

Contributo allo studio della resistenza al taglio di argille a scaglie con prove di laboratorio

EDUARDO BILOTTA

SOMMARIO: Si riferisce sui risultati di una serie di prove di taglio diretto e di compressione triassiale eseguite sui provini di argilla a scaglie allo stato naturale, provenienti da due diverse formazioni dell'Italia Meridionale.

Per facilitare l'interpretazione di tali risultati sono state eseguite numerose determinazioni di granulometria e limiti di consistenza impiegando sia la tecnica A.S.T.M. che tecniche con prolungato tempo di lavorazione del materiale; si è potuto constatare come i terreni meno sensibili al tempo di lavorazione del materiale sono anche quelli in cui la struttura è meno evidente e dove i valori dei parametri di resistenza risultano pressoché indipendenti dal particolare tipo di prova (taglio diretto o compressione triassiale).

I risultati delle prove di taglio diretto evidenziano chiaramente il comportamento anisotropo di questi terreni nei riguardi della resistenza a taglio; per uno dei due terreni, quello i cui provini sono stati portati a rottura coprendo un più ampio spettro di valori delle tensioni verticali, si è potuto chiaramente rilevare una curvatura dell'involuppo di rottura, curvatura che è molto più accentuata nei provini disposti con assetto delle scaglie parallelo al piano di taglio.

Per i provini sottoposti a bassi valori della pressione verticale sono state riportate anche le curve di rigonfiamento, che possono ricoprire un ruolo non trascurabile nella interpretazione delle successive misure rilevate nella fase di rottura.

1. Introduzione

Nell'ambito dei terreni a struttura complessa particolare interesse ha suscitato, in quest'ultimo decennio, lo studio del comportamento fisico-meccanico delle argille a scaglie.

È ben noto che i parametri di resistenza misurati con prove di laboratorio su questi terreni sono fortemente legati alle caratteristiche fisiche e geometriche dell'insieme di scaglie, al grado di alterazione del materiale (variazioni microstrutturali per «softening») ed alle modalità di prova.

In questo lavoro viene esaminato l'influenza di alcuni fattori su tali parametri, analizzando i risultati di numerose prove eseguite su provini ricavati da campioni provenienti da due diverse località dell'Italia meridionale. Particolare attenzione viene rivolta alla struttura ed al suo grado di alterazione, all'entità del rigonfiamento che si verifica prima dell'applicazione dello sforzo di taglio per valori della tensione verticale « σ_v » minori di quella di rigonfiamento, all'influenza delle modalità di prova, alla forma della curva intrinseca ed al grado di anisotropia della resistenza a rottura.

Qui di seguito si riferisce prima sulle particolarità strutturali e sulle proprietà indici dei terreni indagati, successivamente vengono presentati ed analizzati sinteticamente i risultati ottenuti con le prove di resistenza al taglio.

2. Struttura e Mineralogia

I campioni impiegati nella ricerca provengono in parte dalla località di Piano del Campo, tra gli abitati di S. Cipirello e di S. Giuseppe Jato in Sicilia,

ed in parte dai margini di una grossa colata che insiste sul Basento in prossimità di Brindisi di Montagna (PZ); in seguito per semplicità i due terreni saranno individuati dalle sigle PC e BM rispettivamente.

I terreni PC appartengono alla formazione delle marne di S. Cipirello del Miocene Medio - Serravaliano [RUGGIERI E SPROVIERI, 1970, PESCATORE 1985] mentre quelli BM appartengono alla formazione del Flysch Rosso dell'unità di Lagonegro [IPPOLITO *et al.* 1975].

I campioni «PC» sono stati prelevati a mezzo del doppio carotiere a rotazione da fori di sondaggio, mentre quelli «BM» sono stati prelevati con infissione di fustelle in fronti di scavo appositamente eseguiti (pozzi di 4 ÷ 5 m di profondità).

La forma, dimensione e consistenza delle scaglie sono risultate notevolmente variabili da punto a punto in entrambi i siti. Nel presente studio sono stati impiegati però solo provini costituiti prevalentemente di scaglie piatte con spessore sensibilmente minore del mm.

Nei terreni «PC» le scaglie sono molto più sottili e il materiale spesso è talmente alterato da mascherare quasi del tutto la macrostruttura (reticolo delle discontinuità); in essi infatti non sempre è stato possibile rilevare con certezza l'orientamento delle scaglie: i pochi elementi di volume in cui la struttura è apparsa chiaramente evidente hanno mostrato per le sottili scaglie, una giacitura suborizzontale. Nei terreni «BM» invece l'assetto delle scaglie è sempre risultato evidente e chiaramente suborizzontale.

Per quanto riguarda la composizione mineralogica dei due terreni, ci si è limitati ad una analisi semi-quantitativa; i risultati delle poche determinazioni effettuate sono sintetizzati in tab. 1, tramite i valori

Prof. Ing. Eduardo Bilotta, Associato di Tecnica delle Fondazioni, Facoltà di Ingegneria - Salerno.

medi delle percentuali con cui sono presenti i principali componenti.

Tabella 1. - Mineralogia

Terr.	Montmor. (%)	Illite e vermic. (%)	Caolin. (%)	Quarzo (%)	Feldsp. (%)
PC	15	36	11	15	10
BM	14	38	13	25	-

3. Granulometria e limiti di consistenza

È ben nota la dipendenza della stima dell'assortimento granulometrico e dei limiti di consistenza dalla intensità di trattamento del materiale e dalla particolare tecnica di laboratorio adottata [COTECCHIA *et al.*, 1971; TOWNSEND e GILBERT, 1974; JAPPELLI *et al.*, 1977; RIPPA e PICARELLI, 1977; PELLEGRINO e PICARELLI 1982]. Tale influenza è essenzialmente connessa all'intensità dei legami di diagenesi tra le particelle che costituiscono la scaglia, di natura ed entità variabile da caso a caso.

L'intensità di tale legame può avere una certa influenza sul comportamento a rottura di tali terreni ed è per questa ragione che ciascuno dei due materiali PC e BM è stato assoggettato a differenti tecniche di preparazione, confrontando poi tra loro i risultati ottenuti con le relative prove.

In particolare le analisi granulometriche ed i limiti sono stati eseguiti su materiale preparato con tecnica standard (A.S.T.M.) oppure disgregato con prolungata spatolatura o con agitatore meccanico. Nella disgregazione con spatola, il materiale è stato suddiviso in piccole quantità in modo da rendere efficace l'effetto della spatola sui grumi di argilla; nella disgregazione meccanica il terreno allo stato liquido e con contenuto di acqua triplo del limite di liquidità è stato trattato con un agitatore meccanico tipo PL30 C. Erba, e quindi per la stima dei limiti di consistenza è stato asciugato con stufa alla temperatura di 45° C, fino ad una consistenza prossima al limite di liquidità. Con queste ultime due tecniche sono stati adottati differenti tempi di lavorazione per evidenziarne l'influenza sui risultati.

Una sintesi dei risultati ottenuti è riportata in fig. 1 mediante i valori medi della granulometria, della plasticità e dell'attività stimati con le diverse tecniche e i differenti tempi di lavorazione ivi indicati. La fig. 1a si riferisce al materiale BM composto di scaglie chiaramente visibili con spessore sensibilmente inferiore al mm; le suddette determinazioni sono state eseguite anche su materiale BM costituito da scaglie con spessore maggiore del mm (2 ÷ 3 mm), ma la granulometria e i limiti di consistenza di quest'ultimo materiale sono pressoché coincidenti

con quelli ottenuti per i materiali con scaglie più sottili e riportati in fig. 1a. La fig. 1b si riferisce al materiale BM parzialmente alterato con scaglie non sempre chiaramente individuabili, mentre in fig. 1c, dove sono sinteticamente raccolti tutti i risultati delle determinazioni effettuate sui terreni PC, sono stati riportati anche i valori medi di alcune determinazioni effettuate su una piccola quantità disponibile del materiale di colata, completamente alterato, dei terreni BM.

I risultati raccolti in fig. 1 evidenziano quanto segue:

- con entrambe le tecniche «particolari» di preparazione del materiale (prolungati tempi di spatolatura o di agitazione) le percentuali di limo e la plasticità aumentano notevolmente, come è ben noto, col tempo di lavorazione. A parità di tempi di lavorazione «t» i valori stimati con l'agitazione meccanica sembrano un po' più elevati di quelli ottenuti con la spatolatura; quest'ultima inoltre fornisce per il terreno BM una attività leggermente inferiore a quella ottenuta con l'agitatore;
- le differenze tra i risultati ottenuti sul materiale «BM non alterato» (fig. 1a), quello «BM parzialmente alterato» (fig. 1b) e quello «BM completamente alterato» (fig. 1c) sono sensibili solo quando viene impiegato la tecnica ASTM.
- L'influenza del tempo di lavorazione sui valori della granulometria e della plasticità che si misurano per il materiale PC e per quello «BM completamente alterato» (fig. 1c), è sensibilmente inferiore a quella registrata per il materiale «BM non alterato» (fig. 1a), di cui sono costituiti i provini intatti BM impiegati per lo studio della resistenza a rottura.
- i terreni PC risultano comunque sempre più fini e più plastici dei terreni BM.

4. Prove eseguite e tecniche impiegate

L'influenza di alcuni fattori (forma e dimensione delle scaglie, tipo e modalità di prova) sulla resistenza a rottura dei terreni PC, ha formato oggetto di un precedente lavoro [BILOTTA e UMITÀ, 1981]. La disponibilità di un residuo numero di campioni di terreni PC con spessore delle scaglie $s \ll 1$ mm ha reso possibile l'esecuzione di poche altre prove triassiali drenate e non drenate e di alcune prove di taglio diretto con piano di taglio parallelo PC/O o

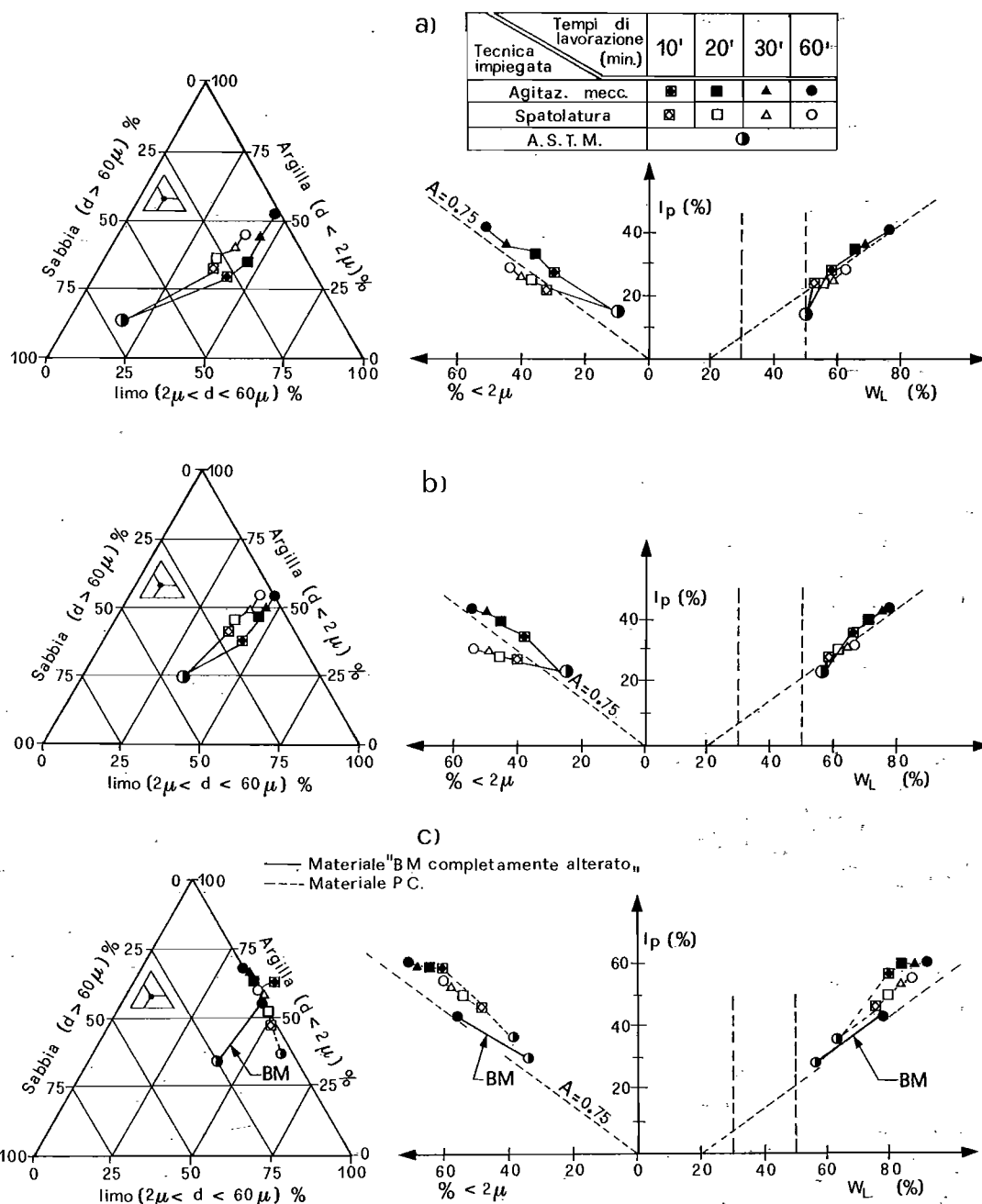


Fig. 1. - Valori medi della granulometria, plasticità ed attività stimate con le diverse tecniche di preparazione del materiale: a) materiale BM non alterato; b) materiale BM parzialmente alterato; c) materiale BM completamente alterato e materiale P.C.

normale PC/V alla giacitura dei terreni in sito¹ e di cui vengono qui riportati i risultati; nelle prove di taglio diretto, prima della fase di rottura, il provino è stato lasciato sistematicamente 2gg. sotto il carico di consolidazione.

I risultati delle prove così eseguite, insieme a quelli precedentemente pubblicati, vengono utilizzati per un confronto con quelli ottenuti sui terreni BM. Il confronto è solo parziale perché l'esaurimento dei campioni PC prelevati da fori di sondaggio per la soluzione di un problema tecnico, ha impedito di estendere l'indagine ad un più ampio campo delle tensioni verticali σ'_v per analizzare tra l'altro la forma della curva intrinseca, cosa invece che è stata ef-

fettuata sui terreni BM dove i campioni furono prelevati da scavi appositamente eseguiti per la ricerca; per i terreni PC l'indagine è stata svolta per un campo delle tensioni verticali $\sigma'_v = 50 \div 600 \text{ kPa}$ mentre per quelli BM per $\sigma'_v = 12 \div 1200 \text{ kPa}$

¹ Come si è già accennato nella descrizione della struttura dei due terreni, non sempre nei campioni PC è risultato chiaramente rilevabile ad occhio nudo e per la sua intera lunghezza, l'orientazione delle minute scaglie, ma quando ciò è stato possibile essa è apparsa sempre parallela alla giacitura suborizzontale dei terreni; per tale ragione e per il limitato numero di campioni, si è preferito preparare i provini in modo da applicare sistematicamente lo sforzo di taglio a rottura in direzione parallela o normale alla giacitura dei terreni in sito come indicato in tab. 2

Tabella 2. - Quadro delle esperienze

Località	Taglio diretto		Compress. triassiale	
	Orient. scaglie	n.	modal. di prova	n.
Piano del Campo	PC/V PC/O	6+ (11) 5	consol. drenate consol. non drenate	4 4+ (3)
Brindisi di Montagna	BM/N BM/P	32 33	consol. drenate	5

PC/V = piano di rott. norm. alla giacitura dei terreni
 PC/O = piano di rott. paral. alla giacitura dei terreni
 BM/N = piano di rott. norm. all'assetto delle scaglie
 BM/P = piano di rott. paral. all'assetto delle scaglie
 n. = numero delle prove
 () = risultati già pubblicati (Bilotta e Umiltà 1981)

Nei campioni di *materiale BM* le scaglie sono risultate quasi sempre chiaramente isorientate e quindi è stato possibile eseguire prove di taglio diretto predisponendo la superficie di rottura secondo l'assetto delle scaglie (BM/P) o ad esso normale (BM/N)². Per i bassi valori della pressione verticale $\sigma'_v \leq \sigma_R$, dove σ_R è la pressione di rigonfiamento, il provino ha potuto rigonfiare per almeno una settimana prima dell'applicazione dello sforzo di taglio, mentre per $\sigma'_v > \sigma_R$ la rottura è stata avviata dopo 3-4 gg. di consolidazione e cioè a consolidazione ultimata. Le prove di taglio diretto sono state eseguite su provini di dimensione $(6 \times 6 \times 2)$ cm³ con una velocità di deformazione di 0.001mm/min.

Anche per i terreni BM, per esaminare l'influenza del tipo di prova sulla stima dei parametri di resistenza, sono state effettuate alcune prove triassiali di tipo drenato. Tutte le prove triassiali, drenate (sui terreni PC e BM) e non drenate (sui terreni PC), sono state eseguite su provini di 68mm di diametro e 13 cm di altezza. Per accelerare il processo di drenaggio durante la fase di rottura, è stata applicata carta da filtro anche sulla superficie laterale del provino; sono state misurate le variazioni di volume in fase di rottura con una back-pressure di 300 kPa. La velocità di deformazione adottata nelle prove drenate è di $1.3 \div 2.5 \times 10^{-4}$ mm/min; per le prove con i più elevati valori della pressione sferica di consolidazione, è stata impiegata la velocità inferiore. Un quadro sintetico delle prove eseguite è riportato in tab.2

Nella tabella 3 sono stati riportati i valori medi della porosità iniziale «n», del contenuto d'acqua

Tabella 3. - Valori medi della porosità, del contenuto d'acqua e del grado di saturazione dei provini

Provini	w _n %	n %	S %
PC/V	19.0	37.0	90
PC/O	18.5	36.5	94
BM/N	25.0	41.5	95
BM/P	23.0	40.0	94

naturale «w_n» e del grado di saturazione «S» stimati dai provini.

5. Analisi dei risultati

5.1 Terreni PC

Le curve che esprimono lo sforzo di taglio unitario «τ» e la deformazione verticale ΔH/H, in funzione dello scorrimento «δ», per le prove di taglio diretto, non hanno evidenziato particolari differenze tra i due gruppi di provini PC/V e PC/O, se non nell'entità della resistenza: i provini PC/V infatti offrono una resistenza a rottura sensibilmente maggiore dei provini PC/O come può chiaramente dedursi dai risultati sinteticamente riportati in fig. 2a. Non si rileva invece (fig. 2b e 2c) una chiara differenza nelle deformazioni verticali «(ΔH/H)_f» e negli scorrimenti «δ_f» a rottura che si misurano sui due gruppi di provini, sebbene tale considerazione può avere un valore limitato anche a causa del piccolo numero di prove e del ristretto campo di tensioni indagate. I valori di «(ΔH/H)_f» «δ_f» variano con la tensione verticale σ'_v e sembrano tendere ad un valore costante per σ'_v maggiore del carico medio di preconsolidazione, $\sigma_{c,med} = 0.7 \text{MPa}^3$.

In fig. 3 viene effettuato un confronto della resistenza a rottura misurata con le prove di taglio diretto, con quella misurata con le prove triassiali, drenate e non drenate, eseguite su tali terreni; in ta-

² Per l'orientazione dello sforzo di taglio rispetto alla giacitura delle scaglie, si può far riferimento agli schemi illustrativi riportati nelle figg. 4 e 5. L'assetto delle scaglie è orientato secondo la giacitura x, y ed i provini BM/P sono stati portati a rottura applicando lo sforzo di taglio T secondo una qualunque direzione appartenente a tale giacitura (v. fig. 4). Analogamente per i provini BM/N (v. fig. 5) si sarebbe potuto applicare lo sforzo di taglio secondo una qualunque direzione contenuta nel piano y, z, tuttavia nell'intento di ottenere un più uniforme cinematisimo di rottura dei vari provini, lo sforzo T è stato applicato sempre secondo una stessa direzione che in particolare, nel presente studio, si è fatta coincidere con quella dell'asse y in esame.

³ In un precedente lavoro [BILOTTA, 1984] è stato rilevato come il carico di preconsolidazione «σ_c» per i terreni PC varia tra 0.4 ÷ 1 MPa mentre per quelli BM tra 0.25-0.55 MPa.

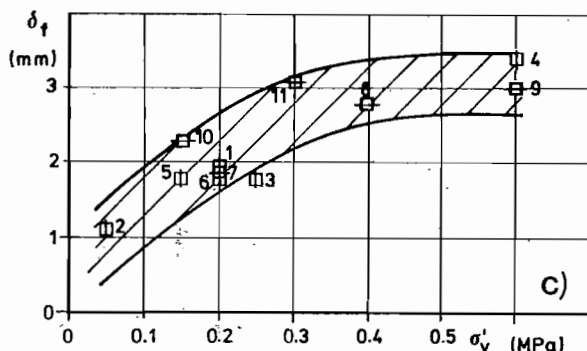
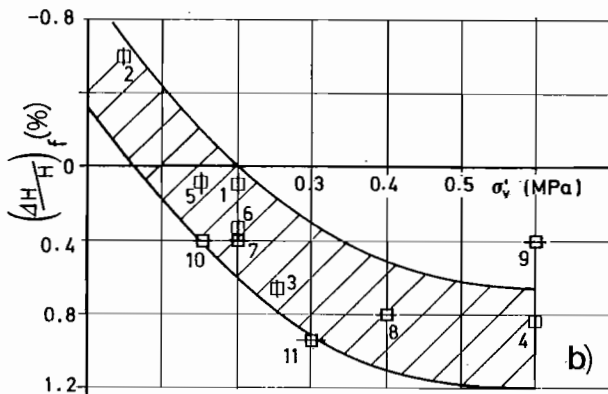
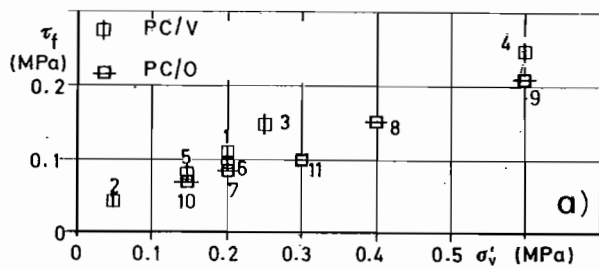


Fig. 2. - Risultati delle prove di Taglio diretto eseguite sui terreni PC: valori a rottura della resistenza unitaria « τ_f », deformazioni verticali « $(\Delta H/H)_f$ » e scorrimento « δ_f », in funzione della tensione verticale effettiva σ'_v .

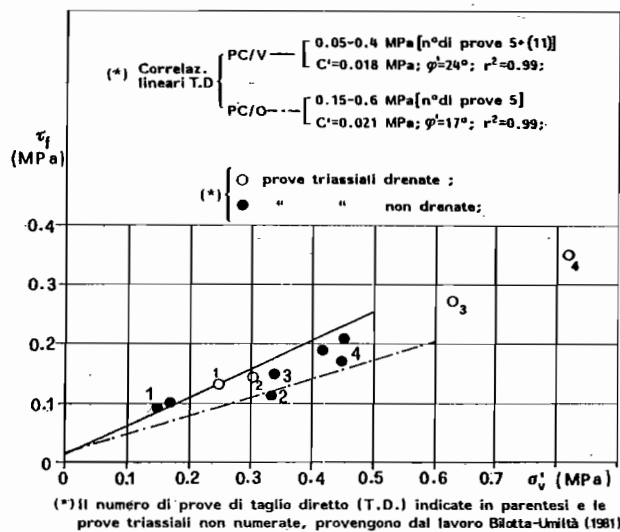


Fig. 3. - Influenza del tipo di prova, Taglio diretto o Compressione triassiale, nella stima della resistenza dei terreni PC; anisotropia.

le confronto ci si avvale anche dei risultati già pubblicati nel precedente lavoro [BILOTTA e UMITÀ, 1981].

Poiché le prove di taglio diretto eseguite su tale terreno hanno sempre interessato un campo di valori della pressione verticale effettiva piuttosto limitato ($0.05 \text{ MPa} \leq \sigma'_v \leq 0.6 \text{ MPa}$), si è ritenuto opportuno interpolare con un segmento di retta le coppie di valori τ_f - σ'_v relative a ciascun gruppo di provini e quindi caratterizzare la relativa resistenza a rottura con i parametri c' e ϕ' forniti dalla correlazione lineare e riportati nella stessa fig. 3 insieme ai relativi coefficienti di correlazione « r ». La resistenza misurata con le prove triassiali viene espressa con la coppia di valori delle tensioni τ e σ' agenti sulla superficie di rottura che in genere presenta un'inclinazione di $50^\circ \div 55^\circ$ rispetto al piano principale massimo.

I risultati raccolti in fig. 3 mostrano come:

- i parametri di resistenza determinati correlando tutte le prove eseguite sui provini PC/V concordano perfettamente ($r^2 = 0.99$) con quelli ricavati impiegando solo le precedenti prove [BILOTTA e UMITÀ 1981].
- passando dai provini PC/V a quelli PC/O si ha una riduzione dell'angolo di attrito da 24° a 17° ;
- la resistenza misurata con le prove triassiali è intermedia tra quella fornita dai provini PC/V e quella fornita dai provini PC/O.

5.2 Terreni BM

Per la resistenza dei terreni BM, può effettuarsi un'analisi più completa sia per il maggior numero di prove di taglio diretto disponibili (n. 65 prove) che per il più ampio campo di valori di σ'_v indagato.

Le misure riportate a titolo esemplificativo nelle fig. 4 e 5 si riferiscono alle prove effettuate con valore della pressione verticale effettiva minore o solo leggermente superiore alla pressione di rigonfiamento σ_R [$\sigma_R = 0.06 \div 0.16 \text{ MPa}$; BILOTTA, 1984]. In fig. 4 sono stati raccolti i risultati delle prove eseguite sui provini BM/P, con assetto delle scaglie parallelo al piano di taglio, ed in fig. 5 quelli dei provini BM/N, con assetto delle scaglie normali a tale piano ed orientate come in figura.

I punti di prelievo dei campioni, da ciascuno dei quali in genere è stata ricavata una terna dei suddetti provini, distano solo pochi dm tra loro e all'apparenza tali provini non mostrano una sensibile diversità strutturale; ciò nonostante dalla fig. 4a, dove sono riportate le misure effettuate su due terne di provini sottoposti agli stessi carichi verticali $\sigma'_v \ll$

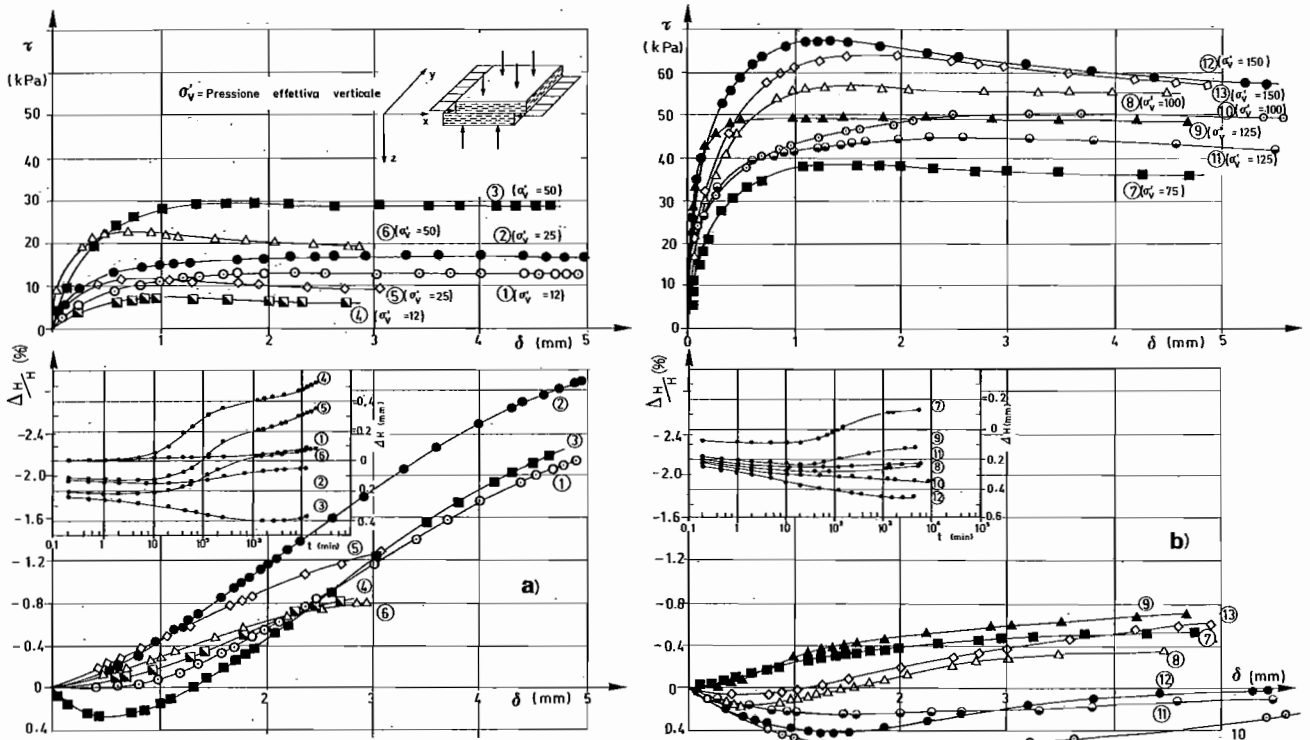


Fig. 4. - Misure rilevate nelle prove di Taglio diretto eseguite sui provini «BM/P» con pressione verticale effettiva « σ'_v » minore o leggermente superiore alla pressione di ringonfiamento.

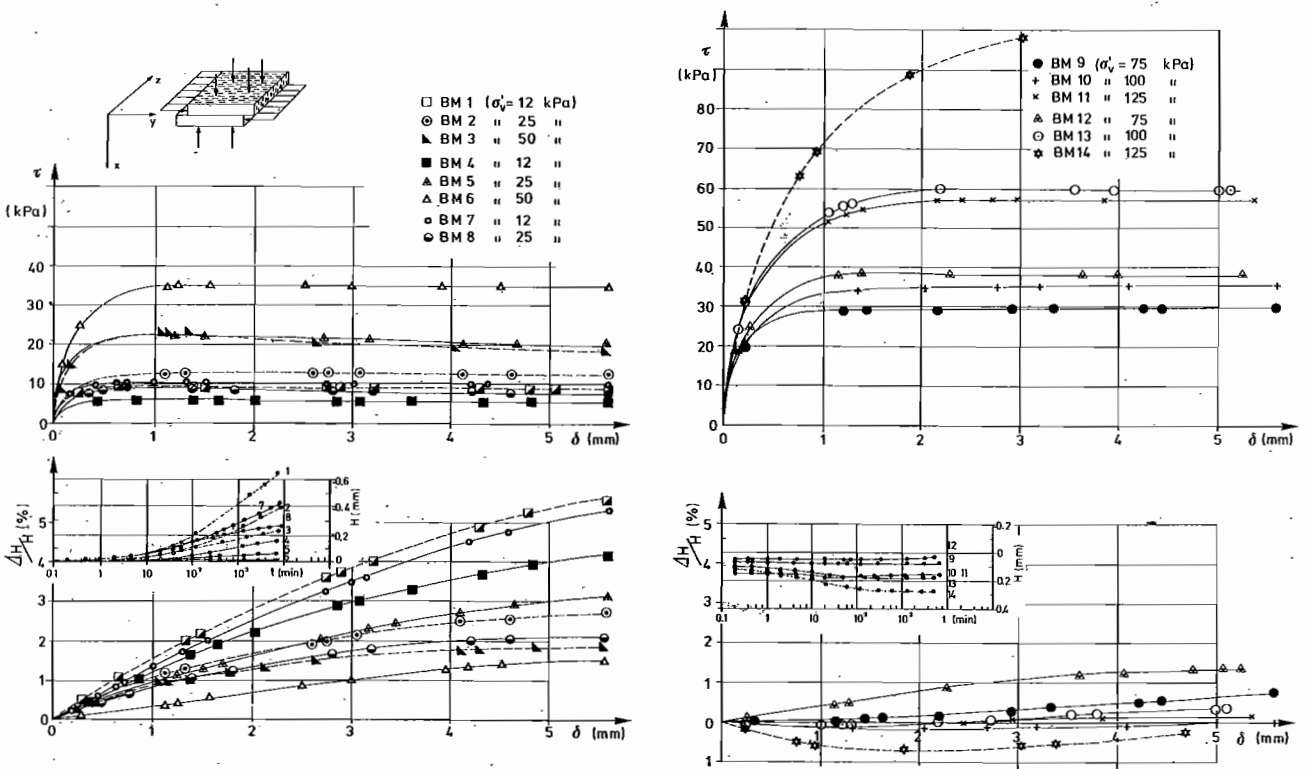


Fig. 5. - Misure rilevate nelle prove di Taglio diretto eseguite sui provini «BM/N» con pressione verticale effettiva « σ'_v » minore o leggermente superiore alla pressione di ringonfiamento.

σ_R , si rileva come i provini di una terna mostrano comportamenti sensibilmente diversi da quelli dell'altra, sia nella fase di ringonfiamento che in quella di rottura: i provini di una terna nella prima fase rigonfiano molto meno di quelli dell'altra, ma

nella fase di rottura presentano un comportamento più dilatante ed una maggiore resistenza. Questo diverso comportamento potrebbe dipendere dall'entità dei legami diagenetici interni alla singola scaglia, da variazioni macrostrutturali, dal grado di al-

terazione del materiale e di disturbo del provino. I provini meno sensibili al rigonfiamento primario (nn. 1-2-3), con scaglie in genere più consistenti, mostrano un comportamento a rottura simile ad un ammasso granulare con notevole dilatanza; i provini nn. 4, 5 e 6 che mostrano una più accentuata fase di rigonfiamento primario e una riduzione della resistenza e della dilatanza a rottura, probabilmente avranno una struttura più obliterata.

Nella fig. 4b vengono riportati i risultati che si ottengono con pressioni effettive verticali più elevate e prossime a σ_R . Il rigonfiamento è ivi limitato o manca del tutto; comunque a parità di σ'_v i provini più dilatanti risultano anche i più resistenti.

Anche in fig. 5, dove sono raccolte le misure relative ai provini BM/N portati a rottura con $\sigma'_v \leq \sigma_R$, sono stati separati quelli relativi a $\sigma'_v \leq 50$ kPa (fig. 5a). Una considerazione immediata deriva dal confronto delle figg. 4a e 5a le quali evidenziano come per $\sigma'_v \leq 50$ kPa, sebbene non vi sia una chiara differenza tra le resistenze offerte dai due gruppi di provini BM/P e BM/N, la dilatanza misurata sui provini BM/N è nettamente maggiore che nei provini BM/P; inoltre sulle curve $\Delta H/H = f(\delta)$ dei BM/N manca il punto di flesso in prossimità del valore per cui si verifica la rottura del provino. Su tali differenze può notevolmente influire il diverso cinematismo delle scaglie, conseguente alle particolari direzioni assunte per lo sforzo di taglio nei due casi; per un quadro sintetico dei valori di $(\Delta H/H)_f$ misurati nell'intero campo delle tensioni verticali indagate si rimanda alle figg. 6b e 7b.

Le curve $\tau - \delta$ qui riportate e quelle relative a tutti gli altri provini portati a rottura con valori $\sigma'_v < \sigma_R$ hanno evidenziato che, sia per i provini BM/N che per quelli BM/P, i picchi di resistenza sono poco accentuati o mancano del tutto per qualunque valore della pressione verticale effettiva; l'assenza di accentuati picchi nel basso campo delle tensioni contrasta con quanto è ben noto per le argille dure e fessurate, per valori di σ'_v maggiore della pressione in sito [MARSLAND, 1971] o della pressione di rigonfiamento [CALABRESI e SCARPELLI, 1982]. È appena il caso di rilevare però che i meccanismi di rottura sono differenti nei due casi: il comportamento delle argille dure fessurate è più simile a quello dell'argilla dura intatta che costituisce i singoli elementi, mentre quello delle argille a scaglie è più aderente a quello di un insieme di minuti elementi che godono di un maggiore grado di libertà.

In fig. 6 sono raccolti in forma sintetica i risultati delle prove di taglio diretto eseguite sui provini BM/P, mentre in fig. 7 quelli relativi ai provini BM/N; il confronto tra queste due figure permette di effettuare qualche considerazione sul grado di

anisotropia di questi terreni nei riguardi della rottura a taglio.

Nelle figg. 6a e 7a sono riportati i valori della resistenza a taglio offerta dai vari provini per l'intero campo delle tensioni verticali indagate. L'andamento di tale resistenza al variare della σ'_v è non lineare e tale che, indipendentemente dall'orientazione delle scaglie, la curva di rottura passa sempre per l'origine degli assi ($c = 0$). Se nel campo della normale consolidazione, così come per altre formazioni preconsolidate intatte o fessurate [BISHOP *et al.* 1965; CROCE *et al.* 1969; MARSLAND, 1971], la resistenza a rottura viene espressa con una relazione lineare caratterizzata da un valore non nullo della coesione, si osserva che per i provini BM/P l'angolo d'attrito « φ' » risulta notevolmente inferiore a quello che si ha per i provini BM/N (v. fig. 8) riducendosi ad un valore di $\varphi' = 12^\circ$ che è molto prossimo a quello residuo [PELLEGRINO e PICARELLI, 1982; COTECCHIA *et al.*, 1986].

La preliminare selezione nei riguardi della dimensione delle scaglie nonché il prefissato orientamento del piano di rottura nei riguardi dell'assetto delle scaglie, sembra aver ridotto a limiti accettabili la dispersione dei valori della resistenza misurata, anche se tale dispersione resta pur sempre sensibile rispetto a quella che generalmente si verifica in terreni a struttura più semplice; su essa certamente influiscono ancora le variazioni della struttura e del grado di alterazione non facilmente rilevabili durante la preparazione del provino, come già evidenziato nell'analisi delle misure riportate in fig. 4a, nonché l'inevitabile più o meno sensibile disturbo del provino a causa della particolare struttura (a scaglie) del terreno.

Nelle figg. 6b e 6c sono riportati i valori delle deformazioni verticali « $\Delta H/H$ »_f e degli scorrimenti « δ_f » a rottura misurati sui provini BM/P mentre nelle figg. 7b e 7c quelli relativi ai provini BM/N. Anche per questi valori la dispersione è relativamente contenuta ed il loro andamento al variare della σ'_v mette in evidenza quanto segue.

- Per i bassi valori di σ'_v ($\sigma'_v < \sigma_R$) il comportamento del terreno è dilatante per entrambi i gruppi di provini, anche se questo comportamento sembra più accentuato per i provini BM/N (v. anche figg. 4 e 5). Il valore di $(\Delta H/H)_f$ che assume valori positivi per $\sigma'_v > \sigma_R$ cresce fino a σ_c per poi restare, per i maggiori valori di σ'_v , mediamente costante e pari a circa 0,8% e 1,3% per i provini BM/P e BM/N rispettivamente.

- Per quanto riguarda lo scorrimento a rottura « δ_f », meno sensibili appaiono le differenze tra i valori misurati per i due gruppi di provini: per entrambi questo valore cresce con la σ'_v nel campo della pre-

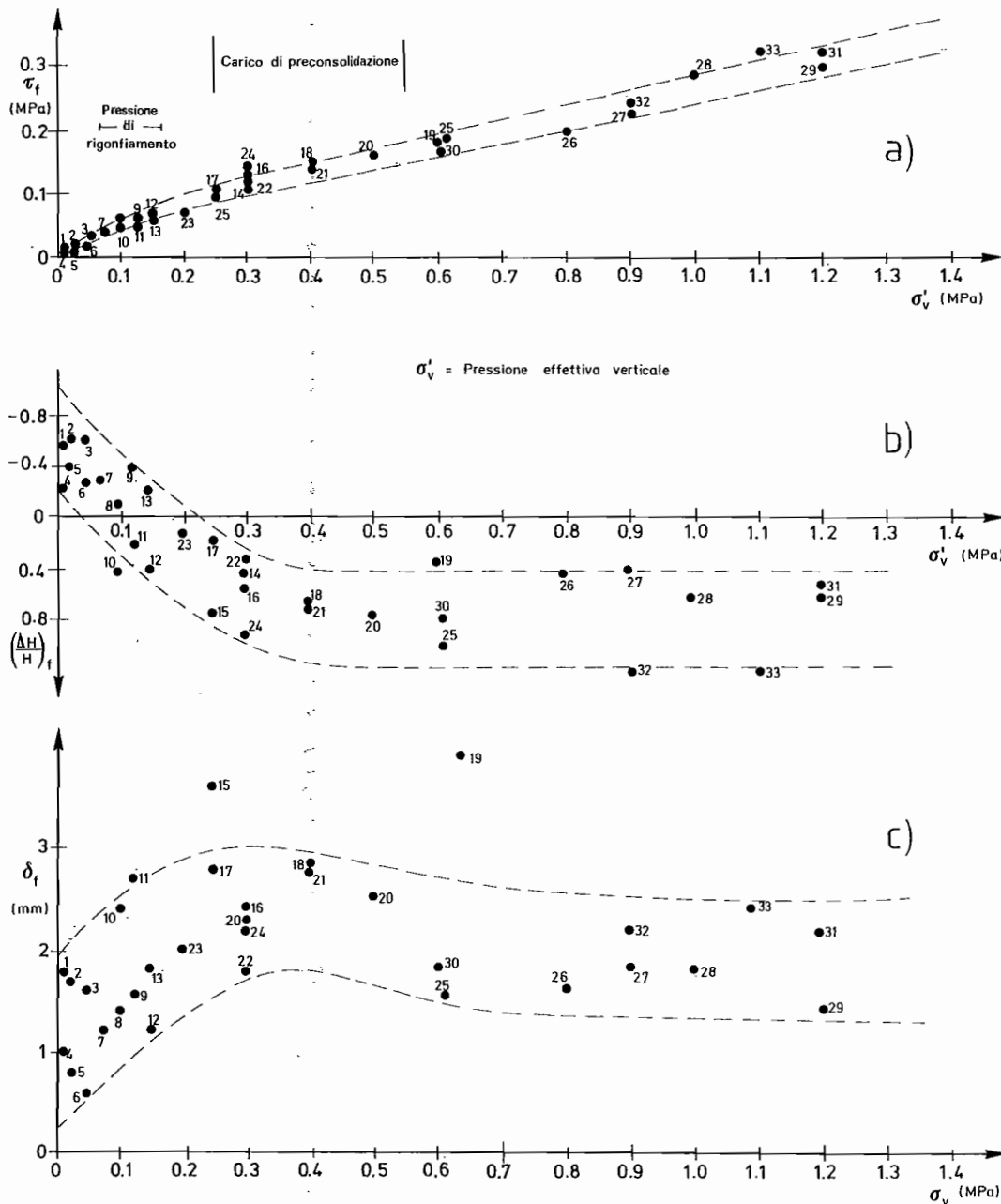


Fig. 6. - Risultati delle prove di Taglio diretto eseguite sui provini «BM/P»: valori a rottura della resistenza « τ_f », deformazioni verticali « $(\Delta H/H)_f$ » e scorrimento « δ_f », in funzione della tensione verticale effettiva σ'_v .

consolidazione e raggiunge un valore massimo di circa 3 mm in prossimità di $\sigma'_{v,med}$; per valori più elevati di σ'_v , esso subisce una leggera diminuzione.

- In ogni caso il campo di variazione di « $(\Delta H/H)_f$ » e di « δ_f » per i due gruppi di provini è mediamente lo stesso di quello rilevato per i terreni PC, anche se sono ben note le difficoltà di interpretazione di queste misure spesso influenzate da inevitabili errori subsperimentali o dal particolare meccanismo di rottura (v. fig. 4a).

Il confronto fra le figg. 6 e 7 evidenzia quindi una sensibile anisotropia nel comportamento a taglio di questi terreni, con differenze di comportamento tra

i due gruppi di provini che diventano più evidenti nel campo di normale consolidazione ($\sigma'_v \geq \sigma_c$) dove i provini BM/P sono quelli che mostrano i minori valori della resistenza, della riduzione di volume e dello scorrimento a rottura: è probabile che in tali provini la rottura si verifichi per tranciamento delle asperità superficiali d'incastro esistenti nel piano di contatto tra le scaglie con successivo scivolamento relativo e quindi con minore alterazione dell'assetto delle scaglie e della struttura del provino (minori valori di δ_f e $(\Delta H/H)_f$) e con relativa riduzione della resistenza che più si avvicina ai valori di quella residua.

L'influenza del tipo di prova nella stima della re-

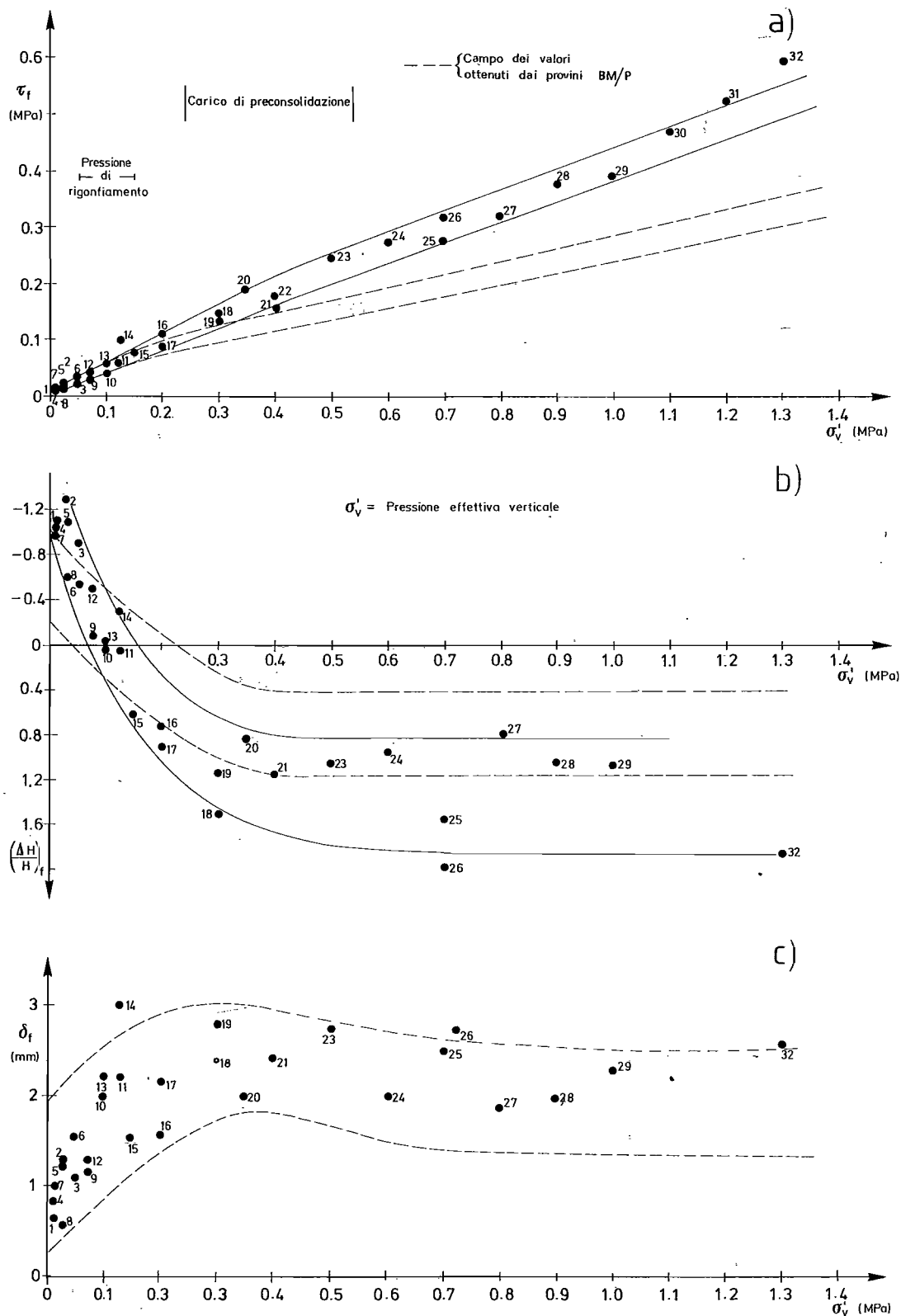


Fig. 7. - Risultati delle prove di Taglio diretto eseguite sui provini «BM/N»: valori a rottura della resistenza « τ_f », deformazioni verticali « $(\Delta H/H)_f$ » e scorrimento « δ_f », in funzione della tensione verticale effettiva σ'_v .

sistenza dei terreni BM è evidenziata dalla fig. 8 dove sono riportate le curve di rottura misurate sui gruppi di provini BM/P e BM/N e i cerchi di Mohr delle prove di compressione triassiale drenate.

Tutti i valori sperimentali ottenuti, per ciascun gruppo dei provini impiegati nelle prove di taglio di-

retto e per l'intero campo indagato, sono stati interpolati con la curva esponenziale $\tau = a \cdot \sigma_v^b$ proposta da JAEGER (1971); tali curve sono riportate in figura con tratto continuo insieme ai valori dei relativi parametri e del coefficiente di correlazione. Interpolando linearmente e separatamente i provini portati

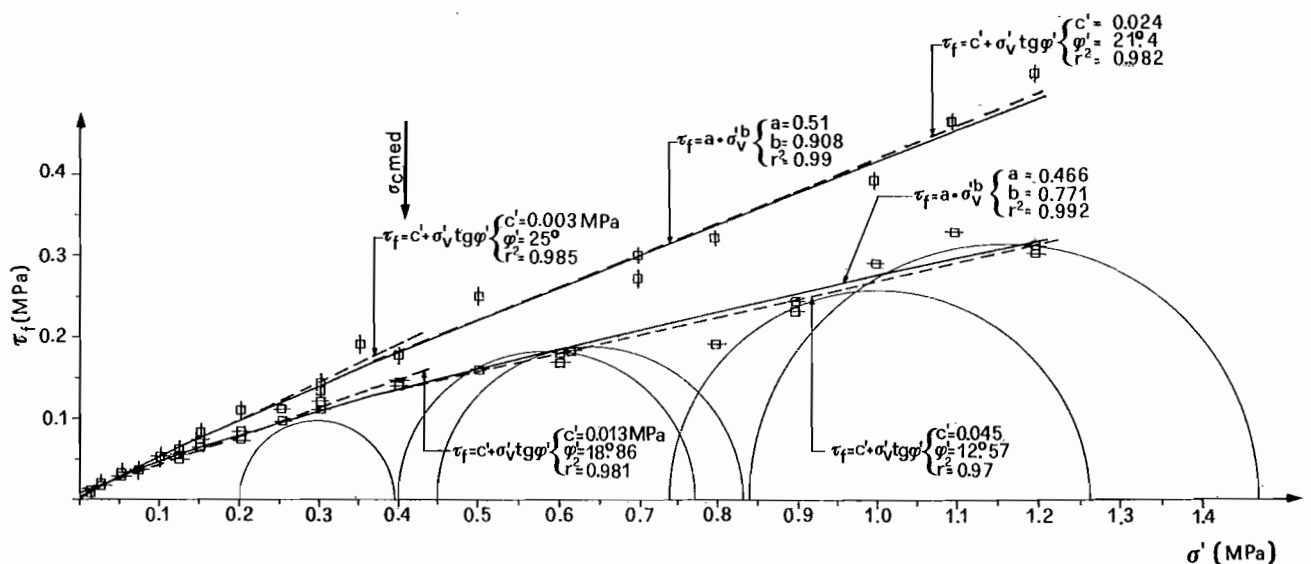


Fig. 8. - Influenza del tipo di prova, Taglio diretto o Compressione triassiale drenata, nella stima della resistenza dei terreni BM; anisotropia

a rottura per $\sigma'_v < \sigma_{c,med}$ da quelli portati a rottura con $\sigma'_v > \sigma_{c,med}$ otteniamo invece i quattro segmenti ivi riportati con tratto discontinuo insieme ai valori dei relativi coefficienti di correlazione; l'approssimazione dei relativi tratti di curva con tali segmenti di retta possono ritenersi accettabili.

Dal diagramma di fig. 8 appare anche evidente che, come già rilevato in altri lavori sull'argomento e contrariamente a quanto precedentemente visto per i terreni PC, la resistenza misurata con prove di compressione triassiale su argille a scaglie con struttura non obliterata come in questo caso (terreni BM), è inferiore a quella mediamente stimata con le prove di taglio diretto e molto prossima a quella che si misura sui provini BM/P. Ciò probabilmente si verifica perché nelle prove triassiali il maggior grado di libertà cinematica del provino, permette alla superficie di rottura di svilupparsi con andamento diverso dal piano teorico e di assumere una configurazione che segue più da vicino la superficie esterna delle scaglie.

5. Considerazioni conclusive

I materiali impiegati nella presente indagine sono tutti costituiti da scaglie piatte con spessore molto minore del millimetro, ma in quelli PC le scaglie sono sensibilmente più sottili e la struttura è spesso fortemente alterata.

La granulometria ed i limiti di consistenza risultano notevolmente diversi per i due terreni se si stimano seguendo le norme A.S.T.M., se invece si impiegano tecniche con prolungata lavorazione del materiale, tale differenza risulta notevolmente ridotta (v. fig. 1).

Anche la composizione mineralogica delle relative frazioni argillose è molto simile (v. tab. 1).

Nei riguardi del comportamento nelle prove di rottura a taglio, non è possibile un confronto del tutto esauriente tra i due materiali a causa del ridotto numero di provini e del limitato campo di tensioni verticali ($\sigma'_v = 50 \div 600$ kPa) impiegati per i terreni PC; qui di seguito, quindi, viene prima riepilogato il comportamento dei 65 provini BM portati a rottura con una $\sigma'_v = 12 \div 1200$ kPa e poi, limitatamente al più ristretto campo delle tensioni impiegate per i provini PC, si effettua un minimo di confronto tra il comportamento dei due terreni.

L'analisi dei risultati ottenuti dai provini BM ha permesso di effettuare le seguenti considerazioni:

- il terreno presenta sensibile anisotropia nei riguardi della rottura per cui separando i provini BM/P da quelli BM/N e limitando, come in questa nota, l'analisi ai soli provini con spessore delle scaglie non superiore al mm, è stato possibile ridurre notevolmente la dispersione dei risultati (v. fig. 7); quella residua può in parte dipendere da inevitabili errori o disturbo del provino, ed in parte, come evidenziato in fig. 4, dalle diversità micro e macrostrutturali non facilmente osservabili e comunque presumibilmente sempre esistenti in una classe di campioni naturali di simili terreni;
- l'involuppo di rottura è curvilineo con curvatura molto più accentuata per i provini BM/P; in particolare può rilevarsi come nel campo della normale consolidazione ($\sigma'_v > \sigma_{c,med}$) solo i provini BM/P mostrano una notevole riduzione dell'angolo di attrito che da $\phi \approx 19^\circ$ che si ha nel campo di preconsolidazione ($\sigma'_v < \sigma_{c,med}$) scende a $\phi \approx 12^\circ$ (v. fig. 8) e cioè ad un valore molto prossimo a quello residuo.

c) l'andamento delle deformazioni verticali a rottura $(\Delta H/H)_f$ al variare delle σ'_v (figg. 6b e 7b) evidenzia come per bassi valori di σ'_v ($\sigma'_v < \sigma_{c,R}$) il comportamento del terreno è dilatante per entrambi i gruppi di provini anche se questo effetto sembra più accentuato per i provini BM/N (vedi anche figg. 4 e 5); $(\Delta H/H)_f$ assume valori positivi per $\sigma'_v > \sigma_{c,R}$ e cresce fino a $\sigma'_v \approx \sigma_{c,med}$ per poi restare mediamente costante con valori pari a circa 0.8% e 1,3%, rispettivamente per i provini BM/P e BM/N;

d) nei riguardi dello scorrimento a rottura « δ_f » si può rilevare come questo valore cresce con la σ'_v nel campo della preconsolidazione senza una chiara distinzione tra i provini BM/P e BM/N, raggiunge un valore massimo di circa 3mm in prossimità di $\sigma'_v = \sigma_{c,med}$, mentre per valori più elevati subisce una leggera diminuzione soprattutto per i provini BM/P (vedi fig. 7c) dove è probabile che la rottura si verifichi per tranciamento delle asperità tra le superfici di contatto delle scaglie e con minori modifiche della struttura del provino;

e) il confronto fra le resistenze a rottura misurate sui provini BM/P e BM/N con quella misurata con le prove di compressione triassiale drenate evidenzia (vedi fig. 8) come, in questo materiale, quest'ultima è inferiore a quella stimata con le prove di taglio diretto sui provini BM/N e molto prossima a quella che si misura sui provini BM/P.

Confrontando i risultati ottenuti dai pochi provini PC con quelli ottenuti dai provini BM portati a rottura con valori di $\sigma'_v = 50 \div 600$ kPa, si rileva quanto segue:

- nell'ambito dei suddetti valori delle tensioni verticali ($\sigma'_v < \sigma_{c,med} \approx 700$ kPa) sembra che per i terreni PC siano ancora valide le considerazioni a), c) e d) fatte per i terreni BM, mentre la suddetta limitazione del campo delle tensioni, non permette di fare alcuna considerazione sull'andamento della curva di rottura dei terreni PC (v. fig. 2) e sull'entità dell'eventuale riduzione di ϕ' nel campo di normale consolidazione ($\sigma'_v > \sigma_{c,med}$);
- sempre limitatamente al campo di tensioni indagate nei terreni PC la resistenza al taglio di questi terreni sembra molto prossima a quella relativa ai terreni BM;
- per quanto concerne l'influenza del tipo di prova sulla stima della resistenza a taglio, contrariamente a quanto è risultato per i terreni BM, quella misurata con le prove triassiali sui terreni PC, è mediamente uguale a quella misurata con le prove

di taglio diretto (v. fig. 3). Questa differenza di comportamento tra i due terreni potrebbe dipendere dal fatto che i terreni PC hanno una struttura profondamente obliterata (v. fig. 1) e quindi un comportamento più simile ai terreni non strutturati.

Comunque i risultati finora ottenuti sembrano confermare sempre più la possibilità di analizzare la resistenza a rottura di queste argille con i classici approcci della Meccanica dei terreni, purché si tenga in debito conto l'influenza della macro e microstruttura che li caratterizza. Lo studio di questi materiali richiede perciò una più ampia e laboriosa sperimentazione accompagnata da un attento esame dei diversi fattori in gioco.

BIBLIOGRAFIA

- A.G.I. (1979) - *Some italian experiences on the mechanical characterization of structurally complex formations*. Proceed. IV Int. Cong. on Rock Mechanics, Montreux, vol. 2, pp. 827-846.
- BILOTTA E., UMITÀ G. (1981) - *Indagini sperimentali sulla resistenza a rottura di argille a scaglie*. Rivista italiana di geotecnica, n. 1, pp. 15-26.
- BILOTTA E. (1984) - *Alcuni risultati da prove edometriche su argille a scaglie: compressibilità e rigonfiamento*. Rivista italiana di Geotecnica, n. 1, pp. 52-66.
- BILOTTA E., PELLEGRINO A., PICARELLI L. (1985) - *Geotechnical properties and slope instability in structurally complex soils. Part. 3: Physical and mechanical properties*. AGI volume: Geotechnical Engineering in Italy. An overview.
- BISHOP A. W., WEBB D.L. and LEWIN P.I. (1965) - *Undisturbed samples of London Clay from the Ashford Common Shaft: Strength-effective stress relationships*. Geotechnique, vol. XV, n. 1. pp. 1-31.
- CALABRESI G. SCARPELLI G. (1962) - *Argille sovraconsolidate e fessure: fenomeni franosi*. Convegno del Progetto finalizzato Conservazione del suolo - Fenomeni franosi, Roma.
- COTECCHIA V (1971) - *Su taluni problemi geotecnici in relazione alla natura dei terreni della Regione Pugliese*. Rivista Italiana di Geotecnica, n. 2, pp. 89-121.
- COTECCHIA V., DEL PRETE M., FEDERICO A., FENELLI G.B., PELLEGRINO A., PICARELLI L. - *Studio di una colata attiva in formazione strutturalmente complesse presso Brindisi di Montagna Scalo (PZ)*. Atti del XVI Convegno Nazionale di Geotecnica. Bologna 1986. v. 1, pp. 253-264.
- CROCE A., JAPPELLI R., PELLEGRINO, VIGGIANI C. (1969) - *Compressibility and strength of stiff intact clays*. Proc. of the VII Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Mexico City.
- FENELLI G.B., PAPANÒ FILOMARINO M., PICARELLI L., RIPPA F. (1982) - *Proprietà fisiche e meccaniche di argille varicolori dell'Irpinia*. Rivista Italiana di Geotecnica, n. 3, pp. 110-124.
- IPPOLITO F., D'ARGENIO B., PESCATORE T., SCANDONE P. (1975) - *Structural stratigraphic units and tectonic framework of Southern Apennines*. C. Squires ed., Geology of Italy, Earth Sci. Soc. Libyan Arabic Republic.
- JAPPELLI R., LIGUORI V., UMITÀ G., VALORE C. (1977) - *A survey of geotechnical properties of a stiff fissured clay*. Atti Int. Symp. «The geotechnics of structurally complex formations», Capri, vol. 2, pp. 91-106.
- MARSLAND A. (1971) - *The shear strength of fissured clays*. Roscoe memorial Symposium, ed. Parry, pp. 59-68.
- PELLÈGRINO A., PICARELLI L. (1982) - *Formazioni argillose intensamente tettonizzate. Contributo alla caratterizzazione geotecnica*. Convegno del progetto finalizzato Conservazione del suolo - Fenomeni franosi, Roma.

- PESCATORE T. (1985) - *Geotechnical properties and slope instability in structurally complex soils. Part. 2: Geological Framework*. AGI volume: Geotechnical Engineering in Italy. An Overview.
- RIPPA F., PICARELLI L. (1977) - *Some considerations on index properties of southern Italy shales*. Atti Int. Symp. «The Geotechnics of structurally complex formations», vol. 1, pp. 401-406.
- RUGGIERI G., SPROVIERI R. (1970) - *Marne di S. Cipirello. Studi illustrativi della carta geologica d'Italia*. Formazioni geologiche IV.
- SINGH R., HENCKEL D.J., SANGREY D.A. (1973) - *Shear and k swelling of over consolidated clay*. Proceed. VIII Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Mosca vol. 1, 2.
- TOWNSEND F.C., GILBERT P.A. (1974) - *Engineering properties of clay shales. Rep. 2. Residual shear strength and classification indexes of clay shales*. Tech. Rep. S-71-6, U.S. Army Eng. Wat. Exp. Station, Vicksburg - Miss.

SUMMARY

Shear strength of «scaly clays» by laboratory tests

This paper is devoted to analyse the results of the direct shear and triaxial compression tests, carried out on undisturbed samples of stiff, highly fissured clays (scaly clays), of two site of Southern Italy: Piano del Campo, near S. Cipirello (Sicily), and Brindisi di Montagna (Basilicata).

The Piano del Campo «scaly clays» indicated by «PC», belong to the S. Cipirello marls (Miocene medio-Serravalliano), while the Brindisi di Montagna «scaly clays» indicated by «BM», belong to the Red Flysch of the Lagonegro Unit.

The experimental programme has been carried out on specimens having flat scales (thickness less than one millimeter); the thickness of scales of the PC specimens is much smaller, and the scales have undergone remarkable microstructural variations in consequence of the softening phenomena.

Grain size analyses and consistence limit determinations have been carried out according both to the A.S.T.M. procedures or some particular techniques using prolonged mechanical disaggregation treatments with different times of working, in order to take into account the microstructure and to provide a deeper insight on the shear test results.

The results of some mineralogic determinations performed on the two materials have been synthetically reported in tab. 1.

The grain size and the consistence limits determined according to A.S.T.M. procedures are very different between the PC and the BM materials. This difference is reduced by stronger disaggregation treatments: the working time has a significant influence upon the BM materials disaggregation.

Several failure tests have been carried out on the BM and the PC specimens. For both materials direct shear tests have been run both with shear surface parallel and normal to the scales (e.g. BM/P,

BM/N); the details of testing programme and the experimental employed procedures are synthetically reported in tab. 2.

Shear strength tests have been carried out for the PC specimens in a range of the normal stress $\sigma'_v = 50 \div 600 \text{ kPa}$, while for the more numerous BM specimens the stress σ'_v has ranged between $12 \div 1200 \text{ kPa}$; in order to establish a comparison between the behaviour of PC and BM materials, it is thus preferable to examine preliminary the results obtained on BM specimens, due to the higher number of tests performed and to the wider range of stress analysed.

The tests on the BM specimens show the following:

- with regard to the shear strength the BM material is considerably anisotropic, therefore the scattering of results is remarkably reduced by differentiation between BM/P and BM/N specimens (see fig. 8). The residual scattering (see figs. 6 and 7) is also due to the micro and macro-structural difference between the specimens which are alike in appearance; such a difference can be observed from the different swelling curves, proceeding the shear force application, for low values of σ'_v (see fig. 4);
- the failure envelope of the BM/P specimens shows a sharp decrease in the slope (from $\varphi' = 19^\circ$ to $\varphi' = 12^\circ$), passing from the low stress range to the high one (see fig. 8);
- the diagram of vertical strain at failure $(\Delta H/H)_f$ versus the σ'_v stress shows a dilatant behaviour for small values of σ'_v , emphasized for the BM/N specimens (see figs. 5a and 6a);
- the horizontal displacement at failure « δ_f » increases with the σ'_v value in the overconsolidated range $\sigma'_v < \sigma_{c,med}$ with no difference between the BM/P and BM/N specimens; for $\sigma'_v > \sigma_{c,med}$ the δ_f value slightly decreases for the BM/P specimens, where the failure is likely to occur by the cut of the local asperities interlocking up the contact surfaces of the scales;
- the tests run on BM specimens have shown that the shear strength values, measured in triaxial compression tests, are nearly equal to those measured in shear tests on BM/P specimens.

The tests on the PC specimens show the following:

- the a), c), d) considerations for the BM materials are also true for the PC specimens (see fig. 2) in the range $\sigma'_v < \sigma_{c,med} \approx 700 \text{ kPa}$;
- in the same range ($\sigma'_v < \sigma_{c,med}$), the mean shear strength of the PC and the BM specimens is nearly equal (see figs. 3 and 8);
- contrarily to what observed for the BM specimens, the shear strength measured in triaxial compression tests is greater than the one measured on the PC/O (see fig. 3); this different behaviour between the two soils most probably follows from their different structure: the structure of the PC specimens is very much obliterated (see fig. 2) and consequently their behaviour is similar to that of soils which are not very structured.