

# Indagini sperimentali sulla resistenza a rottura di argille a scaglie \*\*\*

E. BILOTTA \*, G. UMITA \*\*

**SOMMARIO:** Si riferisce sui risultati di esperienze di compressione triassiale e di taglio eseguite su campioni di argille dure fessurate, con scaglie di forma appiattita e poliedrica.

Sono state incontrate notevoli difficoltà per la preparazione dei provini da impiegare per le prove di compressione triassiale. I dati raccolti sono poco numerosi e, talvolta, non correlabili ai fini della determinazione dei parametri di resistenza al taglio.

Le prime determinazioni dei coefficienti di pressione neutra a rottura  $A_t$ , per valori delle pressioni di consolidazione  $\sigma'_{3c}$  minori o uguali al massimo di 7,5 kg/cm<sup>2</sup>, adottati nelle esperienze, forniscono valori tipici delle argille normalmente consolidate o sovraconsolidate, probabilmente a causa dell'apertura delle fessure prodotte dal campionamento.

L'esecuzione delle prove di taglio diretto ha comportato minori difficoltà; i dati disponibili sono sufficientemente numerosi e risultano ben correlabili, con valori di  $r^2$  maggiori di 0,97.

Dal complesso delle esperienze si è potuto riconoscere l'effetto della struttura del materiale, e cioè della forma e delle dimensioni delle scaglie, sull'andamento delle curve tensioni-deformazioni e sui valori dei parametri di resistenza a rottura. Agli andamenti più irregolari sembrano corrispondere valori più bassi dei coefficienti di correlazione dei valori di picco.

La coesione  $c'$  varia da un minimo di 0,12 kg/cm<sup>2</sup> per le argille costituite da scaglie minute di forma appiattita a 0,33 kg/cm<sup>2</sup> per le argille con scaglie più grosse di forma poliedrica. Per i medesimi materiali l'angolo di attrito varia da un minimo di 19° ad un massimo di oltre 26°.

## 1. Introduzione

Come è noto le argille dure o molto dure, si presentano spesso in un assetto strutturale caratterizzato da discontinuità di vario tipo fra le quali i piani di sedimentazione, i giunti, le fessure, a volte ampie e ben distanziate, a volte piccole e ravvicinate, come nelle argille a scaglie o scagliettate [JAPPELLI, 1978].

In linea generale la resistenza a rottura delle argille fessurate è influenzata da fattori strutturali di carattere geometrico, quali l'ampiezza e la spaziatura delle discontinuità in rapporto alle dimensioni delle superfici di rottura, la disposizione e la orientazione delle fessure rispetto alla direzione delle sollecitazioni applicate, la forma delle superfici a contatto, e di carattere meccanico quali il rapporto fra la resistenza della frazione integra e quella lungo le discontinuità.

Per argille plioceniche in cui le discontinuità sono rare e ben distanziate, la resistenza a rot-

tura è poco o nulla influenzata dalla presenza delle discontinuità; gli effetti sono, invece, rilevanti per le argille a scaglie o scagliettate, oggetto della presente ricerca, che sono molto diffuse nella penisola e in Sicilia.

Per superare le difficoltà connesse con la valutazione quantitativa degli effetti di ciascuno dei predetti fattori, si è andato consolidando l'orientamento di operare con volumi di dimensioni sufficientemente grandi, rappresentativi del terreno nel suo complesso, in analogia a quanto proposto da vari A., fra i quali si ricordano LO [1970] e MARSLAND [1971].

Dall'esame dei dati raccolti con le prime ricerche, compiute in Italia da vari ricercatori [D'ELIA, 1977], [EVANGELISTA *et al.*, 1977], [JAPPELLI *et al.*, 1977], riportati sinteticamente nella memoria di gruppo presentata al Congresso di Montreux [A.G.I., 1979], si deduce, tuttavia, che nella maggior parte dei casi gli scarti fra i risultati delle prove di rottura sono sempre rilevanti e assai più marcati di quelli che si ottengono per i terreni non strutturati [CROCE *et al.*, 1969].

In due precedenti lavori citati [JAPPELLI *et al.*, 1977], [A.G.I., 1979] si è osservato che la resistenza delle argille a scaglie sembra dipendere, in notevole misura, dall'assetto strutturale del singolo provino.

I risultati delle prove di taglio relative a campioni provenienti da una medesima località, so-

\* Dott. Ing. Eduardo BILOTTA, Assistente Ordinario, Professore Incaricato Stabilizzato di *Geotecnica* presso l'Università della Calabria.

\*\* Dott. Ing. Guido UMITA, Assistente Ordinario, Professore Incaricato Stabilizzato di *Tecnica delle Fondazioni* presso l'Università di Palermo.

\*\*\* La ricerca è stata svolta nell'ambito dei programmi ordinari del Gruppo per la Geotecnica Applicata alla Stabilità del Territorio e delle Costruzioni del CNR, presso la Facoltà di Ingegneria di Cosenza e di Palermo, con uguale contributo dei due autori.

no, quindi, suddivisi in dipendenza della forma e delle dimensioni delle scaglie.

Ai fini di una ulteriore conferma di tale osservazione, dedotta da un limitato numero di esperienze, è stata programmata una prima ricerca sistematica di laboratorio operando, su campioni di due argille appartenenti a formazioni geologiche diverse che presentano significative analogie strutturali.

In entrambe, infatti, si riconoscono scaglie di forma appiattita dello spessore del mm, scaglie prismatiche o fusiformi non più grandi del cm e, infine, scaglie più grosse, del dm e oltre, anch'esse di forma prismatica.

Per porre in evidenza gli effetti della struttura si è operato su provini costituiti di scaglie appiattite o prismatiche di piccole dimensioni, di entrambi i terreni.

Inoltre, per studiare l'influenza della tecnica sperimentale, sono state effettuate prove di rottura di due tipi, per taglio diretto e per compressione triassiale. Le prove di compressione triassiale sono del tipo consolidato non drenato con misura della pressione neutra; sono state, quindi, effettuate le prime determinazioni dei coefficienti di Skempton di questi materiali.

Nella ricerca si è potuto disporre solo di campioni prelevati con i sondaggi: non è stato possibile, pertanto, tentare una valutazione degli effetti delle tecniche di campionamento.

Nel seguito si descrivono i materiali impiegati nella ricerca, si illustrano il programma delle prove e le tecniche sperimentali e si riferisce sui risultati ottenuti. Si traggono, infine, alcune considerazioni sugli effetti dei fattori presi in esame e sul possibile proseguimento della ricerca.

## 2. Caratteri strutturali dei terreni e proprietà indici

I campioni impiegati nella ricerca provengono dalle località di Bifarera, sita fra gli abitati di Marineo e Corleone, e di Piano del Campo, in prossimità degli abitati di S. Cipirello e S. Giuseppe Jato, in Sicilia.

I primi appartengono ad una formazione argillosa, geologicamente molto complessa, sulle cui origini permane qualche incertezza. I campioni impiegati sembrerebbero appartenere a lembi del Flysch Numidico associati ad argille varicolori [JAPPELLI *et al.*, 1977]. Quelli di Piano del Campo appartengono alla nota formazione delle Marne di S. Cipirello del Miocene Medio - Serravalliano [RUGGIERI, SPROVIERI, 1970].

In entrambi i terreni, che in seguito si indicheranno con il nome abbreviato della località — BF, per Bifarera e PC per Piano Campo — è possibile riconoscere, abbastanza chiaramente alcuni tipi di argille aventi struttura diversa nei riguardi della forma e delle dimensioni delle scaglie.

Per la ricerca sono stati impiegati provini che, sulla base della struttura, sono stati distinti con i termini AS1 e AS2 appresso descritti:

AS1 - costituito in prevalenza di scaglie di forma appiattita, spesso isorientate dello spessore del mm e della dimensione massima inferiore al cm; le superfici delle scaglie sono lucide (fig. 1a);

AS2 - costituito di scaglie di forma prismatica o a fuso delle dimensioni massime del cm; le superfici delle scaglie sono, in prevalenza opache, talvolta lucide e striate (figg. 1b, 1c).

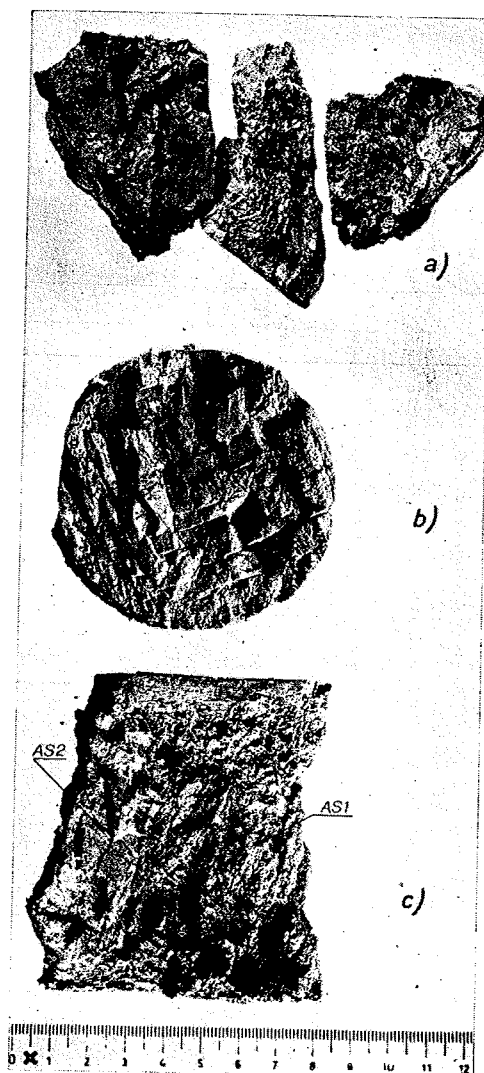


Fig. 1. - Campioni rappresentativi dei terreni impiegati nella ricerca: a) BF/AS1; b) BF/AS2; c) PC/AS1 e PC/AS2.

Va precisato che i due materiali AS1 e AS2 sono in genere chiaramente riconoscibili e separabili per le argille BF. Per quelle PC il passaggio dall'uno all'altro avviene, talvolta, nell'ambito di alcuni cm; in altri casi, frammenti del terreno AS2 si rinvenivano, casualmente, nella massa del terreno AS1. Ciò ha comportato qualche incertezza nella classifica dei provini.

Le argille oggetto dello studio hanno subito un certo effetto di diagenesi, cosicché in qualche caso, la semplice immersione in acqua può non essere sufficiente per la completa separazione dei grani.

Le determinazioni della composizione granulometrica e dei limiti di consistenza dipendono, in misura considerevole, dalle modalità di preparazione dei provini [AIRÒ FARULLA, LA ROSA, 1977], [JAPPELLI *et al.*, 1977], [RIPPA, PICARELLI, 1977], [A.G.I., 1979].

L'argomento costituisce ancora oggetto di ricerca e non sarà sviluppato nel presente lavoro. I dati riportati nella Tab. I sono stati ottenuti con le tecniche convenzionali.

Si può osservare che per i terreni BF/AS1 e BF/AS2 le proprietà indici assumono, mediamente, valori diversi; il terreno BF/AS1, infatti, ha grana più fina, è più plastico, ha un contenuto d'acqua più elevato. I terreni PC/AS1 e PC/AS2, invece, non si distinguono per i valori delle caratteristiche indici. Rispetto ai BF i terreni PC hanno grana più fina, e più elevati valori di  $w_n$ ,  $w_L$ ,  $I_p$ ; tuttavia, l'indice di attività è minore di 0,75.

Nella medesima tabella sono riportati i valori medi della porosità e del grado di saturazione che, come è stato già rilevato, non possono considerarsi rappresentativi delle condizioni del terreno in sito, a causa dell'inevitabile incremento di volume del materiale, per l'apertura delle fessure durante il prelievo, la conservazione dei campioni e il confezionamento dei provini [A.G.I., 1979].

L'entità del fenomeno è difficilmente valuta-

bile; con ogni probabilità essa è diversa da caso a caso, in dipendenza della tecnica di prelievo, della struttura del terreno e dello stato tensionale iniziale.

### 3. Piano delle esperienze e tecniche sperimentali

Nel corso della presente ricerca sono stati impiegati campioni prelevati mediante sondaggi, con il doppio carotiere a rotazione.

Come innanzi indicato, il programma prevedeva prove di compressione triassiale, del tipo consolidato non drenato, e prove di taglio diretto del tipo drenato, su provini dei terreni AS1 e AS2 delle argille BF e PC.

Il programma delle esperienze è stato modificato passo passo a causa delle difficoltà che si sono incontrate nel confezionamento dei provini, in dipendenza della struttura stessa del materiale, predisposto al distacco lungo le fessure.

In alcuni casi, all'apertura dei contenitori i campioni si presentavano separati in elementi delle dimensioni talvolta insufficienti per l'esecuzione delle prove triassiali; ulteriori separazioni si verificavano, inoltre, durante il confezionamento dei provini.

L'esecuzione delle prove di taglio ha presentato minori difficoltà per le più piccole dimensioni dei provini e per le diverse tecniche di lavorazione.

Ne segue che, il numero delle prove triassiali è estremamente limitato; non è stato possibile eseguire esperienze di questo tipo sui terreni BF/AS2 (Tab. II).

I confronti fra i risultati ottenuti con tecniche sperimentali diverse non possono, quindi, svilupparsi in maniera completa; si ritiene, tuttavia, che i dati raccolti con le prove di compressione triassiale, sebbene incompleti e poco numerosi, rivestano qualche interesse, almeno ai fini di successive ricerche.

Le prove di compressione triassiale, del tipo consolidato non drenato con misura della pres-

TABELLA I  
VALORI MEDI DELLE CARATTERISTICHE INDICI

Terreni	$w_o$	$w_L$	$I_p$	%d < 2 $\mu$	n	S
BF/AS1	0.18	0.65	0.35	20	0.31	0.91
BF/AS2	0.13	0.55	0.35	14	0.31	0.88
PC/AS1 - PC/AS2	0.21	0.68	0.38	60	0.40	0.83

TABELLA II  
 QUADRO DELLE ESPERIENZE

Terreno	Taglio	Triassiale
BF/AS1	14	3
BF/AS2	8	—
PC/AS1	11	3
PC/AS2	5	5

sione neutra, sono state eseguite su provini del diametro di 70 ÷ 80 mm e dell'altezza di 13 cm circa. Le fasi di consolidazione e saturazione dei provini sono state condotte in condizioni di isotropia; alla base del provino è stata applicata una back-pressure di valore almeno pari a 1 kg/cm<sup>2</sup>.

Prima della fase di rottura sono state eseguite varie determinazioni del coefficiente di pressione neutra B. La velocità di deformazione adottata è pari a circa 0,04 mm/min.

Le prove di taglio diretto sono state eseguite su provini prismatici delle dimensioni in pianta

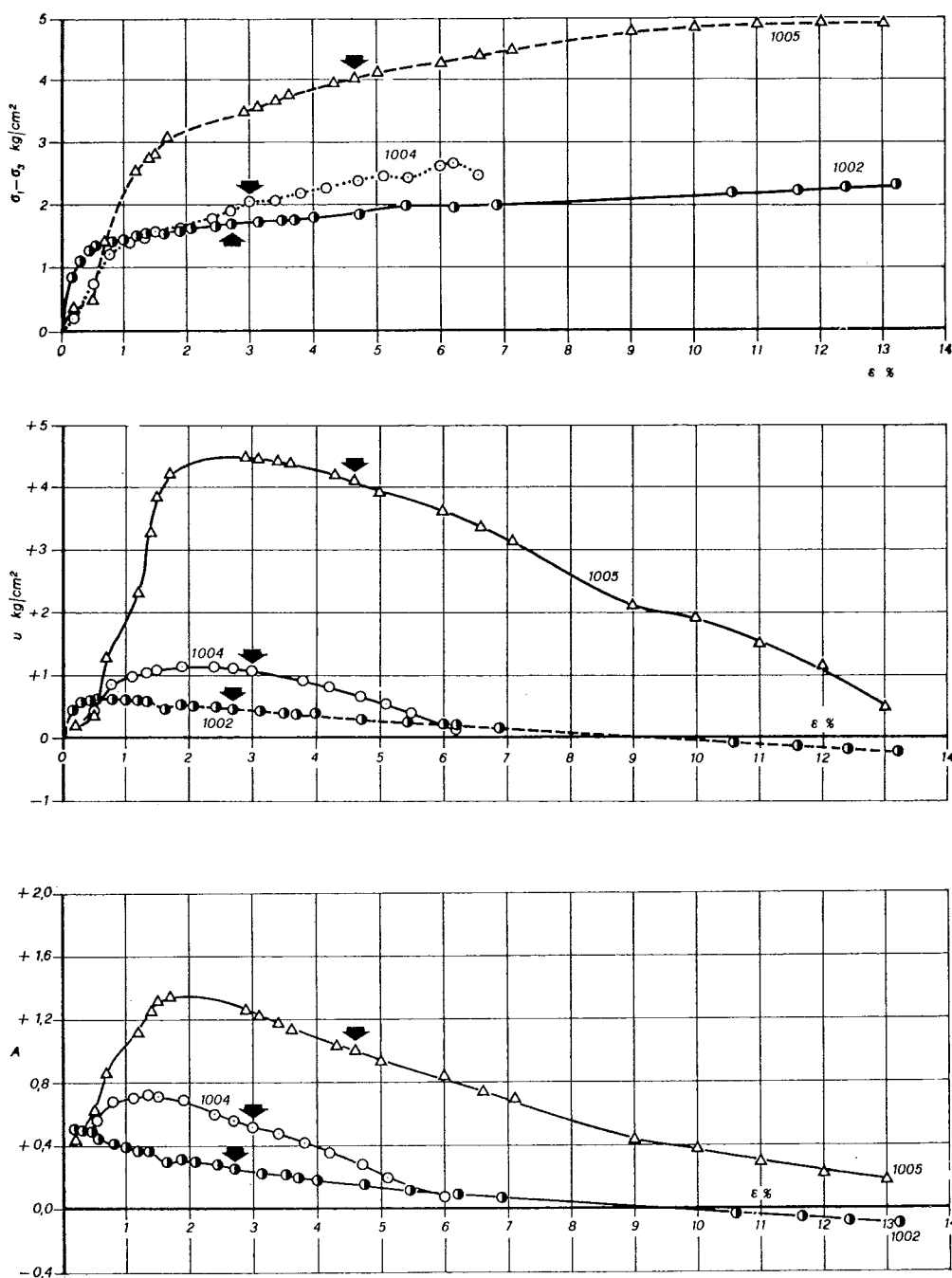


Fig. 2a. - Risultati delle prove di compressione triassiale sul terreno BF/AS1.

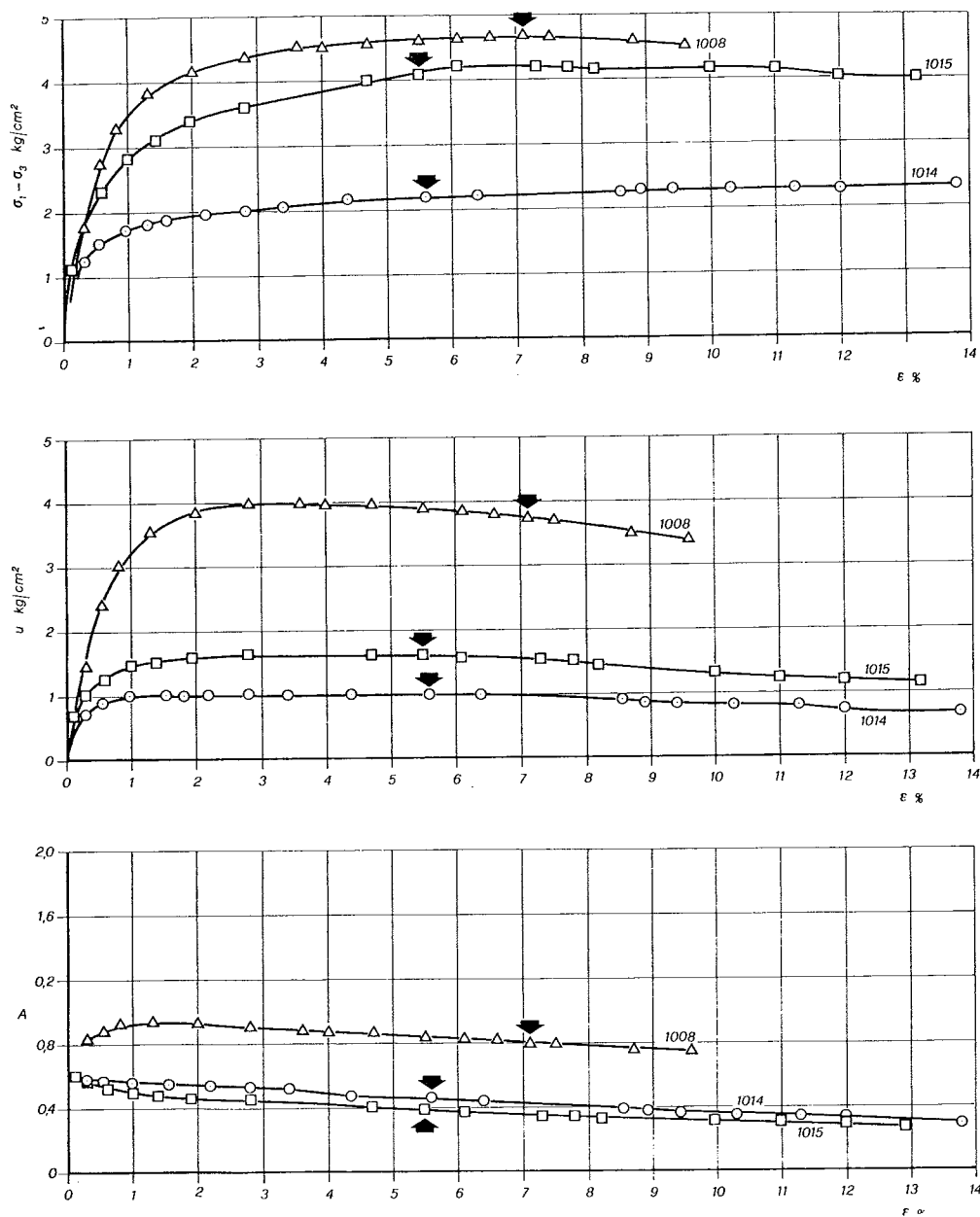


Fig. 2b. - Risultati delle prove di compressione triassiale sul terreno PC/AS1.

di cm  $6 \times 6$  e dell'altezza di cm 2 circa; la velocità di deformazione è di 0,0024 mm/min.

Con le esperienze sui provini delle argille BF, sono stati raggiunti valori degli scorrimenti  $\delta$  superiori a 3 mm fino ad un massimo di 6 mm; per le argille PC, le prove sono state arrestate per valori di  $\delta$  compresi fra 2 mm e 4 mm.

#### 4. Risultati delle prove di compressione triassiale

Come innanzi ricordato al termine della fase di saturazione sono state effettuate varie determinazioni del coefficiente di pressione neutra B, che è risultato sempre maggiore di 0,94.

Nelle figg. 2a, b, c si riportano, in funzione della deformazione  $\epsilon$ , i valori della tensione deviatorica ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ), della sovrappressione neutra  $u$ , del coefficiente di pressione neutra A<sup>(1)</sup>.

I diagrammi relativi al terreno BF/AS1 si presentano piuttosto irregolari. Al crescere della  $\epsilon$  le pressioni neutre tendono dapprima ad aumentare, quindi decrescono fino a valori prossimi allo zero; i valori di  $A_f$  vanno da un minimo di 0,3 ad un massimo di 1,0 circa;  $\epsilon_f$  varia dal 2,7% al 4,5%.

(<sup>1</sup>) La numerazione dei provini, riportata nelle figure, si riferisce ad una classifica convenzionale adottata nel corso delle esperienze.

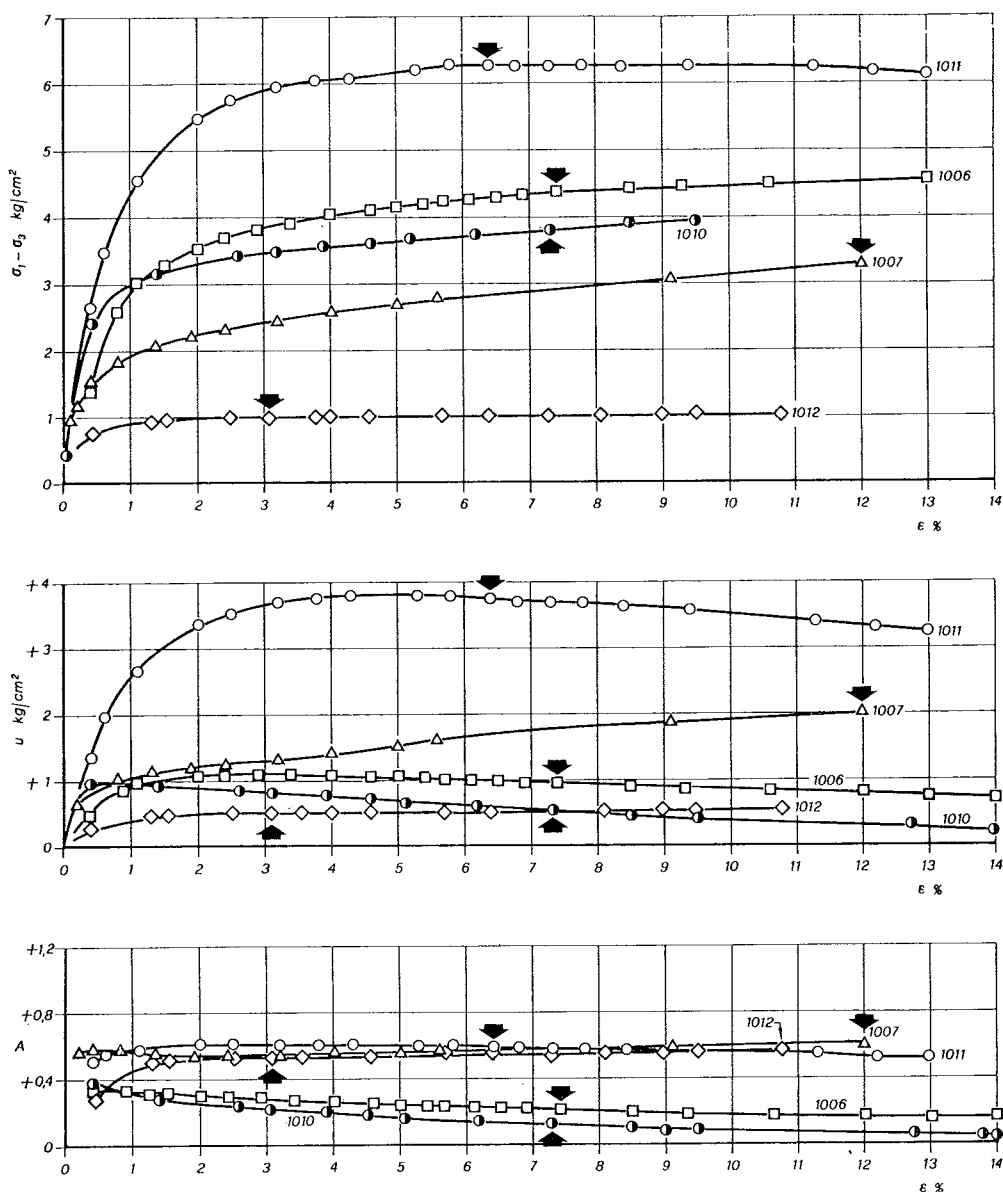


Fig. 2c. - Risultati delle prove di compressione triassiale sul terreno PC/AS2.

Il comportamento dei terreni PC, per entrambi i tipi AS1 e AS2, è invece caratterizzato da un andamento regolare delle curve tensioni-deformazioni. Le pressioni neutre, raggiunto il valore massimo, subiscono solo lievi riduzioni all'aumentare della  $\epsilon$ ; il valore di  $A_f$  varia da un minimo di 0,4 ad un massimo di 0,8 per il materiale AS1 e da 0,1 a 0,6 per quello AS2;  $\epsilon_f$  varia dal 5,5% al 7,5%.

Le condizioni di rottura, individuate sui percorsi di sollecitazione delle figg. 3a, b, c sono indicate nei grafici della fig. 2 con una freccia.

I valori di  $c^*$ ,  $\phi^*$ ,  $r^2$  dei terreni PC/AS1 e PC/AS2 (figg. 3b, c), sono riportati nella Tab. III insieme ai corrispondenti valori di  $c'$  e  $\phi'$ . Per il terreno BF/AS1 la determinazione di tali parametri appare incerta (fig. 3a).

## 5. Risultati delle prove di taglio diretto

Come accennato in precedenza, è stato possibile eseguire, per ciascuno dei quattro tipi di terreno, un numero di esperienze sempre superiore a cinque. I valori degli sforzi di taglio  $\tau$  e delle deformazioni verticali  $\Delta H/H$ , in funzione dello scorrimento  $\delta$ , sono riportati nei grafici delle figg. 4a, b e figg. 5a, b.

Gli andamenti dei diagrammi relativi ai terreni BF sono caratterizzati da evidenti irregolarità, che si presentano assai più marcate per il materiale BF/AS2. Per bassi valori della tensione verticale  $\sigma'$ , all'aumentare dello scorrimento, si verifica dapprima una contrazione verticale del provino, cui fa seguito una fase dilatante; alla rottura il valore  $\Delta H_f/H$  tende ad assumere valori minori di zero.

TABELLA III  
RISULTATI DELLE PROVE DI COMPRESIONE TRIASSIALE SUI TERRENI PC

Terreno	$c^*$ kg/cm <sup>2</sup>	$\varphi^*$	$r^2$	$c'$ kg/cm <sup>2</sup>	$\varphi'$	$A_f$
PC/AS1	0,37	19°00'	0,96	0,39	20°10'	0,4-0,8
PC/AS2	0,40	22°08'	0,89	0,44	24°00'	0,1-0,6

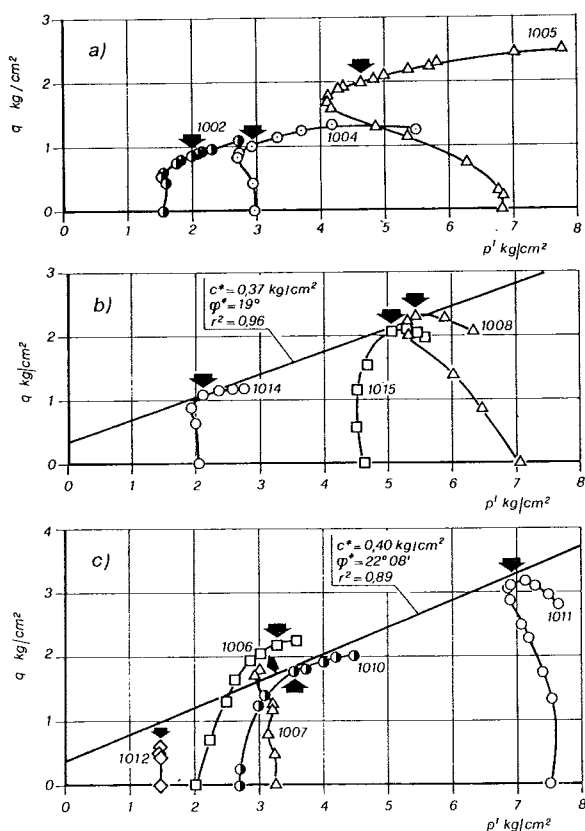


Fig. 3. - Percorsi di sollecitazione: a) BF/AS1; b) PC/AS1; c) PC/AS2.

Con i valori più elevati della  $\sigma'$ , invece, dopo la rottura si manifesta, spesso, un brusco incremento della deformazione verticale.

La correlazione fra i valori di  $\Delta H_f/H$  e  $\sigma'$ , indicata nella fig. 6a, è stata riconosciuta anche da altri sperimentatori [A.G.I., 1979]. Nel caso in esame si riconosce che l'incremento di volume è più rilevante per il terreno AS2.

Lo scorrimento a rottura  $\delta$ , sempre compreso fra 1,5 mm e 4,5 mm circa, è lievemente più elevato per il materiale AS2 e sembra aumentare con la  $\sigma'$ .

I diagrammi relativi ai terreni PC (figg. 5a, b) sono molto più regolari di quelli dei terreni BF; all'aumentare dello scorrimento  $\delta$ , si verifica,

TABELLA IV  
RISULTATI DELLE PROVE DI TAGLIO DIRETTO

Terreno	$c'$ kg/cm <sup>2</sup>	$\varphi'$	$r^2$
BF/AS1	0,27	19°00'	0,98
BF/AS2	0,31	24°00'	0,97
PC/AS1	0,12	24°00'	0,99
PC/AS2	0,33	26°40'	0,99

in genere, una riduzione di volume, anche per i valori più bassi della  $\sigma'$ .

I valori della  $\tau$  di picco in funzione della  $\sigma'$  sono riportati nelle figg. 7a, b. Con riferimento a questa figura si può osservare che i punti sperimentali relativi ai terreni BF appaiono più dispersi di quelli dei terreni PC e, particolarmente, per il materiale BF/AS2. In ogni caso il coefficiente di correlazione lineare si aggira intorno a 0,97 per i terreni BF e raggiunge 0,99 per quelli PC.

Nella Tab. IV si riportano i valori della coesione  $c'$ , dell'angolo di attrito  $\varphi'$  e del coefficiente di correlazione lineare  $r^2$  dedotti dalle prove di taglio diretto.

## 6. Esame dei risultati

Nell'esame complessivo dei risultati sperimentali, è opportuno distinguere le prove di compressione triassiale da quelle di taglio diretto.

Per il numero limitato di prove che è stato possibile effettuare con i campioni disponibili, per le difficoltà sperimentali innanzi richiamate, non è possibile esprimere un giudizio sui fattori dai quali dipendono le dispersioni dei valori delle tensioni di picco ottenuti con le prove di compressione triassiale.

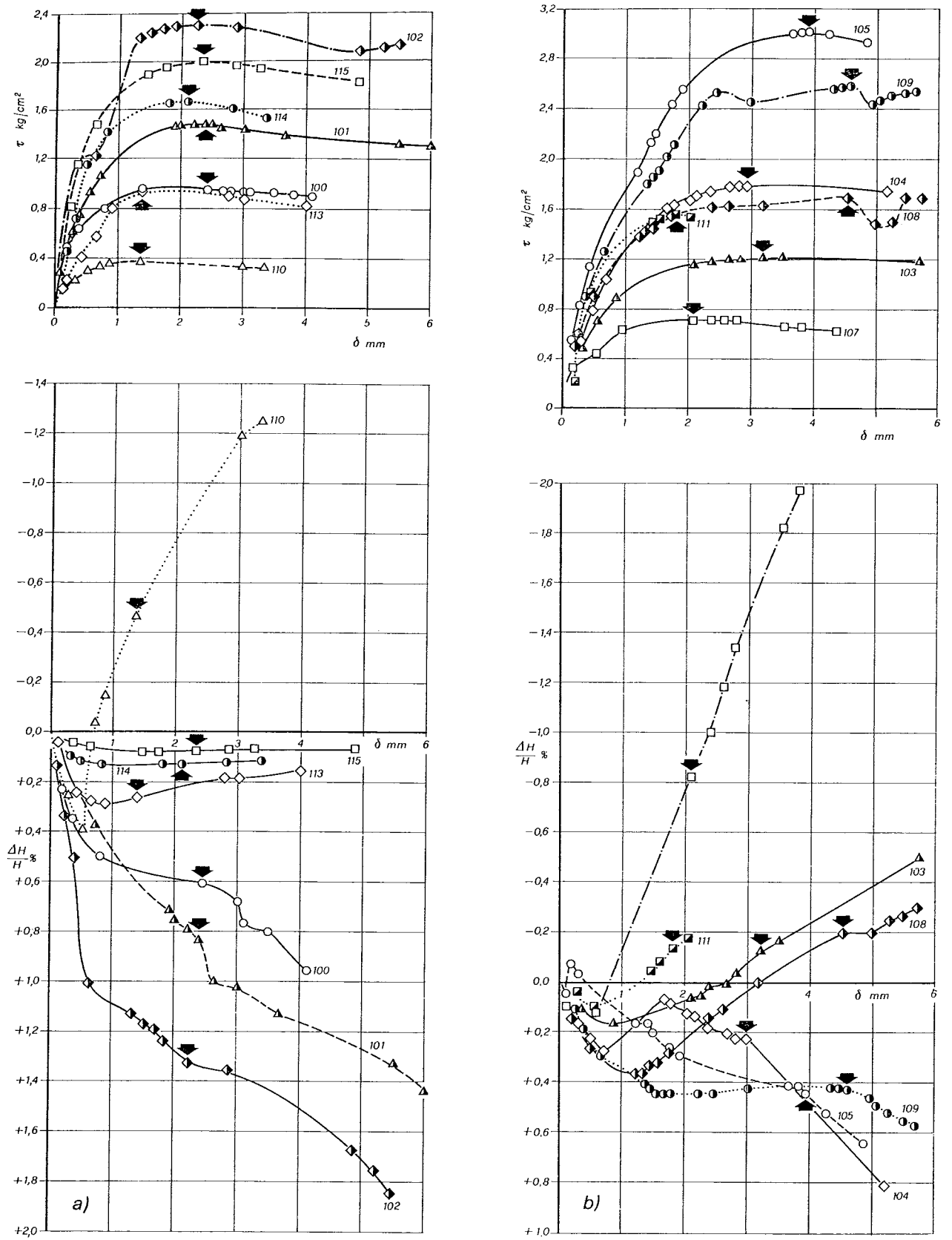


Fig. 4. - Risultati delle prove di taglio diretto sui terreni BF: a) AS1; b) AS2.



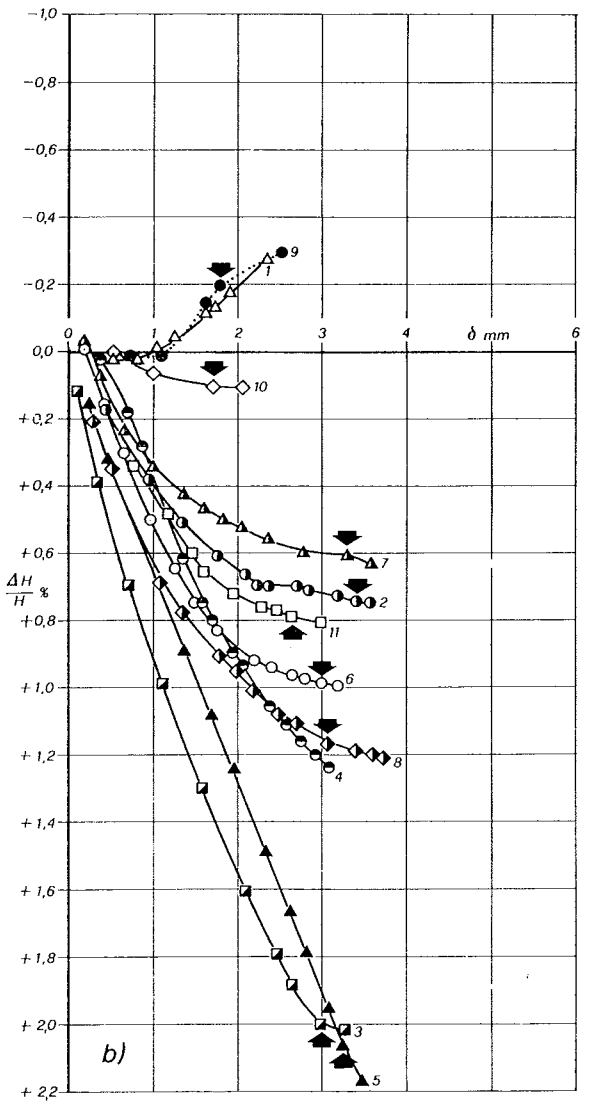
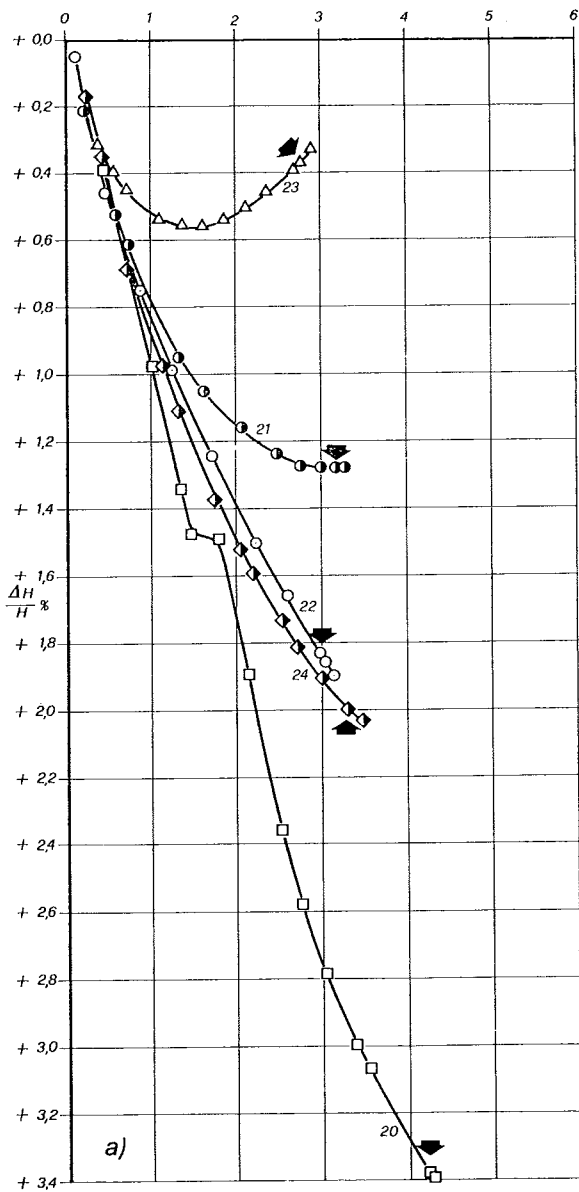
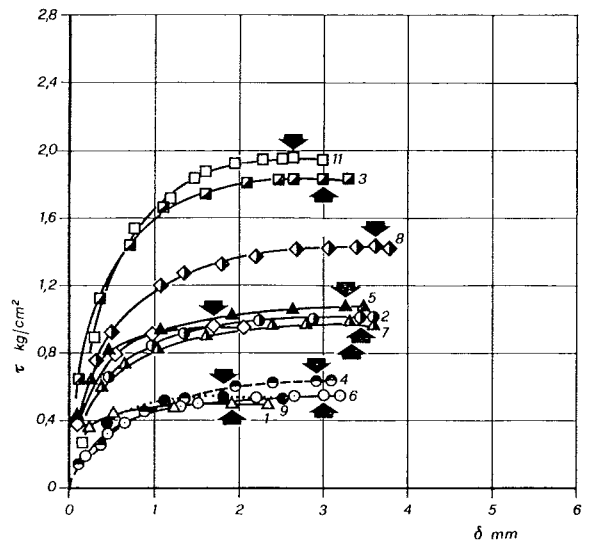
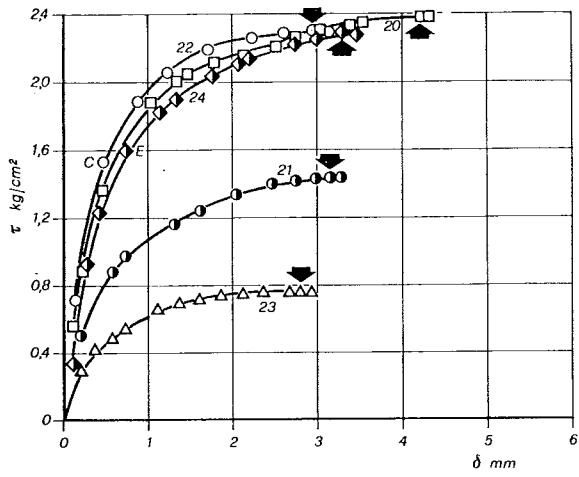


Fig. 5. - Risultati delle prove di taglio diretto sui terreni PC: a) AS1; b) AS2.

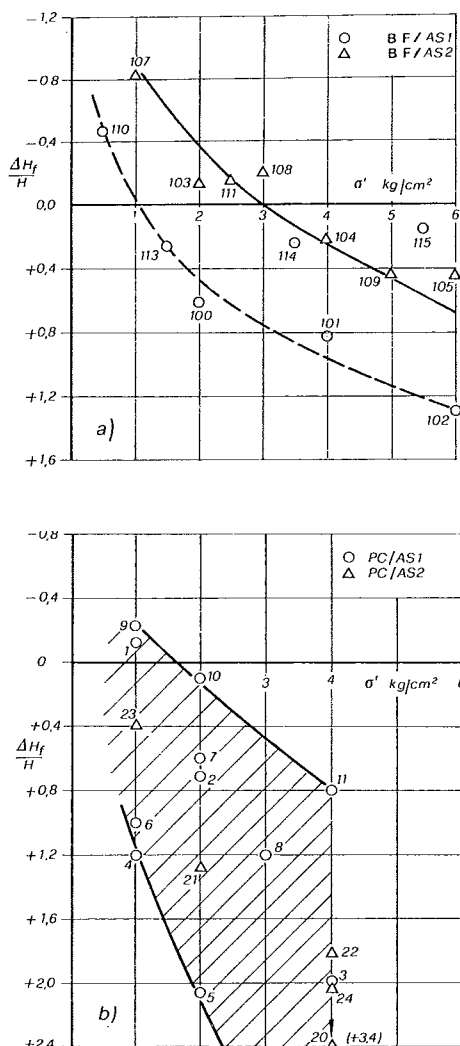


Fig. 6. - Proves di taglio diretto. Valori della deformazione verticale a rottura in funzione della tensione verticale  $\sigma'_v$ .

Tali dispersioni, infatti, possono attribuirsi alla eterogeneità dei provini e alla scelta impropria del volume significativo, nonché agli effetti del cinematismo di rottura, della imperfetta spianatura delle basi e del disturbo subito dai campioni durante le operazioni di prelievo.

Non si riconosce una chiara correlazione fra i valori del coefficiente di pressione neutra a rottura  $A_f$  e quelli della tensione di consolidazione  $\sigma'_{3c}$  adottati nelle esperienze; si osserva, tuttavia, che  $A_f$  tende ad aumentare al crescere della  $\sigma'_{3c}$ .

I valori ottenuti ( $A_f = 0,1 \div 1,0$ ) ricadono nei campi delle argille sovraconsolidate ( $A_f = 0,3 \div 0,7$ ) o normalmente consolidate ( $A_f = 0,7 \div 1,3$ ), indicati da Bjerrum.

Tale risultato non sembra in accordo con l'elevato grado di consolidazione del materiale

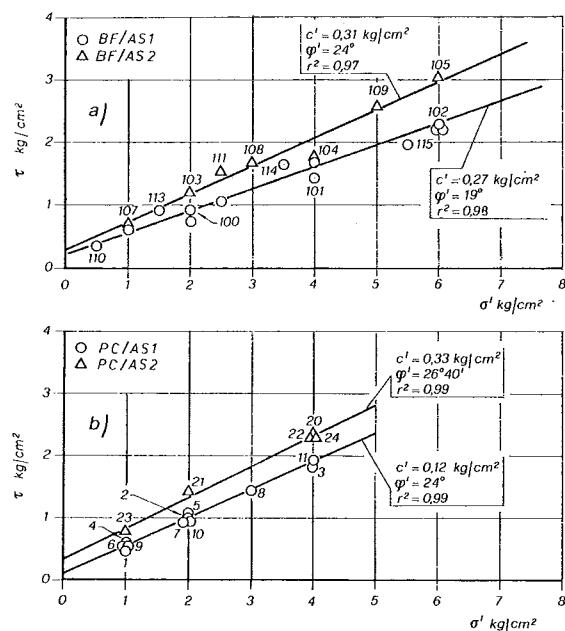


Fig. 7. - Retta limite delle prove di taglio diretto.

(N.B.: I punti non numerati della fig. a), si riferiscono allo studio preliminare [JAPPELLI *et al.*, 1977]).

delle scaglie, per il quale  $A_f$  dovrebbe assumere valori molto più ridotti e prossimi allo zero. Si ritiene, quindi, che questi risultati siano da considerare piuttosto come rappresentativi del comportamento del sistema delle discontinuità e siano influenzati dall'incremento della porosità prodotto dal campionamento.

Per le prove di taglio, come innanzi osservato, le difficoltà sperimentali sono assai minori e i risultati ottenuti sono ben correlabili. Si osserva tuttavia che, nella interpretazione dei dati, i punti rappresentativi di un medesimo terreno sono stati suddivisi in base alla struttura del materiale. Non può certo concludersi, con i dati finora raccolti, che questo criterio possa sempre essere sufficiente per limitare le dispersioni; tuttavia, appare chiaro come la struttura, almeno per i terreni oggetto della presente ricerca, costituisca un fattore di importanza primaria ai fini della caratterizzazione delle argille fessurate.

L'effetto della struttura si riconosce anche dai diagrammi delle tensioni in funzione delle deformazioni. Le irregolarità si manifestano sempre, infatti, per le argille BF, per le quali le scaglie sono più evidenti, e particolarmente per il terreno tipo BF/AS2. Alla irregolarità di tali diagrammi sembrano fare riscontro valori più bassi dei coefficienti di correlazione dei valori di picco degli sforzi di taglio.

I valori dei parametri di resistenza al taglio, sono sempre più elevati per i terreni a scaglie più grosse. La coesione  $c'$  varia da 0,12 kg/cm<sup>2</sup> a 0,27 kg/cm<sup>2</sup> per i terreni AS1 e 0,31 ÷ 0,33 kg/cm<sup>2</sup> per quelli AS2; l'angolo di attrito da 19° ÷ 24° a 24° ÷ 26°40'.

Resta, infine, da osservare che i valori di  $\phi'$  delle prove di taglio sono sempre più elevati di quelli che si deducono dalle prove triassiali; il contrario avviene per la coesione  $c'$ . Altri ricercatori trovano i medesimi risultati per quanto riguarda  $\phi'$ ; sembrerebbe, invece, che i valori di  $c'$  siano a volte più elevati nell'un tipo di esperienza a volte nell'altro.

In un precedente lavoro si è osservato che la superficie di rottura dei provini sottoposti a compressione triassiale, tenderebbe a svilupparsi, in prevalenza, lungo le superfici di discontinuità, dove la resistenza è minore. Nelle prove di taglio invece la superficie di rottura è prefissata e può attraversare anche frammenti integri; ne segue che da queste prove, dovrebbero ottenersi valori di  $c'$  più elevati.

Non resta, quindi, che constatare come, allo stato attuale delle conoscenze, i predetti confronti siano poco significativi, probabilmente a causa della incerta valutazione di tali parametri dalle prove di compressione triassiale.

## 7. Conclusioni

Gli studi sulle proprietà meccaniche delle argille dure fessurate e scagliettate, giustamente considerate come terreni a struttura complessa, nonostante gli sforzi finora compiuti, possono considerarsi ancora nella fase iniziale. Si ritiene comunque, che in questi ultimi anni siano stati compiuti significativi progressi sulle conoscenze del comportamento di tali terreni.

Solo con le ultime ricerche, infatti, si è potuto riconoscere che le prove di laboratorio possono condurre a significative determinazioni dei parametri di resistenza al taglio e che la struttura può esercitare rilevante influenza sugli andamenti delle curve tensioni-deformazioni e sui parametri di resistenza.

Si è inoltre osservato come, allo stato delle conoscenze, le prove di rottura per taglio diretto siano da preferire a quelle di compressione triassiale, per la semplicità di esecuzione e, ancor più, per la migliore ripetibilità.

Le dispersioni dei risultati delle prove triassiali potrebbero, tuttavia, dipendere dagli ef-

fetti di disturbo dei campioni durante il prelievo. Si ritiene, pertanto, che nello sviluppo della ricerca sarà opportuno, in primo luogo, indirizzare gli sforzi al perfezionamento delle tecniche di campionamento.

Sembra possibile concludere che la ricerca sull'argomento, finora sviluppata in Italia, appare bene avviata.

Si avverte, tuttavia, la necessità di poter disporre di una maggiore quantità di risultati di esperienze di laboratorio e in sito e di analisi su fenomeni di instabilità, per un controllo sulla significatività dei parametri ottenuti con le prove sull'elemento di volume.

## BIBLIOGRAFIA

- A.G.I. (1979) - *Some italian experiences on the mechanical characterization of structurally complex formations*. Int. Soc. Rock Mech., Montreux.
- AIRÒ FARULLA C., LA ROSA G. (1977) - *An analysis of some factors influencing Atterberg limits determination of stiff fissured clay*. Int. Symp. on the Geot. of Struct. Comp. Form., Capri.
- BISHOP A. W. (1967) - *Discussion on shear strength of stiff clay*. Proc. Geot. Conf., Oslo.
- CROCE A., JAPPELLI R., PELLEGRINO A., VIGGIANI C. (1969) - *Compressibility and strength of stiff intact clays*. Proc. VII Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Mexico City.
- D'ELIA B. (1977) - *Geotechnical complexity of some italian variegated clay shales*. Int. Symp. on the Geotechnics of Structurally Complex Formations, Capri.
- EVANGELISTA A., PAPARO FILOMARINO M., PELLEGRINO A. (1977) - *On the mechanical behaviour of variegated clay-shales of Irpinia*. Int. Symp. on the Geotechnics of Structurally Complex Formations, Capri.
- JAPPELLI R. (1978) - *Le fondazioni delle dighe di terra nell'Italia Meridionale e in Sicilia. Rassegna dei caratteri meccanici delle formazioni argillose di base*. XIII Convegno Nazionale di Geotecnica, Merano.
- JAPPELLI R., LIGUORI V., UMILTÀ G., VALORE C. (1977) - *A survey of Geotechnical properties of a stiff highly fissured clay*. Int. Symp. on the Geotechnics of Structurally Complex Formations, Capri.
- LO K. Y. (1970) - *The operational strength of fissured clays*. Geotechnique.
- MARSLAND A. (1971) - *The shear strength of stiff fissured clays*. Proc. Roscoe Memorial Symp., Cambridge University.
- MARSLAND A., BUTLER M. E. (1967) - *Strength measurements on stiff Barton clay from Faley, Hampshire*. Proc. Geot. Conf., Oslo.
- NOCILLA N., UMILTÀ G. (1978) - *Caratterizzazione geotecnica del terreno di fondazione di una diga in Sicilia*. Atti XIII Conv. Naz. di Geot., Merano.
- RIPPA F., PICARELLI L. (1977) - *Some considerations on index properties of southern Italy shales*. Int. Symp. on the Geotechnics of Structurally Formations, Capri.
- RUGGIERI G., SPROVIERI R. (1970) - *Marne di S. Cipirello. Studi illustrativi della carta geologica d'Italia*. Formazioni Geologiche, IV.

## SUMMARY

### Experiences on the shear strength of clay shales.

The results of triaxial and shear box tests on undisturbed samples of stiff fissured clays, with flat or polyedric scales, are reported.

The preparation of specimens for triaxial testing revealed very difficult, and accordingly the data collected are limited in number and somewhat scanty.

The pore pressure coefficient at failure  $A_r$ , in the investigated range of confining pressure, takes values typical of normally consolidated or slightly overconsolidated clays.

This behaviour has been ascribed to fissures opening due to sampling.

Shear box tests are more easily done, and relative results are accordingly numerous and well correlated.

A global examination of the results evidentiates the influence of the materials structure on the shear strength. An irregular pattern of shape and size of scales corresponds to a large scatter in the peak strength.

Effective cohesion intercept  $c'$  ranges between a minimum of  $0.12 \text{ kg/cm}^2$  for clays with small, flat scales to a maximum of  $0.33 \text{ kg/cm}^2$  for larger scales of polyedric shape. For the same materials, friction angle ranges between  $19^\circ$  and more than  $26^\circ$ .