

Alcuni risultati sperimentali ottenuti mediante un apparecchio di consolidazione edometrica a gradiente idraulico controllato

M. JAMIOLKOWSKI, S. MARCHETTI *

SOMMARIO: Nell'articolo vengono presentati i risultati ottenuti con un apparecchio di consolidazione edometrica a gradiente idraulico controllato.

La distribuzione dei valori delle pressioni efficaci e quindi del coefficiente di compressibilità e di permeabilità durante la prova è molto più uniforme che nella prova edometrica tradizionale rendendo più giustificata l'applicazione della teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi.

Le caratteristiche di compressibilità sono esaminate in base alla espressione proposta da Janbu:

$$E_{ed} = m p_{atm} \left(\frac{p}{p_{atm}} \right)^\alpha$$

Si commentano i valori di « m » e di « α » per i vari tipi di terreno e la forma della discontinuità della curva (p, E_{ed}) nell'intorno del carico di preconsolidazione.

Introduzione.

Nel presente articolo vengono riportati i primi risultati sperimentali ottenuti mediante prove di compressione edometrica a gradiente idraulico controllato eseguiti su campioni di alcuni terreni italiani.

L'apparecchio impiegato è stato costruito dalla Anteus Corporation di New York su progetto di SEBESTYEN e recentemente descritto (1) da LOWE, JONAS e OBRICIAN [1969]. Gli autori del presente articolo, nel riportare i risultati sperimentali ottenuti, prendono in esame alcune differenze tra la prova edometrica a gradiente idraulico controllato e quella tradizionale ed esaminano i risultati delle prove alla luce di recenti lavori di JANBU [1963, 1965, 1967, 1969] tendenti a stabilire delle definizioni di validità generale delle caratteristiche di compressibilità dei terreni.

Tale generalizzazione proposta da JANBU ha anche lo scopo di consentire la raccolta ed il confronto sistematico dei parametri di compressibilità ottenuti con tecniche sperimentali diverse su materiali di diversa natura e provenienza.

Infine viene proposto un criterio di determi-

nazione della pressione di preconsolidazione in base alle caratteristiche della curva ($\log p$, $\log E_{ed}$).

1. Caratteristiche dell'apparecchio.

Ricordiamo brevemente le caratteristiche principali e le modalità di funzionamento dell'apparecchio (Fig. 1).

Un provino cilindrico di terreno, contenuto entro un anello di acciaio, viene sottoposto al carico crescente applicato in maniera continua da un pistone comandato da un dispositivo idropneumatico. Tra il pistone e la faccia superiore del provino è interposta una pietra porosa attraverso la quale avviene il drenaggio.

La pressione interstiziale alla base del provino viene misurata mediante un sistema di elevata rigidità.

L'apparecchio permette anche di misurare la differenza di pressione interstiziale tra la faccia

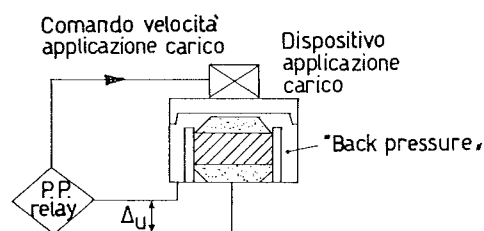


Fig. 1. - Schema del consolidometro a gradiente controllato.

* Dr. ing. Michele JAMIOLKOWSKI - Politecnico di Torino.
Dr. ing. Silvano MARCHETTI - Università dell'Aquila.

Ambedue gli Autori hanno contribuito in misura uguale alla stesura della presente memoria.

(1) Vedi anche la recensione apparsa nel numero 4-1970 della Rivista Italiana di Geotecnica.

superiore e la base del provino. La differenza costituisce inoltre il segnale che comanda il dispositivo di applicazione del carico; infatti la velocità di applicazione del carico viene aumentata o diminuita in modo che la pressione interstiziale differenziale tra le due facce del provino rimanga costante.

La prova avviene pertanto a pressione interstiziale differenziale costante; il gradiente idraulico è perciò costante a meno delle variazioni di altezza del provino.

L'apparecchio permette inoltre l'applicazione di una « Back pressure », consentendo di operare in condizioni più prossime alla saturazione completa.

Durante la prova gli indicatori ⁽²⁾ forniscono i valori delle seguenti grandezze:

a) altezza del provino H .

b) pressione \bar{p}_a (al netto della « back pressure ») applicata alla faccia superiore del provino.

c) Pressione interstiziale differenziale tra le facce del provino Δu . Quest'ultima indicazione costituisce un controllo, poichè essa non dovrebbe variare durante la prova.

La alimentazione dell'apparecchio durante la prova avviene mediante aria compressa o, preferibilmente, mediante azoto puro.

Una volta iniziata, la prova non richiede alcun intervento manuale fino al raggiungimento del carico massimo prefissato.

2. Esame delle principali differenze tra la prova edometrica a gradiente controllato ed altri tipi di prove edometriche.

2.1. Confronto con la prova edometrica tradizionale

a) Nella prova edometrica tradizionale, dopo l'applicazione di un incremento di carico, il gradiente idraulico nel provino è molto variabile da punto a punto e raggiunge valori molto elevati in prossimità delle facce drenate. Tali valori del gradiente sono superiori di *diversi ordini di grandezza* rispetto a quelli che si verificano nei casi reali. Al procedere della prova, i valori del gradiente si riducono fin quasi ad annullarsi. Il gradiente è perciò variabile ad ogni istante da punto a punto nel provino, e varia con il tempo.

Anche la distribuzione delle pressioni è molto

⁽²⁾ Nell'apparecchio usato tutte le grandezze sotto elencate sono convertite in spostamenti, in modo da unificare il sistema di rilevazione delle misure.

disuniforme. Ad esempio immediatamente dopo l'applicazione di un incremento di carico Δp , la pressione efficace presso la faccia drenata vale $\bar{p} + \Delta p$, mentre presso la faccia non drenata essa vale \bar{p} . Se, come di frequente accade, $\Delta p = -\bar{p}$, vi sono nello stesso istante punti in cui la pressione efficace è doppia che in altri.

Nella prova a gradiente controllato la differenza massima di pressione efficace nel provino, che è quella esistente tra le due pietre porose è costante e pari alla pressione interstiziale differenziale prefissata, che può essere ridotta come voluto ⁽³⁾.

b) La teoria di Terzaghi della consolidazione monodimensionale, in base alla quale normalmente vengono interpretate le prove di compressione edometrica, assume che i coefficienti di permeabilità e di consolidazione siano costanti nel provino per tutta la durata della consolidazione sotto un generico incremento di carico. Per quanto detto al punto precedente, la uniformità della distribuzione delle pressioni efficaci nel provino durante la prova a gradiente controllato rende giustificata tale ipotesi, almeno entro un certo intervallo di tempo che può essere aumentato come voluto diminuendo la pressione interstiziale differenziale prefissata. Altrettanto non si può dire nel caso della prova edometrica tradizionale.

Inoltre la prova a gradiente controllato corrisponde ad un fenomeno che anche da un punto di vista teorico è più semplice, poichè anzichè essere il risultato complessivo del comportamento di una serie di elementi in condizioni differenti, è somma del comportamento ripetitivo di una serie di elementi in condizioni all'incirca uguali.

c) Nella prova edometrica tradizionale, se il carico di preconsolidazione cade all'interno di un intervallo di carico, non è possibile, per la natura stessa della prova, rilevare con accuratezza il comportamento del provino nell'intorno del carico di preconsolidazione. Inoltre, a causa della disuniforme distribuzione di pressioni efficaci, diversi punti dello stesso provino possono trovarsi nello stesso istante a pressioni efficaci superiori ed inferiori a quella di preconsolidazione. Nella prova a gradiente controllato il provino è sottoposto in maniera continua a tutti i carichi dal minimo al massimo e tutti i punti del pro-

⁽³⁾ Nell'apparecchio usato essa può essere variata tra 0,20 e 1,00 Kg/cm², essendo l'altezza nominale del provino $H_0 = 25,4$ mm.

vino sono caratterizzati, ad un certo istante, da un valore di pressione efficace contenuto entro una fascia ristretta di valori, di ampiezza pari alla pressione interstiziale prefissata.

d) Mediante una prova edometrica tradizionale si ottiene un numero limitato di punti della curva di compressibilità. Anche il calcolo del coefficiente di consolidazione e del coefficiente di compressibilità fornisce un numero di valori non superiore al numero degli incrementi di carico.

La prova a gradiente controllato permette la determinazione continua delle grandezze menzionate, essendo a tal fine sufficiente aumentare al grado voluto il numero di letture. Le curve ottenute mediante questo tipo di prova sono pertanto più accurate, mentre non sono necessarie costruzioni grafiche tipo « Casagrande » o « Radice quadrata del tempo » per la determinazione del coefficiente di consolidazione.

e) Nella prova a gradiente controllato il gradiente, pur essendo relativamente basso, è applicato costantemente per tutta la durata della prova; essa perciò è in generale più rapida della prova tradizionale e per molti terreni aventi coefficienti di consolidazione medio o alto (terreni limoso-argillosi) dura da uno a tre giorni, mentre la tradizionale durerebbe attorno alle due settimane. D'altra parte, essendo la durata della prova a gradiente controllato inversamente proporzionale al valore del coefficiente di consolidazione, essa diventa estremamente lunga in terreni argillosi ad elevato indice plastico e basso valore del coefficiente di consolidazione.

f) Nella prova tradizionale si distinguono generalmente uno stadio primario e uno stadio secondario del processo di consolidazione sotto un incremento di carico. Nello stadio primario i gradienti idraulici sono elevati e la velocità di deformazione è controllata dalla velocità di espulsione dell'acqua. Nello stadio secondario la pressione interstiziale all'interno del provino è trascurabile e la velocità di deformazione è controllata dalle caratteristiche viscoelastiche dello scheletro solido.

Nella prova a gradiente controllato, la velocità di deformazione ha valori che, con larga approssimazione, possono essere considerati intermedi tra quelli corrispondenti allo stadio primario e a quello secondario di una prova tradizionale.

Al diminuire della velocità di deformazione, la frazione di resistenza viscosa diminuisce meno

rapidamente della frazione di resistenza idrodinamica. Perciò nella prova a gradiente controllato, volendo mantenere la terminologia della prova tradizionale, consolidazione primaria e secondaria avvengono assieme con continuità e necessariamente prevale l'una sull'altra. Prove edometriche a gradiente controllato con diversi valori di pressione interstiziale differenziale dovrebbero permettere di studiare le caratteristiche reologiche del terreno con maggiore semplicità che prove edometriche tradizionali con diversi rapporti di incremento del carico.

2.2. Confronto con altri tipi di prove edometriche

a) Come messo in evidenza da diversi ricercatori [WISSA, HEIBERG 1969, VIGGIANI 1967, VIGGIANI 1969], vantaggi analoghi a quelli ottenibili con la prova a gradiente idraulico controllato (CHG) possono essere ottenuti con quella a velocità di incremento del carico costante (CRL) o con quella a velocità di deformazione costante (CRS).

Anche le prove CRL e CRS permettono infatti di evitare le gravi condizioni di disuniformità nel provino che si verificano nel corso delle prove di tipo tradizionale. Esse sono perciò più direttamente interpretabili mediante la teoria della consolidazione.

Le differenze principali tra le prove CHG, CRL e CRS sono le seguenti.

Se il coefficiente di consolidazione c_v fosse indipendente dal carico efficace agente sul provino, la prova CHG avverrebbe a velocità di incremento del carico costante e quindi la CHG e la CRL coinciderebbero. La prova CRS coinciderebbe anch'essa con le precedenti solo nel caso che anche il modulo edometrico E_{ed} fosse indipendente dal carico efficace verticale agente sul provino. Infatti nella prova CRS, nell'ipotesi $c_v = \text{costante}$, la velocità di incremento del carico è proporzionale a E_{ed} . Da questa proporzionalità si deduce inoltre che, in corrispondenza dei tratti rettilinei della curva di compressibilità, la velocità di incremento del carico nella prova CRS è proporzionale al carico raggiunto e segue una legge all'incirca esponenziale con il tempo, mentre la pressione interstiziale differenziale aumenta anch'essa con il tempo seguendo una legge analoga.

In pratica, a causa della variabilità di c_v al procedere della consolidazione, la pressione interstiziale differenziale non è costante nella prova CRL e tanto meno nella prova CRS, con con-

seguenti variazioni del gradiente idraulico anche di alcuni ordini di grandezza. Dette variazioni rendono la prova meno uniforme e meno facilmente interpretabile. Inoltre, dato che la pressione interstiziale differenziale può variare rapidamente anche di diversi ordini di grandezza, è indispensabile nelle prove CRL e CRS un sistema di misura molto rigido in grado di seguire senza ritardi tali variazioni.

b) Il gradiente idraulico e la velocità di deformazione nelle prove CHG, CRL e CRS sono meno distanti che nella prova tradizionale (almeno nello stadio primario di quest'ultima) dai valori che si hanno nei casi reali. Tuttavia i valori esistenti nei terreni nei casi reali rimangono di gran lunga inferiori a quelli di laboratorio in normali prove CHG, CRL, CRS. Pertanto con questi tipi di prove non possono essere studiate eventuali deviazioni dalla legge di Darcy o da leggi di viscosità per gradienti idraulici e velocità di deformazione bassi come quelli reali.

3. Scelta del sistema di rappresentazione dei risultati.

In generale per ogni prova eseguita sono stati calcolati e messi in grafico, in funzione della pressione efficace media \bar{p} agente sul provino, i valori delle seguenti grandezze:

Deformazione relativa	$-\frac{\Delta H}{H_0}$	
Coeff. di permeabilità	k	(cm/sec)
Coeff. di consolidazione	c_v	(cm ² /sec)
Modulo edometrico	$E_{ed} = \frac{1}{m_v} \frac{d\bar{p}}{d\varepsilon}$	(Kg/cm ²)

essendo

H	=	Alt. media del provino tra due letture	(mm)
H_0	=	Alt. nominale del provino pari a 25,4	(mm)
m_v	=	Coefficiente di compressibilità	(cm ² /Kg)
ΔH	=	$H - H_0$	(mm)

$$d\varepsilon = \frac{d(\Delta H)}{H} = \frac{dH}{H} \quad (*)$$

Poichè la distribuzione dell'eccesso di pressione interstiziale nel provino è teoricamente

(*) All'aumentare della pressione efficace, H diminuisce; pertanto $d\varepsilon$ durante la fase di carico è negativo.

parabolica [LOWE, JONAS, OBRICIAN 1969], la pressione efficace media \bar{p} è ottenuta dalla pressione efficace agente sulla faccia superiore del provino \bar{p}_a mediante la

$$\bar{p} = \bar{p}_a - \frac{2}{3} \Delta u$$

Il coefficiente di consolidazione c_v è calcolato tra due letture consecutive mediante la formula [LOWE, JONAS, OBRICIAN 1969]:

$$c_v = \frac{\Delta \bar{p}}{\Delta t} \frac{H^2}{2 \Delta u}$$

Questa relazione è valida nell'ipotesi che k e c_v siano costanti nel provino con il tempo. In pratica, in analogia con un ragionamento approssimato di WISSA [1969], si può ritenere che essa sia applicabile purchè le variazioni di k e c_v siano modeste per un incremento del fattore di tempo $\Delta T = 0,5$, che nella prova a gradiente controllato corrisponde al tempo necessario perchè il carico aumenti di Δu .

Il coefficiente di permeabilità è calcolato tra due letture consecutive mediante la legge di Darcy espressa nella forma

$$k = \frac{\Delta \varepsilon H \gamma_w}{2 \Delta u \Delta t}$$

In pratica esso è calcolabile con identico risultato e più semplicemente dai valori già calcolati di c_v e E_{ed} mediante la formula

$$k = \frac{\gamma_w c_v}{E_{ed}}$$

Per quanto riguarda la scelta del sistema di rappresentazione della legge di variazione del modulo edometrico E_{ed} , conviene premettere le seguenti osservazioni.

Rappresentando il diagramma di compressibilità nel piano $(\log \bar{p}, \varepsilon)$ (5) (Fig. 2), lungo un tratto rettilineo di detto diagramma sarebbe

$$-\Delta \varepsilon = C_\varepsilon \Delta (\log p)$$

$$(*) \quad \varepsilon = \int_{H_0}^H d\varepsilon = \int_{H_0}^H \frac{dH}{H} = \ln \frac{H}{H_0}$$

per piccoli valori di $\frac{H}{H_0}$ si ha:

$$\ln \frac{H}{H_0} = \ln \left(1 + \frac{\Delta H}{H_0} \right) \cong \frac{\Delta H}{H_0}$$

e quindi

$$\varepsilon \cong \frac{\Delta H}{H_0}$$

ovvero

$$-\Delta\varepsilon = 0,435 C\varepsilon \frac{\Delta \bar{p}}{\bar{p}};$$

essendo

$$E_{ed} = \frac{\Delta \bar{p}}{\Delta \varepsilon}$$

sarebbe

$$E_{ed} = \frac{\bar{p}}{0,435 C\varepsilon}$$

ovvero

$$\log E_{ed} = \log \bar{p} - \log (0,435 C\varepsilon)$$

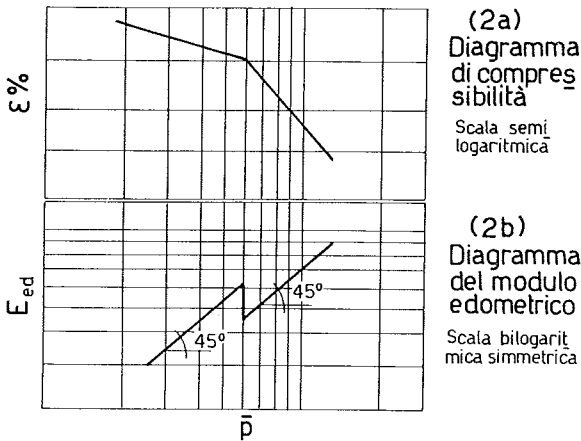


Fig. 2. - Andamento teorico dell'accorciamento del provino e del modulo edometrico in funzione del carico.

Se il diagramma di compressibilità fosse quindi costituito dalla spezzata bilatera teorica, il diagramma (\bar{p}, E_{ed}) in doppia scala logaritmica sarebbe costituito da due tratti rettilinei paralleli a 45° separati da una discontinuità verticale in corrispondenza del ginocchio del diagramma di compressibilità.

In pratica i diagrammi sperimentali di compressibilità nel piano semilogaritmico $(\log \bar{p}, \varepsilon)$

(come pure in quello $(\log \bar{p}, \frac{\Delta H}{H_0})$ utilizzato nelle

prove riportate) presentano sempre una maggiore o minore curvatura, e perciò la relazione tra E_{ed} e \bar{p} è meglio descritta dalla relazione proposta da JANBU:

$$E_{ed} = m p_{atm} \left(\frac{p}{p_{atm}} \right)^\alpha \quad (1)$$

con $p_{atm} = 1 \text{ atm} \cong 1 \text{ Kg/cm}^2$

che può essere scritta nella forma:

$$\log E_{ed} = \log m + \alpha \log \bar{p} \quad (2)$$

Un vantaggio della rappresentazione in scala bilogarithmica simmetrica⁽⁶⁾ della relazione tra E_{ed} e \bar{p} è che essa permette di valutare direttamente « α » ed « m », che sono pari rispettivamente alla tangente dell'angolo di inclinazione dall'orizzontale del diagramma ed all'intercetta di quest'ultimo con la verticale $\bar{p} = 1 \text{ kg/cm}^2$ (Fig. 3).

In fig. 4 è mostrato come a diversi tratti del

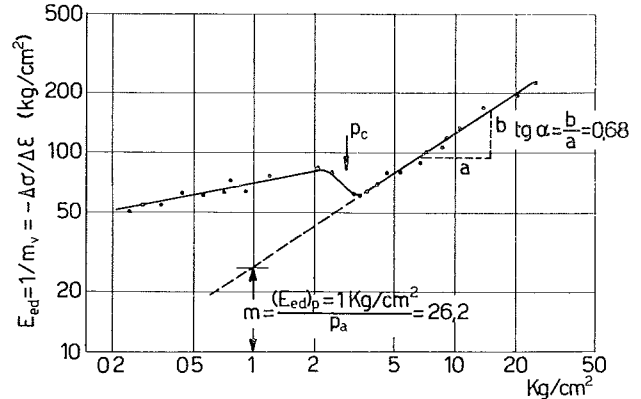


Fig. 3. - Determinazione dei parametri « α » ed « m » dalla curva $\log E_{ed}/\log \bar{p}$.

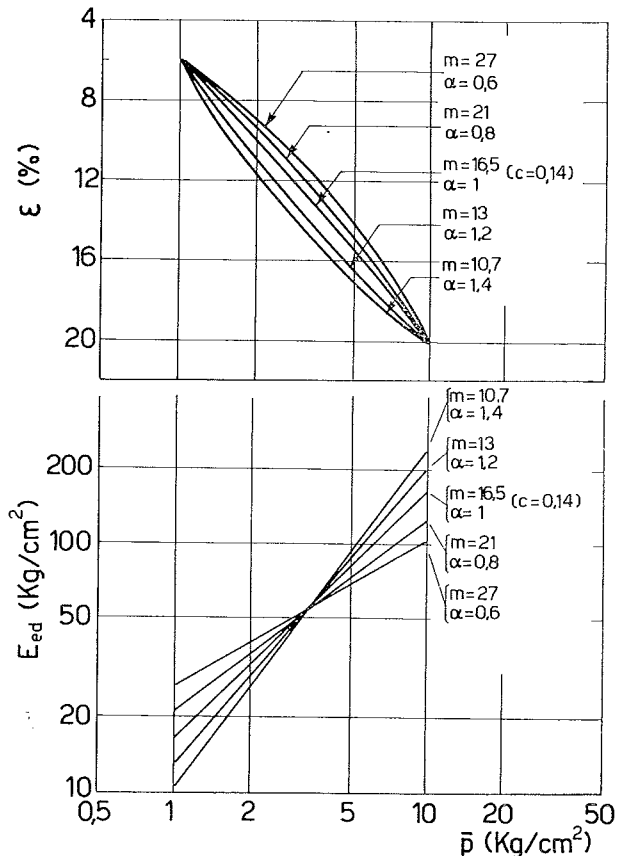


Fig. 4. - Influenza della curvatura del diagramma di compressibilità sui valori di « m » e di « α ».

⁽⁶⁾ Tale cioè che la ampiezza geometrica dei cicli logaritmici sia comune alla scala delle ascisse e a quella delle ordinate.

diagramma di compressibilità, cui si attribuirebbero valori dell'indice di compressibilità poco differenti, corrispondono coppie di valori di « α » ed « m » anche notevolmente diversi. I parametri « α » ed « m » sono perciò più sensibili dell'indice di compressibilità e appare più razionale il loro uso per descrivere le caratteristiche di compressibilità dei terreni.

4. Risultati sperimentali.

4.1. Relazione tra il modulo di compressibilità edometrica e la pressione efficace verticale.

Nella fig. 5 sono riportati alcuni dei risultati sperimentali delle prove di compressione edometrica a gradiente idraulico controllato ritenuti dagli Autori più caratteristici e significativi.

Questi risultati ed altri qui non riportati sono stati esaminati alla luce dell'espressione (1) e delle seguenti conclusioni tratte da JANBU sulla base dei dati sperimentali riportati nella letteratura:

a) l'espressione (1) è generalmente valida per tutti i materiali dalle rocce fino alle argille montmorillonitiche di Città del Messico;

b) in base all'andamento dei diagrammi (\bar{p} , E_{ed}) si possono distinguere, dal punto di vista della compressibilità, le seguenti tre categorie di materiali (Fig. 6):

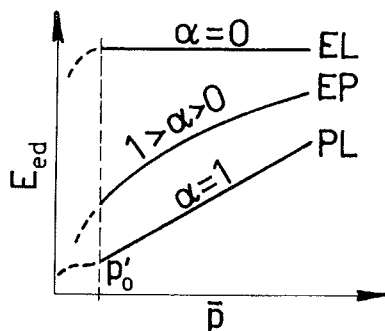


Fig. 6. - Suddivisione dei terreni in tre gruppi in base all'andamento della funzione $E_{ed} = f(\bar{p})$ secondo JANBU.

- materiali « elastici » (curva EL);
- materiali « elasto-plastici » (curva EP);
- materiali « plastici » (curva PL).

I terreni del gruppo EL sono caratterizzati secondo Janbu da « α » = 0 e da valori del parametro « m » molto elevati. A questo gruppo dovrebbero appartenere le rocce e i terreni coesivi fortemente preconsolidati.

Al gruppo EP dovrebbero appartenere i terreni non coesivi e i limi di bassa plasticità. Secondo Janbu questi materiali sono caratterizzati dai seguenti valori dei parametri adimensionali « α » ed « m »:

sabbie ⁽⁷⁾	$\alpha = 0,5$	$100 < m < 500$ ⁽⁸⁾
limi ⁽⁷⁾	$\alpha = 0,5$	$40 < m < 100$

Infine al gruppo PL dovrebbero appartenere i materiali coesivi di media ed alta plasticità normalmente consolidati aventi « α » = 1 ed « m » compreso tra 5 e 20⁽⁸⁾.

L'indagine sperimentale, necessariamente limitata in questa fase ai materiali a granulometria fine ha fornito risultati che inducono ad effettuare le seguenti osservazioni:

a) la espressione (1) può essere ritenuta un mezzo valido per lo studio sistematico della compressibilità dei terreni a granulometria fine in funzione della pressione efficace verticale;

b) la divisione dei materiali non rocciosi nei gruppi EP e PL sembra troppo schematica e non è stata avvalorata dai risultati sperimentali ottenuti.

Infatti, come risulta dai dati sperimentali esposti nella tabella 1, i valori dell'esponente « α » in un campo di pressioni efficaci anche molto superiori alla pressione di preconsolidazione sono frequentemente inferiori a 1.

TABELLA 1
Risultati sperimentali⁽⁹⁾

	w_i	LL	IP	α	m	α_c	m_c
Limo argilloso tenero Sibari (Cosenza)							
Nuovo porto Ind.	36,4	52,1	32,9	0,84	17,8	—	—
Idem come sopra	38,8	55,0	33,9	0,75	19,8	—	—
Idem come sopra	39,7	55,4	34,9	0,82	18,8	—	—
Idem come sopra	43,9	57,0	35,2	0,74	17,3	—	—
Idem come sopra	35,9	53,5	34,0	0,82	17,2	—	—
Idem come sopra	35,9	46,2	26,0	0,80	19,8	—	—
Limo organico Graz (Austria)	45,0	83,2	56,1	0,56	20,2	—	—
Limo argilloso tenero Chiusi scalo (Siena)	50,6	81,1	59,4	0,76	12,1	—	—
Argilla limosa di media consistenza Bologna-Fiera	28,7	56,3	38,3	0,84	20,1	—	—

⁽⁷⁾ Si fa riferimento ai terreni norvegesi.

⁽⁸⁾ I valori di « m » sono molto influenzati dalla presenza di percentuali anche minime di sostanze organiche.

⁽⁹⁾ I risultati delle prove contrassegnate con asterisco sono riportati per esteso in fig. 5.

	w _i	LL	IP	α	m	α _c	m _c
Argilla limosa compatta Viadotto Fondecchello Autostrada Messina-Patti	24,8	60,9	41,2	0,94	14,5	—	—
Limo argilloso di media consistenza con S. O. Moncalieri (Torino) (*) (fig. 5 f)	24,5	60,9	44,3	1,00	11,9	0,63	75,0
Limo organico di media consistenza Castiglione Olona (Varese)	46,4	89,4	62,0	0,81	17,1	0,34	26,2
Limo debil. sabbioso None (Torino)	31,5	36,5	8,0	0,64	47	—	—
Limo argilloso con poca sabbia Conca Brenta (Padova)	26,5	46,5	24,9	0,72	46,0	—	—
Idem come sopra	32,4	64,0	40,1	0,76	37,0	—	—
Idem come sopra	43,8	61,5	41,7	0,71	10,3	0,39	33,3
Argilla limosa tenera con S. O. Fiumicino (Roma)	85,1	81,2	58,2	0,72	8,2	—	—
Idem come sopra (*) (fig. 5 b)	83,5	102,4	92,4	1,10	6,7	—	—
Idem come sopra (*) (fig. 5a)	122,2	141,9	114,4	1,12	8,1	—	—
Limo argilloso con S. O. Spinedesco (Cremona) (fig. 5 m)	55,7	108,0	73,0	0,86	13,4	0,53	83,0
Limo sabbioso-argilloso Portovesme (Cagliari)	24,7	34,0	15,4	0,86	43,2	—	—
Limo argilloso-tenero Manfredonia (Foggia) Nuovo Porto Ind.	57,7	84,9	61,0	0,88	10,2	—	—
Limo argilloso-sabbioso Ostiglia (Mantova) C.T.E. Enel (*) (fig. 5n)	29,8	46,1	21,8	0,65	55,0	—	—
Idem come sopra	25,7	39,0	15,0	0,64	59,8	—	—
Idem come sopra	26,6	40,4	16,0	0,68	52,0	0,52	85
Idem come sopra (*)	35,4	51,5	24,3	0,70	36,5	—	—
Idem come sopra	31,6	52,0	27,8	0,66	53,0	0,45	64
Argilla limosa tenera Augusta (Siracusa) Pontile N. 2 Rasiom	60,6	81,0	45,0	0,56	12,2	—	—
Idem come sopra	59,4	79,7	58,3	0,55	11	—	—
Limo argilloso tenero La Spezia Nuovo Pontile Shell (*) fig. 5l)	44,4	64,0	42,3	0,90	10,8	—	—
Idem come sopra	43,2	63,6	41,7	0,70	19	—	—
Idem come sopra	48,2	67,5	44,1	0,76	13,7	0,34	44,2
Idem come sopra	47,0	66,2	42,3	0,72	20,2	—	—
Idem come sopra	44,4	59,8	38,3	0,89	15,0	—	—
Argilla limosa compatta Fano (Pesaro)	25,2	50,4	29,8	0,76	34,0	—	—
Limo argilloso organico Livorno S. S. N. 1	63,1	102,3	73,2	0,82	11,0	—	—

	w _i	LL	IP	α	m	α _c	m _c
Limo argilloso Livorno stabil. Genepesca	27,2	51,8	31,6	0,70	31,0	—	—
Limo argilloso-sabbioso molto compatto D.D. Roma - Firenze Orvieto (Terni)	19,8	43,2	24,2	0,80	80,0	—	—
Limo argilloso compatto Pisticci (Matera) stabilimento Anic	24,8	51,5	33,5	0,68	46,5	—	—
Limo argilloso sabbioso Fusina (Venezia) C. T. E. Enel	24,7	56,3	33,1	0,68	48,0	—	—
Idem come sopra	32,0	—	—	0,77	33,3	—	—
Limo argilloso compatto Vado Ligure (Savona) C. T. E. Enel (*) (fig. 5e)	36,2	69,7	42,3	0,88	10,2	—	—
Idem come sopra	—	—	—	0,92	8,3	0,33	73,0
Idem come sopra	26,3	58	34,5	—	—	0,65	90
Argilla limosa compatta Siena - I.A.C.P.	41,6	56,9	27,2	0,94	14,6	0,53	73,0
Limo argilloso Livorno	33,9	53,1	30,9	0,78	20,8	—	—
Limo argilloso Bologna - Ponte sul Fiume Reno (*) (fig. 5g)	24,9	49,4	32,1	0,86	19,8	—	—
Limo argilloso Fagnano (Lucca) Salt	30,8	53,0	27,5	0,84	26,2	0,48	115,0
Limo sabbioso Orvieto (Terni) D. D. Roma - Firenze	18,8	38,2	22,1	0,95	33,5	—	—
Limo argilloso Idem come sopra	18,0	42,8	24,4	0,86	75,0	—	—
Argilla limosa Idem come sopra (*) (ig. 5h)	26,9	62,8	43,2	0,68	33,0	—	—
Limo sabbioso	23	39,6	32,3	0,62	46,0	—	—
Limo Arcole (Verona)	24,7	55,4	36,3	0,93	20	—	—
Argilla limosa Gambellara (Vicenza) (fig. 5c)	35,5	44,5	25,5	1,17	9,5	—	—
Limo argilloso Ventimiglia (Imperia) (*) (fig. 5i)	28,3	35,5	14,8	0,87	28	—	—
Limo argilloso Calolziocorte (Bergamo) (*) (fig. 5i)	58,2	63,3	34,8	1,08	7,3	—	—

In generale si può osservare che nei materiali limoso-argillosi ad elevato indice di plasticità aventi frazione sabbiosa molto bassa o nulla « α » risulta compreso tra 0,75 e 1,00.

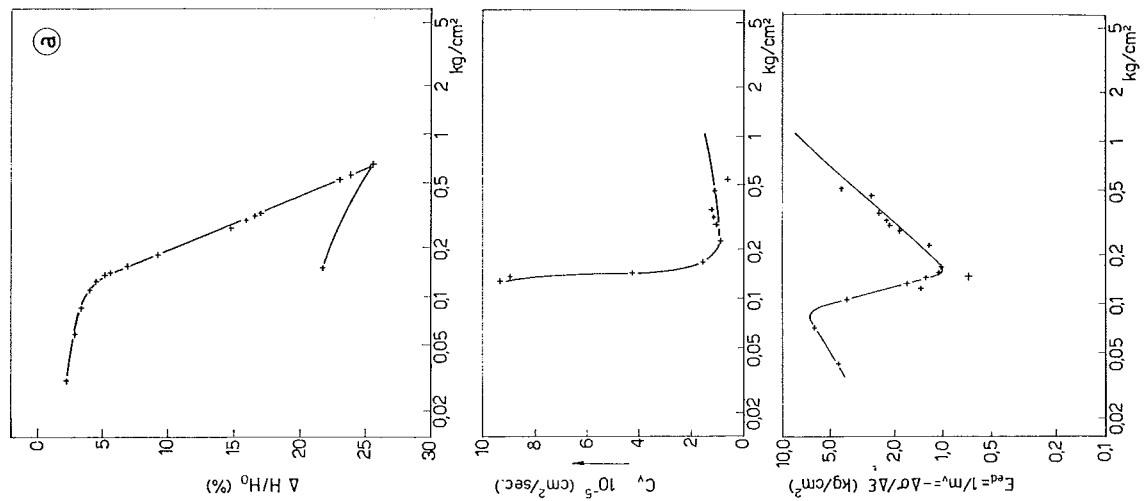


Fig. 5a.

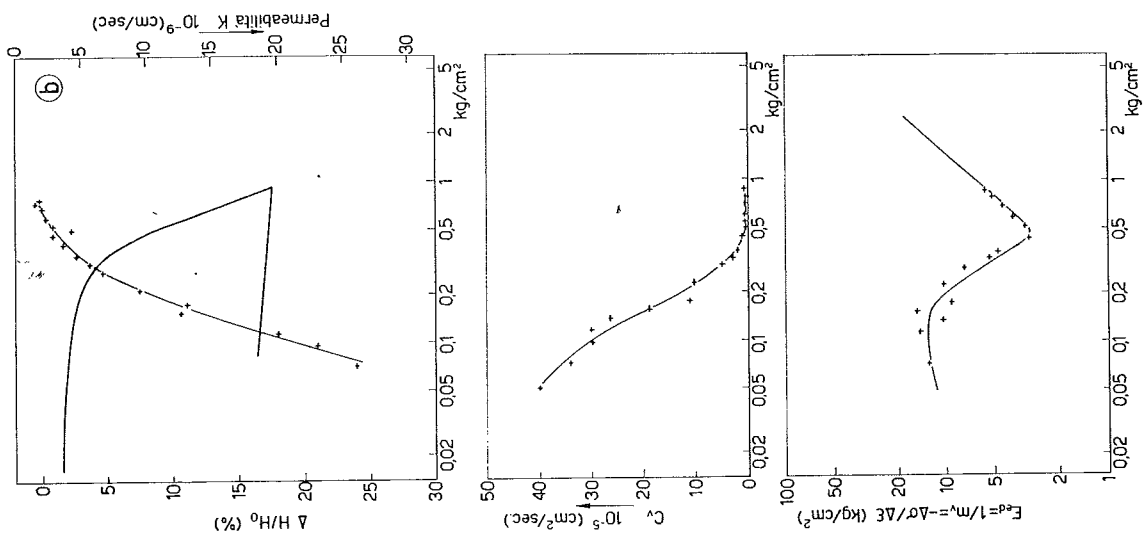


Fig. 5b.

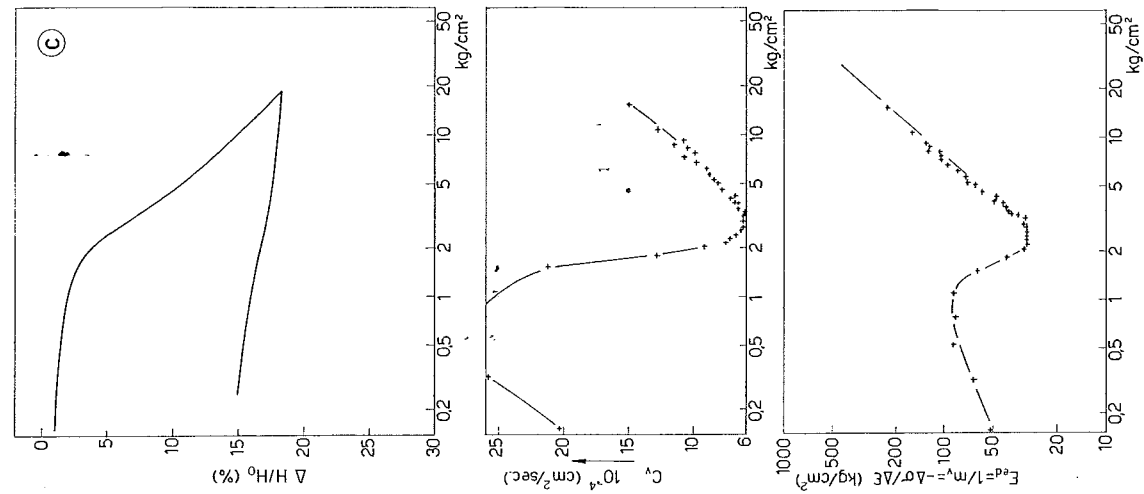


Fig. 5c.

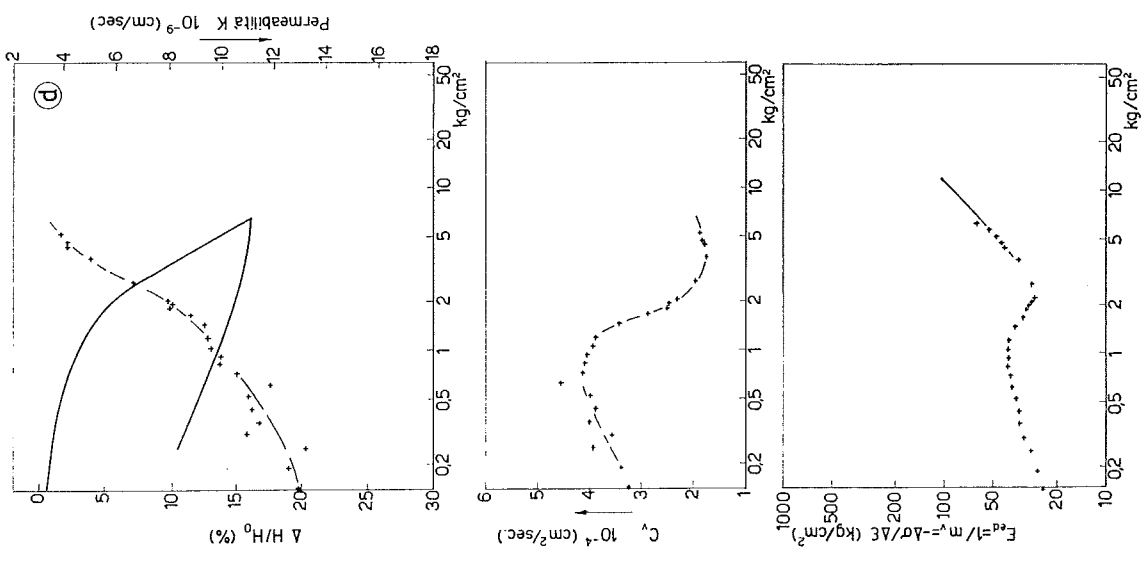


Fig. 5d.

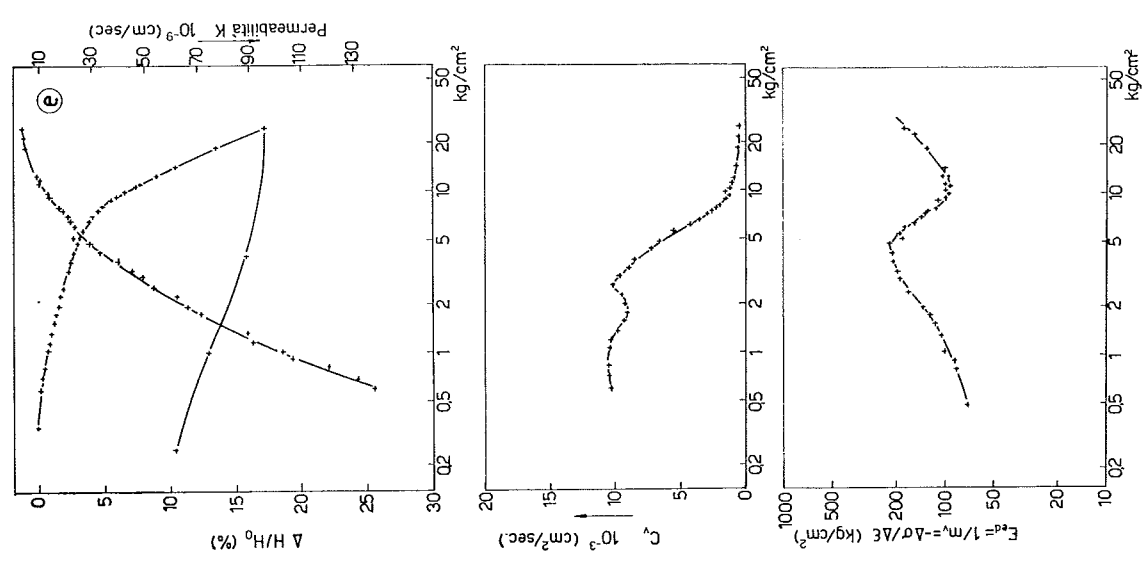


Fig. 5e.

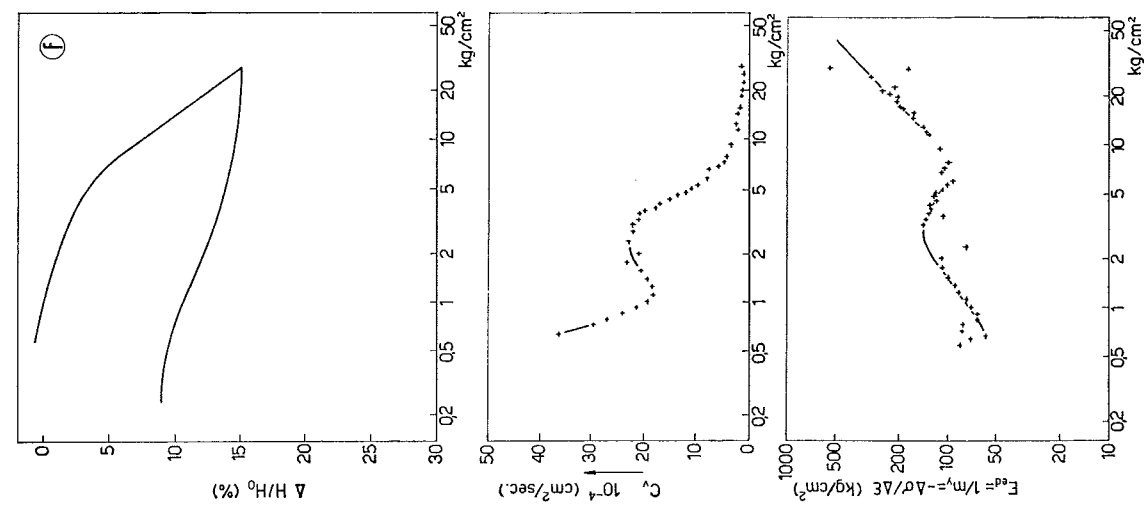


Fig. 5f.

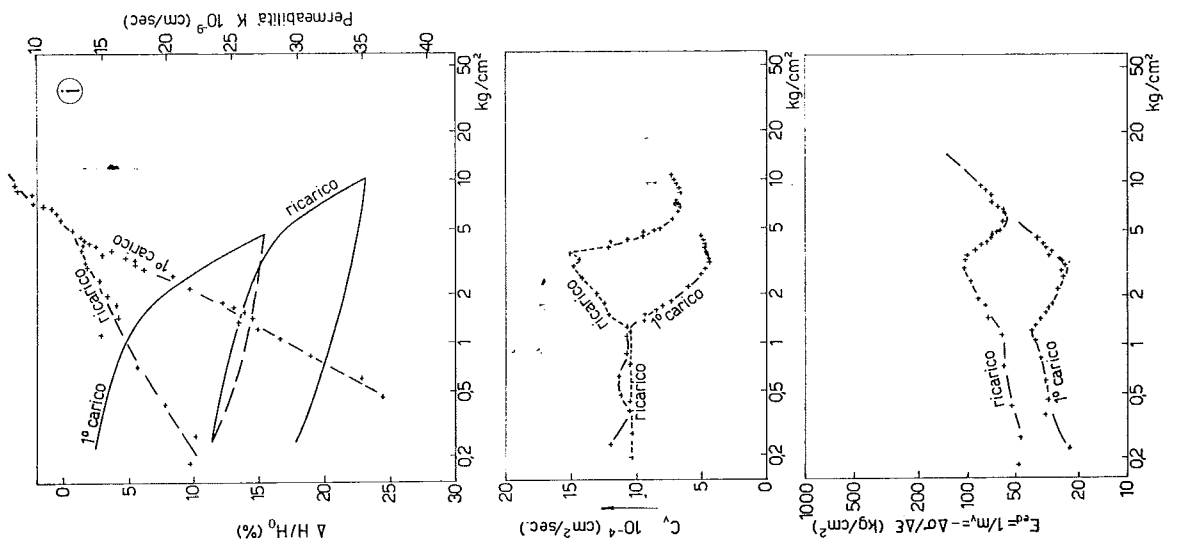


Fig. 5i.

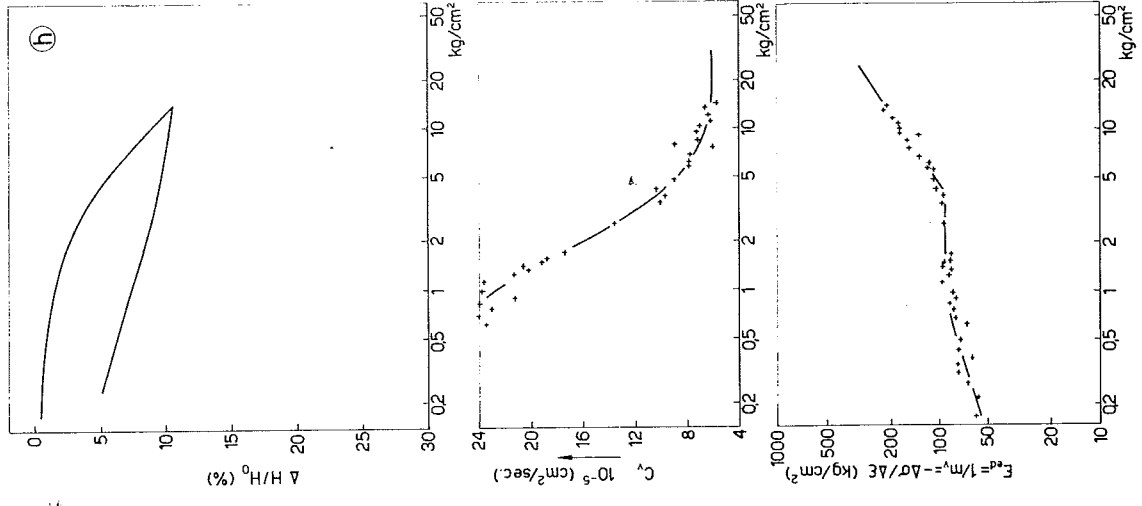


Fig. 5h.

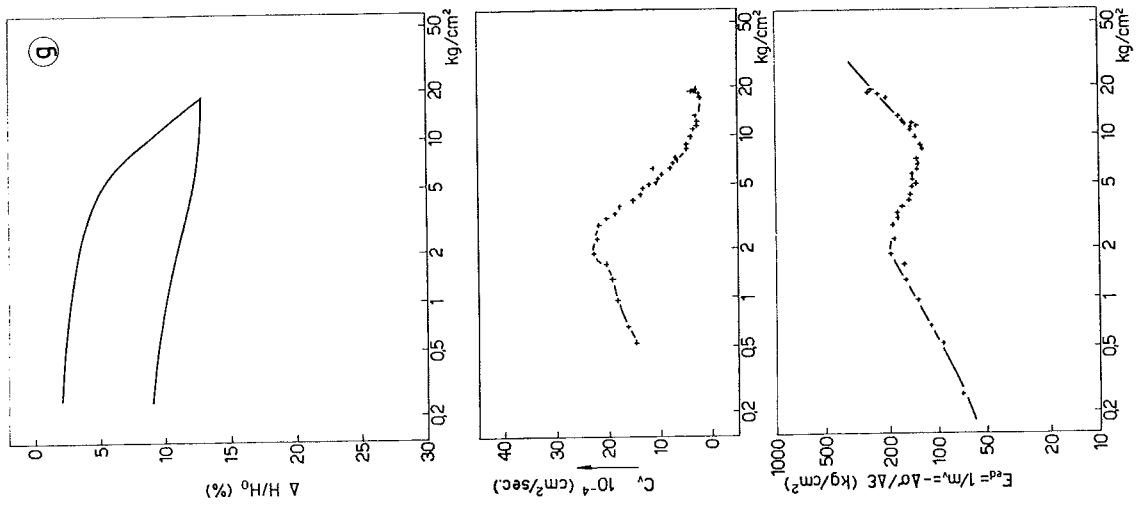


Fig. 5g.

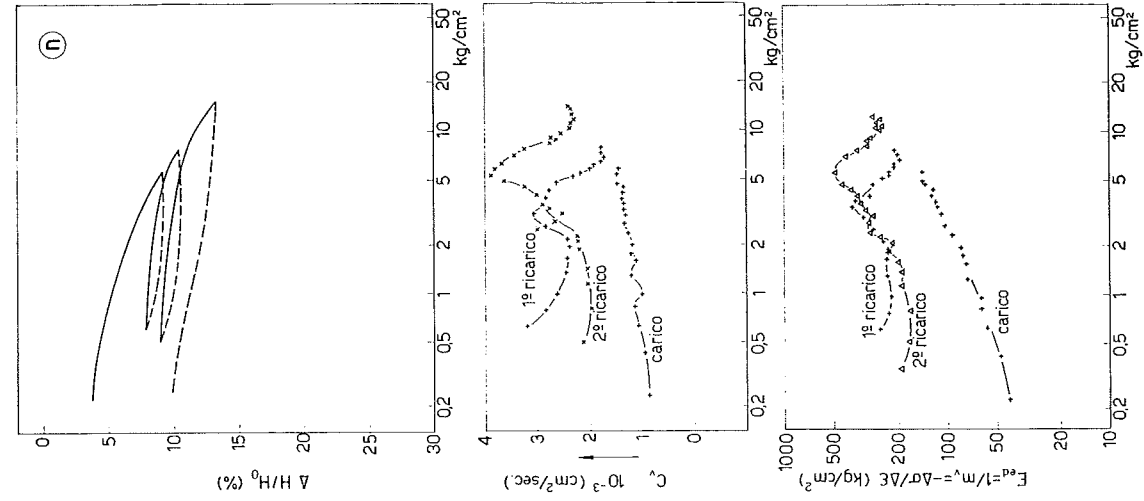


Fig. 5n.

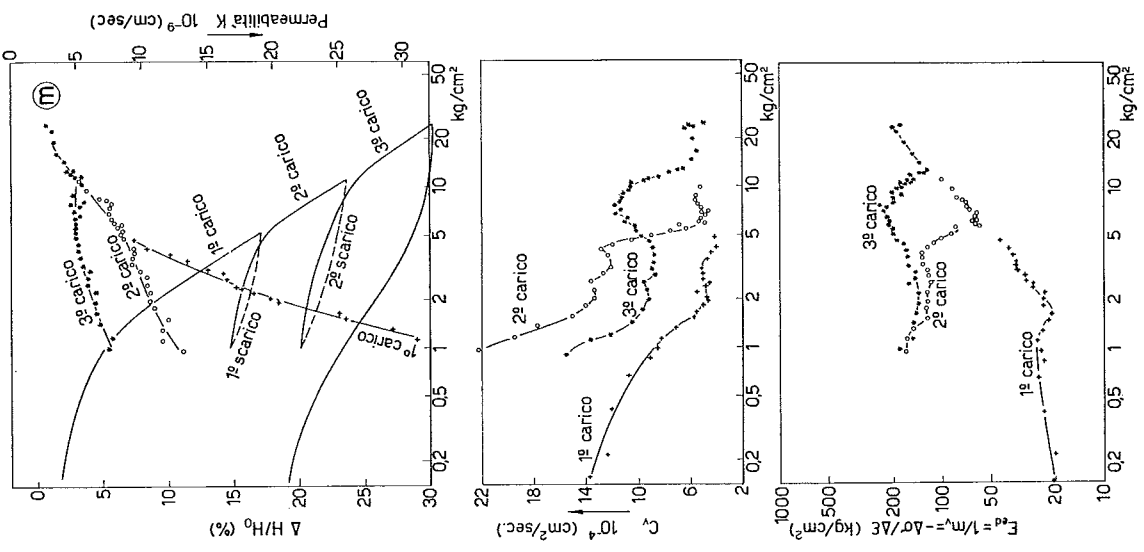


Fig. 5m.

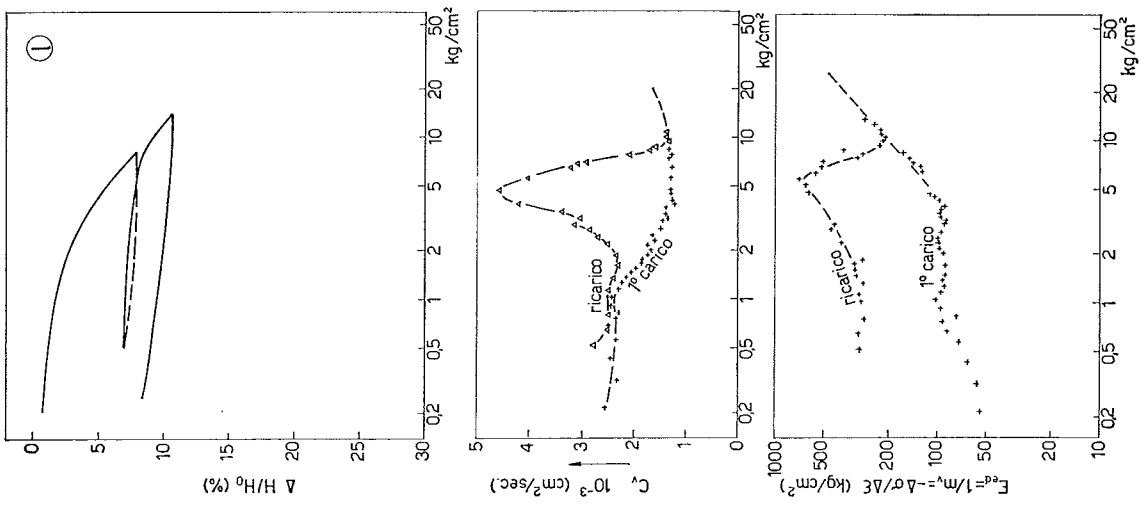


Fig. 5l.

Nei materiali di media e bassa plasticità contenenti una frazione sabbiosa non trascurabile si ottengono invece valori di « α » inferiori e compresi tra 0,60 e 0,75;

c) per i terreni saturi il parametro « m » risulta in generale correlabile con il contenuto d'acqua iniziale (w_i), che è a sua volta all'incirca pari al contenuto in acqua corrispondente all'inizio del tratto « vergine » della curva ($\log \bar{p}$, ΔH —).
 H_0

Come si osserva dalla fig. 7 l'aumento del parametro « m » con il diminuire del contenuto di acqua iniziale si manifesta per l'intera gamma dei risultati sperimentali, e cioè nell'ambito dei terreni aventi limite liquido (LL) compreso tra 30 e 120.

Nella stessa fig. 7 sono riportati i limiti di variabilità di $m = f(w_i)$ indicati da JANBU [1967] per i terreni del gruppo PL che indicano un sostanziale accordo dei dati sperimentali qui discussi con quelli ottenuti in Norvegia.

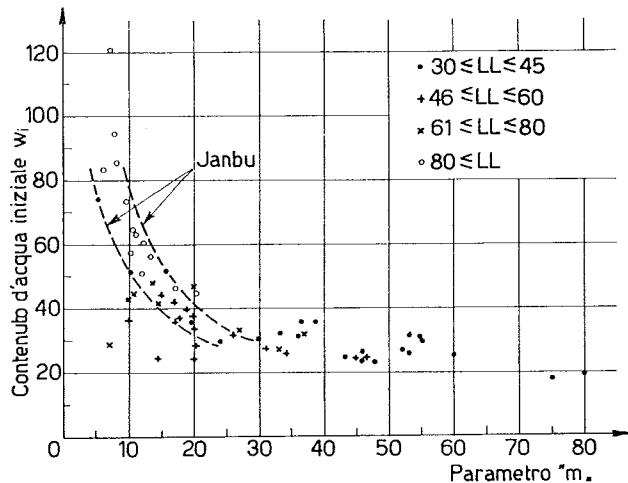


Fig. 7. - Limiti di $m = f(w_i)$ indicati da JANBU per le argille norvegesi e risultati ottenuti da prove su terreni italiani.

Più disperse appaiono le correlazioni dei parametri « m » ed « α » con il limite liquido (Fig. 8);

d) un limitato numero di risultati sperimentali ottenuti con le prove condotte su argille limose ad elevato indice di plasticità della zona di Fiumicino (Roma) indicherebbe anisotropia più marcata nell'esponente « α » che nel parametro « m » (Tab. 2).

TABELLA 2

prof. di prelievo (m)	w_i	LL	IP	α	m	Note
5,50 ÷ 6,00	85,1	81,2	58,2	0,72	8,2	Verticale
5,50 ÷ 6,00	72,8	81,2	58,2	0,68	9,9	Orizzontale
8,40 ÷ 8,90	83,5	102,4	92,4	1,10	6,7	Verticale
8,40 ÷ 8,90	90,5	102,4	92,4	0,74	8,2	Orizzontale

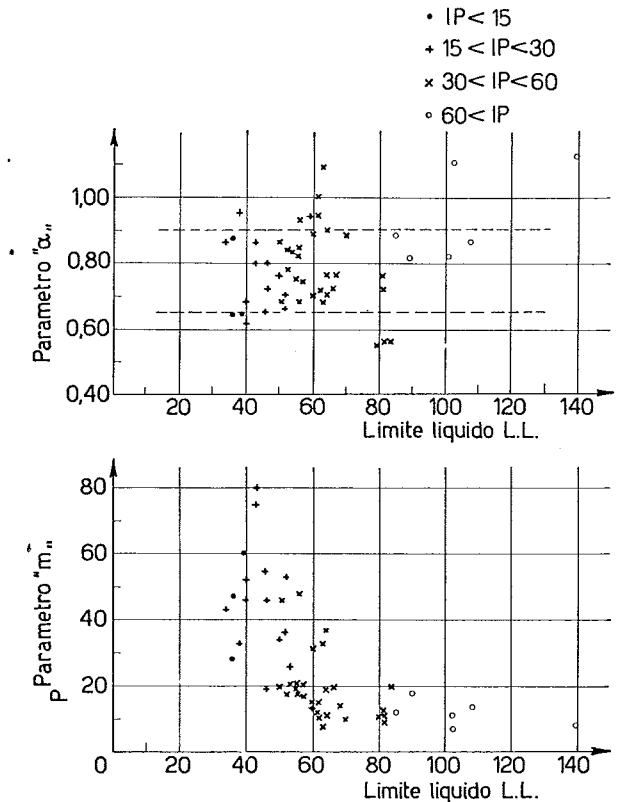


Fig. 8. - Parametri « m » ed « α » in funzione del limite liquido.

Il problema della anisotropia qui appena sfiorato merita di essere approfondito perchè di interesse dal punto di vista generale e perchè potrebbe permettere utili deduzioni a riguardo del valore del rapporto delle tensioni principali in situ K_0 ;

e) la relazione tra E_{ed} e \bar{p} nell'intervallo di pressioni efficaci compreso tra quella naturale (\bar{p}_n) e quella di preconsolidazione (\bar{p}_c) non è risultata in generale di tipo EL ($E_{ed} = \text{costante}$ ovvero « α » = 0) come schematizzato da Janbu.

Si riscontra invece un aumento di E_{ed} al crescere della pressione \bar{p} , anche se i valori di « α » sono nella maggior parte dei casi assai minori di quelli relativi al tratto $\bar{p} > \bar{p}_c$.

Più precisamente risulta che, trascurando il primo tratto del diagramma (\bar{p} , E_{ed}) il cui an-

damento risente dell'inevitabile disturbo provocato dal prelievo dei campioni e dalla successiva preparazione dei provini in laboratorio, nell'intervallo $\bar{p}_n < \bar{p} < \bar{p}_c$ il valore dell'esponente « α_c » è in generale compreso tra 0,2 e 0,6.

Nella tabella 1 sono riportati i valori « α_c » ed « m_c » ottenuti da prove di compressione su alcuni terreni preconsolidati, e valutati nel tratto $\bar{p}_n < \bar{p} < \bar{p}_e$.

Sulla base di quanto esposto e discusso nel presente paragrafo, si possono trarre le seguenti conclusioni preliminari riguardanti la relazione $E_{ed} = f(\bar{p})$:

a) la formulazione generale della legge di variazione del modulo di compressibilità in funzione di \bar{p} può risultare assai utile nella raccolta sistematica e nella successiva elaborazione di correlazioni che permettano di stabilire gli intervalli di valori entro cui variano le caratteristiche di compressibilità di terreni di diversa provenienza;

b) al fine di ottenere correlazioni più significative e per una migliore comprensione del fenomeno appare necessario studiare metodi che consentano di legare i parametri « α » e « m » anche alle caratteristiche mineralogiche, fisico-chimiche e strutturali dei materiali limoso-argillosi, e non solo al loro indice di porosità, come è stato fatto fin'oggi;

c) è probabile che il parametro « m », che potrebbe essere definito l'indice di compressibilità specifica del materiale, abbia maggiore significato fisico dell'esponente « α » ai fini di un confronto sistematico tra i diversi tipi di materiali;

d) in ogni caso i risultati sperimentali fin'oggi acquisiti dimostrano chiaramente come per la stragrande maggioranza dei terreni provati la funzione $(\log \bar{p}, \log E_{ed})$ non è lineare ($\alpha = 1,0$) anche per valori della pressione efficace molto maggiori di quella di preconsolidazione. Tale constatazione rende meno giustificabile l'uso dell'indice di compressione C_c , che viene determinato ponendo implicitamente l'esponente « α » = 1,0 (dalla fig. 8 risulta nella maggior parte dei casi $0,65 < \alpha < 0,90$).

4.2. Determinazione della pressione di preconsolidazione.

Come già segnalato da vari autori [JANBU 1965, JANBU 1969, GATTI 1967, JAMIOLKOWSKI, MARCHETTI 1969], l'andamento della curva $E_{ed} = f(\bar{p})$ otte-

nuta nel corso della prova edometrica costituisce un utile mezzo per la determinazione della pressione di preconsolidazione « \bar{p}_c ».

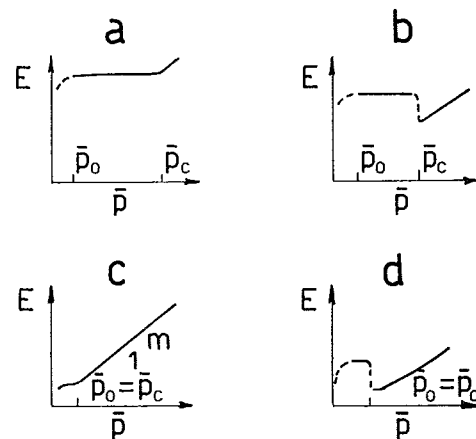


Fig. 9. - Tipiche curve $E_{ed} = f(\bar{p})$ secondo JANBU; a) terreno preconsolidato non sensitivo; b) terreno preconsolidato sensitivo; c) terreno normalmente consolidato non sensitivo; d) terreno normalmente consolidato sensitivo.

Attualmente l'introduzione delle nuove tecniche sperimentali (CRL, CRS, CHG) nella esecuzione delle prove edometriche, e la possibilità di registrazione e tracciamento automatico continuo dell'andamento della funzione $E_{ed} = f(\bar{p})$ forniscono un mezzo più sensibile per la determinazione della pressione di preconsolidazione.

In base ai risultati sperimentali fin'oggi acquisiti riguardanti la determinazione di p_c dall'andamento delle curve $E_{ed} = f(\bar{p})$, sono state effettuate le seguenti constatazioni:

a) in tutti i materiali argilloso-limosi il

diagramma di compressibilità $(\log \bar{p}, \frac{\Delta H}{H_0})$ pre-

senta un brusco aumento di pendenza mentre l'andamento della funzione $E_{ed} = f(\bar{p})$ è del tipo indicato nella curva a) di fig. 10 mostrando una più o meno netta diminuzione del modulo di compressibilità in prossimità della pressione di preconsolidazione⁽¹⁰⁾. Tale fenomeno, certamente legato al collasso più o meno progressivo della struttura interna del materiale, si manifesta per tutti i materiali limoso-argillosi di media ed ele-

⁽¹⁰⁾ Simile comportamento si osserva diagrammando i risultati in scala aritmetica; la scala bilogarithmica simmetrica è stata ritenuta più conveniente in quanto conduce alla più immediata determinazione dei parametri « α » ed « m ».

vata plasticità e non è limitato solo ai materiali sensitivi.

La più o meno brusca caduta di E_{ed} in prossimità della pressione \bar{p}_c ed il valore assoluto di tale decremento ($E_{ed, A} - E_{ed, P}$ in fig. 10a) potrebbero avere a parere degli Autori un notevole significato fisico e pertanto dovranno formare oggetto di studi più approfonditi.

Sulla base di una valutazione qualitativa dei dati sperimentali acquisiti sembra tuttavia lecito avanzare alcune ipotesi a riguardo del significato fisico della diminuzione di E_{ed} in prossimità di \bar{p}_c :

a_1) la diminuzione del modulo rispecchia il collasso della struttura interna del materiale;

a_2) il valore della pressione in corrispondenza della quale tale fenomeno si manifesta dipende non solo dalla storia dello stato tensionale (stress history) al quale è stato assoggettato il terreno ma anche da altri fattori ⁽¹³⁾ come:

- natura dei costituenti;
- omogeneità della composizione mineralogica;
- ambiente di sedimentazione;
- stato elettrochimico dei colloidali e intensità dei fenomeni elettrochimici verificatisi ⁽¹¹⁾;
- natura degli ioni assorbiti;
- fenomeni di diagenesi e di ipometamorfismo.

a_3) nel caso dei terreni argillosi aventi composizione mineralogica e struttura omogenee i valori di decremento del modulo in corrispondenza della caduta di E_{ed} sono sensibili e quasi istantanei, verificandosi in corrispondenza di un campo di sollecitazioni ristretto (vedi ad es. fig. 5, a-b-c).

Il fenomeno potrebbe essere spiegato ammettendo che in tali materiali i tipi di legami strutturali sono distribuiti secondo una legge statistica con ampiezza di dispersione molto limitata, così che le condizioni di collasso sono raggiunte quasi contemporaneamente in tutti i punti del materiale ⁽¹²⁾;

⁽¹¹⁾ Sia ROSENOVIST [1967] che BJERRUM [1967] introducono a questo proposito il concetto di « storia dei fenomeni elettrochimici » parallelamente a quello di « storia dello stato tensionale »; potrebbe così essere giustificata la maggior resistenza alla deformazione dei materiali coesivi non attribuibile alle variazioni dello stato tensionale avvenute in passato.

⁽¹²⁾ Particolarmente in questi terreni non è giustificata la applicazione delle soluzioni adimensionali di Terzaghi della consolidazione monodimensionale in prossimità del-

a_4) nel caso dei materiali depositati in ambienti rapidamente variabili ed aventi composizione mineralogica e struttura eterogenee, le resistenze dei legami strutturali sono molto diverse da punto a punto; il collasso della struttura stessa avviene perciò in un campo di sollecitazioni più ampio ed ha carattere progressivo. Gli effetti del superamento delle resistenze dei legami interni sono in parte compensati dal miglioramento della resistenza alla deformazione e dall'eliminazione dei difetti interni del materiale conseguenti al procedere della consolidazione ⁽¹³⁾.

Si spiegherebbe così come in questo tipo di terreni il tratto discendente della curva (\bar{p} , E_{ed}) si discosta sensibilmente dalla verticale (intervallo $\bar{p}_B - \bar{p}_A$ in fig. 10 a piuttosto ampio) e il valore del decremento del modulo ($E_{edA} - E_{edB}$) è relativamente modesto. Tuttavia nel caso dei materiali fortemente preconsolidati nei quali i legami tra le particelle fossero anche di tipo diagenetico, pur essendo la caduta ($E_{edA} - E_{edB}$) distribuita in un intervallo di pressioni relativamente ampio, essa potrebbe assumere valori considerevoli;

b) per quanto riguarda la posizione del carico di preconsolidazione nell'intervallo $\bar{p}_A \div \bar{p}_B$, in base ai risultati ottenuti con materiali artificialmente preconsolidati in laboratorio e con materiali prelevati da depositi marini recenti ⁽¹⁴⁾ ritenuti normalmente consolidati anche in base ai risultati di altre prove geotecniche, sembrerebbe valida in prima approssimazione la seguente relazione:

$$\bar{p}_c = \bar{p}_A + 0,65 \div 0,75 \cdot (\bar{p}_B - \bar{p}_A)$$

In realtà il valore del carico di preconsolidazione non può considerarsi univocamente definito.

Infatti accanto alle cause classiche di natura statica come:

- erosione degli strati sovrastanti;
- abbassamento della falda freatica;
- fenomeni di essiccamento;

la pressione di preconsolidazione. Infatti il coefficiente c_v in questo campo subisce a sua volta una notevole diminuzione, non essendovi compensazione ma somma delle variazioni di k e di E_{ed} .

⁽¹³⁾ Fenomeni analoghi sono stati osservati da VYALOV [1968, 1970].

⁽¹⁴⁾ Si fa riferimento ai materiali coesivi teneri prelevati al di sotto dei fondali marini delle seguenti località costiere: La Spezia, Augusta, Manfredonia, Sibari, ed ai materiali limoso-argillosi della zona di Fiumicino.

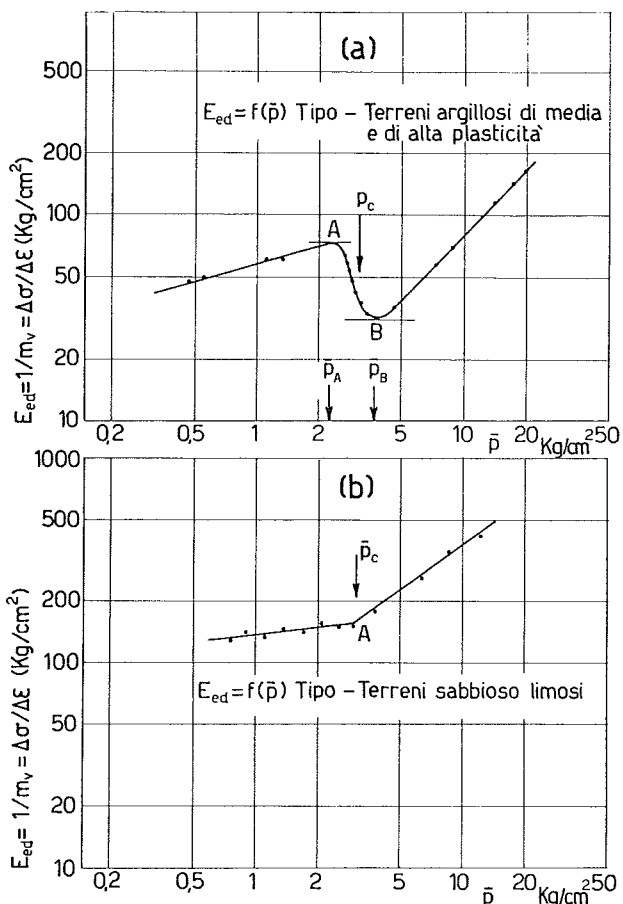


Fig. 10. - Andamenti qualitativi tipici della funzione $E_{ed} = f(\bar{p})$ riscontrati nei terreni esaminati.

sono da considerare le cause di preconsolidazione apparente come:

- fenomeni elettro-chimico-molecolari tipo « cold welding » tra le particelle argillose;
- effetti dovuti al comportamento viscoelastico dello scheletro tipo « aging »;

c) nel caso dei terreni sabbioso-limosi di bassa plasticità la funzione $E_{ed} = f(\bar{p})$ ha andamento simile a quello della curva b) in fig. 10 e la pressione di preconsolidazione è quella in corrispondenza del punto A.

Conclusioni.

1) Nel presente articolo sono riportati i risultati ottenuti da una serie di prove di compressione edometrica a gradiente idraulico controllato (CHG) eseguite su alcuni terreni italiani.

2) La distribuzione di pressioni efficaci all'interno del provino e quindi dei coefficienti di compressibilità e di permeabilità durante questo tipo di prova è molto più uniforme che nella prova

edometrica tradizionale, rendendo più giustificata l'applicazione della teoria monodimensionale di Terzaghi. Altrettanta uniformità in generale non è raggiunta con la prova a velocità di incremento del carico controllato (CRL) o quella a velocità di deformazione controllata (CRS). Inoltre nella prova (CHG) è di particolare semplicità la misura della pressione interstiziale differenziale che è costante.

3) Le caratteristiche di compressibilità dei terreni sottoposti a prova sono state esaminate in base alla espressione proposta da JANBU:

$$E_{ed} = m p_{atm} \left(\frac{\bar{p}_{atm}}{p} \right)^\alpha$$

I valori di « m » ed « α » relativi al tratto normalmente consolidato sono elencati nella tabella I, dove talora sono anche riportati i valori « m_c » ed « α_c » ottenuti nel campo di pressioni inferiori alla pressione di preconsolidazione.

I valori di « m » risultano correlabili al contenuto d'acqua iniziale, in buon accordo con quanto trovato da Janbu per le argille norvegesi. I valori di « α » risultano sensibilmente inferiori a 1 in terreni sabbioso-argillosi. In molti casi non viene raggiunto il valore 1 anche per pressioni molto più elevate di quella di preconsolidazione (in corrispondenza si riscontra una maggiore o minore curvatura del diagramma di compressibilità).

4) Per la rappresentazione grafica della relazione tra « E_{ed} » e « \bar{p} » è stata scelta la scala bi-logaritmica « simmetrica » che evidenzia i parametri « m » ed « α » che risultano rispettivamente pari alla tangente dell'angolo di inclinazione dall'orizzontale del diagramma e dell'intercetta di quest'ultimo con la verticale $\bar{p} = 1 \text{ kg/cm}^2$.

(5) In prossimità del carico di preconsolidazione nei terreni limoso-argillosi anche non sensitivi si riscontra normalmente una brusca caduta di E_{ed} che è tanto più netta quanto più il terreno è omogeneo e i tipi di legami strutturali sono uniformi.

6) Ulteriori indagini possibili con l'apparecchio e in parte già iniziate dovrebbero mirare a chiarire i seguenti aspetti del problema, ritenuti dagli Autori tra i più interessanti:

- a) influenza della velocità della prova e ruolo delle caratteristiche reologiche del materiale; effetto di « aging »;
- b) correlazione tra la forma della discontinuità della curva $E_{ed} = f(\bar{p})$ e i parametri che definiscono le caratteristiche strutturali, mineralogiche e granulometriche del materiale;

c) comportamento del materiale per gradienti idraulici e velocità di deformazione molto bassi e paragonabili a quelli esistenti nel terreno.

BIBLIOGRAFIA

- BJERRUM L. (1967) - *Engineering Geology of Norwegian N. C. marine clays as related to settlements of buildings*. Vth Rankine Lecture - Geotechnique, Vol. 17.
- GATTI G. (1967) - *Metodo per la ricerca del carico di pre-consolidazione di un terreno argilloso*. Rivista Italiana di Geotecnica - Anno 1, n. 4 bis - Dic.
- JAMIOLKOWSKI M., MARCHETTI S. (1969) - *Contribution to Specialty Session « New laboratory methods of investigating soil behaviour »*. Proc. VII I.C.S.M.F.E. - Vol. 3, pag. 523 - Mexico City.
- JANBU N. (1963) - *Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial test*. Proc. Europ. Conf. S.M.F.E. Vol. I, Wiesbaden.
- JANBU N. (1965) - *Principal stress ratio and their influence on the compressibility of soils*. Proc. VI I.C.S.M.F.E. Vol. I, p. 249 Montreal.
- JANBU N. (1967) - *Settlement calculations based on the tangent modulus concept*. Three lectures presented at the Moscow State University.
- JANBU N. (1969) - *The resistance concept applied to deformations of soils*. Proc. VII I.C.S.M.F.E. Vol. I, p. 191 Mexico City.
- LOWE III J., JONAS E., OBRICIAN V. (1969) - *Controlled gradient consolidation test*. Journal A.S.C.E., S.M.F.E. Vol. 95, SM-1 Jan.
- RÖSENQVIST I. T. (1967) - *Mechanical properties of soils from a mineralogical-physical-chemical point of view*. Lectures held at the City University, London.
- VIGGIANI C. (1967) - *Su alcuni problemi della teoria della consolidazione*. Fondazione Politecnica del Mezzogiorno, Napoli, Quaderno 29, Ott.
- VIGGIANI C. (1969) - *Discussion on Controlled gradient consolidation test*. Journal A.S.C.E., S.M.F.E. Vol. 95, SM-6 Nov.
- VYALOV S. S., PIEKARSKAJA N. K. (1968) - *Long term resistance of soils*. (in russo). Osnovanja Fundamenti i Mekanika Gruntov n. 3.
- VYALOV S. S., PIEKARSKAJA N. K., MAXIMIAK R. V. (1970) - *On physical nature of deformation and failure processes in cohesive soils*. (in russo) - Osnovanja Fundamenti i Mekanika Gruntov n. 1.
- WISSA A.E.Z., HEIBERG S. (1969) - *A new one dimensional consolidation test*. MIT Dept. of Civ. Engineering Res. 69-9 Soils Publ. No. 229, Cambridge, Massachusetts.

SUMMARY

Experiments with controlled gradient consolidation test.

1) In the present paper are presented the results obtained in a series of controlled (hydraulic) gradient consolidation tests (CHG) performed on Italian Soils.

2) The distribution of the effective pressure within the specimen and therefore of the compressibility and permeability coefficients during this test is much more uniform than in the standard consolidation test; the use of the Terzaghi theory of one dimensional consolidation appears then to be more justified. Such uniformity is in general not achieved with the controlled rate of loading test (CRL) nor with the controlled rate of strain test (CRS). Besides in the (CHG) test it is particularly simple the measurement of the differential pore pressure which is a constant.

3) The compressibility characteristics of the tested soils have been examined in the light of the expression suggested by Janbu:

$$E_{ed} = m p_{atm} \left(\frac{\bar{p}}{p_{atm}} \right)^\alpha$$

The « m » and « α » values measured in the normally consolidated range are listed in Table I, where are also given — when measured — the values « m_c » and « α_c » obtained in the range of pressures smaller than the overconsolidation pressure.

The « m » values can be related to the initial moisture content, according to the findings of Janbu for Norwegian

soils. The « α » values are sensibility less than 1 in sandy-silty soils and closer to 1 in silty-clayey soils. In many cases the value 1 is not reached even for pressures well beyond the overconsolidation pressure (the compressibility diagram shows — correspondingly some curvature).

4) For the graphic representation of the (\bar{p} , E_{ed}) relationship it has been selected the log-log scale (with the same geometric amplitude per set in both directions). The parameters « m » and « α » in such plot are given respectively by the tangent of the slope of the diagram and by its intercept with the vertical $\bar{p} = 1 \text{ Kg/cm}^2$.

5) Close to the preconsolidation pressure in silty-clayey soils it is normally found a sharp drop of E_{ed} ; its sharpness is most marked for omogenous soils having a uniform distribution of structural bonds types.

6) Further investigation which may be endeavoured with the apparatus and partly already in progress should attempt to clarify the following aspects of the problem, considered by the Authors of particular interest:

a) Influence of the rate of test and role of the rheologic properties of the materials; time effects and « aging ».

b) Relationship between the slope of the drop of E_{ed} in the (\bar{p} , E_{ed}) curve and the parameters defining the characteristics of structure, mineralogy and grain size distribution.

c) Behaviour of the materials for hydraulic gradients and rates of strain very low i.e. comparable to field values.