

Resistenza a taglio dei terreni coesivi costipati

LUIGI ESPOSITO*

SOMMARIO: Vengono presentati i primi risultati di un'indagine sperimentale condotta al fine di caratterizzare la resistenza a taglio dei terreni coesivi costipati.

Le prove eseguite su terreni prescelti per la costruzione dei nuclei di dighe di terra, hanno consentito di mettere in evidenza comportamenti singolari, che si è cercato di interpretare con l'ausilio delle moderne teorie sull'assetto strutturale dei materiali coesivi costipati.

L'evidenza sperimentale ha consentito di stabilire che la struttura assunta dal terreno dopo costipamento, e quindi il contenuto d'acqua, è il fattore più influente per la resistenza a taglio dei materiali suddetti.

Le implicazioni pratiche che scaturiscono dai risultati presentati sono evidenti, anche se allo stato attuale si ritiene necessario acquisire altri dati prima di poter dare delle indicazioni precise circa la scelta del contenuto d'acqua di costipamento.

1. Premessa

La determinazione della resistenza a taglio dei terreni coesivi costipati riveste particolare importanza tenuto conto del loro impiego nella costruzione di rilevanti opere di ingegneria civile quali dighe, argini di fiume ecc.

Questi materiali, durante la vita dell'opera, vengono a trovarsi in condizioni tra loro molto diverse, ed è quindi necessario condurre prove di laboratorio che le simulino nei limiti del possibile. pertanto le prove di resistenza a taglio, per questi materiali, vengono di norma condotte su provini «as compacted», cioè con il contenuto d'acqua di costipamento, e su provini portati a saturazione [SEED e CHAN, 1959]. In tal modo vengono riprodotte le condizioni in cui viene a trovarsi il terreno al termine della costruzione dell'opera (provini «as compacted»), ed in fase di esercizio (provini portati a saturazione).

SEED e CHAN [1959] hanno evidenziato, attraverso i loro studi, i fattori che influenzano maggiormente la resistenza a taglio dei terreni argillosi costipati. Dalle considerazioni svolte dai due studiosi emerge chiaramente che il fattore più influente è la struttura assunta dal terreno a seguito del costipamento.

Non tutte le conclusioni a cui giungono i due Ricercatori succitati, sono tali da essere condivise, specie per quanto riguarda la resistenza non drenata, ma di ciò si dirà in dettaglio in successivo paragrafo. Nel presente lavoro vengono riportati i primi risultati di prove di laboratorio eseguite per la determinazione della resistenza a taglio di alcuni terreni scelti per la realizzazione di nuclei di dighe di terra, in fase di progetto o di costruzione nell'Italia meridionale. I risultati ottenuti, anche se l'indagine è ben lungi dall'essere completa, consentono già di

mettere in evidenza alcuni comportamenti singolari, che si è cercato di interpretare alla luce delle moderne teorie sull'assetto strutturale dei terreni argillosi costipati.

2. Materiali adoperati e tecniche sperimentali

I terreni adoperati, che verranno nel seguito indicati con le lettere A, B e C, sono stati scelti, come detto in precedenza, per la costruzione dei nuclei di altrettante dighe di terra.

Essi possono così caratterizzarsi:

Terreno A. Proviene dalla zona di S. Anna di Catanzaro e costituisce la parte mediana di una serie stratigrafica di deposizione marina.

Terreno B. Prelevato nei pressi dell'abitato di Conza della Campania (AV), fa parte di depositi fluviali recenti affioranti nella valle dell'Ofanto.

Terreno C. Originatosi dalla disgregazione delle rocce cristalline del massiccio Silano, questo materiale proviene dalla località Qotri in provincia di Cosenza.

I tre terreni, le cui caratteristiche fisico-mineralogiche sono riassunte in tabella I, sono stati scelti in maniera tale da avere composizioni granulometriche abbastanza simili, ma composizioni mineralogiche della frazione fina molto diverse. Si passa infatti da una prevalenza di *smectite* (terreno A) ad una prevalenza di *caolinite* (terreno C).

Le analisi sperimentali includono i seguenti passi:

- (i) costipamento dinamico (A.S.T.M. D 698-58T);
- (ii) prove di compressione triassiali UU e CD su provini «as compacted»;
- (iii) prove di compressione triassiali UU e CD su provini portati a saturazione;
- (iv) analisi mineralogiche dei tre terreni con tecniche diffrattometriche.

* Facoltà di Ingegneria, Università della Calabria.

Tab. I - *Composizione granulometrica e mineralogica dei terreni esaminati*

<p><i>Terreno A</i></p> <p>Sabbia 50%; Limo 27%; Argilla 23%</p> <p>Analisi mineralogica della frazione fina: Montmorillonite 79,5%; Illite 11,8%; Caolinite + Clorite 8,7%</p> <p>Indice di attività $I_A = 1,52$</p>
<p><i>Terreno B</i></p> <p>Sabbia 10%; Limo 63%; Argilla 27%</p> <p>Analisi mineralogica della frazione fina: Montmorillonite 10%; Illite 60,3%; Caolinite 29,7%</p> <p>Indice di attività $I_A = 0,92$</p>
<p><i>Terreno C</i></p> <p>Sabbia 40%; Limo 43%; Argilla 17%</p> <p>Analisi mineralogica della frazione fina: Montmorillonite 1,9%; Illite 9,6%; Caolinite 42,6%; Clorite 14%; Strati misti 31,9%</p> <p>Indice di attività $I_A = 0,67$</p>

Le prove di cui al punto (iii) sono state precedute da una fase di consolidazione in «back pressure» per ottenere la saturazione dei provini. Le foto delle microstrutture dei materiali A e B sono riportate in altri lavori [DENTE, ESPOSITO, 1984-85]. È da dire infine, che gli involucchi di rottura per le prove drenate eseguite su provini «as compacted», che risultano quindi non saturi, sono stati ottenuti per mezzo del metodo proposto da G.E. BLIGHT [1967].

Questo permette di determinare le tensioni effettive partendo dall'espressione proposta da BISHOP [1959], secondo cui per i terreni non saturi il principio delle tensioni effettive si scrive;

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi (u_a - u_w) \quad (1)$$

dove nella (1):

σ' = tensione effettiva;

σ = tensione totale;

u_a e u_w = pressioni nelle componenti aria ed acqua del fluido contenuto nei pori;

χ = parametro empirico rappresentante la parte di «soil suction» che va a sommarsi alle tensioni effettive.

Per maggiori dettagli sul metodo suddetto si rimanda al lavoro citato.

3. Risultati sperimentali

I risultati ottenuti dalle prove condotte sui provini del terreno A sono riportati nei diagrammi dalla figura 1 alla figura 5. Da questi si rileva come la resistenza drenata rimanga praticamente costante

al variare del contenuto di acqua di costipamento, W (figg. 2, 3 e 4). Per contro la resistenza non drenata si mostra molto sensibile alle variazioni di W, diminuendo in maniera molto marcata e con legge quasi lineare al crescere del contenuto d'acqua.

Inoltre si noti come al crescere di W le curve sforzi deformazioni riportate in figura 1, passano da un andamento tipico di un terreno instabile o rilassante ad un andamento tipico di materiale incoerente.

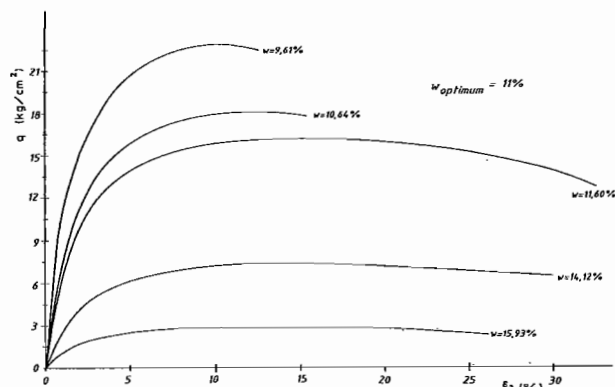


Fig. 1. - *Terreno A*. Alcune curve sforzi-deformazioni per prove Triax UU condotte su provini «as compacted».

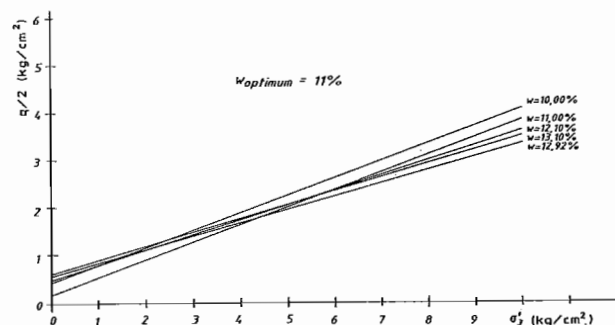


Fig. 2. - *Terreno A*. Alcuni involucchi di rottura ricavati da prove Triax CD su provini saturi.

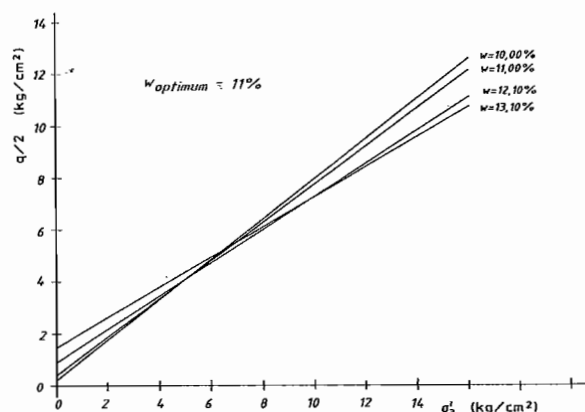


Fig. 3. - *Terreno A*. Alcuni involucchi di rottura ricavati da prove Triax CD su provini «as compacted».

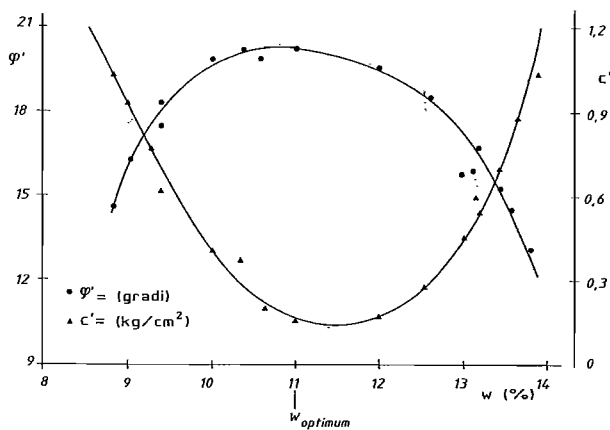


Fig. 4. - Terreno A. Variazione di ϕ' e c' , ricavati da prove Triax Cd su provini saturi, in funzione di $W\%$.

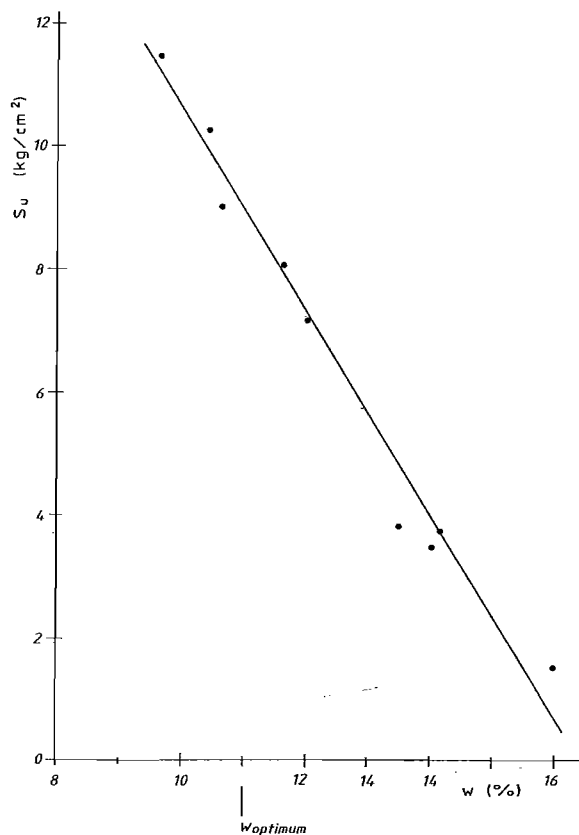


Fig. 5. - Terreno A. Variazione della resistenza non drenata, S_u , in funzione di $W\%$ per provini «as compacted».

Per il terreno B i risultati sono riassunti nei diagrammi delle figure dal n. 6 al n. 9. Gli andamenti rilevati sono simili a quelli del materiale A, salvo che per i diversi valori ottenuti. In particolare la resistenza non drenata, oltre ad avere una variazione più contenuta, non segue la stessa legge di variazione del caso precedente.

Discorso analogo può farsi per il terreno C, per il quale si dispone solo di risultati parziali riassunti nei diagrammi delle figure 10 e 11. Per questo materiale le prove sono state eseguite in gran parte

su provini «as compacted», ottenendo andamenti delle resistenze in funzione di W simili a quelli ricavati per il terreno B. Infine nella tabella II sono

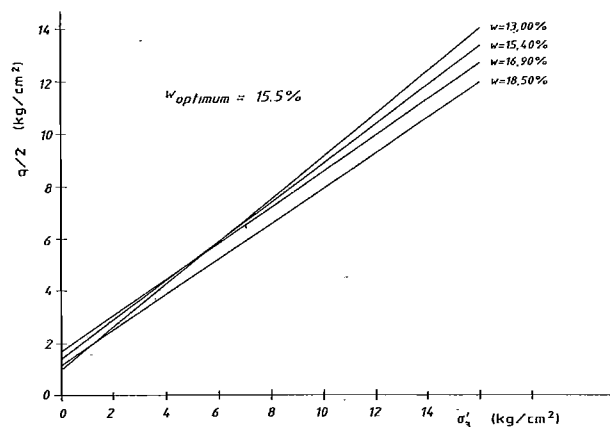


Fig. 6. - Terreno B. Alcuni involucri di rottura ricavati da prove Triax CD su provini «as compacted».

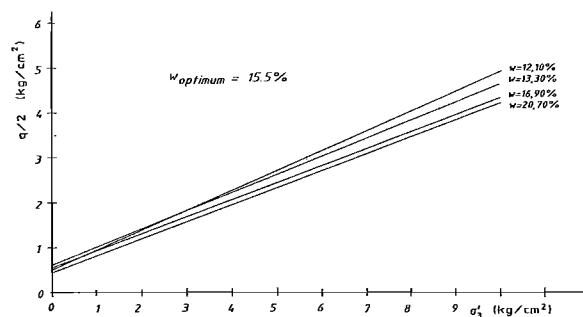


Fig. 7. - Terreno B. Alcuni involucri di rottura ricavati da prove Triax Cd su provini saturi.

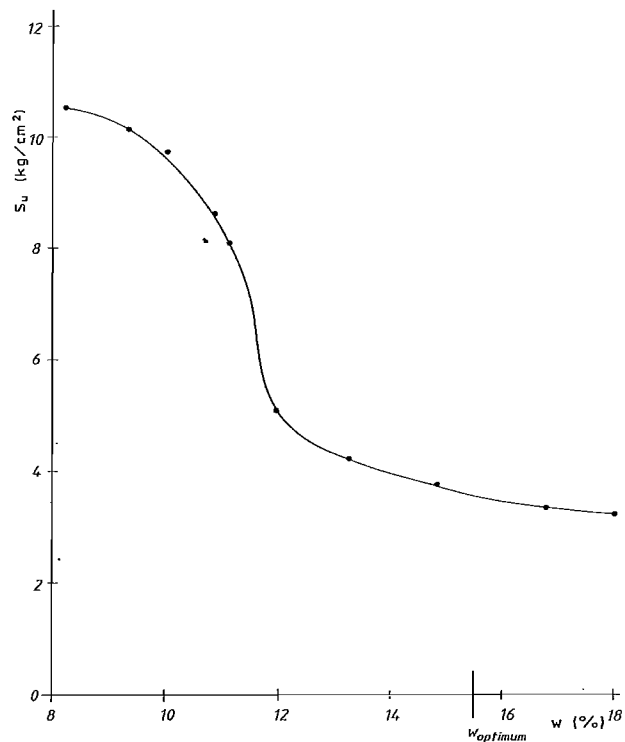


Fig. 8. - Terreno B. Variazione della resistenza non drenata, S_u , in funzione di $W\%$ per provini «as compacted».

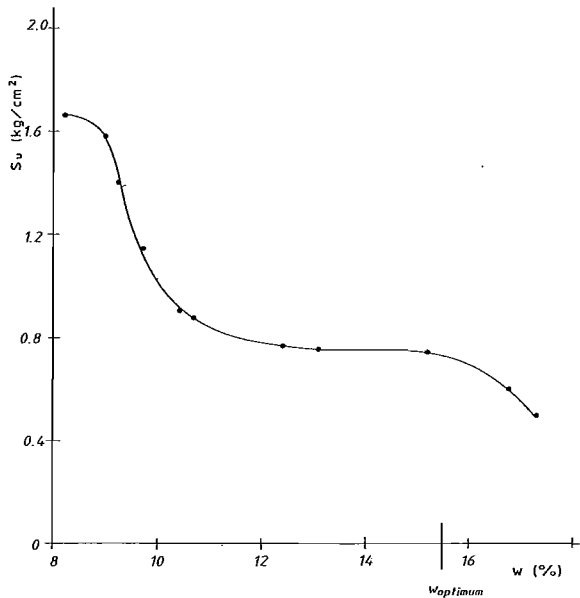


Fig. 9. - Terreno B. Variazione della resistenza non drenata, S_u , in funzione di $W\%$ per provini saturi.

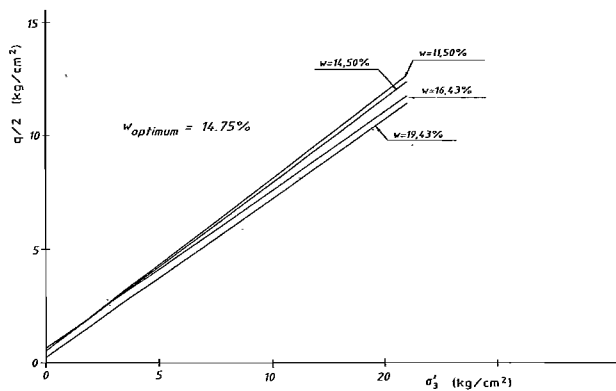


Fig. 10. - Terreno C. Alcuni involuipi di rottura ricavati da prove Triax CD su provini «as compacted».

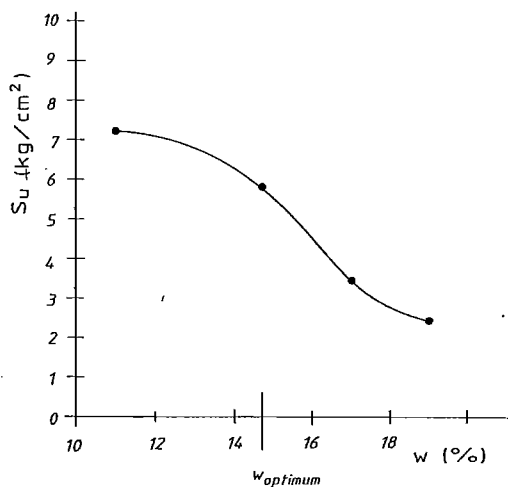


Fig. 11. - Terreno C. Variazione della resistenza non drenata, S_u , in funzione di $W\%$ per provini «as compacted».

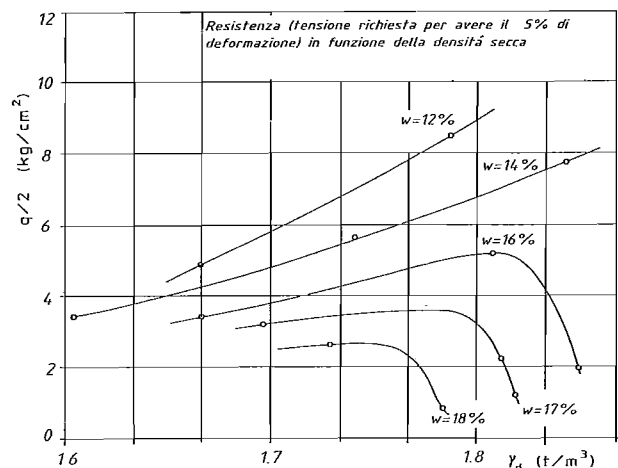
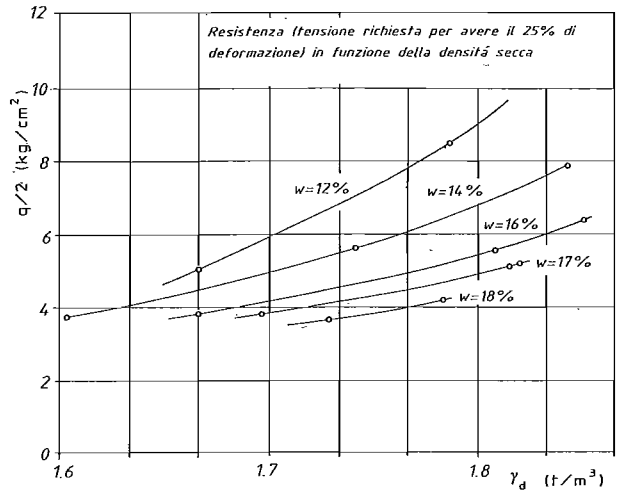


Fig. 12. - Diagrammi della variazione di resistenza non drenata in funzione della densità secca [da SEED e CHAN, 1959].

messe a confronto le resistenze drenate e non drenate dei tre materiali per un contenuto d'acqua pari all'ottimo.

Nella stessa tabella sono riportati i valori di I_A che è l'indice della composizione mineralogica della frazione fina dei terreni esaminati. Dai valori riportati risulta evidente la notevole variazione di resistenza, sia drenata che non, che si ha nel passare dai provini «as compacted» a quelli saturi.

È ancora da sottolineare le piccole variazioni dei parametri di resistenza drenata in funzione della composizione mineralogica e per condizioni di prova omogenee. Tuttavia i dati disponibili sono ancora troppo pochi per poter stabilire delle linee di tendenza ben precise.

4. Analisi dei risultati e loro discussione

Da un attento esame dei risultati sperimentali ottenuti si possono evidenziare i seguenti comportamenti:

— La resistenza a taglio drenata, per un singolo terreno, resta praticamente costante al crescere del

Tab. II Valori di resistenza dei tre terreni per un contenuto di acqua pari all'ottimo

Terreno	I_A	Drenata				Non drenata	
		Provini Saturi		Provini « as compacted »		Provini saturi	Provini « as compacted »
		(gradi)	C' (kg/cm ²)	(gradi)	C' (kg/cm ²)	S_u (kg/cm ²)	S_u (kg/cm ²)
A	1,52	20°	0,17	36°	0,4	2,3	9,3
B	0,92	21°	0,32	37°	0,6	0,8	3,7
C	0,67	21°	0,41	37°	0,5	1,31	6,1

contenuto d'acqua di costipamento. Questo sembrerebbe indicare una scarsa influenza delle variazioni della microstruttura che si accompagnano all'aumento di W ; atteso anche il basso grado di anisotropia riscontrato per i terreni esaminati [Dente, Esposito, 1985].

— La resistenza non drenata, per contro, decresce in maniera più o meno marcata al crescere di W . La variazione di S_u è massima per il terreno A ed è minima per il terreno C, pertanto l'ampiezza della variazione di questo parametro sembra legata alla composizione mineralogica della frazione fina.

— Entrambe le resistenze decrescono in maniera marcata nel passare dai provini « as compacted » a quelli saturi.

Questi comportamenti non trovano una facile spiegazione, tuttavia alla luce delle moderne teorie sull'assetto strutturale dei terreni coesivi, e coesivi costipati, si è cercato di interpretarne i meccanismi che li regolano, facendo distinzione tra provini « as compacted » e saturi.

Com'è noto i terreni coesivi costipati assumono una particolare microstruttura che subisce delle modifiche al crescere del contenuto d'acqua di costipamento, W [LAMBE, 1958; BARDEN e SIDES, 1970; DENTE ed ESPOSITO, 1984-85]. Si passa infatti, al crescere di W , da strutture aperte e rigide con bassa densità, a strutture chiuse con densità massima in corrispondenza di W_{ottimo} ; a strutture orientate con densità decrescenti a causa dell'interclusione dei pori [BARDEN e SIDES, 1970]. Inoltre è accertato che le particelle della frazione fina si aggregano in unità strutturali che possono avere dimensioni paragonabili a quelle delle frazioni più grosse [Yong e WARKENTIN, 1975]. Si ritiene che i comportamenti innanzi evidenziati siano dovuti ad interazioni complesse tra le unità strutturali e le particelle delle frazioni più grosse (limo e sabbia) presenti in tutti i materiali analizzati. Per bassi contenuti d'acqua le unità strutturali risultano notevolmente rigide ed il loro comportamento è assimilabile a quello di un'unica particella solida; pertanto è ipotizzabile che unità strutturali

e particelle di limo e sabbia si comportino in maniera del tutto analoga nei confronti degli sforzi di taglio applicati, tranne che per « bond » deboli tra le microstrutture che conferiscono una leggera coesione alla massa. Per contenuti d'acqua prossimi all'ottimo le unità strutturali divengono più soffici e quindi perdono di compattezza e contrastano gli sforzi di taglio in maniera meno efficace. Questa perdita di resistenza viene compensata da una struttura più chiusa e quindi con un grado di interconnessione più elevato [Yong e WARKENTIN, 1975] che nel caso di struttura aperta. Per contenuti d'acqua assai elevati le unità strutturali perdono quasi completamente la loro identità e le particelle che le costituiscono risultano fortemente orientate, per cui è lecito supporre minimo il loro contributo alla resistenza a taglio che dovrebbe essere esplicita quasi per intero dalle frazioni più grosse, che a differenza di quella argillosa, non subiscono variazioni di assetto strutturale e quindi di resistenza, al variare di W . Questo sommarsi di interazioni tra le particelle delle frazioni più grosse ed unità strutturali ed il loro attenuarsi al crescere del contenuto d'acqua, può spiegare la quasi costanza della resistenza drenata al variare di W per un singolo terreno.

Per quanto concerne la resistenza non drenata i risultati sperimentali indicano una sua diminuzione al crescere di W . Questo comportamento era già stato evidenziato da SEED e CHAN [1959] i quali, tra l'altro, affermano che provini a densità più alta non possono avere resistenza più bassa. A sostegno di quest'affermazione gli Autori citati riportano i risultati di prove triassiali condotte su provini « as compacted », costipati con diverse energie. I risultati sono riassunti in diagrammi cartesiani i cui assi rappresentano la densità secca e la tensione di taglio necessaria per ottenere un'assegnata deformazione. Si ottengono quindi diverse curve per i diversi contenuti d'acqua. In ogni caso per chiarezza di esposizione in figura 12 si riportano i diagrammi ottenuti da Seed e Chan.

Da questi diagrammi si nota che per basse deformazioni la resistenza non drenata è una funzione

sempre crescente della densità solo per bassi contenuti d'acqua, mentre decresce per valori di W elevati. Per grandi deformazioni, S_u , è una funzione sempre crescente della densità, anche se per elevati valori del contenuto d'acqua il gradiente della funzione è molto piccolo. Le considerazioni conclusive svolte da Seed e Chan sono comunque inficiate dal fatto che al variare dell'energia costipante varia l'assetto strutturale del terreno, per cui i provini utilizzati pur avendo la stessa densità avevano certamente strutture diverse per cui sono risultate resistenze diverse. In effetti la situazione è molto più complessa perché al crescere del contenuto d'acqua di costipamento variano sia la struttura che il grado di saturazione, che è pari all'unità per W poco maggiore dell'ottimo, per cui si ha una variazione anche delle tensioni capillari che, come già detto, hanno effetti sulla resistenza.

L'ipotesi di comportamento avanzata per la resistenza drenata può quindi essere estesa anche al caso di resistenza non drenata spiegandone quindi la diminuzione in funzione di W .

Sulla base di quanto detto in precedenza, per bassi contenuti di acqua l'assetto strutturale è aperto e le unità strutturali molto rigide a causa delle elevate tensioni capillari.

La resistenza risulta quindi elevata anche in conseguenza del basso grado di saturazione a cui fa riscontro, tra l'altro, un regime di sovrappressioni neutre con valori molto bassi.

Al crescere del contenuto d'acqua ed in prossimità dell'ottimo, si ha una struttura più chiusa a causa della perdita di rigidità delle unità strutturali ed un incremento del grado di saturazione ($\cong 80\%$). In conseguenza di ciò si nota una diminuzione delle tensioni capillari ed una crescita delle sovrappressioni neutre e, ovviamente, il sommarsi di questi effetti provoca una diminuzione di resistenza. Per valori di W maggiori dell'ottimo l'ulteriore perdita di rigidità delle unità strutturali e la loro marcata orientazione, l'ulteriore rapido incremento delle sovrappressioni neutre, dovuto anche all'interclusione dei pori, fanno sì che la resistenza decresca ulteriormente raggiungendo i valori minimi.

Quanto detto si riferisce ovviamente ai provini « as compacted », tuttavia il comportamento dei provini portati a saturazione non differisce molto tranne che per i valori attinti dalla resistenza che risultano molto più bassi. Questa perdita di resistenza che si rileva nel passare dai provini « as compacted » a quelli portati a saturazione, dipende da una serie di fattori tra cui i più importanti si ritiene che siano la perdita di rigidità della struttura per effetto della saturazione dei provini che causa la scomparsa delle tensioni capillari, le variazioni dell'assetto strutturale dovuti a fenomeni di « tixotropia ».

Questi fenomeni possono aver luogo per il dilatarsi dei tempi che precedono la fase di rottura vera e propria causata dalla procedura adottata per ottenerne la saturazione.

5. Considerazioni conclusive

Da quanto esposto appare chiaro come la struttura assunta dalla frazione fina a costipamento avvenuto, giochi un ruolo fondamentale. Infatti come conseguenza della variazione dell'assetto strutturale al crescere di W , si ha la quasi costanza della resistenza non drenata, mentre quella non drenata, s_u , decresce in maniera piuttosto marcata. L'ampiezza della variazione di s_u non è identica per i tre materiali, ma è maggiore per il terreno A che contiene in prevalenza Smectite, ed è più piccola per il materiale C che contiene in prevalenza Caolinite. Pertanto sembra che la composizione mineralogica abbia un certo ruolo nel determinare questa variazione, in ogni caso questo aspetto del problema deve essere ulteriormente approfondito.

Tutto ciò ha certamente delle implicazioni pratiche perché può condizionare, a parità di densità, la scelta del contenuto d'acqua con cui costipare il terreno. Apparentemente la scelta di W è immediata perché a sinistra dell'ottimo si hanno le resistenze non drenate più elevate a parità, quasi, di resistenza drenata. Questa conclusione è ingannevole e può risultare pericolosa, infatti, come più volte detto in precedenza, per bassi contenuti d'acqua le strutture dei terreni risultano aperte e molto rigide con unità strutturali non orientate, in queste condizioni si possono avere fenomeni di collasso della struttura in seguito a saturazione o per effetto di elevate tensioni [TAYLOR, 1963; BARDEN e SIDES, 1970]. A seguito di questi collassi possono innescarsi fenomeni di « piping » locali molto pericolosi per la sopravvivenza dell'opera. Pertanto può dirsi che la scelta del contenuto d'acqua con cui costipare deve essere operata caso per caso note che siano le caratteristiche del materiale.

BIBLIOGRAFIA

- L. BARDEN, G.R. SIDES (1970) - *Engineering behaviour and structure of compacted clay*. A.S.C.E., J. Soil Mech. Found. Div., vol. 96, n. S.M.4.
- G.E. BLIGHT (1967) - *Effective stress evaluation for unsaturated soils*. A.S.C.E., J. Soil Mech. Found. Div., vol. 93, n. S.M.2.
- G. DENTE, L. ESPOSITO (1984) - *Permeabilità e pressioni di rigonfiamento dei terreni coesivi costipati*. Rivista Italiana di Geotecnica, vol. 18, n. 3.
- G. DENTE, L. ESPOSITO (1985) - *On some characteristics of compacted cohesive soils*. 1th Italo-Spanish Conference on «Clay and clays minerals», Seiano di Vico Equense and Amalfi, settembre 1984.

- M.I.T. (1963) - *Engineering behaviour of partially saturated soils*. Report n. 134, Mass. Inst. of Tech., Boston Mass.
- J.K. MITCHELL (1964) - *Shering behaviour of soil as a rate process*. A.S.C.E., J. Soil Mech. Found. Div., vol. 85, n. S.M.5.
- J.K. MITCHELL (1975) - *Fundamental of soil behaviour*. Mc Graw-Hill.
- H.B. SEED, C.K. CHAN (1959) - *Structure and strenght characteristics of compacted clay*. A.S.C.E., J. Soil Mech. Found. Div., vol. 85, n. S.M.5.
- R.N. YONG, B.P. WARKENTIN (1975) - *Soil properties and behaviour*. Elsevier.

SUMMARY

Shear strength of compacted cohesive soils

The determination of the shear strength of compacted cohesive soils assumes a particular importance of their use in relevant works as dams, river banks etc.

The tests of shear strength are conducted on "as compacted" samples and on saturated samples [SEED and CHAN, 1959], with the aim of simulating the conditions of the soil during the life of the structure. Seed and Chan have pointed out the factors influencing the shear strength of compacted clayey soils, among which the most important is the texture assumed by the soil after compaction. In this paper are reported the first results of an experimental investigation on materials selected for the construction of cores of earth dams in southern Italy. The soils, designated A, B and C, belong respectively to the top of fluvial deposit close to Conza dam (Avellino province), to the middle part of typical S. Anna stratigraphic sequence (Catanzaro province) and to disgregated crystalline rock of Silano massif (Cosenza province). Physio-mineralogical properties of the soils are reported in table 1. On the samples of the soil A, B and C triaxial tests with drained and undrained conditions have been conducted. The failure envelopes of the drained triaxial tests for "as compacted" samples, which are unsaturated, are obtained according to the method proposed by BLIGHT [1967]. The results obtained by means of drained and undrained triaxial tests are reported in the diagrams from fig. 1 to fig. 11. From the experimental evidence is pointed out that, for saturated and "as compacted" samples, the drained shear strength is scarcely influenced by variation of molding water content (figs. 2, 3, 4, 6, 7 and 10). The undrained shear strength, instead, clearly decreases with the increase of W (figs. 5, 8, 9 and 11). Both the strengths decrease considerably passing from "as compacted" samples to a saturated one (see tab. 2). These singular behaviour can be explained on the base of the present theory on the fabric of the compacted cohesive soils,

and its variation with the increase in W [LAMBE, 1958; BARDEN and SIDES, 1970; DENTE and ESPOSITO, 1984-85]. When the material is drier than at the optimum, the structure is random or opened with low density, for W that approaches the optimum the structure is partially oriented or closed and the density assumes the maximum value, for water content greater than the optimum the structure is oriented with decreasing values of dry density. Recent study have established that the clay particles are assembled into structural units that are confronted with particles of the sand [YONG and WARKENTIN, 1975]. The writer believes that the observed behaviours should be to complex interactions among structural units and particles of more coarse fractions. For low water content, W, the structural units are hard and not distorted by the applied shear stress so as the particles of sand. An increase in water content causes the structural units to become progressively softer. But their loss in strength is balanced by the greater degree of interconnection [YONG and WARKENTIN, 1975]. For high value of W the structural units lose their identity for which, in drained conditions, the shear stress is adsorbed only by the particles of the coarser fractions. The increase in W causes also the rise of the degree of saturation and, in undrained condition, the increase of pore water pressure. This complex interactions and their attenuation for an increase in water content, can explain the low variation of the drained shear strength, the decrease of the undrained shear strength and the change of the strength-deformation curves (fig. 1). This hypothesis is in contrast with the Seed and Chan study for which samples with greater density have a larger undrained strength. To support this statement Seed and Chan have reported the results of tests conducted on samples with different efforts. The results are summarized in the diagrams (fig. 12) in which on the abscissa is reported the dry density, and on the ordinate the shear stress needed to obtain an assigned deformation. It is evident that the undrained shear strength is an increasing function of density for great deformations. For low deformations s_u is an increasing function only for small water content. The Seed and Chan conclusions are invalidated since for different compactive effort, with the same values of dry density, different structural frameworks are obtained. The loss in strength passing from "as compacted" samples to those saturated is caused, in part, by the minor hardness of the structural units, and in part by the thixotropic effect. On the base of the results obtained, it can be concluded that the structure assumed by the clay fraction after compaction, has a dominant effect on drained and undrained shear strength. But the choice of water content when compacting the soil remains an opened question. As a matter of fact the undrained shear strength has the highest values for low water content, and the lowest values for high water content while the drained strength is more or less the same. But for low water content these materials are collapsing with possible local "piping" that can cause the failure of the earthwork.