

# Osservazioni sull'anisotropia della resistenza a taglio delle argille\*

R. NOVA\*\*

**SOMMARIO:** Scopo di questo articolo è lo studio dell'influenza dell'anisotropia strutturale di un'argilla sulla sua resistenza a taglio in condizioni non drenate.

Dopo aver brevemente discusso la pseudoanisotropia della coesione non drenata di un'argilla strutturalmente isotropa, che è unicamente dovuta all'anisotropia dello stato di sforzo imposto sul campione, si considera il comportamento di un'argilla che abbia direzioni preferenziali di scorrimento a causa di una precedente fase di consolidazione monodimensionale. Si mostra che il comportamento di questa argilla prima del collasso può essere qualitativamente descritto da un'estensione del modello di Clam Clay.

Nelle condizioni di sforzo imposte da una cella triassiale, l'espressione del luogo di plasticizzazione è formalmente identica a quella del modello originario ed è quindi immediato determinare, attraverso l'equazione del percorso degli sforzi efficaci, il valore di rottura del taglio in una prova non drenata. Poiché però i parametri costitutivi del materiale dipendono dalla direzione di campionamento, da essa dipende anche la coesione non drenata che è ottenuta in funzione di questi. Si mostra che per questo aspetto i risultati teorici sono qualitativamente in accordo con i dati sperimentali pubblicati in letteratura.

La presente nota consente anche di saggiare la possibilità di formulare un modello costitutivo atto ad interpretare il comportamento meccanico di un campione d'argilla con marcate caratteristiche di anisotropia. I risultati ottenuti permettono di concludere che la via seguita è fondamentalmente buona, ma che successive modifiche del modello sono necessarie per ottenere un buon accordo con i risultati sperimentali anche dal punto di vista quantitativo.

## 1. Introduzione

Uno dei problemi classici dell'ingegneria geotecnica consiste nella determinazione della resistenza a taglio di un'argilla in condizioni non drenate, o coesione non drenata,  $C_u$ . Molto frequentemente si assume che  $C_u$  sia una caratteristica del terreno che, in condizioni di saturazione completa, dipende unicamente dal suo contenuto d'acqua o, se si preferisce, dall'indice dei vuoti. Conseguenza di quest'ipotesi l'assunzione che la resistenza a taglio di un'argilla satura in condizioni non drenate sia sempre la stessa, qualunque sia il tipo di prova condotta per determinarla, sia in situ che in laboratorio.

Purtroppo la realtà è più complessa. Infatti esistono molti fattori che hanno influenza sul valore di  $C_u$  misurato. In primo luogo i risultati sperimentali mostrano che la coesione non drenata misurata con apparecchi di taglio semplice, è diversa da quella ottenuta in prove triassiali o con un vane test in situ. Inoltre il valore di  $C_u$  in prove triassiali di compressione è maggiore di quello ottenuto con lo stesso apparecchio, ma in prove di estensione. Ne segue quindi che il valore sperimentale della coesione è influenzato non solo dal tipo di apparecchio

ma anche dal tipo di prova o, se si preferisce, dal percorso di carico effettuato.

Inoltre è noto che le argille naturali non sono quasi mai dei materiali isotropi come spesso vengono considerate per semplicità. Al contrario, come mostrato sperimentalmente da MITCHELL [1956], il processo di consolidazione provoca un assestamento nella struttura interna di un campione d'argilla. Le particelle tendono ad orientarsi in direzione ortogonale a quella della deformazione principale massima, creando così piani preferenziali di scorrimento. Ne consegue che il comportamento meccanico di un campione in una prova e quindi anche la sua resistenza, dipendono dalla direzione di carotaggio del provino.

Infine,  $C_u$  dipende dalla velocità di carico e dalle dimensioni del campione.

Tutti questi fattori interagiscono tra loro e non è semplice capire quale sia il contributo di ciascuno di essi. In questo articolo ci si limiterà a discutere l'influenza dei primi due fattori che spesso vengono accomunati. Infatti il fatto che la coesione non drenata dipenda dal tipo di prova e dall'orientazione del carotaggio, a parità di velocità di carico e di dimensioni del campione, viene giustificato col fatto che l'argilla è un materiale anisotropo. Si tende a distinguere concettualmente l'influenza di questi due fattori parlando di anisotropia indotta dal sistema di sforzi (' stress system induced

\* Ricerca svolta con il contributo del C.N.R.

\*\* Dott. Ing. Roberto Nova, Incaricato stabilizzato di Geotecnica al Politecnico di Milano.

strength anisotropy') [LADD *et al.*, 1977] e di anisotropia strutturale ('inherent'). Tuttavia queste definizioni sono quanto mai infelici perché i due fattori sono dovuti a cause completamente diverse. L'uso dello stesso termine, ancorché corretto da aggettivi, può generare pericolosi equivoci.

Scopo di questo articolo è prima di tutto chiarire quale è la differenza concettuale tra i due tipi di anisotropia. Si mostrerà che il fatto che  $C_u$  dipenda dal tipo di prova non è conseguenza dell'anisotropia del terreno, ma semplicemente del fatto che il terreno si comporta in modo diverso sotto processi di carico diversi. In secondo luogo, si mostrerà che è possibile tener conto dell'anisotropia strutturale con l'ausilio di un modello costitutivo elastoplastico. Basterà infatti una modificazione formale del modello di Cam Clay [SCHOFIELD e WROTH, 1968] per cogliere alcuni aspetti fondamentali dell'anisotropia della resistenza non drenata di campioni di argilla satura con differenti direzioni di carotaggio. L'indagine sarà soltanto qualitativa, perché una formulazione rigorosa di un modello costitutivo che tenga conto dell'anisotropia strutturale e che permetta di prevedere in modo accettabile anche quantitativamente il comportamento di un'argilla anisotropa, è oggi impresa molto complessa, anche perché manca una sufficiente messe di dati sperimentali che guidi il ricercatore nella scelta delle funzioni che costituiscono l'ossatura del modello matematico.

Si assumerà, in questa logica, che l'anisotropia strutturale rimanga invariata durante il processo di carico. In realtà si osserva sperimentalmente che il processo di deformazione può influenzare in modo notevole la struttura interna del materiale e quindi la sua anisotropia. Infatti, se si riconsolidano in un edometro due campioni della stessa argilla, l'uno ottenuto carotando il provino nella direzione di consolidazione (campione verticale) e l'altro ottenuto con un carotaggio ortogonale alla direzione di consolidazione (campione orizzontale) si può notare che (Fig. 1 da PARRY e WROTH [1977]) le compressibilità sono diverse nella fase iniziale ma tendono a diventare uguali al crescere della pressione di consolidazione. Sembra quindi che i campioni 'dimentichino' la loro differenza iniziale di struttura. Ciò accade perché le particelle del campione orizzontale, inizialmente verticali, tendono a riarrangiarsi e a disporsi orizzontalmente come quelle del campione verticale. Tuttavia questo fenomeno è di seconda-

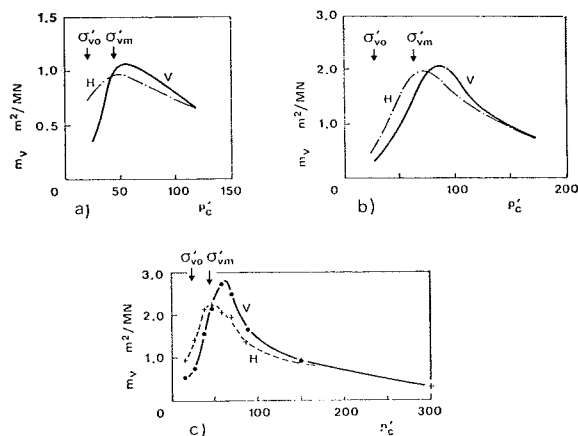


Fig. 1. - Variazione del coefficiente di compressibilità  $m_v$  in compressione edometrica per campioni verticali (V) e orizzontali (H) - da PARRY e WROTH (1977); (a) Fulford clay (Parry-Nadarajah (1974)); (b) Canvey Island (Parry-Nadarajah (1974)), (c) Mucking Flats (Wesley (1975)).

ria importanza in prove triassiali non drenate e, in prima approssimazione, non se ne terrà conto.

Come si vede, comunque, la storia di carico ha influenza sulla struttura intima del materiale e quindi sulla sua anisotropia. Il termine 'anisotropia indotta dal processo di carico' potrebbe essere assunto come definizione di quanto accade ad un campione d'argilla sotto carico, ma non ha nulla a che vedere con la cosiddetta 'anisotropia indotta dal sistema di sforzi' che chiameremo, per evitare confusioni, pseudoanisotropia.

Nel seguito sforzi e deformazioni verranno considerati positivi se di compressione.

## 2. Pseudoanisotropia della resistenza

Si è detto dunque che il valore della coesione non drenata varia a seconda del tipo di prova condotta per la sua determinazione e che, ad esempio, il valore di  $C_u$  misurato in una prova triassiale di compressione CIU è sempre maggiore del corrispondente valore di  $C_u$  ottenuto con una prova di estensione.

La ragione di questo risultato è molto semplice. È noto infatti che la resistenza delle terre è governata dallo stato di sforzo efficace e che l'involuppo di rottura del materiale nel piano di Mohr può essere ben approssimato dalla relazione di Coulomb, per cui sul piano di rottura lo sforzo di taglio  $\tau$  vale

$$|\tau| = C' + \sigma' \tan \Phi' \quad (1)$$

dove  $C'$  e  $\Phi'$  sono rispettivamente la coesione e l'angolo d'attrito interno del materiale, misu-

rati in condizioni di drenaggio completo, e  $\sigma'$  è lo sforzo efficace normale al piano di rottura.

Consideriamo per semplicità un'argilla normalmente consolidata per cui  $C' = 0$ . È noto che la (1) implica che a collasso gli sforzi principali massimo e minimo, rispettivamente  $\sigma'_1$  e  $\sigma'_3$  siano legati dalla relazione

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \frac{1 + \sin \Phi'}{1 - \sin \Phi'} \quad (2)$$

In una prova di compressione lo sforzo principale massimo è quello assiale, mentre in prove di estensione è quello orizzontale. Lo sforzo principale intermedio è sempre uguale allo sforzo principale orizzontale, per il tipo di carico imposto in una cella triassiale, ed è quindi pari allo sforzo principale minimo in compressione mentre è uguale a quello massimo in estensione.

È questa dissimmetria tra sforzo orizzontale e sforzo verticale a far sì che la resistenza non drenata in estensione e in compressione sia diversa. Infatti, si definisca pressione isotropa a collasso il termine  $p'_f$  pari a

$$p'_f = 1/3 (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)_f.$$

Dalla (2) si ha che lo sforzo di taglio massimo a collasso, pari alla coesione non drenata, è legato a  $p'_f$  dalle relazioni

$$C_{uc} = ((\sigma'_1 - \sigma'_3)/2)_f = 3 \sin \Phi' / (3 - \sin \Phi') \cdot p'_{fe}$$

in compressione ( $\sigma'_2 = \sigma'_3$ )

$$C_{ue} = ((\sigma'_1 - \sigma'_3)/2)_f = 3 \sin \Phi' / (3 + \sin \Phi') \cdot p'_{fe}$$

in estensione ( $\sigma'_2 = \sigma'_1$ )

dove gli indici c ed e stanno per compressione ed estensione rispettivamente, mentre f indica la situazione di collasso.

Si ammetta che il comportamento dell'argilla in condizioni non drenate prima del collasso possa essere schematizzato come elastico lineare, come spesso si assume in pratica. In questo caso la condizione di incompressibilità del campione obbligherebbe la pressione isotropa efficace a rimanere uguale al valore della pressione di consolidazione sia in prove di compressione che in prove di estensione. Si avrebbe quindi  $p'_{fc} = p'_{fe}$  e

$$C_{uc}/C_{ue} = \frac{3 + \sin \Phi'}{3 - \sin \Phi'} > 1 \quad (3)$$

Quindi la coesione non drenata misurata in compressione sarebbe sempre maggiore della coesione non drenata misurata in estensione. Sotto queste ipotesi per  $\Phi' = 26^\circ$  la resistenza in estensione è solo il 75% di quella in compressione. In realtà però il comportamento delle argille normalmente consolidate non può essere schematizzato in nessun modo come elastico lineare. Infatti  $p'$  cambia valore durante le prove non drenate. Ciononostante, il suo valore a collasso in una prova di compressione è all'incirca uguale a quello che si ha in una prova di estensione, a parità di pressione di consolidazione. La (3) rimane quindi comunque valida e così le conclusioni che ne conseguono.

Più in generale, per una qualunque condizione di carico, il valore del taglio massimo a collasso, cioè quella che viene normalmente detta coesione non drenata, dipende non solo dalle caratteristiche intrinseche di resistenza del materiale, cioè dall'angolo d'attrito  $\Phi'$ , ma anche dalle caratteristiche di deformabilità prima del collasso e dal sistema di sforzi cui è sottoposto il campione. Conseguentemente il valore di  $C_u$  dipende dal tipo di prova eseguito per la sua determinazione.

Questo fenomeno venne studiato per la prima volta in modo analogo da HANSEN e GIBSON [1948].

Come si vede il materiale è assunto isotropo all'inizio della prova e rimane isotropo fino al collasso. Infatti  $\Phi'$  non dipende dalle condizioni di carico. Il termine 'anisotropia indotta dallo stato di sforzo' non sembra quindi giustificato.

È possibile che questo termine sia storicamente stato usato avendo come riferimento mentale la resistenza di un acciaio. Infatti è noto che la resistenza di questo materiale può essere rappresentata da un unico parametro indipendente dalla pressione media. In particolare, secondo VON MISES, il criterio di resistenza si riduce ad una limitazione sullo sforzo di taglio ottaedrale. La resistenza è quindi individuata da uno sforzo limite che è indipendente dal sistema di sforzi applicato al campione e quindi dal tipo di prova condotta. Per un qualsiasi altro materiale, che non segua il criterio di von Mises, questa affermazione non è più vera anche se il materiale è isotropo. Poiché in termini di sforzi totali in condizioni non drenate la resistenza di un terreno non dipende dalla pressione isotropa, come accade per von Mises, si può essere indotti a pensare

che questo criterio si applichi anche ai terreni in condizioni non drenate. Come si è visto, però, cambiando sistema di sforzi applicati, cioè tipo di prova, cambia la resistenza non drenata di un terreno. L'isotropia intrinseca del criterio di Mises viene quindi sperimentalmente violata. Di qui il termine 'anisotropia indotta dal sistema di sforzi'. In realtà è noto che l'analisi in termini di sforzi totali è un'analisi fittizia, di comodo, dovuta alla nostra incapacità di risolvere analiticamente un problema al contorno in cui la pressione dell'acqua interstiziale non sia determinata unicamente da condizioni idrauliche al contorno. La resistenza effettiva di un terreno può essere descritta solo in termini di sforzi efficaci dal criterio di Coulomb. Il confronto con Mises perde quindi di significato, e così il termine 'anisotropia della resistenza indotta dallo stato di sforzo' riferito alla variazione di  $C_u$  con il tipo di prova.

La differenza fra pseudoanisotropia e anisotropia strutturale è ben visualizzata dal diagramma di Fig. 2 da MADHLOM [1974]. Si può infatti notare come il valore di  $C_u$  vari a seconda del tipo di prova. Se il materiale fosse isotropo fino al collasso, si avrebbe, per ogni tipo di prova, un solo valore di  $C_u$  indipendentemente dall'orientazione del campione rispetto agli assi principali di sforzo. Al contrario si può notare come questa variazione non sia trascurabile, e si può quindi concludere che il ma-

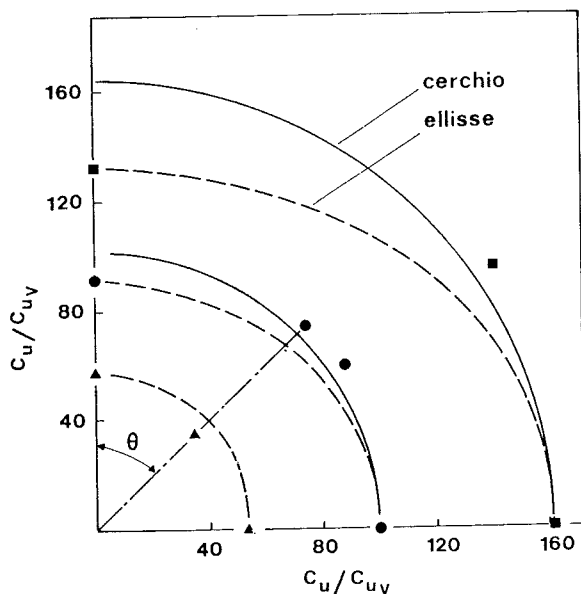


Fig. 2. - Variazione percentuale della coesione non drenata con il tipo di prova e la direzione di carotaggio del provino su una argilla tenera di Kings Lynn — dati da Madhloom (1974) —  $C_{u^{\text{et}}} = 100$  ■ taglio diretto; ● compressione triassiale; ▲ estensione triassiale;  $\theta$  = direzione di carotaggio.

teriale in questione mostra una evidente anisotropia strutturale.

### 3. Considerazioni teoriche

Per poter tener conto dell'anisotropia strutturale delle argille e della conseguente dipendenza di  $C_u$  dall'orientazione del provino in problemi di importanza pratica quali la stabilità delle scarpate o la portata limite delle fondazioni, CASAGRANDE e CARRILLO [1954] proposero un semplice criterio basato più che altro su considerazioni intuitive. Anzitutto essi confinarono la loro attenzione ad argille con anisotropia polare, cioè tali da avere caratteristiche isotrope nel piano di scorrimento preferenziale creato dalla consolidazione, e caratteristiche differenti in direzione ortogonale a questo piano. Poiché in pratica tutti i tipi di argille anisotrope sono di questo tipo, nel seguito verrà considerato solo questo genere di anisotropia. Secondo questi autori il valore di  $C_u$  è una funzione dell'angolo  $\theta$  fra la direzione dello sforzo principale massimo  $\sigma_1$  e l'inclinazione del piano preferenziale di scorrimento, Fig. 3, nel seguente modo

$$C_u(\theta) = C_{uV} \cos^2 \theta + C_{uH} \sin^2 \theta \quad (4)$$

dove  $C_{uV}$  e  $C_{uH}$  sono le coesioni non drenate ottenute in prove su campioni verticali ( $\theta = 90^\circ$ ) e orizzontali ( $\theta = 0^\circ$ ), rispettivamente, con lo stesso contenuto d'acqua.

Nello stesso spirito BISHOP [1966] propose

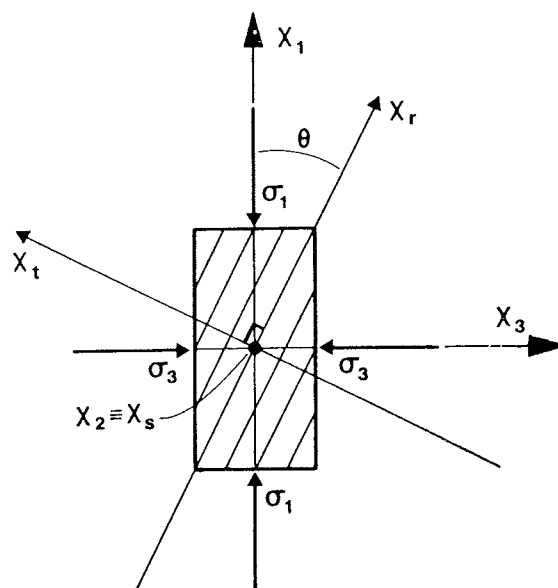


Fig. 3. - Definizione dei sistemi di riferimento intrinseco ( $x_r, x_s, x_t$ ) e degli sforzi principali ( $x_1, x_2, x_3$ ).

un'altra relazione empirica in grado di interpolare anche risultati ottenuti su argille sovraconsolidate, che sono in netto contrasto con la (4). Secondo Bishop

$$C_u(\theta) = C_{uv} (1 - a \sin^2 \theta) (1 - b \sin^2 2\theta)$$

che coincide con la (4) per  $b = 0$ .

Il difetto di queste relazioni sta nella loro totale empiricità e nella limitatezza della loro validità. Esse infatti hanno un senso solo per prove triassiali ordinarie e non dicono nulla sulla variazione della resistenza in condizioni di carico più complesse.

Un tentativo di formulazione rigorosa del problema venne fatto da BOEHLER e SAWCZUK [1970] che formalizzarono un'idea di CAQUOT e KERISEL [1948]. Essi infatti fecero l'ipotesi che l'anisotropia potesse essere contenuta in conto semplicemente distortendo lo stato di sforzo. Definirono a tal fine un tensore quadruplo  $A_{ijkl}$  che gode di particolari simmetrie a seconda del tipo di anisotropia (materiale ortotropo, a simmetria polare, ecc.) e che applicato al tensore degli sforzi totali  $\sigma_{hk}$  lo trasforma in un tensore  $\hat{\sigma}_{ij}$ :

$$\hat{\sigma}_{ij} = A_{ijkl} \sigma_{hk}$$

Gli autori assunsero quindi che il materiale sotto lo stato di sforzo fittizio  $\hat{\sigma}_{ij}$  si comportasse come se fosse isotropo. La legge di scorrimento del materiale in termini di sforzi totali poté quindi essere dedotta secondo l'usuale struttura di un modello rigido plastico.

Infine DAVIS e CHRISTIAN [1971] adattando il criterio di rottura di HILL [1950] ai terreni, mostrarono che questo può interpretare bene i risultati sperimentali.

Ambedue questi ultimi approcci sono in termini di sforzi totali. Possono quindi dare utili indicazioni in problemi di importanza pratica, quale, ad esempio, il calcolo della sicurezza di una fondazione a breve termine. Infatti sia Boehler e Sawczuk che Davis e Christian studiarono questo problema ipotizzando un terreno di fondazione anisotropo e gli ultimi due autori fornirono anche coefficienti  $N_c$  utilizzabili nella pratica progettuale. Tuttavia nessuno dei due criteri può spiegare nulla che riguardi il comportamento del materiale in quanto tale. Essi non possono dirci, ad esempio, come e perché  $C_u$  varia con l'orientazione del provino e col grado di sovraconsolidazione.

Si mostrerà in questo articolo che questo risultato può invece essere raggiunto ammettendo

che il comportamento dell'argilla possa essere descritto da un modello elastoplastico con incrudimento.

Si consideri, ad esempio, il più semplice di questi modelli per materiali isotropi, il già citato modello di Cam Clay nella sua versione originale. Esso venne formulato per interpretare il comportamento del terreno in prove di compressione triassiale, per cui  $\sigma'_v = \sigma'_1$  e  $\sigma'_H = \sigma'_3$ . Si definiscano allora

$$\begin{aligned} p' &= 1/3 (\sigma'_1 + 2\sigma'_3) \\ q &= \sigma'_1 - \sigma'_3 \\ \eta &= q/p' \end{aligned}$$

Sulla base di alcune elementari considerazioni di teoria della plasticità e di alcune osservazioni sperimentali è possibile definire un luogo di plasticizzazione definito dall'equazione

$$\eta + M \ln p'/p_c = 0 \quad (5)$$

dove  $M$  è una costante del materiale e  $p_c$  è la pressione di consolidazione di un campione vergine di argilla. Il luogo di plasticizzazione è mostrato in Fig. 4a nel quadrante di compressione ( $q$  positive).

In sintesi il modello funziona in questo modo: un punto qualsiasi del piano all'interno o sulla frontiera del dominio delimitato dal luogo di plasticizzazione individua un possibile stato di sforzo agente sul campione. Se il punto è all'interno del dominio ed è sottoposto ad un incremento di carico piccolo, punto A, Fig. 4b, la deformazione che ne consegue è elastica (reversibile). Se il punto B si trova sul luogo di plasticizzazione, curva OBE, possono darsi due casi. Se l'incremento è diretto all'interno del luogo, vettore BC, il comportamento è ancora elastico, se, al contrario, è diretto all'esterno, vettore BD, si producono delle deformazioni irreversibili e il luogo di plasticizzazione si espande, curva ODF, mantenendo invariata la forma (varia la pressione di consolidazione  $p_c$ ).

Per stati di tensione pluriassiali l'espressione (5) va generalizzata. Ciò può essere fatto in vari modi. Ai nostri scopi il più conveniente è il seguente:

$$\eta_{ij} \eta_{ij} - (\mu \ln p'/p_c)^2 = 0 \quad (6)$$

dove  $\mu$  è una costante del materiale,  $\eta_{ij}$  è un tensore definito come

$$\eta_{ij} = s_{ij}/p'$$

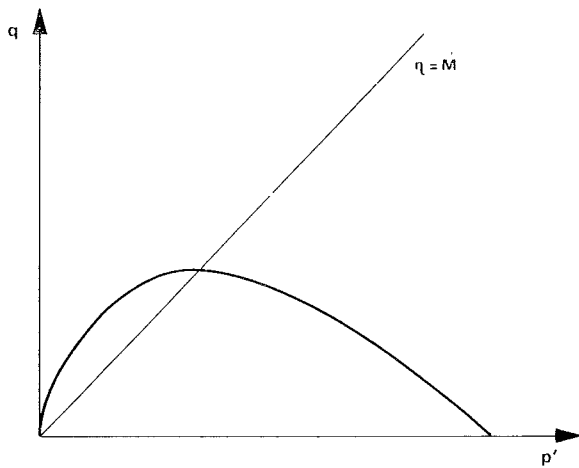


Fig. 4a. - Luogo di plasticizzazione per Cam Clay.

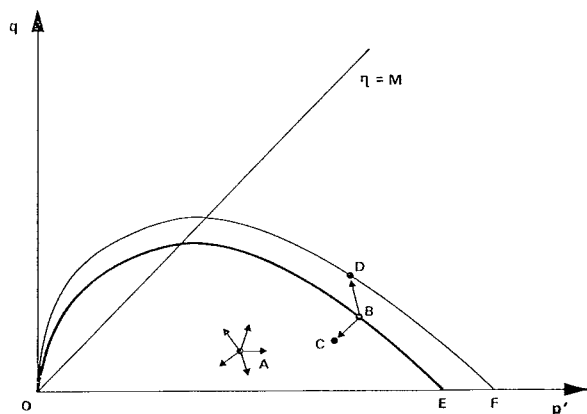


Fig. 4b. - Funzionamento schematico del modello di Cam Clay.

essendo  $s_{ij}$  il deviatore degli sforzi, cioè

$$s_{ij} = \sigma'_{ij} - p' \delta_{ij}$$

$$\left[ \delta_{ij} = \text{delta di Kronecker} \begin{cases} \delta_{ij} = 1 \text{ se } i = j \\ \delta_{ij} = 0 \text{ se } i \neq j \end{cases} \right]$$

Ora, il criterio di von Mises per un materiale isotropo può essere scritto come

$$s_{ij} s_{ij} - K^2 = 0$$

mentre il corrispondente criterio di HILL [1950] per materiale anisotropo può essere scritto:

$$B_{ijkl} s_{ij} s_{hk} - K^2 = 0$$

dove  $B_{ijkl}$  è un tensore quadruplo, che può essere chiamato tensore di anisotropia. Per analogia, l'espressione del luogo di plasticizzazione di un'argilla anisotropa diviene

$$C_{ijkl} \eta_{ij} \eta_{hk} - (\mu \ln p'/p_c)^2 = 0 \quad (7)$$

$C_{ijkl}$  ha concettualmente lo stesso significato di  $B_{ijkl}$ . Ci si riconduce al caso dell'isotropia ponendo

$$C_{ijkl} = \delta_{ijkl} \equiv \frac{1}{2} (\delta_{ih} \delta_{jk} + \delta_{ik} \delta_{jh})$$

Il tensore  $\delta_{ijkl}$  agisce su  $\eta_{ij}$  come un tensore unitario, cioè, applicato ad  $\eta_{ij}$ , che è un tensore doppio simmetrico, lo lascia inalterato.

Se il materiale ha simmetria polare, il tensore  $C_{ijkl}$ , scritto con riferimento agli assi principali di anisotropia  $x_r, x_s, x_t$ , può essere espresso come

$$C_{i j h k} = \begin{bmatrix} \alpha & & & & & \\ & \alpha & & & & \\ & & 1 & & & 0 \\ & & & \alpha/2 & \alpha/2 & \\ & & & \alpha/2 & \alpha/2 & \\ & & & & & \beta/2 & \beta/2 \\ & & & & & \beta/2 & \beta/2 \\ 0 & & & & & & \beta/2 & \beta/2 \\ & & & & & & \beta/2 & \beta/2 \end{bmatrix} \quad i, j, h, k = r, s, t$$

dove  $\alpha$  e  $\beta$  sono parametri costitutivi del materiale. Per un materiale isotropo  $\alpha = \beta = 1$ .

Conviene però assumere come sistema di riferimento quello che ha per assi le direzioni degli sforzi principali;  $x_1, x_2, x_3$ . Il tensore  $C_{ijkl}$  si trasforma allora nel tensore  $C_{mnpq}$  tale che

$$C_{mnpq} = C_{ijkl} \cdot \partial x_i / \partial x_m \cdot \partial x_j / \partial x_n \cdot \partial x_h / \partial x_p \cdot \partial x_k / \partial x_q$$

$$m, n, p, q = 1, 2, 3$$

Poiché  $x_s \equiv x_2$ , e

$$x_r = x_1 \cos \theta - x_3 \sin \theta$$

$$x_t = x_1 \sin \theta + x_3 \cos \theta,$$

gli unici termini non nulli di  $C_{mnpq}$  sono

$$C_{1111} = \alpha \cos^4 \theta + \sin^4 \theta + 2\beta \sin^2 \theta \cos^2 \theta$$

$$C_{1133} = C_{3311} = \alpha \cos^2 \theta \sin^2 \theta + \sin^2 \theta \cos^2 \theta - 2\beta \sin^2 \theta \cos^2 \theta = (\alpha + 1 - 2\beta) \cos^2 \theta \sin^2 \theta$$

$$C_{2222} = \alpha$$

$$C_{3333} = \alpha \sin^4 \theta + \cos^4 \theta + 2\beta \sin^2 \theta \cos^2 \theta$$

$$C_{1311} = C_{3111} = -\alpha \cos^3 \theta \sin \theta + \sin^3 \theta \cos \theta + \beta \cos \theta \sin \theta (\cos^2 \theta - \sin^2 \theta)$$

$$C_{1313} = C_{3131} = -\alpha \cos \theta \sin^3 \theta + \sin \theta \cos^3 \theta - \beta \sin \theta \cos \theta (\cos^2 \theta - \sin^2 \theta)$$

La (7) diventa quindi, essendo  $\eta_{13} = \eta_{31} = 0$ ,

$$C_{1111} \eta_{11}^2 + C_{1133} \eta_{11} \eta_{33} + C_{2222} \eta_{22}^2 + C_{3311} \eta_{11} \eta_{33} + C_{3333} \eta_{33}^2 - (\mu \ln p'/p_c)^2 = 0$$

Si consideri ora una prova triassiale. In questo caso  $\sigma_2 = \sigma_3$  e quindi  $\eta_{22} = \eta_{33}$ . Si ha allora

$$C_{1111} \eta_{11}^2 + 2 C_{1133} \eta_{11} \eta_{33} + (C_{2222} + C_{3333} \eta_{33}^2 - (\mu \ln p'/p_c)^2 = 0 \quad (8)$$

Conviene esprimere le variabili  $\eta_{ii}$  in termini di  $p'$  e  $q$ . Poiché

$$\sigma'_1 = p' + 2q/3$$

$$\sigma'_3 = p' - q/3$$

si ha  $\eta_{11} = 2/3\eta$ ,  $\eta_{33} = -1/3\eta$ . Quindi la (8) diviene

$$4/9 C_{1111} - 4/9 C_{1133} + 1/9 (C_{2222} + C_{3333}) \eta^2 - (\mu \ln p'/p_c)^2 = 0 \quad (9)$$

Il coefficiente di  $\eta^2$  nella (8) è sempre positivo per ogni  $\theta$  qualunque siano  $\alpha$  e  $\beta$ . Poiché nelle prove di compressione  $\eta$  è sempre positivo, la (9) si riduce alla

$$\eta + \frac{3\mu}{\sqrt{4 C_{1111} - 4 C_{1133} + C_{2222} + C_{3333}} \cdot \ln p'/p_c} = 0 \quad (10)$$

La (10) è formalmente uguale alla (5), basta porre

$$M = \frac{3\mu}{\sqrt{4 C_{1111} - 4 C_{1133} + C_{2222} + C_{3333}}}$$

$M$  risulta quindi una funzione di  $\theta$ . Indicheremo con  $M_H$  il valore di  $M$  per  $\theta = 0^\circ$  e con  $M_V$  il valore di  $M$  per  $\theta = 90^\circ$ . Se il materiale è isotropo

$$M = \sqrt{3/2} \mu$$

Per  $\alpha$  qualsiasi,  $M$  varia come indicato in Fig. 5. Conseguentemente varia la forma del

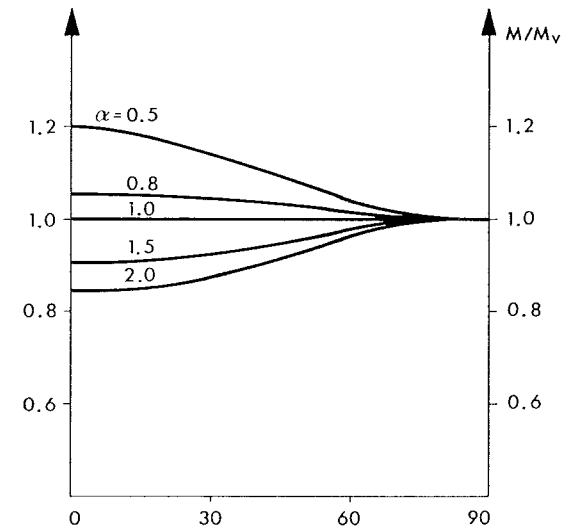
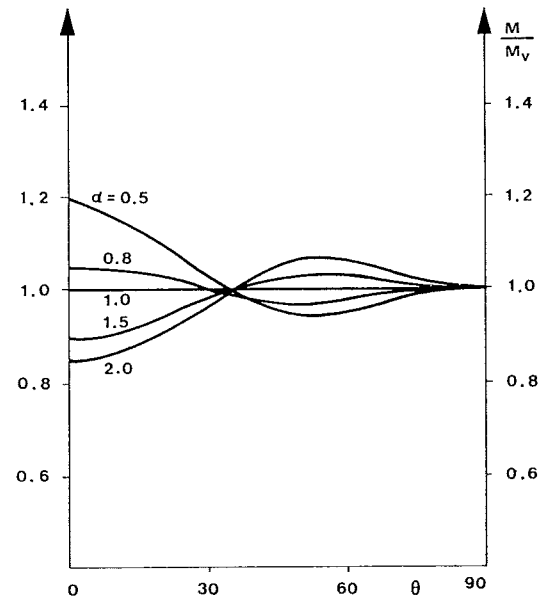


Fig. 5. - Variazione di  $M$  con  $\theta$ . a)  $\beta = 1$  b)  $\beta = \alpha + 1$

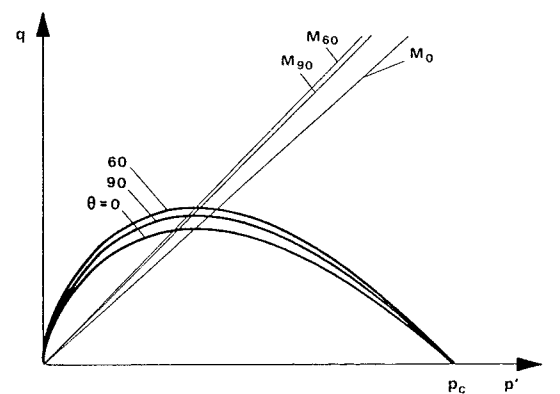


Fig. 6. - Differenti luoghi di plasticizzazione per  $\theta$  variabile ( $\alpha = 1.5$ ,  $\beta = 1.0$ ).

luogo di plasticizzazione. In Fig. 6 vengono mostrati alcuni luoghi per  $\alpha = 1.5$ ,  $\beta = 1.0$ .

#### 4. Determinazione di $C_u$ e confronti con i dati sperimentali

È ora possibile determinare il valore della coesione non drenata. Infatti dal momento che l'equazione (10) è formalmente uguale alla (5), il valore di  $C_u$  può essere ottenuto con una variazione formale dei risultati già ottenuti per materiale isotropo. In particolare  $C_u$  può essere determinata a partire dall'equazione del percorso degli sforzi efficaci in una prova non drenata per un materiale isotropo. Come mostrato da Nova [1977], l'equazione di questo stress path, a partire da una pressione di consolidazione isotropa, è data dall'equazione

$$q = M \frac{\lambda}{\lambda - k} p' \ln (p_c/p') \quad (12)$$

dove  $\lambda$  e  $k$  sono i moduli logaritmici di compressibilità volumetrica sotto carico isotropo (Fig. 7). L'unica differenza tra il modello originale e quello qui proposto consiste nel fatto che  $M$  dipende dall'orientazione del campione secondo la (11) e non è quindi una costante del materiale. Si noti che in questo modo si è assunto implicitamente che l'angolo tra il sistema di riferimento degli assi principali e quello interno del materiale non cambi. Ciò significa che si è tenuto conto soltanto dell'anisotropia strutturale, indotta dalla consolidazione, trascurando invece l'anisotropia dovuta allo stato di sforzo e di deformazione imposto sul provino durante la fase non drenata.

Il massimo valore di  $q$  si ha per  $q = M p'$ . Quindi il valore di  $p'$  a collasso,  $p'_f$ , è dato da

$$p'_f = p_c e^{-(1-k/\lambda)}$$

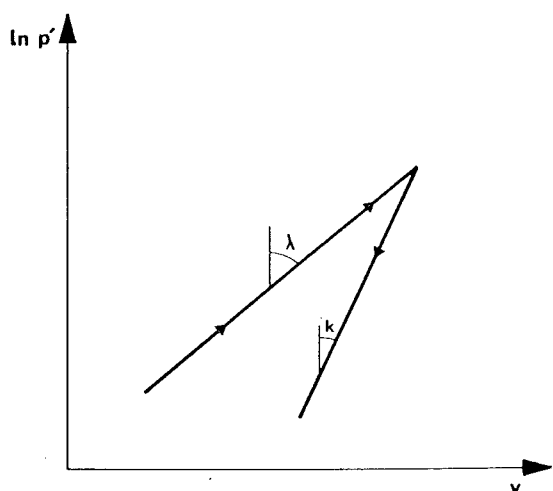


Fig. 7. - Consolidazione e rigonfiamento di una argilla vergine sotto carico isotropo ( $v$  = deformazione volumetrica).

e quindi il valore del deviatore a collasso è

$$q = M p_c e^{-(1-k/\lambda)}$$

Ma  $q = 2 C_u$ . Quindi infine

$$C_u = \frac{1}{2} M p_c e^{-(1-k/\lambda)} \quad (13)$$

Ne segue che  $C_u$  è una funzione dell'orientazione del provino. In particolare se si assume che il rapporto  $k/\lambda$  non dipenda da  $\theta$ , i diagrammi di Fig. 5 letti in scala  $2 C_u/p_c e^{-(1-k/\lambda)}$  sulle ascisse forniscono la variazione della coesione non drenata con l'inclinazione del campione.

Per giudicare sulla attendibilità della teoria è necessario un confronto con i dati sperimentali, ma a questo scopo bisogna fare qualche considerazione preliminare. Infatti in genere i dati riportati in letteratura si riferiscono a prove di compressione a espansione laterale libera, la cui interpretazione è oltremodo complicata dalla procedura di campionamento. Ciononostante, con l'aiuto di qualche ulteriore ipotesi, un confronto qualitativo è possibile.

Si consideri innanzi tutto un'argilla normalmente consolidata. Essa si troverà in situ nelle condizioni indicate dal punto A in Fig. 8. Se le operazioni di campionamento sono eseguite correttamente, durante il prelievo del campione non si ha variazione di contenuto d'acqua. Quindi, il percorso degli sforzi efficaci è quello di uno scarico in condizioni non drenate, cioè un segmento che, in prima approssimazione, può essere considerato verticale che porta lo stato di sforzo efficace in B. Poiché lo stato di sforzo totale sul campione è nullo dopo il prelievo, la pressione interstiziale dovrà essere pari a  $(-p_0)$ . Durante le successive operazioni di preparazione del campione l'acqua interstiziale non sarà in grado di sostenere questo alto livello-

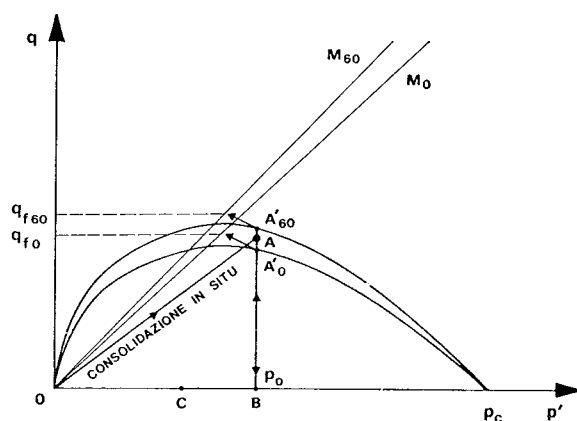


Fig. 8. - Prova di compressione ad espansione laterale libera: argilla normalmente consolidata.



lo di depressione e lo stato di sforzo efficace passerà al valore indicato dal punto C. Poiché è molto complesso quantizzare questa diminuzione di  $p'$ , e ciò va molto oltre i nostri scopi, assumeremo per semplicità che il campionamento avvenga in modo perfetto e quindi senza diminuzione di  $p'$ . Ciò porterà ad una sopravvalutazione della coesione non drenata rispetto a quella misurata sperimentalmente.

Si assuma quindi che da un blocco d'argilla consolidato verticalmente in situ vengano estratti alcuni campioni con diverse orientazioni. Vengano quindi effettuate delle prove di compressione ad espansione laterale libera. Essendo la prova 'veloce' essa sarà di fatto una prova non drenata. Poiché nella prima fase di carico per tutti i campioni il comportamento è elastico, lo stress path efficace sarà verticale <sup>(1)</sup>. Nel punto A' di Fig. 8, che dipende dall'orientazione del provino, si verificheranno le prime plasticizzazioni. Da questo punto in poi il comportamento sarà di tipo elastoplastico. Si avrà allora che l'equazione dello stress path è data da:

$$\eta = \eta_i(\theta) + \frac{M(\theta)}{1 - k/\lambda} \ln p_o/p' \quad (14)$$

dove  $\eta_i(\theta)$  è il valore del rapporto di carico in A'. D'altro canto per la (10)

$$\eta_i(\theta) = - M(\theta) \ln p_o/p_c$$

e il massimo valore di  $q$  lo si ha al collasso per  $\eta = M(\theta)$ . Quindi

$$q_f = M(\theta) p_o e^{-(1+\ln p_o/p_c)(1-k/\lambda)}$$

Poiché  $p_o$  è uguale per tutti i campioni, assumendo ancora che  $k/\lambda$  non dipenda da  $\theta$ , si ha che  $C_u = q_f/2$  varia come  $M(\theta)$  e quindi i risultati di Fig. 5 forniscono non solo la variazione di  $M$  con  $\theta$  ma anche quella della coesione non drenata ottenuta sia in prove CIU sia in prove ad espansione laterale libera, fatte salve naturalmente le ipotesi semplificative introdotte in precedenza.

I risultati teorici sono qualitativamente in buon accordo con i risultati sperimentali pubblicati nella letteratura relativi ad argille normalmente consolidate o debolmente sovracon-

<sup>(1)</sup> A rigore, essendo il terreno anisotropo, il percorso degli sforzi efficaci dipende dall'orientazione del campione anche in fase elastica. Si può mostrare però [PARRY e WROTH, 1977], che per un materiale elastico lineare ad isotropia polare il percorso degli sforzi efficaci è rettilineo e non si discosta molto dalla verticale per ogni valore di  $\theta$ .

solidate. Ad esempio i risultati trovati da MADHOLM [1974] per un'argilla tenera di Kings Lynn, sono molto ben descritti dalla curva teorica ottenuta ponendo  $\alpha = 1.5$ ,  $\beta = 1$  (Fig. 9). I risultati riportati da Lo [1965], ottenuti su campioni di Welland Clay, sono invece ben interpretati se si pone  $\alpha = 4.1$ ,  $\beta = \frac{\alpha + 1}{2} = 2.55$ .

Si può notare che in questo caso la curva teorica è molto prossima all'ellisse corrispondente alla relazione empirica di CASAGRANDE e CARRILLO [1954] (Fig. 10). Questo risultato è generale e vale qualunque sia  $\alpha$  per  $\beta = \frac{\alpha + 1}{2}$ .

Il vantaggio della formulazione proposta è quindi duplice. In primo luogo essa è più flessibile della relazione empirica e riesce ad interpretare i risultati sperimentali anche quando quest'ultima fallisce. Inoltre dà una giusti-

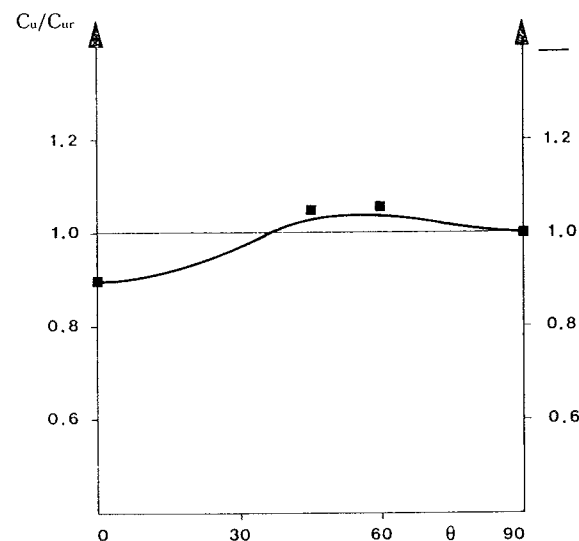


Fig. 9. - Confronto tra dati sperimentali [MADHOLM, 1974] e dati calcolati ( $\alpha = 1.5$ ,  $\beta = 1.0$ ).

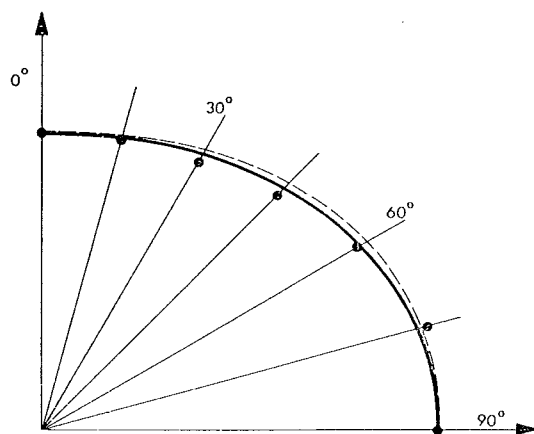


Fig. 10. - Confronto tra dati sperimentali [Lo, 1965], dati calcolati ( $\alpha = 4.1$ ,  $\beta = 2.55$ ) - linea continua - e l'ellisse di Casagrande e Carrillo - linea tratteggiata.  $C_{uv} = 1.0$ .

ficazione razionale alla relazione empirica e, per la sua generalità, può essere impiegata in programmi di calcolo basati sul metodo degli elementi finiti per la soluzione di problemi al contorno in cui le condizioni di carico siano più complesse di quelle proprie di una prova triassiale ordinaria.

Si noti infine come a seconda del valore di  $\alpha$ , la resistenza per  $\theta = 0^\circ$  possa essere maggiore o minore di quella per  $\theta = 90^\circ$ , come sperimentalmente trovato da HVORSLEV [1960] su campioni di Argilla di Vienna e Klein Belt Ton.

Se l'argilla è sovraconsolidata (Fig. 11), l'analisi diviene più complessa. Infatti la situazione del terreno in situ non sarà più rappresentata dal punto A, ma dal punto B conseguente ad uno scarico avvenuto in situ. La curva AB può essere rappresentata dall'equazione

$$\eta = \eta_A + m \ln p'/p_A$$

come proposto da WROTH [1972], dove  $m$  è un parametro che dipende dall'indice di plasticità dell'argilla.

A meno che la sovraconsolidazione non sia molto piccola, la pressione isotropa efficace esistente in situ  $p_i$  è minore della pressione  $\hat{p}$  che divide le zone di comportamento elastoplastico fragile,  $p' < \hat{p}$ , e duttile  $p' > \hat{p}$  [SCHOFIELD e WROTH, 1968]. Se si assume ancora che l'acqua interstiziale sia in grado di sostenere la depressione ( $-p_i$ ) e che il comportamento all'interno del luogo di plasticizzazione sia elastico, il primo tratto del percorso degli sforzi efficaci nella prova di compressione ad espansione laterale libera è dato dal segmento verticale CD. In D inizia una nuova fase elastoplastica che termina con deformazioni deviatoriche illimitate quando viene raggiunto il punto

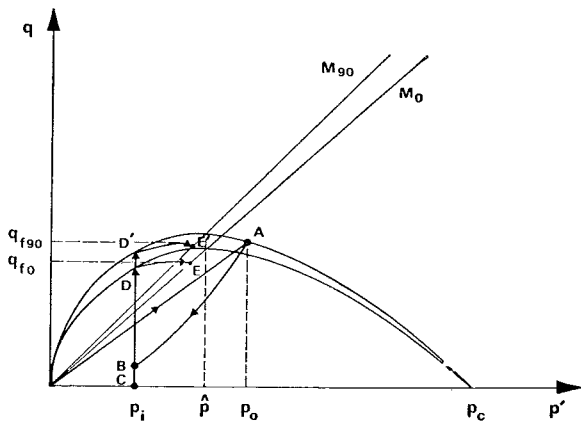


Fig. 11. - Prove di compressione ad espansione laterale libera: argilla sovraconsolidata.

E sulla retta  $\eta = M(\theta)$ . Il valore di  $C_u$  è, al solito, la metà del massimo valore di  $q$ . In genere però questo valore non coincide con  $q_E$ . Per trovare dunque il massimo valore di  $q$  basta imporre che

$$\partial q / \partial p' = 0$$

Poiché l'equazione dello stress path è ancora data dalla (14), come è facile dimostrare, ne segue che  $q = q_E$  quando

$$\eta = M(\theta)/(1 - k/\lambda) \quad (15)$$

Si definisca ora  $\eta_i$  il rapporto di carico all'inizio della nuova fase elastoplastica. Sostituendo la (15) nella (14) si ha che il massimo valore di  $q$  è dato da

$$q_E = p_i e^{-\{1 - (\eta_i/M)(1 - k/\lambda)\}}$$

Poiché però per la (10)

$$\eta_i = -M(\theta) \ln p_i/p_c$$

si ha infine che

$$C_u \equiv q_E/2 = 0.5 M(\theta)/(1 - k/\lambda) \cdot p_i e^{-\{1 + (\ln p_i/p_c)(1 - k/\lambda)\}}$$

Se si ammette ancora che  $k/\lambda$  non dipenda da  $\theta$ , si vede come il diagramma di Fig. 5 fornisca la variazione  $C_u(\theta)$  anche per argille sovraconsolidate.

Tuttavia, va notato che da un punto di vista quantitativo la validità di questo risultato è ancora meno certa che nel caso delle argille normalmente consolidate. Infatti lo stress path non drenato per argille sovraconsolidate si discosta notevolmente dal percorso CDE di Fig. 11. Ciò è dovuto al fatto che il comportamento all'interno del luogo di plasticizzazione non può essere descritto sufficientemente bene da una legge elastica, anche se non lineare, come quella usata nel modello di Cam Clay e impiegata in questa sede. Una descrizione molto migliore viene data dal modello paelastico dovuto a NOVA e HUECKEL [1979], ma sarebbe troppo complesso tenerne conto in questa sede. Ciò nonostante, qualche confronto qualitativo può essere comunque effettuato.

Ad esempio si può vedere come varia  $C_u$  con il rapporto di sovraconsolidazione OCR e con  $\theta$ . Per far questo è necessario prima di tutto

esprimere il rapporto  $p_i/p_c$  in termini di OCR. Dalla (10) si ha

$$p_c = p_o \exp \eta_o/M_v$$

Poiché quando  $p' = p_o$ ,  $\sigma'_v = \sigma'_{v \max}$  e  $\sigma'_h = k_o^{nc} \sigma'_v$ , dove  $k_o^{nc}$  è il coefficiente di spinta a riposo per l'argilla normalmente consolidata, si ha:

$$p_o = \sigma'_{v \max} (1 + 2 k_o^{nc})/3$$

Poiché  $OCR \equiv \sigma'_{v \max}/p_i$  segue quindi che (2)

$$C_u/p_i = 0.5 M(\theta)/(1 - k/\lambda) \cdot \exp \{ - [1 + \ln (3/(OCR (1 + 2 k_o^{nc})) + - \eta_o/M_v)] (1 - k/\lambda) \}$$

Il rapporto tra le coesioni non drenate di due provini con diverse inclinazioni dipende perciò solo dai rapporti tra i corrispondenti valori di  $M$  e non dal rapporto OCR. Questo risultato è verificato sperimentalmente. Infatti, se si riportano i valori ottenuti da DUNCAN e SEED [1966], come fatto in Fig. 12, si scopre che il rapporto tra i valori di  $C_u$  per provini verticali e per provini orizzontali oscilla attorno al valore 1.19. Inoltre se si assume per  $M_v$  un valore  $M_v = 1.04$  corrispondente a  $\Phi' = 26^\circ$ , deducibile dai diagrammi degli stessi autori, e attribuendo valori ragionevoli a  $k_o^{nc}$  e  $k/\lambda$  quali  $k_o^{nc} = .55$  e  $k/\lambda = .2$ , si possono calcolare gli andamenti di  $C_u$  al variare di OCR per  $\theta = 90^\circ$  e  $\theta = 0^\circ$ . Si può vedere in Fig. 13 che qualitativamente gli andamenti sono simili a quelli sperimentali. Quantitativamente c'è una differenza costante di circa il 30%. Ciò può essere dovuto in parte ad una non corretta scelta di  $k_o^{nc}$  e  $k/\lambda$ , ma soprattutto è dovuto alla forma assunta dalla superficie di plasticizzazione (Fig. 4) che è purtroppo lontana dalla realtà sperimentale anche per materiali isotropi. È possibile che utilizzando l'espressione proposta dall'autore [NOVA, 1979] per argille isotrope si ottengano risultati quantitativamente più attendibili come già avviene per argille isotrope.

(2) Si noti che a rigore questa equazione vale solo se  $\partial q/\partial p|\eta_i > 0$ . Ciò accade per

$$OCR > 3/(1 + 2 k_o) \cdot \exp \left[ \frac{1}{1 - k/\lambda} - \eta_o/M_v \right]$$

Per i normali valori di  $k_o$ ,  $k/\lambda$  e  $M_v$  ciò significa  $OCR > 2.5$ .

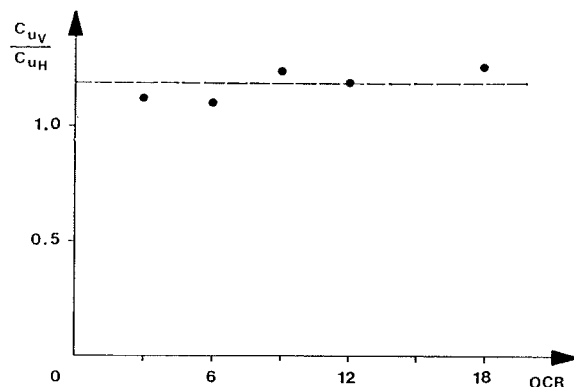


Fig. 12. - Rapporto  $C_{uv}/C_{uH}$  per diversi gradi di sovraconsolidazione.

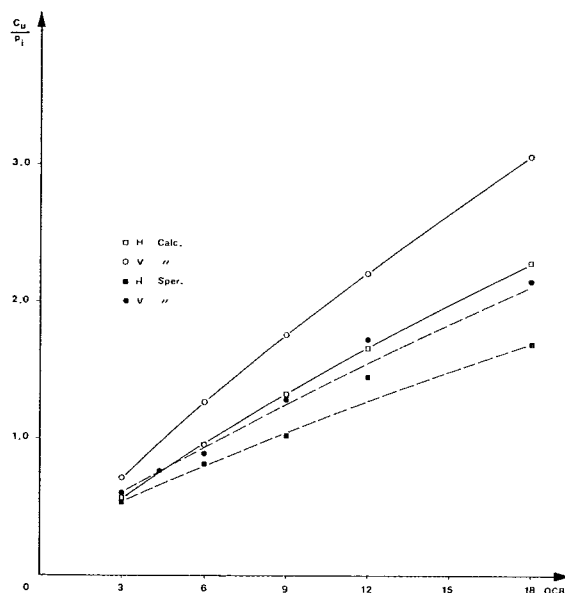


Fig. 13. - Variazione della coesione non drenata in funzione del grado di sovraconsolidazione per campioni verticali e orizzontali.

## 5. Conclusioni

La resistenza non drenata di un'argilla con un dato contenuto d'acqua non è dunque unica ma dipende da molti fattori. In primo luogo essa dipende dalle condizioni esterne di sforzo e deformazione imposte sul terreno e quindi dipende dal tipo di prova effettuata per determinarla. In generale la resistenza non drenata in condizioni di deformazione piana è superiore alla resistenza in prove triassiali di compressione che a sua volta è superiore alla resistenza ottenuta in prove triassiali di estensione. Questa differenza è tanto più marcata quanto maggiore è l'angolo d'attrito efficace del terreno. Questa differenza tra i valori di  $C_u$  è spesso attribuita ad una anisotropia indotta dallo stato di sforzo. In realtà non si tratta di una vera e propria anisotropia, nel senso con cui questo

termine viene usato in Meccanica dei Solidi, dal momento che essa si manifesterebbe anche se il terreno fosse inizialmente isotropo e isotropo rimanesse anche sotto uno stato di sforzo e di deformazione imposto. Alla stessa stregua potrebbe essere considerato anisotropo un qualsiasi materiale la cui superficie di rottura non coincidesse con il criterio di von Mises. Una simile definizione di anisotropia può essere pericolosa, perché crea una inutile confusione con l'anisotropia effettivamente indotta, anche su un materiale inizialmente isotropo, dagli sforzi e dalle deformazioni imposte.

Questi, infatti, possono alterare la struttura interna del materiale. Ad esempio un'argilla che subisca un processo di consolidazione monodimensionale sotto valori non trascurabili di sforzo avrà, alla fine della consolidazione, le particelle orientate in direzione ortogonale a quella di consolidazione.

La formulazione di un modello costitutivo che tenga conto anche di questo fenomeno è attualmente allo studio. In questo articolo ci si è invece limitati a formulare un possibile modello che tenga conto soltanto dell'anisotropia strutturale, che per le argille coincide praticamente con l'anisotropia indotta dalla consolidazione in situ, assumendo che essa non vari in successive fasi di carico. Si è mostrato che una variazione formale del modello originario di Cam Clay può fornire una base di partenza a questo scopo. Infatti, grazie ad una serie di ragionevoli assunzioni, è possibile mostrare che il modello predice bene qualitativamente, ed in alcuni casi anche quantitativamente, l'andamento di  $C_u$  di argille normalmente consolidate al variare dell'orientazione del provino, sia per prove CIU che per prove ad espansione laterale libera. Per argille sovraconsolidate il modello può qualitativamente predire l'andamento di  $C_u$  con il grado di sovraconsolidazione e con l'orientazione del provino.

Il presente articolo costituisce solo il primo passo verso la definizione di un modello costitutivo che possa tener conto di tutti i fenomeni connessi all'anisotropia delle argille e di tutti i materiali di interesse geotecnico, in modo soddisfacente anche dal punto di vista quantitativo. Una volta che questo obiettivo fosse raggiunto, si avrebbe a disposizione uno strumento che oltre a permettere di 'spiegare' fenomenologicamente il perché di certi risultati sperimentali, potrebbe essere di grande aiuto anche per la soluzione numerica di problemi al contorno con il metodo degli elementi finiti. Infat-

ti, malgrado l'inevitabile complicazione formale che l'anisotropia comporta, il costo di un'analisi passo-passo con il metodo degli elementi finiti non differisce quantitativamente in modo apprezzabile sia che si usi un sofisticato modello elastoplasico sia che si utilizzi un modello semiempirico come quello di DUNCAN e CHANG [1970]. Infatti il costo dell'elaborazione è strettamente legato al riaggiornamento della matrice di rigidità ad ogni passo di carico ed alla conseguente soluzione di un nuovo sistema di equazioni lineari, cosa inevitabile in ambedue i casi. La soluzione parametrica di tipici problemi di ingegneria geotecnica, quale ad esempio la determinazione per via numerica della capacità portante di una fondazione superficiale in terreno anisotropo, permetterebbe la tabellazione di coefficienti  $N_c$  che potrebbero risultare molto utili in pratica.

#### BIBLIOGRAFIA

- BISHOP A. W. (1966) - *Strength of Soils as Engineering Materials*, 6th Rankine Lecture, Geotechn., 16, 2, 89-130.
- BOEHLER J. P., SAWCZUK A. (1970) - *Equilibre limite des sols anisotropes*. J. de Mécanique, 9, 1, 5-33.
- CAQUOT A., KERISEL J. (1956) - *Traité de mécanique des sols*, Gauthier-Villars.
- CASAGRANDE A., CARRILLO N. (1954) - *Shear Failure of Anisotropic Materials*, in « Contributions to Soil Mechanics », 1941-1953, Boston Soc. Civil Eng.
- DAVIS E. H., CHRISTIAN J. T. (1971) - *Bearing Capacity of Anisotropic Cohesive Soils*, ASCE J. SMFE, 97, SM5, 753-769.
- DUNCAN J. M., CHANG C. Y. (1970) - *Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils*, ASCE J. SMFE, 96, SM5, 1629-1653.
- DUNCAN J. M., SEED H. B. (1966) - *Anisotropy and Stress Reorientation in Clay*, ASCE J. SMFE, 90, SM5, 21-50.
- HANSEN J. B., GIBSON R. E. (1948) - *Undrained-Shear Strengths of Anisotropically Consolidated Clays*, Geotechn., 1, 3, 189-204.
- HILL R. (1950) - *The Mathematical Theory of Plasticity*, Oxford University Press.
- HVORSLEV M. J. (1960) - *Physical Components of the Shear Strength of Saturated Clays*, ASCE Res. Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, Denver, 169-273.
- LADD C. C., FOOT R., ISHIHARA K., SCHLOSSER F., POULOS H. G. (1977) - *Stress-Deformation and Strength Characteristics*, State-of-the-art paper, IX ICSMFE, Tokyo.
- LO K. Y. (1965) - *Stability of Slopes in Anisotropic Soils*, ASCE J., SMFE, 91 SM4, 133-156.
- MADHLOM A. A. W. A. (1973) - *The Undrained Shear Strength of a Soft Silty Clay from Kings Lynn, Norfolk*, M. Phil. Thesis, Univ. of Surrey.
- MITCHELL J. K. (1956) - *The Fabric of Natural Clays and its Relation to Engineering Properties*, Proc. Highwal Res. Bd., Washington, 35, 693-713.
- NOVA R. (1977) - *On the Hardening of Soils*, Arch. Mech. Stosow, 29, 3, 445-458.
- NOVA R. (1979) - *Un modello costitutivo per l'argilla*, Riv. Ital. di Geotecnica, 13, 1, 37-54.
- NOVA R., HUECKEL T. (1979) - *An Engineering Theory of Soil Behaviour in Unloading and Reloading*, Technical Report 3/79 ISTC Milano.

- PARRY R. H. G., NADARAJAH V. (1974) - *Observations on Laboratory Prepared Lightly Overconsolidated Kaolin*, Geotechn., 24, 345-357.
- PARRY R. H. G., WROTH C. P. (1977) - *Shear Properties of Soft Clays*, state-of-the-Art paper, Soft Clays, 5th SEAC SMFE, Bangkok.
- SCHOFIELD A. N., WROTH C. P. (1968) - *Critical State Soil Mechanics*, Wiley.
- WESLEY L. D. (1975) - *Influence of Stress Path and Anisotropy on the Behaviour of Soft Alluvial Clay*, Ph. D. Thesis, Imperial College, London.
- WROTH C. P. (1975) - *In Situ Measurements of Initial Stresses and Deformation Characteristics*, State-of-the-art paper, Sessione IV, GED Speciality Conference on « In Situ Measurement of Soil Properties », Raleigh, North Carolina.

#### SUMMARY

##### **On shear strength anisotropy of clay**

The aim of this paper is to study the effects of inherent anisotropy on the undrained strength of a clay.

After a short discussion of the pseudoanisotropy of the undrained cohesion of an inherently isotropic clay, which is merely due to the anisotropy of the imposed state of stress, the behaviour of a clay with preferred orientation of particles is considered. It is shown that the behaviour prior to failure may be qualitatively described by an extension of the original Cam Clay model. The new model is obtained by means of an anisotropy quadruple tensor that is applied to the stress deviator.

In standard triaxial conditions, the equation of the yield locus is formally identical to that of the original model. It is then straightforward to determine the undrained strength via the effective stress path equation. The constitutive parameters, however, and then the undrained cohesion which depends on them, vary with the sampling direction. It is shown that the theoretical results are qualitatively in agreement with data published in the literature.

The present paper allows to test the possibility to formulate a constitutive model to interpret the mechanical behaviour of samples of clay with marked anisotropy. The obtained results allow to conclude that the followed path of reasoning is successful, but further refinements of the model are necessary to get good quantitative agreement with the experimental data.