

Parametri elastici e resistenza a rottura di sabbie sature in prove triassiali drenate

G. RICCERI *, M. SORANZO *

SOMMARIO: L'articolo esamina il comportamento, in fase elastica e di rottura, di una sabbia fine uniforme satura in prove di compressione triassiale drenata su due serie di campioni a diversa densità con differenti tipi di consolidazione e percorsi tensionali.

Dopo aver messo in luce il comportamento anisotropo dei campioni preparati in laboratorio vengono esaminati alcuni aspetti sulla determinazione dei parametri elastici e sul comportamento a rottura. I risultati ottenuti sono interpretati considerando la natura anisotropica e dilatante del mezzo considerato.

1. Premessa

Il continuo sviluppo nello studio delle leggi costitutive dei terreni rende indispensabile un corrispondente approfondimento di indagini sperimentali intese a valutare i parametri geotecnici che caratterizzano il reale comportamento del terreno.

La tendenza odierna nello studio di tali leggi, principalmente rivolto al campo elasto-plastico, è orientata sia verso la ricerca di nuovi modelli che verso l'affinamento di quelli esistenti. Si cerca infatti di introdurre aspetti sempre più numerosi del complesso comportamento del terreno proponendo nuovi modelli o nuove espressioni per le leggi di flusso, di incrudimento e di plasticizzazione e nuove tecniche sperimentali per la determinazione dei parametri geotecnici in laboratorio.

Le innovazioni o le modifiche proposte riguardano prevalentemente il campo della plasticità; il campo elastico è oggetto di minore attenzione anche se i valori dei parametri che lo caratterizzano sono, specie con riferimento al modulo di Young, determinanti nel quantificare l'entità delle deformazioni.

I metodi usualmente adottati per il calcolo di tale parametro con prove di laboratorio, conducono, però, a valori del modulo che sono spesso notevolmente diversi tra loro ed alcune delle ipotesi di base, quale l'isotropia, non hanno avuto una sufficiente verifica sperimentale.

Risulta quindi di particolare interesse approfondire gli studi esistenti valutando anche l'effetto della storia delle sollecitazioni sull'evoluzione delle tensioni e delle deformazioni sia in campo elastico che a rottura. Tali aspetti, ritenuti significativi per definire il comportamento

di un terreno, vengono esaminati attraverso uno studio sperimentale eseguito su un materiale granulare.

2. Indagine sperimentale

L'indagine eseguita considera il comportamento di una sabbia fine uniforme satura sottoposta a prove di compressione triassiale drenate con consolidazioni isotrope ed anisotrope e percorsi tensionali di vario tipo.

Le fasi di consolidazione sono state effettuate:

a) in condizioni di deformazione laterale impedita (consolidaz. anisotropa; prove C.K.D.);

b) con l'applicazione di una tensione idrostatica (consolidaz. isotropica; prova C.I.D.).

I campioni così consolidati sono stati portati a rottura con aumento continuo delle deformazioni assiali.

Per i campioni consolidati isotropicamente sono state inoltre eseguite:

b1) compressioni triassiali con cicli di scarico e ricarico a deformazioni prefissate (prove C.I.D.D.);

b2) compressioni triassiali con cicli ripetuti di scarico e ricarico eseguiti mantenendo costante il livello iniziale della tensione raggiunta in corrispondenza all'1% della deformazione assiale (prove C.I.D.T.).

La rottura, dopo l'esecuzione dei cicli, è avvenuta, anche in questo caso, per continuo aumento delle deformazioni assiali.

Tutte le prove menzionate sono state eseguite su due serie di campioni a diverse densità.

* Istituto di *Costruzioni Marittime* e di *Geotecnica* dell'Università di Padova.

Le caratteristiche del materiale usato e le tecniche impiegate nella preparazione dei campioni sono quelle descritte in un precedente lavoro relativo a prove triassiali non drenate [RICCERI, SORANZO, 1978].

La fig. 1 riporta schematicamente le relazioni tra sforzi e deformazioni per i quattro tipi di prove eseguite.

Le densità iniziali secche delle due serie di prove, in campioni di diametro 3.8 cm ed altezze variabili tra 8.42 ed 8.51 cm, sono rispettivamente comprese tra (14.62 e 14.81 kN/m³) e tra (15.60 e 15.70 kN/m³) con densità relative di (42.2 ÷ 50.0)% nel primo caso e di (80.8 ÷ 84.6)% nel secondo.

Le velocità di deformazione adottate sono di 8×10^{-3} cm/min. La completa saturazione dei campioni è stata accertata, all'inizio di ogni prova, attraverso la valutazione del parametro B della pressione dei pori. Le grandezze misurate durante il corso delle prove sono state: carichi, abbassamenti e variazioni di volume; queste ultime sono state rilevate attraverso i livelli liquidi in una buretta, con sensibilità di 50 segni al cm³, collegata ai drenaggi superiore ed inferiore del campione. Le resistenze dei campioni sono state valutate apportando le necessarie correzioni all'area del campione per tener conto delle deformazioni assiali e volumetriche.

3. Analisi dei risultati delle prove

3.1. Anisotropia

Nei modelli elastici, per semplicità, vengono quasi sempre ritenute valide le ipotesi di omogeneità ed isotropia.

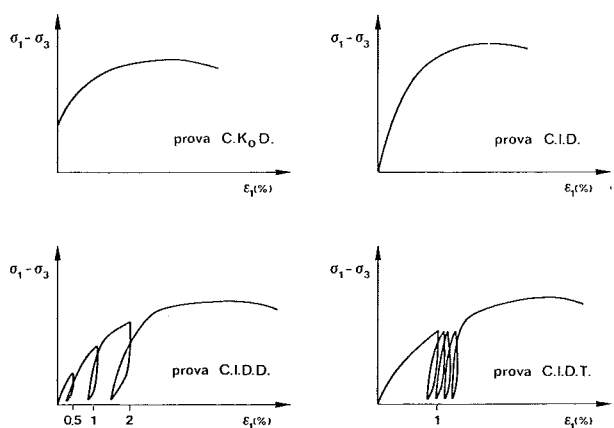


Fig. 1. - Rappresentazione schematica delle relazioni tensioni-deformazioni nei quattro tipi di prove triassiali eseguite.

Durante la fase di consolidazione idrostatica di un campione in una cella triassiale l'ipotesi di isotropia comporta l'eguaglianza delle deformazioni nelle tre direzioni principali e cioè:

$$\epsilon_v = \alpha \cdot \epsilon_1$$

con $\alpha = 3$.

La fig. 2 riporta, per tutte le serie di campioni consolidati idrostaticamente, le relazioni tra le deformazioni volumetriche e quelle assiali dopo consolidazione. Si nota che nell'ambito delle tensioni di consolidazione esaminate comprese tra (49.05 e 940.5 kN/m²) i valori di α risultano compresi tra 4 e 7 e denotano quindi un comportamento anisotropo con deformazioni radiali dei campioni maggiori di quelle verticali.

Un'indagine limitata alla fase di consolidazione per una serie di campioni a densità comprese tra quelle esaminate preparati sia con vibrazioni sulla fustella metallica sia compattando manualmente con un'asticella di piccolo diametro, [LADD *et al.*, 1977] ha messo in evidenza che tale comportamento sembra non essere dipendente né dal metodo di preparazione dei campioni né dalle densità.

L'anisotropia riscontrata trova conferme sperimentali sia in laboratorio [EL-SOHBY, 1969] che in situ [TANIMOTO, 1974] mentre è in disaccordo con quanto riportato da [LEE, SEED,

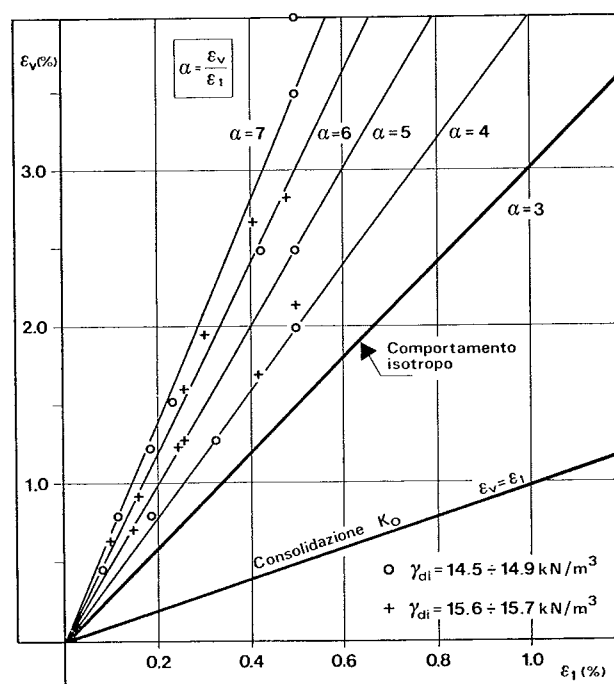


Fig. 2. - Rapporti tra deformazioni volumetriche ed assiali dopo consolidazione.

1967]. In base al confronto tra i risultati ottenuti ed i dati riportati in letteratura sembra quindi che l'anisotropia inerente possa dipendere dalla forma dei grani più che dal metodo di preparazione dei campioni, dalla loro densità o dalla tensione di consolidazione.

3.2. Modulo di elasticità

I modelli elastici isotropi sono caratterizzati da due costanti. Queste di solito sono il modulo di elasticità normale (E) ed il coefficiente di Poisson (ν), oppure il modulo di compressione volumetrica (K) ed il modulo di elasticità tangenziale (G).

Nell'Ingegneria civile, nella maggior parte dei casi, si fa riferimento alla prima coppia di valori la cui conoscenza permette tuttavia di determinare la seconda attraverso la relazioni

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (1)$$

I modelli elastici anisotropi richiedono un maggior numero di costanti; tuttavia sia nel caso isotropo che in quello anisotropo interessa sempre conoscere, secondo una certa direzione (che nel caso in esame coincide con l'asse del provino) il modulo di elasticità E ed il rapporto di Poisson ν .

Se risulta poi accettabile l'ipotesi di isotropia tali due determinazioni bastano a descrivere in maniera completa il materiale; altrimenti occorre estendere l'indagine secondo almeno un'altra direzione.

Per i mezzi granulari la determinazione del modulo di elasticità in laboratorio viene eseguita attraverso le relazioni tra tensioni e deformazioni in prove di compressione triassiale o, noto il rapporto di Poisson, in prove di compressione edometrica. Usualmente si fa riferimento alla prova di compressione triassiale che, a differenza di quella edometrica, non richiede la conoscenza del rapporto di Poisson.

Il modulo di elasticità iniziale è, per definizione, rappresentato dalla tangente all'origine alla curva sforzi-deformazioni nel piano $(\sigma_1 - \sigma_3) - \epsilon_1$.

La pratica sperimentale mette in evidenza la difficoltà di definire con ragionevole accuratezza tale tratto di curva principalmente a causa degli assestamenti tra le teste del campione, le pietre porose ed i dispositivi di trasmissione dello sforzo assiale che causano delle deforma-

zioni che hanno una sensibile influenza all'inizio di ogni prova non facilmente quantificabile essendo legata a fattori occasionali. Ne consegue una notevole difficoltà di valutazione legata principalmente ad una interpretazione grafica. Tali inconvenienti vengono superati determinando il modulo attraverso un ciclo di scarico e conseguente ricarico a livelli tensionali prossimi a quelli in situ così come indicato in fig. 3 ipotizzando che con esso venga definito il comportamento elastico per ogni livello di sollecitazione.

Sulla base della legge di KONDNER [1963], DUNCAN e CHANG [1970] hanno proposto invece di determinare il modulo tangente iniziale come reciproco dell'intercetta sull'asse delle ordinate della curva tensioni-deformazioni lineari-

rizzata $\frac{\epsilon_1}{(\sigma_1 - \sigma_3)}$ in funzione di ϵ_1 . Gli stessi autori, seguendo quanto già indicato da JANBU [1963], hanno anche proposto la relazione esponenziale:

$$E_{ur} = K_{ur} p_a \left[\frac{\sigma_3}{p_a} \right]^n \quad (2)$$

che lega il modulo elastico di scarico e ricarico a due costanti sperimentali, K_{ur} ed n , ed alla tensione di consolidazione σ_3 .

La relazione (2) è stata poi utilizzata da LADE e DUNCAN [1975] per esprimere il modulo tangente iniziale.

L'influenza del tipo di prova e del metodo di calcolo sulla determinazione del modulo di elasticità è stata valutata con l'esecuzione delle serie di prove triassiali indicate nel programma sperimentale con b1 e b2. In particolare è

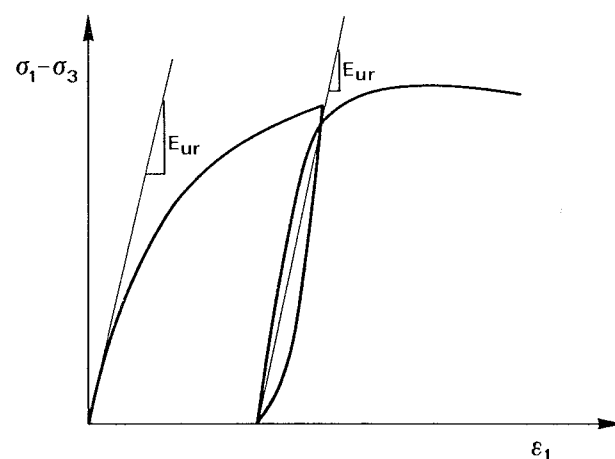


Fig. 3. - Determinazione del modulo di elasticità in corrispondenza ad un ciclo di scarico e ricarico.

stato così possibile confrontare, per diverse densità e pressioni di consolidazione, i valori calcolati nella già menzionata ipotesi di relazione iperbolica tra tensioni e deformazioni, con quelli valutati come tangente al tratto iniziale o in corrispondenza a cicli di scarico e ricarico.

L'esperienza di laboratorio, ancora una volta confermata dai risultati delle prove eseguite, mostra che la fase più delicata nel corso delle prove è quella iniziale. Ne consegue che qualunque determinazione relativa a piccole deformazioni è almeno problematica. In particolare la determinazione del modulo di elasticità inteso come tangente all'origine della curva sforzi-deformazioni risulta quanto mai difficile e comunque condizionata da errori più o meno sensibili dovuti sia a difficoltà sperimentali che ad approssimazioni grafiche.

Il valore determinato come reciproco della intercetta sull'asse delle ordinate in un piano $\varepsilon_1/(\sigma_1 - \sigma_3) - \varepsilon_1$ delle relazioni tra sforzi e deformazioni in prove di compressione triassiale richiede sempre una interpretazione grafica, tuttavia essa dà luogo ad un più ristretto margine di errore dal momento che vengono interpolati una serie di dati teoricamente posti su una retta e che interessano un ampio campo di deformazioni che non include quelle iniziali. Ne consegue che, una volta accettata l'ipotesi di relazione iperbolica tra tensioni e deformazioni lungo l'intero arco della prova, tale metodo sembra fornire un valore del modulo tangente iniziale che non risente di apprezzabili errori grafici.

Le determinazioni effettuate sulla serie di prove eseguite indicano dei valori dei moduli così valutati che, per le prove consolidate isotropicamente, sono mediamente superiori del 30% con scarti variabili tra il 10 ÷ 40% rispetto a quelle eseguite con la tangente al tratto iniziale della curva sforzi-deformazioni. Nel primo caso infatti i valori di k e di n della (2) risultano pari a 370 e 0.63 e 500. e 0.57 per i campioni di sabbia a densità relativa minore e maggiore rispettivamente; nel secondo caso invece le due coppie di valori sono pari a 270 e 0.63 e 380 e 0.57 sempre con riferimento alle due serie di densità.

La determinazione del modulo elastico a mezzo di cicli di scarico e ricarico eseguiti nel corso della prova è stata effettuata facendo ricorso a due diverse serie di prove. Nella prima sono stati eseguiti quattro cicli di scarico e ricarico consecutivi tenendo costante, in cia-

scuno di essi, il livello iniziale della tensione di scarico presente in corrispondenza all'1% di deformazione assiale (serie C.I.D.T.). Nella seconda sono stati invece effettuati tre cicli di scarico e ricarico a livelli di deformazione assiale prefissati e pari a 0,5, 1 e 2% (serie C.I.D.D.). Nella serie di prove C.I.D.T., per ambedue i campi di densità si è notato, all'aumentare del numero di cicli, un conseguente aumento del modulo di elasticità. Tale aumento, al quarto ciclo, è risultato compreso tra il 12 ed il 22% del valore corrispondente al primo ciclo.

È interessante notare che i valori dei moduli determinati in corrispondenza al primo dei quattro cicli sono risultati da 2 a 2.5 volte superiori a quelli calcolati nell'ipotesi di andamento iperbolico.

Sempre con riferimento ai campioni consolidati isotropicamente i valori di K_{ur} ed n della (2) determinati in corrispondenza al primo ciclo nelle prove C.I.D.T. e C.I.D.D. sono infatti 980 e 0.40 per la serie a densità minore e 1200 e 0.40 per la serie a densità maggiore.

La serie di prove C.I.D.D. eseguita con tre cicli di scarico e ricarico a diverse deformazioni percentuali ha mostrato, contrariamente a quanto avvenuto per la serie C.I.D.T. delle variazioni del modulo elastico non sempre dello stesso segno all'aumentare del numero dei cicli (fig. 4b). I vari campioni hanno infatti mostrato in alcuni casi una costante diminuzione del modulo in altri un continuo aumento ed in altri un aumento tra il primo ed il secondo ciclo di scarico ed una diminuzione tra quest'ultimo ed il terzo.

Tale comportamento si trova in perfetto accordo con le variazioni di volume del campione durante la prova. A cicli infatti eseguiti in corrispondenza a variazioni di volume che comportano un aumento di densità del campione corrisponde un aumento del valore del modulo e viceversa.

La fig. 4a riporta l'andamento dei fattori di dilatanza in funzione delle deformazioni percentuali assiali per la serie di campioni con densità dopo consolidazione comprese tra 15,7 e 16,1 kN/m^3 . Si osserva che il campione n. 21 consolidato con una $\sigma_3 = 49,05 \text{ kN/m}^2$ diminuisce di densità per deformazioni maggiori dello 0.6%; di contro il campione n. 25, consolidato con $\sigma_3 = 490.5 \text{ kN/m}^2$, aumenta la sua densità nell'intero intervallo di deformazioni assiali entro il quale sono stati effettuati i cicli di scarico e ricarico. I restanti campioni mostrano comportamenti intermedi tra i due. I moduli elastici

corrispondenti, riportati nella fig. 4b risentono della dilatanza. Infatti i moduli calcolati per il campione n. 21 diminuiscono passando dal I al III ciclo mentre quelli del campione 25 aumentano in relazione all'aumento di densità del campione. Lo stesso comportamento si riscontra per i campioni intermedi; il campione 23, ad es., che mostra piccole variazioni di dilatanza, ha valori dei moduli pressoché costanti.

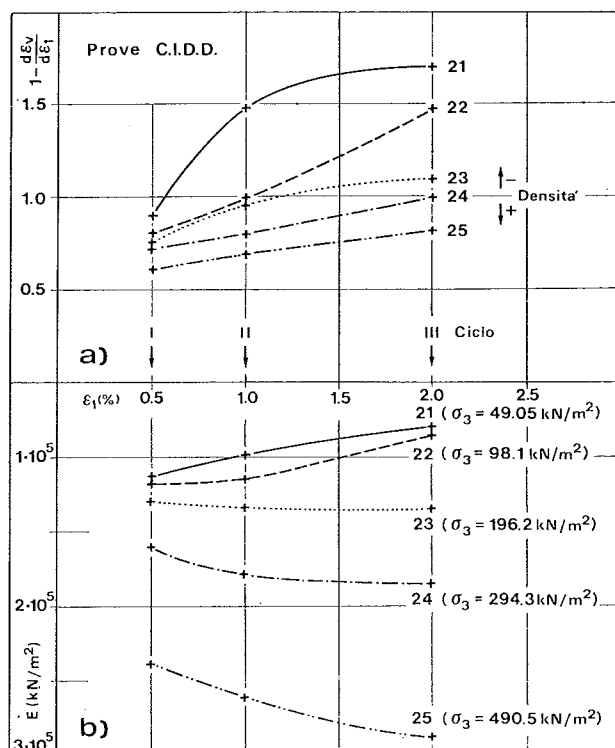


Fig. 4. - Fattore di dilatanza a) e modulo di elasticità b) determinati in corrispondenza a cicli di scarico e ricarico nelle prove C.I.D.D.

Essendo i cicli eseguiti tutti in corrispondenza a valori prefissati delle deformazioni ed essendo le variazioni di volume dipendenti dalla densità iniziale e dalle tensioni di consolidazione, e quindi diversi da prova a prova, risulta concettualmente errato il confronto tra valori dei moduli ed una prefissata deformazione senza tener conto dell'andamento del fattore di dilatanza.

3.3. Rapporto di Poisson

Il rapporto di Poisson è per definizione il rapporto tra le deformazioni trasversali ed assiali relative ad una prova di compressione (o trazione) assiale.

Il programma sperimentale svolto ha per-

mezzo di valutare l'andamento del rapporto di Poisson in funzione delle deformazioni verticali assiali durante l'intero corso delle prove.

La fig. 5 riporta l'andamento del rapporto di Poisson in funzione della deformazione verticale assiale per i due campi di densità dei campioni della serie C.I.D.. In generale si osserva che il valore di ν diminuisce all'aumentare della tensione di consolidazione ed aumenta al-

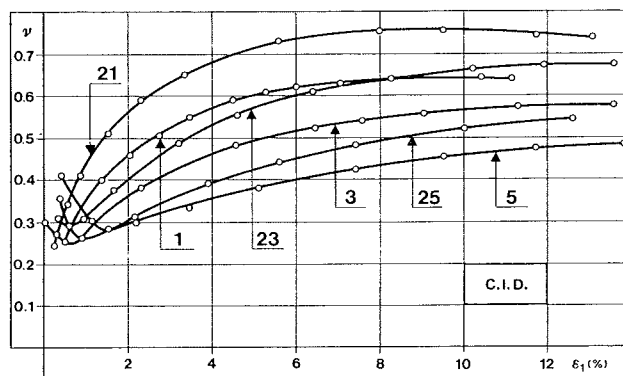


Fig. 5. - Rapporto di Poisson in funzione della deformazione assiale in prove C.I.D.

l'aumentare della densità. Nell'ambito di ciascuna prova e per deformazioni assiali superiori all'1,5% esso cresce al crescere di ϵ_1 e diviene pressoché costante per deformazioni prossime a quelle di rottura.

Per deformazioni assiali minori all'1,5% si nota invece un diverso andamento; le prove, infatti, consolidate con pressioni di 49.05 kN/m² mostrano sin dall'inizio della fase di taglio un aumento sempre crescente del rapporto di Poisson mentre le altre denotano dapprima una diminuzione e quindi un aumento. La deformazione assiale per cui avviene tale inversione aumenta all'aumentare della tensione di consolidazione e, a parità di quest'ultima, al diminuire della densità.

Le prove della serie C.I.D.T. e C.I.D.D. confermano l'andamento riscontrato nelle prove C.I.D..

In fig. 6 sono riportati i risultati della serie di prove C.I.D.T.; in ciascuna curva si nota l'effetto prodotto dai cicli eseguiti in corrispondenza all'1% di deformazione, cicli che danno luogo ad una diminuzione del rapporto di Poisson di entità crescente al crescere della tensione di consolidazione.

I risultati di tutte le serie di campioni con consolidazione isotropa mettono in evidenza un andamento dei rapporti di Poisson, sempre cre-

scenti per i campioni consolidati con tensioni fino a 196.2 kN/m² e un andamento prima decrescente e poi crescente per tensioni di consolidazione maggiori. Tale singolarità è naturalmente legata al diverso sviluppo delle deformazioni orizzontali durante il corso delle prove.

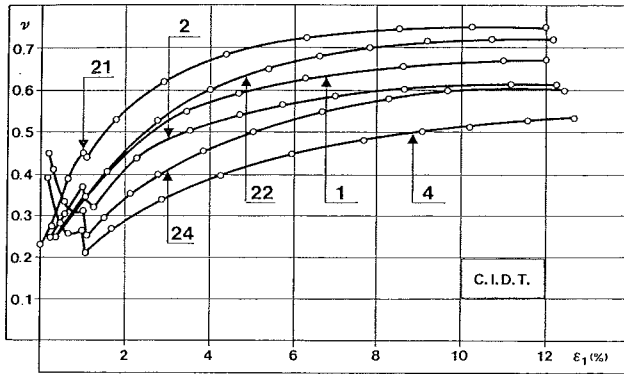


Fig. 6. - Rapporto di Poisson in funzione della deformazione assiale in prove C.I.D.T.

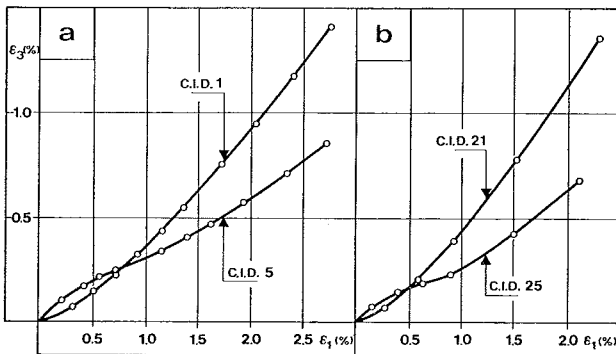


Fig. 7. - Deformazioni radiali in funzione delle deformazioni assiali in prove C.I.D.

In fig. 7a), b) sono riportati, per le prove C.I.D. e per i campioni con tensioni di consolidazione pari ai valori minimi ($\sigma_3 = 49.05$ kN/m²) e massimi ($\sigma_3 = 490.5$ kN/m²) e per le due serie di densità, le variazioni della deformazione orizzontale, valutata sempre come:

$$\epsilon_3 = \frac{\epsilon_v - \epsilon_1}{2},$$

in funzione della deformazione assiale.

Gli andamenti riportati, che esprimono il campo di deformazioni verticali entro cui è stato osservato quest'inversione di comportamento, giustificano l'andamento del rapporto di Poisson, che presenta il valore minimo in corrispondenza al punto di flesso nelle prove C.I.D. 5 e 25 e all'inizio delle prove nelle C.I.D. 1 e 21.

Un analogo andamento è stato riscontrato nelle prove C.I.D.T. e C.I.D.D.

Tale comportamento può trovare una sua interpretazione fisica quando si consideri la diversa struttura dei campioni conseguente alle diverse tensioni di consolidazione. Considerando infatti le deformazioni che si verificano nel campione sin dall'inizio della prova e cioè comprendendo anche la fase di consolidazione si può osservare che mentre le deformazioni assiali sono sempre dello stesso segno, sia nella fase di consolidazione che in quella di taglio, le deformazioni radiali sono positive durante la consolidazione ed invertono il loro segno durante la fase di taglio.

La fig. 8 riporta l'evoluzione delle deformazioni verticali in funzione di quelle orizzontali. I tratti rettilinei che uniscono l'origine degli assi ai punti da A ed F rappresentano le deformazioni di consolidazione e le curve tracciate a partire da questi punti rappresentano le deformazioni durante la fase di taglio. Si può notare che in relazione alle diverse deformazioni dopo consolidazione (punti A ÷ F) e quindi alle diverse strutture raggiunte, i campioni consolidati con tensioni più elevate sono caratterizzati, nella fase di taglio, da rapporti $d\epsilon_3/d\epsilon_1$ sensibilmente diversi da quelli relativi a tensioni di consolidazione minore.

Dall'esame globale dei risultati ottenuti si può osservare che, per la sabbia esaminata, una tensione di consolidazione compresa tra 98.1 e 186.2 kN/m², separi i due tipi di comportamento; tale valore sembra dipendere dalla granulometria, dalla forma dei grani e dalla loro com-

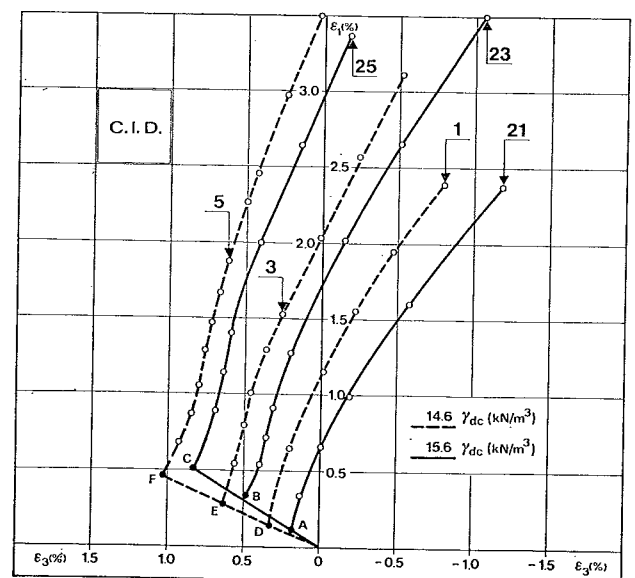


Fig. 8. - Andamenti delle deformazioni assiali e radiali durante le fasi di consolidazione e taglio in prove C.I.D.

posizione mineralogica anche se risulta necessario estendere tali considerazioni a materiali granulari con caratteristiche diverse per un più approfondito esame del fenomeno.

Cicli di scarico e ricarica comportano, come già detto, diminuzioni del rapporto di Poisson; in fig. 9 sono riportate le variazioni di ν in corrispondenza ai cicli 4 eseguiti per le prove C.I.D.T. 21 e 24. Il coefficiente di Poisson varia durante i cicli di tale prove tra 0.45 e 0.42 nella prima prova (riportata, per difficoltà grafiche, solo durante il primo ciclo ed alla fine del quarto) e tra 0.31 e 0.22 nella seconda. Nelle corrispondenti prove a densità minore esso varia tra 0.37 e 0.35 e 0.26 e 0.19 rispettivamente nelle prove C.I.D.T. 1 e 4.

Si nota quindi che il rapporto di Poisson diminuisce all'aumentare del numero dei cicli e che, a parità di cicli, l'entità della variazione aumenta col crescere della tensione di consolidazione.

La fig. 10 riporta per le prove C.I.D.D. 3 e 5 le variazioni del rapporto di Poisson in corrispondenza ai tre cicli eseguiti; anche in questo caso si notano delle diminuzioni di ν in corrispondenza ad ogni ciclo, variazioni che

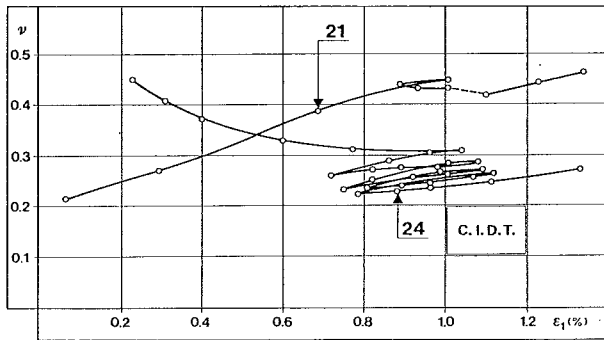


Fig. 9. - Andamento del rapporto di Poisson in corrispondenza ai quattro cicli di scarico e ricarica nelle prove C.I.D.T.

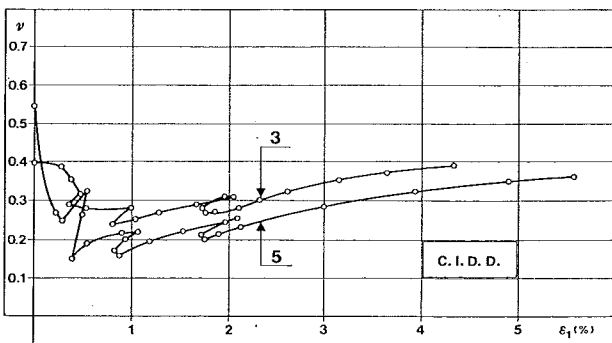


Fig. 10. - Andamento del rapporto di Poisson in funzione della deformazione assiale in prove C.I.D.D.

conducono, se confrontate con le corrispondenti prove della serie C.I.D. a dei valori di ν minori per pari deformazioni.

3.4. Resistenza a rottura

Per quanto concerne le resistenze a rottura va anzitutto sottolineato che queste non sembrano essere influenzate dalla storia tensionale durante la fase di taglio. La fig. 11 riporta le resistenze a rottura normalizzate in funzione della tensione di consolidazione mentre in tabella I sono riportati i risultati dell'intera serie di prove. Si nota subito che nessuna delle serie eseguite denota una marcata differenza di resistenza nei riguardi delle altre.

Oltre alla evidente maggiore resistenza dei campioni a densità più elevata si nota una diminuzione dello sforzo deviatorico normalizzato a rottura all'aumentare della pressione di contenimento. Tale diminuzione, nell'ambito delle tensioni di consolidazione considerate, variabili tra 49.05 e 490.5 kN/m², risulta dello stesso ordine di grandezza per i due campi di densità e corrisponde ad una valutazione dell'angolo di attrito di circa 2°. La circostanza, che trova ampie conferme sperimentali [LEE, SEED, 1967; BARDEN, ISMAIL, TONG, 1969; VESIC, CLOUGH, 1968], è principalmente dovuta alla va-

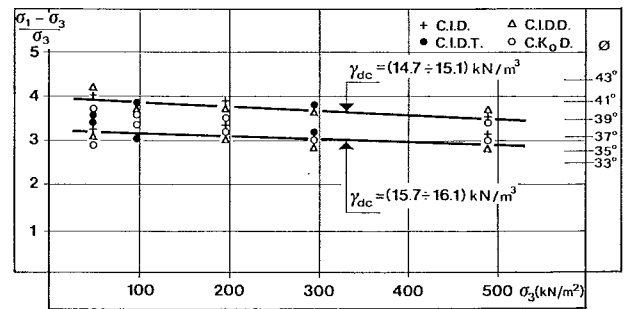


Fig. 11. - Resistenze a rottura normalizzate in funzione delle tensioni di consolidazione per i quattro tipi di prova eseguiti.

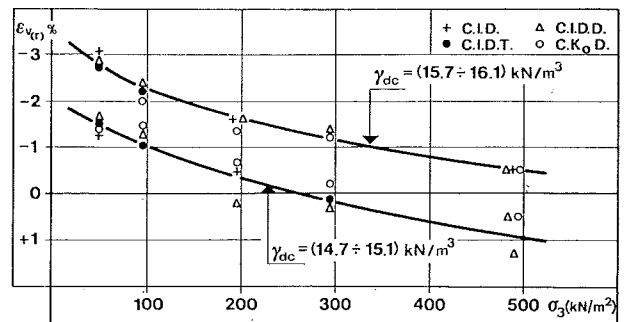


Fig. 12. - Deformazioni volumetriche a rottura in funzione delle tensioni di consolidazione per i quattro tipi di prova eseguiti.

TABELLA 1

1 Tipo di prova	2 γ_{si} (kN/m ³)	3 D _r (%)	4 σ_3 (kN/m ²)	5 γ_{dc} (kN/m ³)	6 ϵ_r (%)	7 $(\sigma_1 - \sigma_3)_r$ (kN/m ²)	8 \varnothing_f (°)	9 $(1 - \frac{d \epsilon_v}{d \epsilon_1})_r$	10 \varnothing (°)	
C.I.D.	1	14.60	40	49.5	14.72	5.2	163.8	38.7	1.340	31.9
	3	14.62	41	196.2	14.84	8.3	652.4	38.6	1.259	33.3
	5	14.65	42	490.5	15.01	10.6	1487.2	37.1	1.127	34.2
	21	15.60	80	49.5	15.70	6.4	200.1	42.1	1.639	30.8
	23	15.60	80	196.2	15.79	7.2	750.5	41.0	1.408	33.0
	25	15.60	80	490.5	15.89	10.0	1903.1	41.3	1.250	36.3
C.I.D.D.	1	14.65	42	49.5	14.75	7.8	153.0	—	—	—
	2	14.76	47	98.1	14.95	6.1	358.1	40.2	1.480	31.1
	3	14.58	40	196.2	14.91	6.3	589.6	36.9	1.180	33.1
	4	14.63	42	294.3	15.03	11.8	831.9	35.8	1.180	32.0
	5	14.67	43	490.5	15.10	7.5	1344.0	35.3	1.052	34.1
	21	15.74	85	49.5	15.84	4.5	205.0	42.6	1.689	30.6
	22	15.57	78	98.1	15.76	5.1	373.8	41.0	1.572	30.5
	23	15.63	81	196.2	15.83	8.5	768.1	41.4	1.488	32.4
	24	15.65	82	294.3	15.92	7.7	1079.1	40.3	1.433	32.0
	25	15.65	82	490.5	15.99	9.5	1771.7	40.0	1.309	34.0
	C.I.D.T.	1	14.66	43	49.5	14.75	6.3	164.8	38.8	1.479
2		14.67	43	98.1	14.84	7.0	301.2	37.3	1.344	30.2
4		14.65	42	294.3	14.94	7.7	920.2	37.6	1.232	32.7
21		15.63	81	49.5	15.74	6.3	177.6	40.1	1.639	28.4
22		15.65	82	98.1	15.79	6.4	370.8	40.8	1.615	29.6
24		15.67	82	294.3	15.92	8.2	1088.9	40.5	1.400	32.7
C.K.D.	1	14.84	50	49.5	14.95	4.5	141.3	37.0	—	—
	2	14.91	53	98.1	15.10	4.5	337.5	39.2	1.441	30.6
	3	14.84	50	196.2	15.15	7.5	612.1	37.5	1.241	32.5
	4	14.73	45	294.3	15.09	9.5	855.4	36.3	1.160	32.8
	6	14.53	38	490.5	15.11	13.0	1442.1	36.5	1.112	34.0
	21	15.56	78	49.5	15.65	5.0	179.5	40.4	—	—
	22	15.63	81	98.1	15.78	3.5	353.2	40.0	1.520	30.2
	23	15.74	85	196.2	16.03	6.0	678.9	39.3	1.300	33.3
	24	15.18	63	294.3	15.50	3.5	804.4	—	—	—
	25	15.55	93	490.5	15.93	6.9	1663.8	39.0	1.230	34.4

La colonna 1 riporta il tipo ed il numero di prova; la 2 il peso di volume secco iniziale; la 3 la densità relativa; la 4 la tensione di consolidazione; la 5 il peso di volume secco dopo consolidazione; la 6 e la 7 riportano rispettivamente le deformazioni e le tensioni deviatoriche a rottura; la 8 l'angolo di attrito a rottura; la 10 l'angolo di attrito depurato dell'effetto dilatante riportato in colonna 9.

riazione della componente della dilatanza che, come si può desumere dai dati riportati in colonna 9 di tabella 1, diminuisce all'aumentare della pressione di consolidazione.

Le resistenze a rottura dei campioni consolidati isotropicamente non sembrano essere sostanzialmente diverse da quelle dei campioni consolidati con deformazione laterale impedita. Tale comportamento è in apparente disaccordo con i risultati di prove non drenate [RICCERI, SORANZO, 1978], eseguite sullo stesso materiale; in queste ultime infatti la resistenza a rottura dei campioni consolidati con deformazione laterale impedita risultava, seppur leggermente, sempre superiore a quella conseguente a consolidazione di tipo idrostatico. Tale circostanza può trovare una giustificazione ove si consideri che l'angolo d'attrito misurato (\varnothing) sia somma di una componente di puro attrito (\varnothing_f) caratteristica del materiale e di due compo-

nenti dovute a dissipazioni energetiche nella fase di taglio l'una per variazioni di volume l'altra per riorientazione delle particelle [ROWE, 1962; ROWE *et al.*, 1964].

La resistenza dei campioni depurata dall'effetto dilatante può, come è noto, essere espressa con la relazione proposta da Rowe:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \operatorname{tg}^2 \left[45 + \frac{\varnothing_f}{2} \right] \cdot \left[1 - \frac{d \epsilon_v}{d \epsilon_1} \right] \quad (3)$$

in cui:

\varnothing_f è l'angolo d'attrito depurato dall'effetto dilatante espresso dall'ultimo termine in parentesi della (3);

ϵ_v ed ϵ_1 sono le deformazioni volumetriche ed assiali valutate assumendo come segno positivo quello che conduce a diminuzioni di volume e di altezza del provino;

σ_1 e σ_3 sono le tensioni principali maggiori e minori.

Le figure 13a) e b) riportano, rispettivamente per la prima e la seconda serie di densità, i valori di \varnothing_f e \varnothing in funzione della tensione principale minore di consolidazione.

È interessante anzitutto osservare che \varnothing_f aumenta con σ_3 ed è indipendente dalle densità essendo la curva che interpola i dati praticamente coincidente nei due casi. La maggiore resistenza dei campioni a densità più alta è quindi principalmente dovuta all'effetto dilatante ($\varnothing - \varnothing_f$) effetto che diminuisce all'aumentare delle tensioni di consolidazione, aumenta

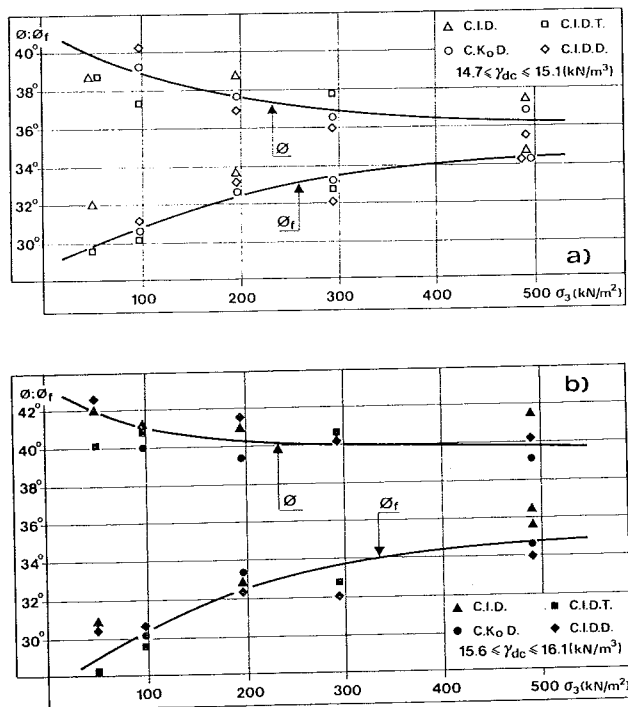


Fig. 13. - Angoli di attrito misurati (\varnothing) e depurati dall'effetto dilatante (\varnothing_f) in funzione delle tensioni di consolidazione per i quattro tipi di prova eseguiti su campioni con densità relativa di (42.3 ÷ 50)% a) e con (80.4 ÷ 84.6)% b).

all'aumentare della densità ed è indipendente dal tipo di consolidazione.

Una prima ragionevole ipotesi sulla struttura dei provini è di supporre che essi, alla fine della loro preparazione e nell'ambito di ciascuna densità, siano omogenei. Le fasi di consolidazione isotropa e con deformazione laterale nulla, danno luogo ad una diversa disposizione strutturale dei grani come è deducibile, oltre che da una visione del fenomeno fisico, dai dati contenuti in fig. 14 nella quale sono riportate le deformazioni assiali percentuali in funzione della tensione σ_3 agente alla fine della fase di conso-

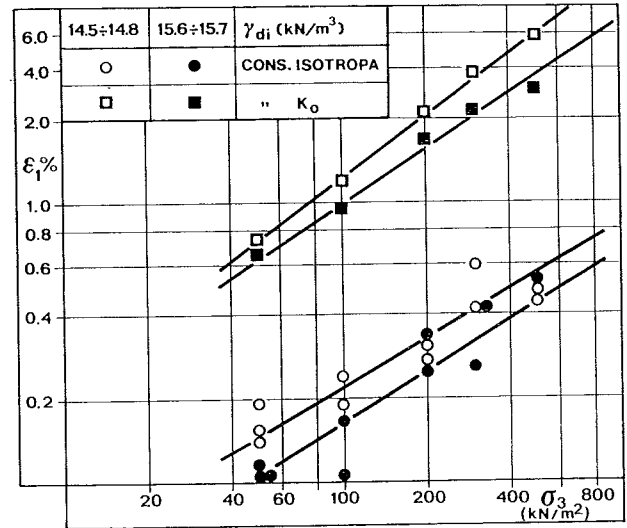


Fig. 14. - Deformazioni verticali assiali dopo consolidazione in funzione della tensione finale di consolidazione.

lidazione. Tenendo presente che il rapporto tra le deformazioni volumetriche e quelle assiali vale 1 per le prove C.K.D. ed è compreso tra 4 e 7 per le prove C.I.D. (fig. 1) sembra senz'altro lecito supporre, a fine consolidazione una diversa struttura delle due serie di provini. Tale circostanza, però, non dà luogo ad una diversa resistenza a rottura, a differenza di quanto riscontrato in prove non drenate. È quindi evidente che durante la fase di taglio drenata si verificano processi che causano una disposizione finale dei grani indipendente da quella iniziale. Calcolando infatti il fattore di dilatanza nel corso delle singole prove si ottengono degli andamenti che mostrano appunto una netta diversificazione nel comportamento dei campioni dipendenti dal tipo di consolidazione.

Nelle figg. 15a) e b) sono riportati gli andamenti del fattore di dilatanza $1 - \frac{d \epsilon_v}{d \epsilon_1}$ in

funzione della deformazione assiale per alcune prove rappresentative dell'indagine eseguita. Si può osservare che i valori praticamente coincidenti a rottura, per prove ad egual densità e pressioni di contenimento, hanno una evoluzione sensibilmente diversa in relazione al tipo di consolidazione subita.

Tale tipo di comportamento giustifica la differenza di resistenza a rottura tra prove drenate e prove non drenate e sembra indicare che il tipo di consolidazione subita abbia invece una sensibile influenza sul comportamento del mezzo granulare nel campo delle deformazioni iniziali.

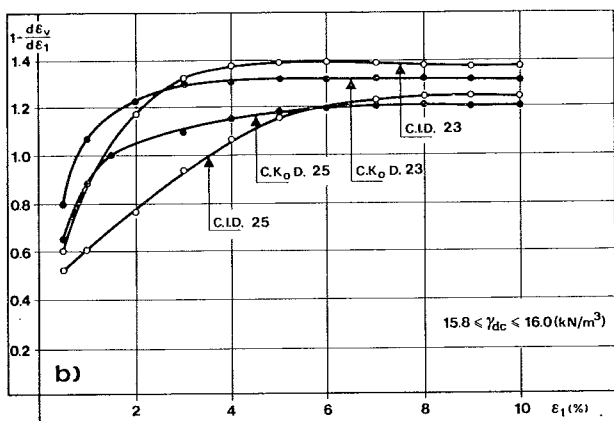
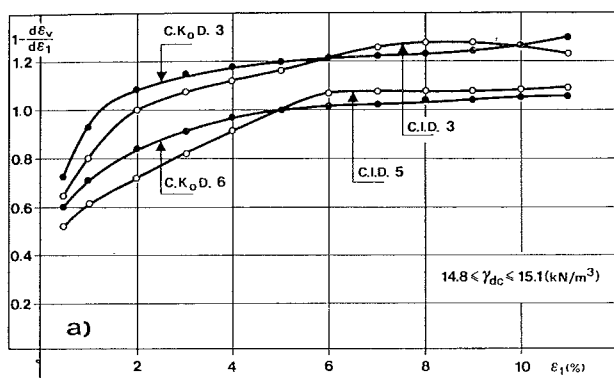


Fig. 15. - Evoluzione del fattore di dilatazione durante il corso di prove C.K.D. e C.I.D. per campioni con densità relativa $(42.3 \leq D_r \leq 50)\%$ a) e $(80.4 \leq D_r \leq 84.6)\%$ b).

4. Conclusioni

I risultati dello studio eseguito e lo stato attuale della ricerca pongono anzitutto in evidenza le difficoltà che si incontrano nel quantificare i parametri geotecnici che caratterizzano il comportamento elastico di un terreno granulare.

Gli ostacoli principali investono due ordini di problemi. Il primo riguarda la validità dell'ipotesi sulla omogeneità e soprattutto sull'isotropia del materiale dal momento che, specie con riferimento a quest'ultima, esistono evidenze sperimentali sia in laboratorio che in sito che tendono a negarla. Il secondo riguarda la determinazione dei parametri in laboratorio dando per scontato che la rappresentatività di essi, nei riguardi del problema che si esamina, dipende dalla corretta visione del fenomeno e dai limiti di validità della sua rappresentazione con un modello elastico.

Dei due parametri elastici la determinazione del modulo di Young pone indubbiamente i problemi maggiori sia per l'ampio intervallo entro il quale risultano compresi i risultati sperimentali, specie con riferimento al metodo di

calcolo scelto, sia per il maggior peso che tale valore esercita sui risultati di applicazioni pratiche.

L'indagine sperimentale mostra che l'influenza del metodo di calcolo è determinante nella valutazione del modulo di Young; gli scarti tra i valori sono di un ordine di grandezza tale da non poter essere trascurati.

Nelle applicazioni quindi sembra opportuno, sulla base di confronti tra valori determinati in situ e calcolati in laboratorio [LAMBE, 1969] determinare il modulo in corrispondenza ad un ciclo di scarico e ricarico. L'analisi dei risultati dello studio eseguito consiglia di effettuare il ciclo in corrispondenza a piccole deformazioni, dell'ordine dello 0.5%; in tal modo si eliminano gli inconvenienti dovuti all'interazione tra strumentazione e provino senza alterare sensibilmente la densità iniziale del campione e, conseguentemente, il valore del modulo.

Il rapporto di Poisson varia tra 0.25 e 0.75 durante l'intero corso delle prove tendendo a valori costanti per deformazioni prossime a quelle di rottura. Per piccole deformazioni assiali esso mostra un comportamento fortemente influenzato dalla struttura raggiunta dopo consolidazione. I risultati dello studio eseguito indicano che per le deformazioni che includono il campo entro il quale è ragionevole utilizzare il modello elastico è consigliabile assumere per esso dei valori compresi tra 0.25 e 0.40.

Il comportamento a rottura non è influenzato, a differenza di quanto riscontrato in prove non drenate, né dal tipo di consolidazione, né dalla storia delle sollecitazioni durante la fase di taglio. Tale indipendenza è legata all'andamento del fattore di dilatazione che tende a conferire ai campioni, in prossimità della rottura, strutture identiche attraverso diverse evoluzioni dipendenti dal tipo di consolidazione.

BIBLIOGRAFIA

- BARDEN L., ISMAIL H., TONG P. V. (1969) - *Plane strains deformation of granular material at low and high pressures*. Géotechnique, Vol. 19, N. 4, pp. 441-452.
- DUNCAN J. M., CHANG C. Y. (1970) - *Non linear analysis of stress and strain in soils*. J.S.M.F.D. ASCE, Vol. 95, N. SM5 pp. 1629-1653.
- EL-SOHBY M. A. (1969) - *Deformation of sands under constant stress ratios*. Proc. VII ICSMF, Mexico, Vol. 1, pp. 111-119.
- JANBU N. J. (1963) - *Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial test*. Proc. European Conf. on S.M.F.E., Wiesbaden, Vol. 1, pp. 19-25.
- KONDNER R. L. (1963) - *Hyperbolic stress-strain response:*

- cohesive soils*. J.S.M.F. D. ASCE, Vol. 89, N. SM1, pp. 115-143.
- KONDNER R. L., ZELASKO J. S. (1963) - *Void ratio effects on the hyperbolic stress-strain response of a sand*. ASTM-STP N. 361, Ottawa, pp. 250-257.
- LADD C. C., FOOT R., ISHIHARA K., SCHLOSSEB F., POULOS H. G. (1977) - *Stress-deformation and strenght characteristics*. Proc. IX ICSMFE, Tokyo, Vol. 2, pp. 421-494.
- LADE P. V., DUNCAN J. M. (1975) - *Elastoplastic stress strain theory for cohesionless soil*. J.G.E.D. ASCE, Vol. 101, N. GT10, pp. 1037-1053.
- LAMBE T. W., WHITMAN R. V. (1969) - *Soil Mechanics*. Chapt. 12, J. Wiley and Sons, Inc., pp. 151-161.
- LEE K. L., SEED H. B. (1967) - *Drained strength characteristics of sands*. J.S.M.F.D. ASCE, Vol. 93, N. SM6, pp. 117-141.
- RICCERI G., SORANZO M. (1978) - *Relazioni tensioni deformazioni di sabbie sature in prove triassiali non drenate*. RIG, Vol. XII, N. 3, pp. 137-145.
- ROWE P. W. (1962) - *The stress-dilatancy relations for static equilibrium of an assembly of particles in contact*. Proc. Royal Soc., London, Series A, Vol. 269, pp. 500-527.
- ROWE P. W., BARDEN L., LEE K. (1964) - *Energy component during the triaxial cell and direct shear test*. Géotechnique, Vol. 14, pp. 247-261.
- TONIMOTO K. (1974) - *Preliminary study of the correlation of S.P.T. N-Values with the velocity of shear waves in sands*. The Construction Engineering Res. Inst. Fond., Rep. N. 16, pp. 103-111.
- VESIC A. S., CLOUGH G. W. (1968) - *Behaviour of granular materials under high stresses*. J.S.M.F.D. ASCE, Vol. 94, N. SM3, pp. 661-688.

SUMMARY

The elastic parameters and the ultimate strength of saturated sands in drained triaxial compression tests

The paper reports results of drained triaxial compression tests performed on a saturated fine and uniform sand of the Adige river-bed.

In order to consider the effects due to consolidation and stress paths on the values of elastic parameters and ultimate strength, different types of tests were carried out on a cohesionless soil whose characteristics as well as methods of specimen-preparation have been illustrated in a previous work [RICCERI, SORANZO, 1978].

The following isotropically consolidated drained triaxial compression tests have been performed: a) with a continuous increase of axial strain, at the constant strain rate of 0.008 cm/min (C.I.D.); b) with cyclic unloading and reloading at fixed values of strains (C.I.D.D.); c) with 4 repeated cyclic unloading and reloading at a strain of 1 (%)

(C.I.D.T.); furthermore a series of anisotropically consolidated drained compression tests was also performed (C.K.D.), with the condition of no-lateral strain during the consolidation stages of the tests.

The schematic stress-strain curves of the performed tests are represented in fig. 1. For all types of tests two series of samples were prepared at two different initial dry unit weight; the former series with γ_{di} ranging from 14.6 to 14.8 (kN/m³) and the latter from 15.6 to 15.7 (kN/m³). The different type of consolidation has induced an initial condition of strain anisotropy defined as $\alpha = \epsilon_r/\epsilon_1$. In the C.K.D. tests the values of α was 0 as defined by the type of test and directly measured while in all the C.I.D., C.I.D.T. and C.I.D.D. tests it was found $\alpha = (4 \div 7)$, than with samples exhibiting radial strains larger than axial strains under condition of equal all round confining pressure (fig. 2). This strain-anisotropy, not related to density or to values of pressures, seems that could be more dependent on the grain shapes and soil fabric [EL-SOHBY, 1969].

This further experimental evidence was considered when examining the most widely used geotechnical parameters that is the friction angle (ultimate strength) and the elastic parameters; the value of the friction angle does not depend, at equal density and confining pressure, on the type of stress path followed to reach failure and the range of their values, being a function of only the sample density, at equal confining stress, are fully explained by the Rowe's dilatancy factor alone [1962, 1964].

It was found that the shear angle ϕ_f , obtained when the dilatancy effect was deduced, did not seem to be dependent on the density but increases with confining pressure while, on the other hand, the over all friction angle ϕ slightly decreases over the same range of confining stresses (fig. 13a, b). The values of the Young's modulus are greatly influenced by the method adopted to measure them. The values of E_i determined with the classic theory of DUNCAN and CHANG [1970] which give values of (10 ÷ 40)% greater than those obtained with the tangent to the stress-strain curves, are from 2.0 or 2.5 times smaller than the values calculated during the cycles of unloading and reloading. Anyway these last moduli E_{ur} are non constant ones even at equal confining pressure and density; their variation at different values of axial strains (fig. 9a, b) are well explainable if the dilatancy factor is taken into account.

The Poisson's ratio exhibits values which are not very dispersed and if axial strains larger than 1.5% are considered this coefficient exhibits a general trend to grow until a final constant value is reached while failure is approaching.

For lower values of strains and for confining pressures above 196 kN/m² the Poisson's ratio gives a minimum before the strain of 1.5% is reached and this is due to the development of the radial strains during the tests as illustrated in figs. 12 and 14. During the cycles of unloading and reloading it slightly lowers its value which is than also dependent on the strain as well as on the stress level.