

Anisotropia della resistenza non drenata di argille normalmente consolidate**

L. CAVALERA, G. SCARPELLI *

SOMMARIO: Si propone un'interpretazione teorica dell'anisotropia della resistenza non drenata riscontrata in prove sperimentali, triassiali e di taglio.

Lo studio è rivolto all'analisi dell'anisotropia indotta dal riorientamento delle direzioni principali delle tensioni che avviene nel passaggio dalla fase di consolidazione anisotropa, a quella di rottura. L'anisotropia delle caratteristiche intrinseche di resistenza e di deformabilità non viene considerata.

Si analizzano i casi relativi ad uno stato tensionale piano e tridimensionale in condizioni di assial simmetria e di deformazione piana.

Le previsioni teoriche sono quindi confrontate con i risultati sperimentali ottenuti sull'argilla di Fiumicino e con quelli di alcuni materiali argillosi pubblicati nella letteratura.

Si introduce inoltre un « grado di anisotropia indotto » di cui si studia la variazione con i parametri intrinseci del terreno.

1. Introduzione

Contrariamente alle ipotesi in genere assunte nella pratica applicativa, il terreno manifesta un comportamento anisotropo rispetto ai parametri fisici e meccanici che lo caratterizzano. Numerosi studi, essenzialmente empirici, sul comportamento meccanico di terreni argillosi saturi, hanno inoltre mostrato come le proprietà significative di tali materiali, spesso dipendano dalle sollecitazioni subite con l'evolversi del tempo.

Alcuni risultati sperimentali recentemente ottenuti su una argilla tenera, hanno evidenziato, in particolare, una marcata anisotropia della resistenza non drenata.

Si è osservata infatti, in una serie di prove di taglio su provini indisturbati, una sensibile variazione della resistenza c_u , con l'inclinazione del piano di scorrimento. In una serie di prove triassiali, si è inoltre riscontrata, una forte variazione dei valori di resistenza, a rottura, in compressione ed estensione.

È opportuno sottolineare, che in un terreno argilloso saturo, sono possibili due tipi di anisotropia:

— un'anisotropia *intrinseca*, legata alla configurazione dello scheletro solido;

— un'anisotropia *indotta* (che può sussistere anche in un mezzo isotropo) dipendente da uno stato anisotropo di consolidazione (primaria) e dalla rotazione delle direzioni principali.

Studiando il problema sotto l'aspetto fenomenologico, è possibile determinare la risultante dei due effetti; in questo ambito si collocano gli studi di BJERRUM presentati al Convegno di Mosca nel 1973. Nella sua trattazione, Bjerrum evidenzia come alcuni risultati sperimentali ottenuti sulle argille norvegesi siano riconducibili ad una relazione tra la resistenza non drenata e la direzione degli assi di sollecitazione, conseguenza essa stessa di tutti quei fenomeni che accompagnano il processo di consolidazione anisotropa, a livello macro e microstrutturale.

La regolarità della variazione della c_u , che ne risulta, suggerisce di affrontare anzitutto lo studio della componente *indotta* dell'anisotropia, che dipendendo solo dal riorientamento delle direzioni principali, è interpretabile analiticamente.

2. Effetto del riorientamento delle direzioni principali

Comunemente la resistenza non drenata di un'argilla, quando dedotta da prove di laboratorio, fa riferimento a percorsi tensionali particolari. Ne sono un esempio quelli che si hanno in una prova triassiale in cui un provino cilindrico, soggetto ad uno stato di tensione inizialmente idrostatico, viene portato a rottura per

* Dott. Ing. Laura CAVALERA, dott. ing. Giuseppe SCARPELLI, borsisti C.N.R. presso la Cattedra di *Meccanica delle Terre e Tecnica delle Fondazioni*, Istituto di Scienza delle Costruzioni, Facoltà di Ingegneria, Università degli Studi di Roma.

** Lavoro svolto con il contributo del C.N.R. (contratto 78.01572.07).

incremento della tensione assiale, mantenendo il drenaggio impedito; ovvero quelli di un *vane test* in cui la rottura viene ancora raggiunta a partire da uno stato idrostatico delle tensioni.

In realtà, i percorsi delle tensioni che interessano un volume di terreno *in situ* raramente sono del tipo descritto in precedenza. Le condizioni di rottura vengono raggiunte a partire da uno stato tensionale anisotropo (in cui le direzioni principali sono generalmente quella orizzontale, e quella verticale), attraverso una rotazione degli assi principali, la cui entità dipende da come vengono applicati gli incrementi di tensione: in particolare dal rapporto fra la componente deviatorica ed idrostatica di questi. Di conseguenza la resistenza c_u che il terreno sviluppa in condizioni non drenate viene ad essere una funzione delle caratteristiche intrinseche di deformabilità e di resistenza e rappresenta, mediante la sua variazione con la giacitura, la risposta del materiale ai diversi percorsi di carico seguiti.

Stato tensionale piano

Si supponga di seguire l'evolversi dello stato tensionale in un elementino piano di terreno, che da uno stato iniziale definito dalle tensioni litostatiche efficaci $\sigma'_a \equiv \sigma'_{10}$, $\sigma'_1 \equiv \sigma'_{30}$ (rispettivamente agenti secondo la verticale e l'orizzontale), giunga a rottura per applicazioni di due incrementi principali $\Delta\sigma_a$, $\Delta\sigma_1$, agenti in un sistema di riferimento ruotato di un angolo α rispetto a quello iniziale.

Poiché tali incrementi vengono applicati in condizioni *non drenate*, necessariamente insorgono sovrappressioni interstiziali la cui entità può essere valutata con espressioni di carattere generale valide per terreni saturi, del tipo:

$$\Delta u = \frac{I_1(\Delta)}{3} + a I_2(\Delta) \quad (1)$$

In questa espressione la sovrappressione Δu è funzione del primo e secondo invariante degli incrementi di tensione:

$$I_1(\Delta) = \Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3$$

$$I_2(\Delta) = [(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)^2 + (\Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3)^2 + (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)^2]^{1/2}$$

tramite il parametro a che si assume indipendente dal percorso di carico. In particolare per un sistema di tensioni piano, la (1) diventa:

$$\Delta u = \frac{\Delta\sigma_a + \Delta\sigma_1}{2} + a (\Delta\sigma_a - \Delta\sigma_1)$$

dove $a = A - \frac{1}{2}$, con A , parametro delle

pressioni interstiziali definito da SKEMPTON [1954].

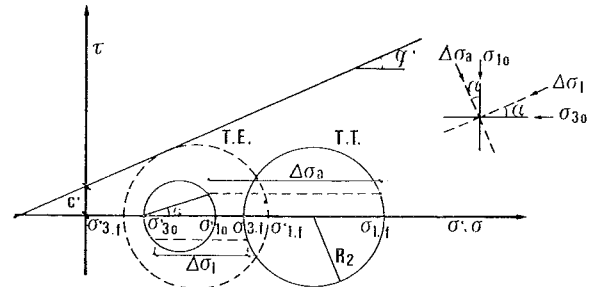


Fig. 1. - Stato tensionale iniziale e finale (in tensioni efficaci e totali) per un caso di compressione assiale.

Lo stato tensionale finale è rappresentato in fig. 1 dai cerchi di Mohr che si ottengono (per un caso di compressione assiale in cui $\Delta\sigma_a > \Delta\sigma_1$) rispettivamente in tensioni totali e in tensioni efficaci. Quest'ultimo rappresenta uno stato di rottura, quando risulta tangente alla retta di Coulomb, cioè quando è soddisfatta la relazione:

$$R_2 = c' \cos \phi' + p'_f \sin \phi' \equiv c_u \quad (2)$$

essendo p'_f il valore della pressione media efficace in condizioni di rottura.

$$p'_f = p_f - \Delta u = \frac{\sigma'_{10} + \sigma'_{30}}{2} + \frac{\Delta\sigma_a + \Delta\sigma_1}{2} - \Delta u =$$

$$= \frac{\sigma'_{10} + \sigma'_{30}}{2} - a (\Delta\sigma_a - \Delta\sigma_1)_f$$

Se in particolare si pone $\sigma'_{30} = K_0 \sigma'_{10}$, la combinazione delle due, permette di ottenere:

$$\frac{c_u}{\sigma'_{10}} = \frac{c' \cos \phi'}{\sigma'_{10}} + \left[\frac{1 + K_0}{2} + \right.$$

$$\left. - a (\Delta\sigma_a - \Delta\sigma_1)_f \right] \sin \phi' \quad (3)$$

nella quale rimane incognito il valore del deviatore degli incrementi di tensione $(\Delta\sigma_a - \Delta\sigma_1)_f$, capace di rendere lo stato tensionale finale uno stato limite.

D'altra parte, se ad uno stato iniziale σ'_{10} , σ'_{30} , si applicano gli incrementi principali $\Delta\sigma_a$, $\Delta\sigma_1$, in un sistema ruotato di un angolo α , il raggio del cerchio di Mohr risulta:

$$R_2 = \left[\left[\frac{\sigma'_{10} + \sigma'_{30}}{2} \right]^2 + (\Delta\sigma_a - \Delta\sigma_1)^2 + \frac{\sigma'_{10} - \sigma'_{30}}{2} \cdot 2(\Delta\sigma_a - \Delta\sigma_1) \cos 2\alpha \right]^{1/2}$$

che, nel caso in cui $\sigma'_{30} = K_o \cdot \sigma'_{10}$, diventa:

$$R_2 = \left[\left[\frac{1 + K_o}{2} \right]^2 + (\Delta\sigma_a - \Delta\sigma_1)^2 \cdot \frac{1}{\sigma'_{10}{}^2} + (1 - K_o) + (\Delta\sigma_a - \Delta\sigma_1) \frac{\cos 2\alpha}{\sigma'_{10}} \right]^{1/2} \quad (4)$$

Eguagliando le espressioni (3) e (4), si ottiene un'equazione di 2° grado che risolve l'incognita $(\Delta\sigma_a - \Delta\sigma_1)_f$ e quindi $\frac{c_u}{\sigma'_{10}}$.

In conclusione la semplice ipotesi che l'incremento di pressione interstiziale dipenda dai primi due invarianti dell'incremento di tensione applicata, porta ad una anisotropia della resistenza non drenata ogni qualvolta lo stato tensionale iniziale non sia isotropo.

Il valore assoluto della resistenza non drenata risulta funzione dello stato tensionale iniziale, dei parametri di resistenza in termini di tensioni efficaci c' , ϕ' e dell'angolo α .

Alcuni andamenti caratteristici di $\frac{c_u}{\sigma'_{10}} = \frac{c_u}{\sigma'_{10}}(\alpha)$ sono riportati in fig. 2.

L'espressione della resistenza così ottenuta, non tiene conto di anisotropie intrinseche del mezzo.

È evidente come per un'analisi più completa dell'anisotropia, occorrerebbe considerare la variabilità delle caratteristiche di resistenza in termini di tensioni efficaci, o di quelle di deformabilità, causa, quest'ultima, di un'anisotropia della risposta nelle pressioni (variazioni di a).

Allo scopo di sintetizzare i risultati ottenuti, è possibile definire un grado di anisotropia:

$$G = 1 - \frac{c_{u \text{ min}}}{c_{u \text{ max}}}$$

e studiarne la variazione in funzione dei parametri c' , ϕ' , a .

Gli andamenti di G che se ne ottengono sono riportati in fig. 3 per $c' = 0$ e $c' \neq 0$.

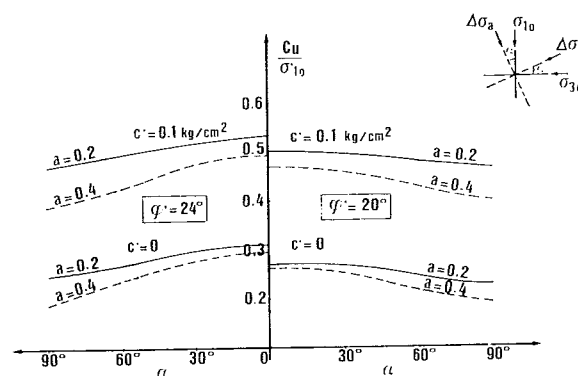


Fig. 2. - Stato tensionale piano: andamenti caratteristici del rapporto tra la resistenza non drenata e la pressione di consolidazione.

Le considerazioni svolte per il problema piano sono facilmente estendibili ad un problema tridimensionale, sia con l'ipotesi di assial-simmetria, condizione in cui spesso si opera nella deduzione dei risultati sperimentali, sia con la ipotesi di deformazione piana, con maggiore aderenza ai più frequenti problemi applicativi.

Lo studio dell'effetto del riorientamento delle direzioni principali sul valore della resistenza non drenata c_u , è stato affrontato in precedenza da HANSEN e GIBSON [1949] e DUNCAN e SEED [1966a; 1966b] che, muovendo dalle stesse ipotesi sul comportamento dello scheletro solido, hanno trattato il problema in forma particolare, riferendosi a parametri di derivazione empirica. Infatti, sotto l'aspetto teorico, entrambe le analisi si limitano ad esaminare il problema del riorientamento per il solo caso tensionale piano con il quale sono confrontati vari risultati sperimentali.

La presente trattazione del caso tridimensionale permette invece di separare le condizioni di simmetria radiale da quelle di deformazione piana e quindi di affrontare il confronto con i risultati sperimentali con maggiore generalità. Inoltre le sovrappressioni interstiziali sono

messe in relazione con le variazioni di tensione attraverso parametri indipendenti dalle modalità di prova.

Si può rilevare come nello studio svolto da DUNCAN e SEED [1966b] in cui viene utilizzata l'espressione $\Delta u = \Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$ compare necessariamente una valutazione dell'anisotropia del parametro A, che non dipende unicamente dalla valutazione delle caratteristiche intrinseche di deformabilità, ma anche dai percorsi di carico seguiti. Ciò rende concettualmente più difficile la separazione degli effetti dell'anisotropia strutturale da quelli indotti dagli stati tensionali.

3. Estensione al caso tridimensionale in condizioni di assial-simmetria

Uno stato tensionale iniziale, in cui σ'_a e $\sigma'_r = K_o \sigma'_a$ siano tensioni principali, può essere rappresentato dalla matrice $[\sigma'_{in}]$.

$$[\sigma'_{in}] = \sigma'_a \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & K_o & 0 \\ 0 & 0 & K_o \end{bmatrix}$$

Supponendo di applicare gli incrementi di tensione totali principali $[\Delta \sigma]$

$$[\Delta \sigma] = \begin{bmatrix} \Delta \sigma_a & 0 & 0 \\ 0 & \Delta \sigma_r & 0 \\ 0 & 0 & \Delta \sigma_r \end{bmatrix}$$

in un sistema di riferimento ruotato di α intorno ad uno degli assi principali iniziali, lo stato tensionale *totale* finale risulta definito dalla matrice $[\sigma_f]$.

$$[\sigma_f] = [A]^T [\sigma'_{in}] [A] + [\Delta \sigma]$$

dove [A] è la matrice dei coseni direttori che definiscono la trasformazione di coordinate. Ad esso corrisponde uno stato tensionale *efficace* ottenuto da quello precedente per sottrazione di una matrice delle sovrappressioni interstiziali indotte [U].

$$[U] = \begin{bmatrix} \Delta u & 0 & 0 \\ 0 & \Delta u & 0 \\ 0 & 0 & \Delta u \end{bmatrix}$$

Osservando che nel caso di simmetria radiale, la (1) diviene:

$$\Delta u = \frac{\Delta \sigma_a + 2\Delta \sigma_r}{3} + a \sqrt{2} (\Delta \sigma_a - \Delta \sigma_r)$$

$$\text{con } a = \left[A - \frac{1}{3} \right] / \sqrt{2}$$

si avrà

$$[\sigma'_f] = [A]^T [\sigma_{in}] [A] + [\Delta]$$

in cui:

$$[\Delta] = [\Delta \sigma] - [U] = \begin{bmatrix} \left[\frac{2}{3} - a \sqrt{2} \right] (\Delta \sigma_a - \Delta \sigma_r) & 0 & 0 \\ 0 - \left[\frac{1}{3} + a \sqrt{2} \right] (\Delta \sigma_a - \Delta \sigma_r) & 0 & 0 \\ 0 & 0 - \left[\frac{1}{3} + a \sqrt{2} \right] (\Delta \sigma_a - \Delta \sigma_r) & 0 \end{bmatrix}$$

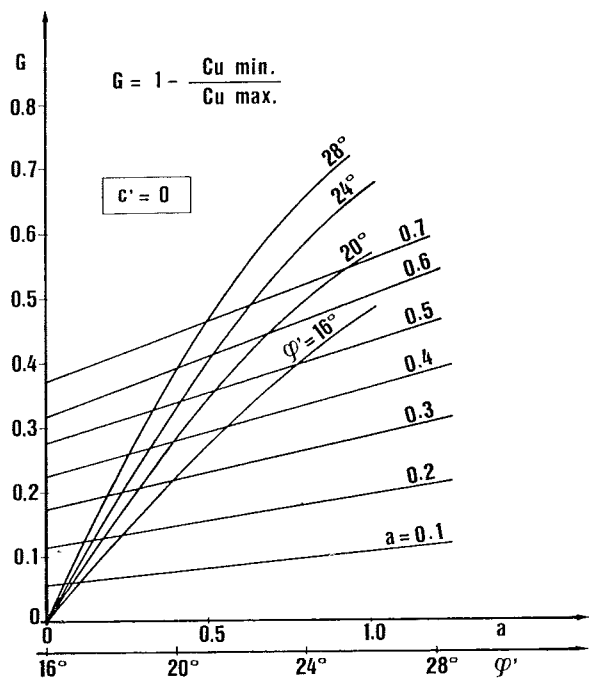
Nell'ipotesi in cui $(\Delta \sigma_a - \Delta \sigma_r) = (\Delta \sigma_a - \Delta \sigma_r)_f$, lo stato tensionale efficace sarà tale da soddisfare le condizione di rottura:

$$\frac{\sigma'_{1f} - \sigma'_{3f}}{2} = c' \cos \varphi' + \frac{\sigma'_{1f} + \sigma'_{3f}}{2} \sin \varphi'$$

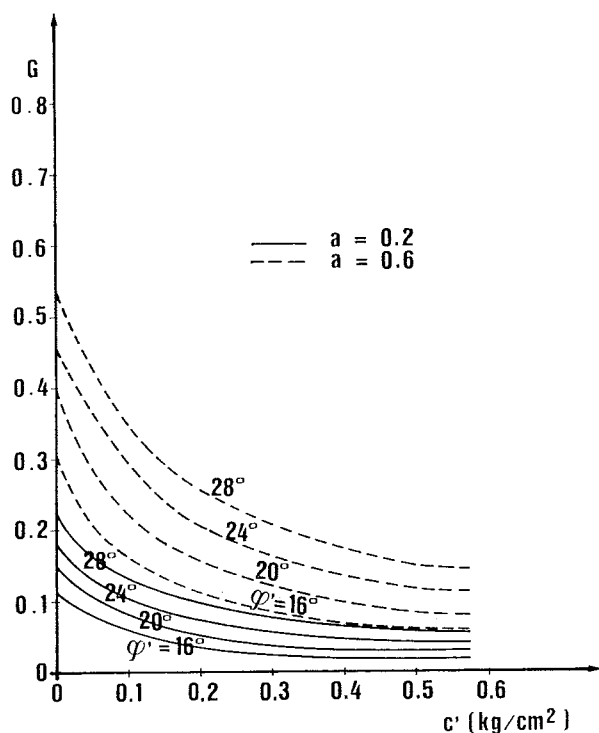
Si osservi che, come nel caso tensionale piano, per la soluzione del problema è sufficiente conoscere, oltre l'angolo α , la sola differenza $(\Delta \sigma_a - \Delta \sigma_r)_f$, deviatore degli incrementi di tensione, e non i singoli valori $\Delta \sigma_a$, $\Delta \sigma_r$.

Per il calcolo, è conveniente affrontare la ricerca di $\frac{c_u}{\sigma'_{10}}(\alpha)$ per via numerica determinando il particolare valore di $(\Delta \sigma_a - \Delta \sigma_r)_f$ che soddisfa il criterio di Coulomb.

Gli andamenti di G, sono riportati in fig. 4. L'anisotropia che si riscontra ($G \neq 0$) per $a = 0$, deriva dall'aver utilizzato un criterio di rottura (Mohr-Coulomb) che nello spazio $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ non presenta simmetria radiale. Se si introducesse il criterio di Von Mises (la cui sezione nel piano deviatorico è un cerchio), si otterreb-



a)



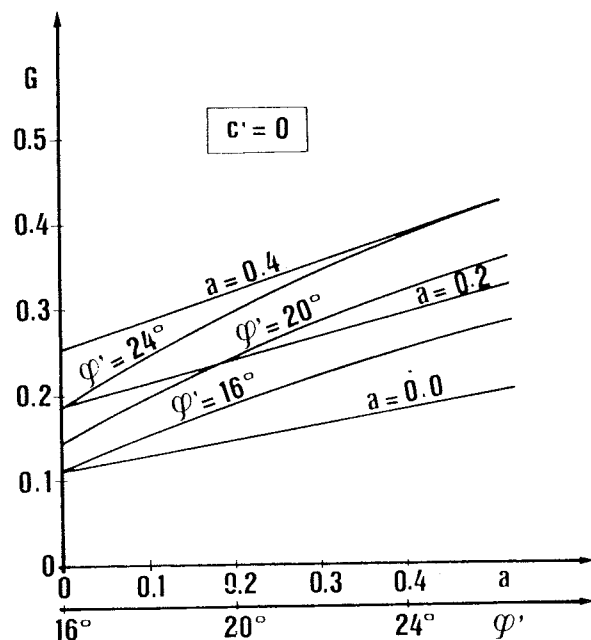
b)

Fig. 3. - Andamenti caratteristici del grado di anisotropia G per uno stato tensionale piano: a) influenza dei parametri φ' ed a ; b) influenza della coesione c' .

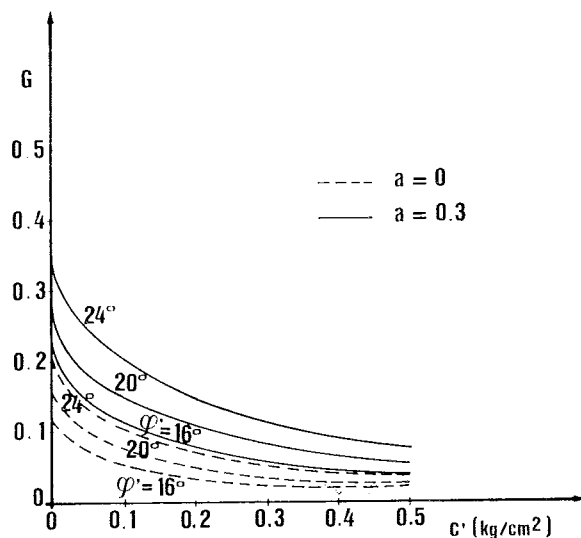
bero andamenti di G analoghi a quelli relativi al caso precedente.

Risultati sperimentali

Le previsioni teoriche sono confrontate con i risultati di prove triassiali non drenate, condotte sull'argilla di Fiumicino.



a)



b)

Fig. 4. - Andamenti caratteristici del grado di anisotropia G per uno stato di tensione assial-simmetrico: a) influenza dei parametri φ' ed a ; b) influenza della coesione c' .

A partire da uno stato di consolidazione anisotropo, rappresentativo delle condizioni preesistenti in situ, i campioni di terreno, tutti prelevati alla stessa profondità, sono stati portati a rottura mediante percorsi di carico variamente inclinati, sia in compressione che in estensione.

Le caratteristiche dei campioni utilizzati e la sintesi delle prove sono riportate nelle tabelle che seguono (tab. I, tab. II); i risultati ottenuti, sono illustrati nel piano p' , q , in fig. 5. I valori di a che ne risultano sono compresi tra un valore massimo $a = 0.34$ (in compressione)

TABELLA I
Caratteristiche dell'argilla di Fiumicino

z * (m)	γ (g/cm ³)	γ_s (g/cm ³)	W _L (%)	I _p	W (%)	S _r (%)
7.00	1.6	2.75	80	40	62	0.99

*Profondita' di prelievo

TABELLA II
Specchio riassuntivo delle prove eseguite

PERCORSO DI CARICO	TIPO DI PROVA		$\dot{\sigma}_1$	$\dot{\sigma}_3$
	STRESS CONTROLLED	STRAIN CONTROLLED		
INCLINATO A 45°	A σ	A ϵ	> 0	= 0
	B σ		< 0	= 0
		C ϵ	= 0	> 0
VERTICALE	D σ		> 0	< 0
	E σ		< 0	> 0

e un valore minimo $a = 0.11$ (in estensione), in accordo con le differenze abitualmente riscontrabili nelle argille normalmente consolidate [HENKEL, 1960].

Dai risultati si deduce un valore del grado di anisotropia $G = 0.22$.

Dalla figura 5 si osserva infine come i percorsi di carico in tensione efficaci convergono a rottura, nonostante la diversità dei percorsi tensionali imposti; questo sottolinea l'importanza dell'effetto prodotto dal riorientamento

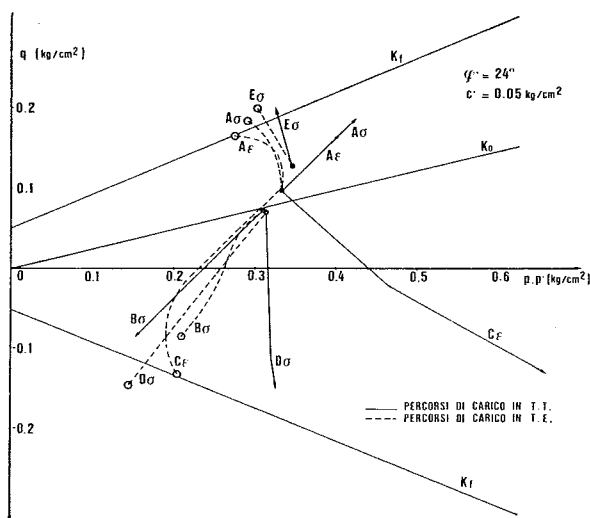


Fig. 5. - Percorsi di carico in tensioni totali ed in tensioni efficaci, per prove di compressione ed estensione triassiali non drenate su campioni di argille di Fiumicino consolidati anisotropicamente.

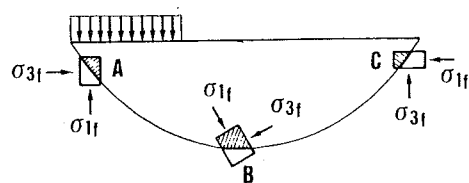


Fig. 6. - Orientamento degli assi principali di tensione lungo una superficie di scorrimento.

delle direzioni principali sul valore della resistenza non drenata.

I risultati di queste prove uniti a quelli ottenuti da prove triassiali drenate (anch'esse condotte nell'ambito dello stesso programma con percorsi di carico variamente inclinati), hanno permesso di assumere, per i parametri di resistenza in tensioni efficaci, i valori $\phi' = 24^\circ$, $c' = 0.05$ (kg/cm²).

L'analisi teorica fornisce per questi valori un grado di anisotropia G , confrontabile con quello sperimentale.

4. Estensione al caso tridimensionale in condizioni di deformazione piana

Come già accennato l'estensione al caso tridimensionale permette di affrontare il problema di deformazione piana quale quello che si presenta sollecitando un semispazio di materiale omogeneo, continuo ed isotropo mediante una striscia di carico indefinita (fig. 6).

Nella validità del criterio di Mohr-Coulomb la direzione della tensione principale massima deve formare l'angolo $45^\circ - \frac{\phi}{2}$ con il piano di scorrimento.

Come si ricava dalla relazione che lega il riorientamento β alla direzione ω del piano di rottura (fig. 7)

$$\beta = 45^\circ + \phi/2 - \omega$$

alle tre situazioni A, B, C di fig. 6 corrispondono tre diversi riorientamenti delle direzioni principali: rispettivamente 0° , $45^\circ + \phi/2$, 90° .

La condizione $\epsilon_2 = 0$ richiede l'introduzione

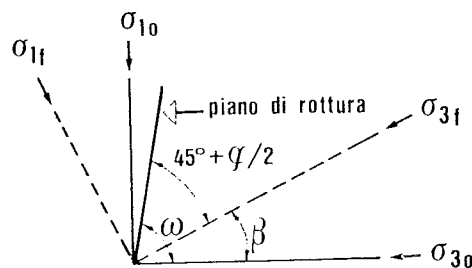


Fig. 7. - Relazione tra il riorientamento β degli assi principali di tensione e l'inclinazione del piano di rottura ω .

di un legame costitutivo che permetta di determinare l'incremento di pressione trasversale $\Delta\sigma_2$.

Sperimentalmente si è osservato che in condizioni di rottura $\Delta\sigma_2$ assume un valore intermedio fra gli incrementi $\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_3$, prossimo alla loro media

$$\Delta\sigma_2 = K \left[\frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3}{2} \right]$$

Per argille normalmente consolidate può assumersi $K \approx 0.8$ [BISHOP, 1966].

Se si utilizza un legame elastico, si ha per $\varepsilon_2 = 0$, $\Delta\sigma_2 = \nu(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3)$ ed essendo per un mezzo incompressibile $\nu = 0,5$:

$$\Delta\sigma_2 = \frac{1}{2} (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3)$$

Con questa ipotesi gli incrementi di pressione diventano secondo la (1)

$$\Delta u = \frac{1}{2} (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3) + a \sqrt{\frac{3}{2}} (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3).$$

$$\text{con } a = \left[A - \frac{1}{2} \right] \sqrt{\frac{3}{2}}$$

e la matrice delle tensioni efficaci finali, risulta così definita:

$$[\sigma'_f] = [A]^T [\sigma'_{in}] [A] + [\Delta]$$

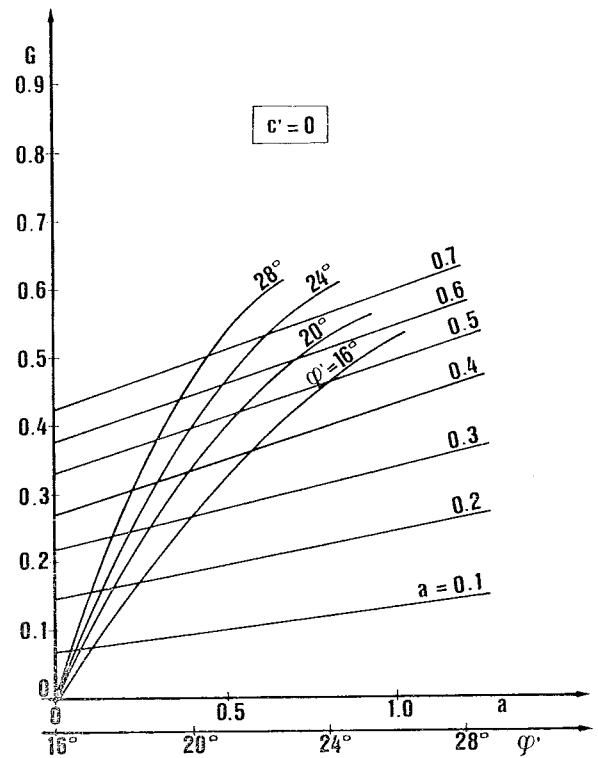
dove $[\sigma'_{in}]$, $[A]$ sono le stesse matrici definite in precedenza per il caso di assial-simmetria, e:

$$[\Delta] = [\Delta\sigma] - [U] = \begin{bmatrix} \left[\frac{1}{2} - a \sqrt{\frac{3}{2}} \right] (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) & 0 & 0 \\ 0 & -a \sqrt{\frac{3}{2}} (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) & 0 \\ 0 & 0 - \left[\frac{1}{2} + a \sqrt{\frac{3}{2}} \right] (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) & 0 \end{bmatrix}$$

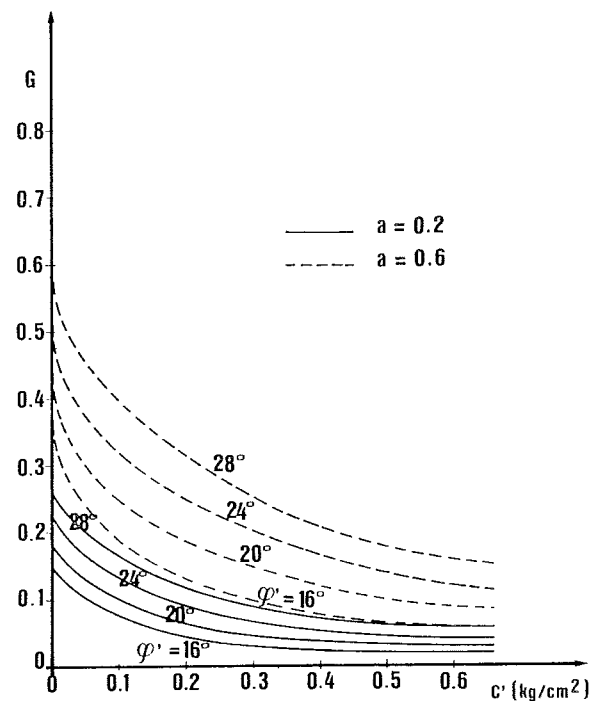
Come si verifica dall'esame della matrice degli incrementi di tensione efficace, lo stato tensionale finale, e quindi la resistenza non dre-

nata c_u dipende soltanto dalla componente deviatorica $(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$.

Per il caso di deformazione piana, questo co-



a)



b)

Fig. 8. - Andamenti caratteristici del grado di anisotropia G per uno stato di deformazione piana: a) influenza di parametri ϕ' ed a ; b) influenza della coesione c' .

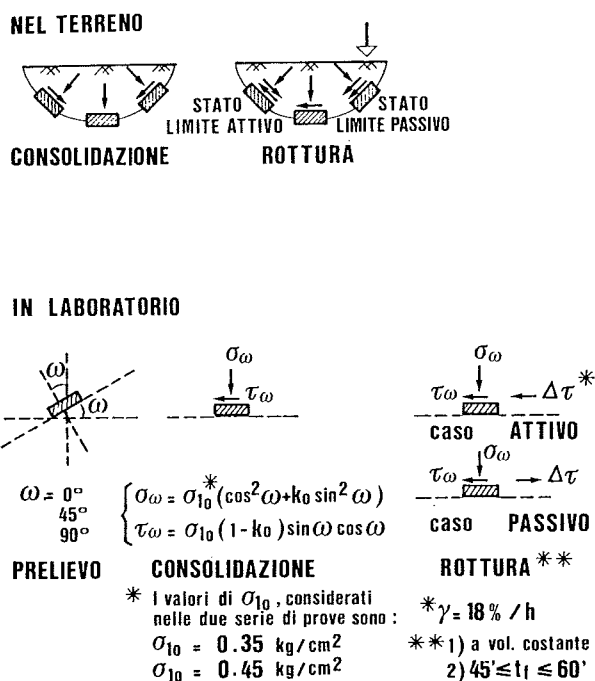


Fig. 9. - Confronto tra gli stati tensionali presenti nel terreno lungo una superficie di scorrimento e quelli realizzati in laboratorio mediante prove di taglio semplice (Metodo N.G.I., apparecchiature « Geonor »).

stituisce una semplificazione di carattere concettuale, perché si è eliminata la dipendenza dall'incremento medio di pressione.

Peraltro dato l'ordine di grandezza degli incrementi di tensione necessari per arrivare a rottura l'errore che si commette nella valutazione del Δu , risulta inferiore all'1%.

I diagrammi relativi alla variazione del grado di anisotropia G (nell'ipotesi di mezzo elastico) sono riportati in fig. 8.

L'influenza dei parametri c' , ϕ' ed a è sostanzialmente analoga a quella già riscontrata per il caso tensionale piano.

Si osservi che per $a = 0$, il materiale ha un comportamento isotropo: infatti, per il particolare percorso di carico seguito ($\Delta\sigma'_2 = 0$ per $a = 0$), la mancanza di simmetria che il criterio di Mohr-Coulomb presenta nel piano deviatorico, non ha alcuna influenza.

Risultati sperimentali

I risultati teorici sono confrontati con i risultati sperimentali relativi a una serie di prove condotte su campioni indisturbati (argilla di Fiumicino), prelevati alla stessa profondità, con diverse inclinazioni rispetto alla direzione

di deposizione. Le prove eseguite sono prove di taglio diretto a volume costante, precedute da una fase di consolidazione anisotropa.

La procedura sperimentale che maggiormente si presta a evidenziare un comportamento anisotropo della resistenza c_u , è quella suggerita da Bjerrum e da lui stesso utilizzata, presso il N.G.I. su argille di varia provenienza [BJJERRUM, 1973]. L'apparecchio di taglio impiegato [Londra, 1964], è la più semplice apparecchiatura sperimentale che consente di generare stati di deformazione approssimativamente piani ed è per questo ritenuto uno strumento di routine nell'applicazione delle metodologie progettuali suggerite da Bjerrum.

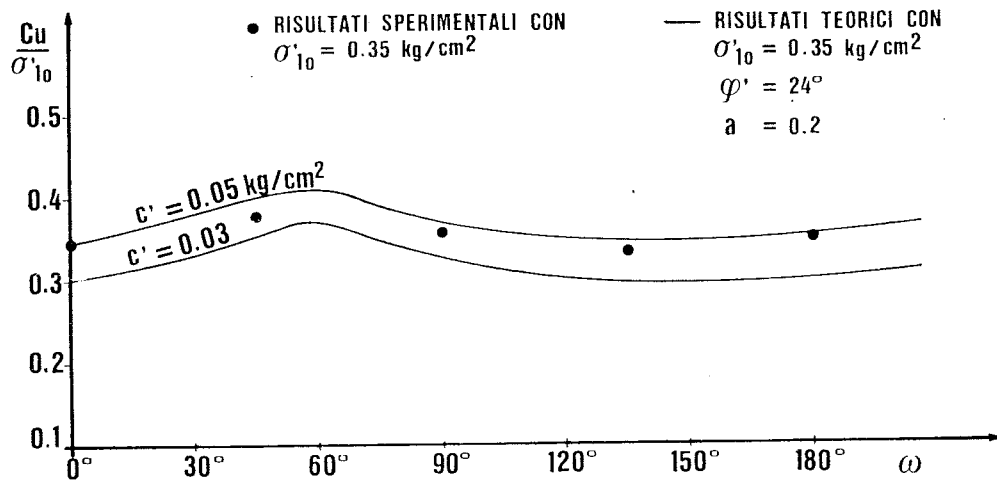
Anche allo scopo di facilitare un eventuale confronto, i risultati sono espressi in forma analoga a quella introdotta da Bjerrum; e cioè come $c_u/\sigma'_{10} = f(\omega)$, in cui ω è l'inclinazione del piano di scorrimento, e σ'_{10} è la pressione verticale di consolidazione. Le caratteristiche del terreno sono le stesse riportate in Tab. I; la situazione a cui si fa riferimento e la procedura sperimentale seguita sono illustrate in fig. 9.

L'accordo riscontrato fra i risultati sperimentali e le previsioni teoriche (fig. 10), induce a pensare come, almeno nel caso specifico dell'argilla di Fiumicino, la componente *indotta*, di natura tensionale e quindi riconducibile ad una variazione regolare di c_u con l'inclinazione dei piani di rottura, sia predominante rispetto a quella *intrinseca*.

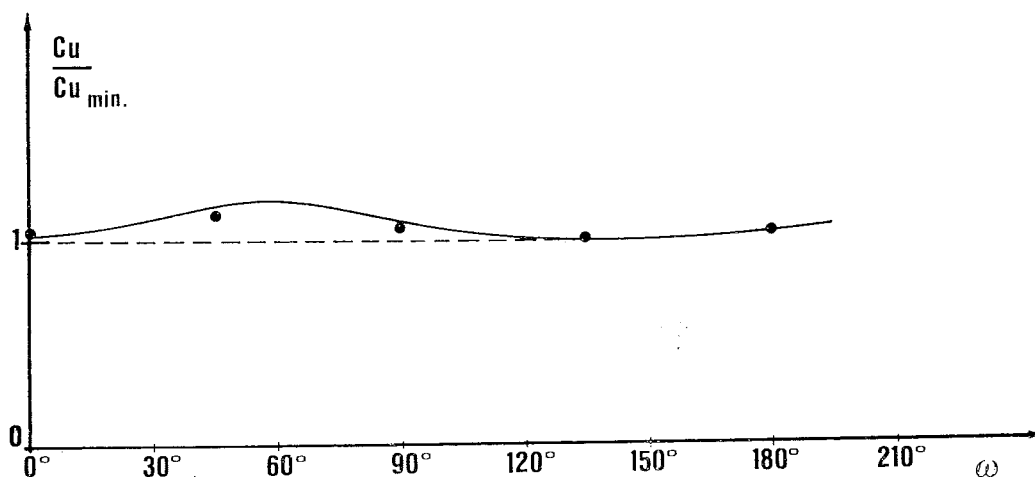
Altri risultati sperimentali e previsioni teoriche

Per ampliare il confronto tra previsioni teoriche e risultati sperimentali si è preso in esame il comportamento di altre argille normalmente consolidate, portate a rottura mediante prove triassiali e di deformazione piana le cui caratteristiche meccaniche sono riportate nella letteratura geotecnica.

La tabella III presenta i terreni esaminati e le loro principali caratteristiche. L'anisotropia della resistenza non drenata è illustrata in fig. 11, mediante diagrammi in cui il rapporto $\frac{c_u}{\sigma'_{10}}$ è messo in relazione con l'inclinazione α degli assi principali degli incrementi di tensione e confrontato con le previsioni teoriche. L'inclinazione ω del piano di rottura non è nota



a)



b)

Fig. 10. - Confronto tra i risultati sperimentali e le previsioni teoriche della variazione del rapporto c_u/σ'_{10} (fig. a) e del rapporto $c_u/c_{u\ min}$ (fig. b) con l'orientamento del piano di rottura ω . Argilla di Fiumicino.

a priori essendo i risultati sperimentali dedotti da prove di compressione e di estensione. L'accordo fra i risultati sperimentali e le curve teoriche è soddisfacente se si considera la note-

vole influenza che hanno i parametri intrinseci sull'anisotropia della resistenza non drenata.

6. Conclusioni

L'anisotropia della resistenza non drenata di un'argilla satura risulta dall'effetto combinato delle due componenti *indotta* e *intrinseca*.

Dalla precedente trattazione, appare significativo come per le argille di Fiumicino, la componente *indotta*, giochi un ruolo predominante. Il confronto fra le previsioni teoriche ed i risultati sperimentali relativi ad argille di altra provenienza, confermano l'importanza di questa componente ogni qualvolta lo stato tensionale iniziale sia anisotropo ($K_0 \neq 1$).

Lo studio dell'effetto del riorientamento delle direzioni principali che avviene nel passaggio da una fase di consolidazione a quella di rottura, costituisce peraltro un mezzo per evi-

TABELLA III

MATERIALE	φ' (GRADI)	c' (kg/cm ²)	a	K_0
KAWASAKY CLAY (LADD, VARALLYAY 1965)	37	0	0.20	0.52
BOSTON BLUE CLAY (LADD EDGERS 1972)	27.5	0	0.50	0.54
S. FRANCISCO BAY MUD (DUNCAN, SEED 1966)	34.5	0	0.25	0.50

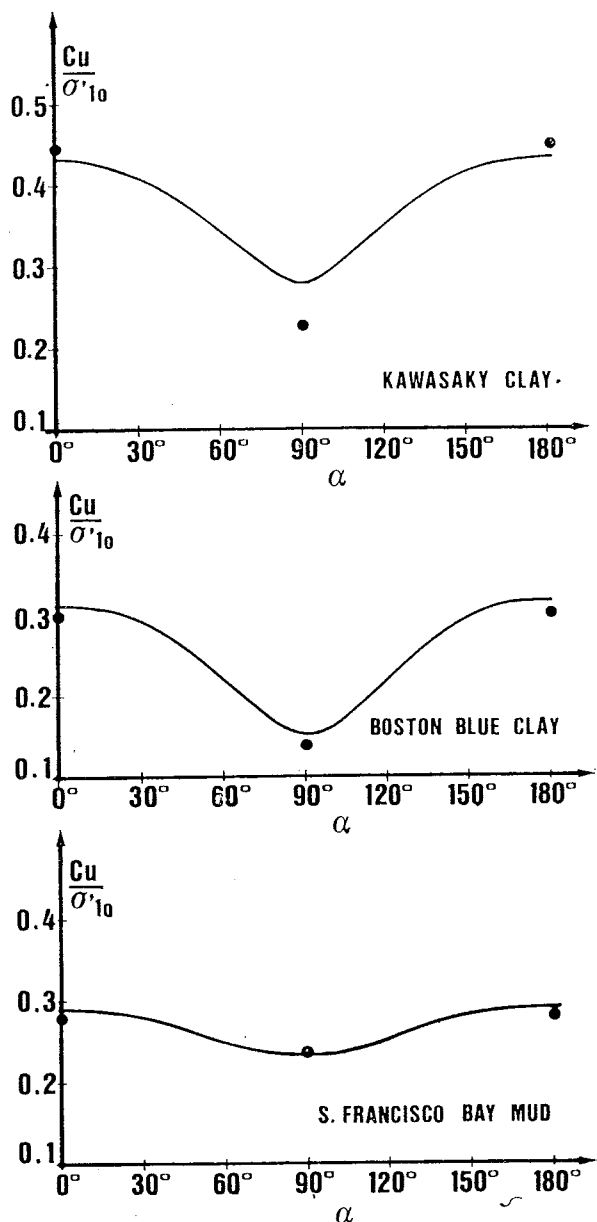


Fig. 11. - Confronto tra i risultati sperimentali relativi ad argille di diversa provenienza e le previsioni teoriche della variazione del rapporto C_u/σ'_{10} con l'angolo α (direzione di applicazione degli incrementi di tensione).

denziare l'influenza dei parametri intrinseci c' , ϕ' ed a sul grado di anisotropia

$$G = 1 - \frac{C_{u \min}}{C_{u \max}}$$

In particolare G cresce con ϕ' ed a , e decresce con c' . L'aumento con a è giustificato in quanto tale parametro rappresenta l'influenza della componente deviatorica degli incrementi di tensione sulla sovrappressione interstiziale, esaltando al suo aumentare l'effetto del riorientamento.

La variazione di G , con c' e ϕ' è poi strettamente connessa agli opposti effetti che i due

parametri hanno a parità di condizioni, sulla variazione di resistenza al variare della pressione media.

I limiti di questa trattazione stanno nel fatto che l'eventuale anisotropia delle caratteristiche di resistenza in termini di tensioni efficaci, e del parametro a , non vengono prese in considerazione.

RINGRAZIAMENTI

Gli AA. ringraziano il prof. G. Calabresi sotto la cui guida è stato eseguito il lavoro; ringraziano inoltre i tecnici F. Brogi e S. Irti per la collaborazione prestata nella esecuzione delle prove.

BIBLIOGRAFIA

- BJERRUM L. (1973) - *Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils. (Collapsible, expansive and others)*. Proc. I.C.S.M.F.E. Mosca 1973, vol. III, pp. 111-159.
- BISHOP A.W. (1971) - *Shear strength parameters for undisturbed and remoulded soil specimens*. «Stress-strain behaviour of soils». Proc. Roscoe Memorial Symp. 1871, pp. 3-139.
- DUNCAN J. M. SEED H. B. (1966 a) - *Anisotropy and stress reorientation in clay*, ASCE 1966 SM5, pp. 21-50.
- DUNCAN J. M., SEED H. B. (1965 a) - *Anisotropy and stress reorientation failure surface in clay*. ASCE 1966 SM6, pp. 81-104.
- HANSEN B. J., GIBSON R. E. (1949) - *Undrained strength of anisotropically consolidated clay*. Géotechnique 1979, vol. I, n. 3, pp. 189-204.
- HENKEL D. J. (1960) - *The shear strength of saturated remoulded clays*. Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado, 1960.
- LADD C. C., VARALLYAY J. (1965) - *The influence of stress system on the behaviour of saturated clays during undrained shear*. M.I.T. Res. Rep. R65-11, P.n. 177, Part. II, pp. 56-61.
- LADD C. C., EDGERS L. (1972) - *Consolidated-undrained direct-simple shear tests on saturated clays*. M.I.T. Res. Rep. R72-82, n. 284, p. 354.
- LANDVA A. (1964) - *Equipment for cutting and mounting undisturbed specimens of clay in testing devices*, N.G.I. Pub. n. 56, Oslo 1964.
- SKEMPTON A. W. (1954) - *The pore pressure coefficients A and B*. Géotechnique, vol. 4, n. 4, pp. 143-147.

SUMMARY

Anisotropy of the undrained strength of normally consolidated clays

In this paper a theoretical approach to the undrained shear strength anisotropy experimented in triaxial and shear tests is proposed.

Analysis is made of the effects induced by the riorientation of the principal stress direction in anisotropically consolidated samples during failure.

The anisotropy of the intrinsic strength and compressibility characteristics has not been taken into account. The cases relevant to a bidimensional and tridimensional stress condition (axial-symmetric and plane strain) are examined.

Moreover, an induced anisotropy degree is introduced and its variation with the intrinsic soil characteristics is analyzed.

The theoretical previsions are compared with both the experimental results of an experimental research on Fiumicino clays and with the behaviour of some clays materials reported in the geotechnical literature.