Deformation of soft clay*. Ph. D. Thesis Univ. of Cambridge.
- CARTER J. P., BOOKER J. R., WROTH C. P. (1979) - *A critical state soil model for cyclic loading*. CUED-Soils/TR 68.
- EKELEN VAN H. A. M., POTTS D. M. (1978) - *Clay behaviour under cyclic loading*. Proc. Dynamic Methods in soil and rock mechanics. Karlsruhe, sett. 1977, 2, 113-130.
- HARDIN B. O., DRNEVICH V. P. (1972) - *Shear modulus and damping in soils: measurements and parameters effects*. ASCE-JSMFE 98, SM6, 603-624.
- HUECKEL T., NOVA R. (1979) - *Some hysteresis effects of the behaviour of geological media*. Int. Solids and Struct. 15, 8, 625-642.
- IDRISS I. M., DOBRY R., SINGH R. D. (1978) - *Non linear behaviour of soft clays during cyclic loading*. ASCE-GED, 104, GT 12, 1427-1447.
- MRÓZ Z., NORRIS V. A., ZIENKIEWICZ O. K. (1979) - *Application of an anisotropic hardening model in the analysis of elasto-plastic deformation*. Geotec., 29, 1, 1-34.
- NOVA R. (1979) - *Un modello costitutivo per l'argilla*. Riv. It. di Geot., 13, 1, 37-54.
- NOVA R., HUECKEL T. (1979) - *An engineering theory of soil behaviour in unloading and reloading*. ISTC-TR 3/1979 to appear in 'Meccanica'.
- NOVA R., HUECKEL T. (1980) - *A Geotechnical stress variables approach to cyclic behaviour of soils*. Proc. « Behaviour of soils under cyclic and transient loading ». Swansea 1, 301-304.
- NOVA R., HUECKEL T. (1981) - *A unified approach to liquefaction and cyclic mobility*. Soils and Foundations, 21, 4.
- PRÉVOST J. H. (1977) - *Mathematical modelling of monotonic and cyclic clay behaviour*. Int. J. of Num. Anal. Meth. Geomech., 1, 1, 195-216.
- ROSCOE K. H., BURLAND J. B. (1968) - *On the generalized stress-strain behaviour of wet clay*, in Engineering Plasticity (Ed. Heyman, Leckie) CUP 535-609.
- SCHOFIELD A. N., WROTH C. P. (1968) - *Critical State Soil Mechanics*. Wiley.
- TAYLOR P. W., BACCHUS D. R. (1969) - *Dynamic cyclic strain tests on a clay*. Proc. 7 ICSMFE, Mexico, 1, 401-409.
- WROTH C. P., LOUDON P. A. (1967) - *The correlations of strains within a family of triaxial tests on overconsolidated samples of Kaolin*. Proc. Geot. Conf. Oslo, 1, 159-163.

#### SUMMARY

##### On cyclic degradation of clay

The aim of this paper is to show that a suitable constitutive model of soil behaviour may give useful information on the variation of strength and deformability of a clay due to cyclic loading. This allows a comprehensive understanding of the so called cyclic degradation and a substantial saving of experimental work.

After a short summary of the fundamental structure of the model, widely discussed elsewhere, the predictions of the model in ideal stress or strain controlled undrained tests are considered. It is shown that the dependence on the type of test, the number of preshearing cycles, the intensity of the cyclic loading is enlightened. It is demonstrated how pore pressures and shear modulus vary with the number of cycles. It is shown how collapse for large deformations may be reached without necessarily attaining the static failure line. The influence of initial consolidations on the soil behaviour is finally discussed.

The results given by the model are in good qualitative agreement with the available experimental data. Once the constitutive parameters of the model have been suitably chosen on the basis of the results of « ad hoc » simple tests, the model may be employed to describe the complex soil behaviour under cyclic loading, without recourse to a long series of tests, which, to be effective, may be costly and time-consuming.