Alcuni risultati da prove edometriche su argille a scaglie: compressibilità e rigonfiamento (**)

E. BILOTTA (*)

SOMMARIO: Vengono presentati i primi risultati ottenuti con prove edometriche, di consolidazione e rigonfiamento, eseguite su provini di argille a scaglie provenienti da due diverse località dell'Italia Meridionale. I risultati di tali prove vengono analizzati alla luce di quanto già noto per altri tipi di terreni, anche non particolarmente strutturati, cercando di analizzare l'influenza della struttura su eventuali differenze.

La particolare struttura del terreno può influenzare sensibilmente il grado di disturbo del provino con relativa parziale apertura delle microfessure (allentamento delle scaglie). La conseguente presenza di vuoti non propri del terreno in sito produce effetti non facilmente valutabili sulla stima delle caratteristiche di compressibilità e rigonfiamento; è molto probabile, per esempio, che tale fattore giochi un ruolo non trascurabile sugli elevati valori dei cedimenti immediati che spesso si rilevano nei vari incrementi di carico, sulla accentuata non linearità della relazione tra gli indici di compressione primaria « C_c » e secondaria « C_α », nonché sulla sensibile variazione delle pressioni di rigonfiamento misurate sui provini allo stato naturale.

Dal rigonfiamento dei provini precaricati in laboratorio alla pressione di 5MPa, a cui possono praticamente ritenersi eliminate eventuali aperture di microfessure, si è potuto constatare invece come alcune delle considerazioni già note dall'evidenza sperimentale disponibile nella letteratura per altri tipi di terreni, sono facilmente estendibili a quelli in esame. Dal comportamento di questi provini si rileva che:

— l'indice di rigonfiamento primario « C_s » che dapprima cresce col rapporto di preconsolidazione « O.C.R. », spesso raggiunge un massimo e poi diminuisce per i più alti valori dell'O.C.R.;
— il coefficiente di rigonfiamento primario « c_{vs} » raggiunge in genere un valore minimo in corrispondenza dello scarico a cui corrisponde il massimo di C_s;
— il valore dell'indice di rigonfiamento secondario $C_{\alpha s}$ può aumentare col tempo, secondo quanto già fatto constatare da Mesri (1978) per altri terreni;
— il rapporto $C_{\alpha s}/C_s$ risulta sempre crescente con l'O.C.R.

1. Premessa

Da diversi anni in Italia sono in corso studi su alcune formazioni argillose a struttura complessa; una prima sintesi del lavoro svolto in tale settore è stata riportata nella nota presentata dall'A.G.I. al Congresso Internazionale di Montreux (1979).

Nell'ambito di queste formazioni argillose si inseriscono le argille a scaglie di cui nel presente lavoro; in tali formazioni prevale una componente pelitica caratterizzata da una fitta rete di discontinuità che la rende simile ad un insieme compatto di scaglie perfettamente incastrate e di forma, dimensione e consistenza notevolmente variabili.

Lo studio in corso da parte dello scrivente si limita alla caratterizzazione geotecnica di queste argille con prove di laboratorio, caratterizzazione che presenta notevoli difficoltà, probabilmente non tutte ben individuate e non sempre superabili.

(*) Ing. Eduardo BILOTTA - Assistente ordinario, Professore incaricato stabilizzato di Geotecnica presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università della Calabria.

(**) La ricerca è stata svolta, nell'ambito del Gruppo di Ingegneria Geotecnica del C.N.R., presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università della Calabria.

La ricerca è stata finora condotta secondo due direttrici: *a*) studio della resistenza a taglio con prove di taglio diretto e di compressione triassiale a consolidazione isotropa; *b*) studio della compressibilità e del rigonfiamento con prove edometriche. I primi risultati ottenuti sulla resistenza a taglio hanno formato oggetto di altre pubblicazioni [AGI, 1979; BILOTTA e UMILTÀ, 1981; BILOTTA, 1983,b]; in questa sede vengono esaminati solo i risultati delle prove edometriche.

Sono ben note le difficoltà di stimare la « reale » deformabilità delle argille dure con prove di laboratorio, per l'influenza di diversi fattori tra cui la modifica dello stato tensionale rispetto a quello preesistente in sito e il disturbo subito dalla struttura del terreno per effetto del campionamento e della preparazione del provino [SIMPSON *et al.*, 1979; KEZDI, 1980]. A questi fattori, per le argille a scaglie, occorre aggiungere l'intensa fessurazione che accentua notevolmente gli effetti dei suddetti fattori perturbanti; la probabile apertura delle microfessure rende ancora più incerta l'interpretazione dei risultati e può renderne discutibile il significato.

Lo studio della compressibilità, tra l'altro, può evidenziare la sensibilità al disturbo mo-

strata dalla struttura di queste argille. Tale disturbo certamente può giocare un ruolo non indifferente nello studio del rigonfiamento, il quale a sua volta ricopre un ruolo non trascurabile sulla resistenza delle argille a scaglie.

La letteratura in argomento, non sembra attualmente molto ricca di risultati di prove edometriche eseguite su tali terreni; pertanto appare non inutile analizzare, alla luce di quanto già noto dalla letteratura per altri tipi di argille, i risultati delle prove fin qui effettuate.

2. Struttura dei terreni e proprietà indici

Le prove sono state eseguite su provini ricavati da campioni provenienti da due diverse località dell'Italia Meridionale: Piano del Campo, in prossimità dell'abitato di S. Cipirello (PA) e Brindisi di Montagna (PZ).

I campioni di terreno di Piano del Campo, che in seguito indicheremo con la sigla PC, appartengono alla nota formazione delle Marne di S. Cipirello del Miocene Medio-Serravalliano [Ruggieri, Sprovieri, 1970], quelli di Brindisi di Montagna, che in seguito indicheremo con la sigla BM, provengono dai margini di una grossa colata che insiste sul Basento ed appartengono alla formazione del Flysch Rosso dell'Unità di Lagonegro [Ippolito *et al.*, 1975].

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

La forma, la dimensione e la consistenza delle scaglie, che esercitano una notevole influenza sul comportamento meccanico di questi terreni, sono risultati variabili in entrambi i siti.

Nei terreni « PC » la forma può essere piatta o prismatica o a fuso, le dimensioni possono variare dal mm al cm. In un precedente lavoro [Bilotta, Umiltà, 1981] fu operata una distinzione tra materiali AS1, costituiti essenzialmente di scaglie di forma appiattita e dello spessore del mm, e materiali AS2, costituiti di scaglie prismatiche o fusiformi con dimensione massima del cm; si disse anche che spesso in questo terreno si trovano frammenti di materiale AS2 immersi in materiale AS1, con conseguente incertezza nella classifica dei provini impiegati.

Nei terreni « BM » la forma delle scaglie è essenzialmente piatta con spessore variabile da frazioni del mm a diversi mm, spesso anche a breve distanza (qualche decimetro) tra i punti di prelievo.

Le prove di cui in seguito, sono state eseguite essenzialmente su provini di materiale tipo AS1 anche se con una certa variabilità dovuta alla casuale presenza di scaglie grosse, tipo AS2, immerse in AS1 per i provini PC ed alla frequente variazione dello spessore delle scaglie piatte nei provini BM; i provini di terreno BM sono stati ricavati da due serie di campioni prelevati in due pozzi distanti tra loro solo alcuni metri, ma che hanno mostrato un diverso valor medio della porosità iniziale e del contenuto d'acqua naturale.

È ben nota la dipendenza della stima dell'assortimento granulometrico e dei limiti di consistenza dalla tecnica di preparazione dei provini. Uno studio su tale dipendenza e sul relativo significato tecnico è ancora in corso; in Tab. I vengono riportati orientativamente solo i valori medi ricavati dalle prime prove eseguite con la tecnica Standard « A » (norme A.S.T.M.) e con la tecnica di prolungata lavorazione del materiale con spatola « B ».

All'apparenza, nei terreni PC la macrostruttura è meno evidenziata che nei terreni BM e ciò potrebbe dipendere da una parziale obliterazione della struttura connessa ad un sensibile grado di alterazione degli stessi terreni PC. Comunque dai primi risultati sembra che per i terreni BM, dove forse più intensi risultano i legami diagenetici esistenti all'interno della scaglia, la tecnica di lavorazione del materiale sia più influente sulla stima dei limiti e della granulometria che non per i terreni PC.
In Tab. I sono stati riportati anche il valore medio e il relativo scarto quadratico medio del contenuto d'acqua, della porosità e del grado di saturazione misurati sui provini.

3. Prove eseguite e parametri indagati

Sono state effettuate un numero complessivo di 18 prove edometriche di tipo convenzionale, di cui n. 7 sui terreni PC e n. 11 su quelli BM.

I provini sono stati portati ad un carico massimo di 5 MPa, adottando un valore del rapporto tra l'incremento di carico ed il carico precedente $\Delta\sigma/\sigma_i = 1$, a partire da un carico verticale iniziale di 0.01 MPa applicato prima della sommersione del campione con acqua. I primi incrementi di carico sono stati applicati in modo tale da non permettere rigonfiamenti del provino; per carichi maggiori della pres-

TABELLA I

VALORI MEDI DELLE CARATTERISTICHE INDICI

Terreni	Tecnica	w_L%	I_p%	% < 2μ	serie prov.	w_n% (± s_c)	n% (± s_c)	S% (± s_c)
PC	A	68	38	50	1ª	19.0 (± 0.8)	37.0 (± 1.6)	90.0 (± 4.9)
	B	76	44	60	2ª	18.7 (± 1.0)	36.4 (± 2.6)	94.3 (± 4.0)
BM	A	58	31	34	1ª	19.1 (± 2.5)	36.4 (± 1.3)	91.2 (± 7.3)
	B	72	39	58	2ª	24.7 (± 1.0)	41.8 (± 1.0)	92.7 (± 5.2)

s_c = scarto quadratico medio

sione di rigonfiamento, il decorso dei cedimenti nel tempo è stato rilevato per periodi di tempo sufficienti a permettere di analizzare il processo di consolidazione primario e secondario. I provini sono stati poi scaricati con una serie di decrementi in cui generalmente si è assunto il rapporto tra il decremento di carico ed il carico finale $\Delta\sigma/\sigma_f = 1$; solo per alcuni provini BM si è adottato un valore di $\Delta\sigma/\sigma_f = 3$. In questa fase ciascun carico è stato generalmente tenuto costante per almeno 10.000 minuti; poiché tale tempo non sempre è sufficiente per individuare correttamente il processo di rigonfiamento primario e secondario, specie per i più alti valori del grado di preconsolidazione « O.C.R. », e per poter osservare anche eventuali variazioni dell'indice di rigonfiamento secondario col tempo, il rigonfiamento per i singoli scarichi è stato spesso rilevato per periodi di alcune settimane ed a volte anche di alcuni mesi.

Un quadro delle prove finora eseguite è riportato in Tabella II.

I terreni BM risultano quasi sempre costituiti da scaglie con orientamento suborizzontale, anche se i frequenti ripiegamenti degli strati modificano localmente l'orientamento delle scaglie rispetto alla verticale; nelle prove eseguite su tali terreni, si è prestata particolare attenzione all'orientamento delle scaglie, adottando la simbologia indicata in Tab. II.

Scopo di questa parte dell'indagine è quello di esaminare il comportamento di questi terreni nella fase di compressione e di rigonfiamento del provino; qui di seguito verrà esaminato prima il comportamento nei riguardi della compressibilità e della relativa consolidazione primaria e secondaria; successivamen-

TABELLA II

QUADRO DELLE PROVE

Terreni	Serie	Orientazione scaglie (*)	Provino nº	Durata prova (mesi)	Rapporto di scarico	Tempi di rigonfiamento (minuti)
PC	1ª	—	1,2,3,4	~4	I	~ 10.000
	2ª	—	5,6,7	10÷14	I	10.000÷ 100.000
BM	1ª	N	1,2,3	~3	3	~ 10.000
		P	4 e 5			
	2ª	N	6,8,9	~8	I	10.000÷ 100.000
		P	7,10,11			

(*) N = provini con assetto delle scaglie normale al carico
P = provini con assetto delle scaglie parallelo al carico

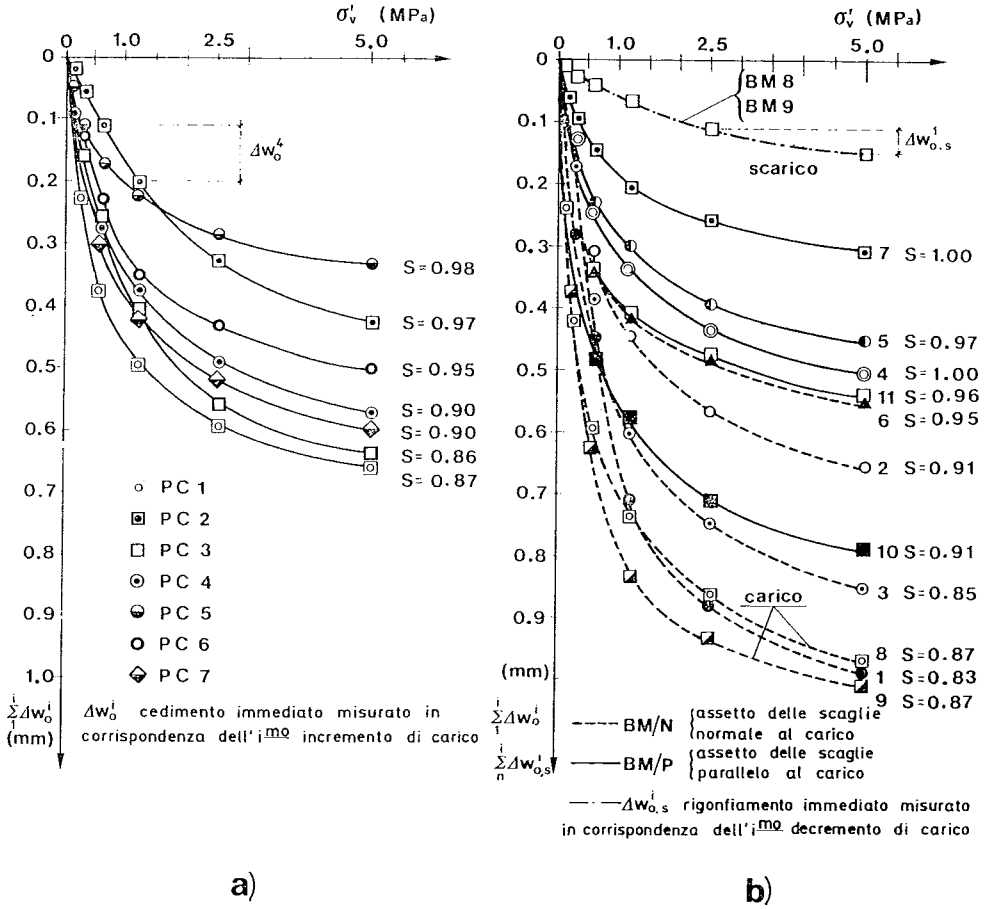

Fig. 1. - Curve di accumulo dei cedimenti immediati misurati sui vari provini in corrispondenza dei successivi incrementi di carico: *a*) Piano del Campo; *b*) Brindisi di Montagna.

te verrà esaminato il comportamento nei riguardi del rigonfiamento (primario e secondario).

Sono state inoltre effettuate n. 7 prove di rigonfiamento a deformazione impedita sui terreni BM, utilizzando l'apparecchio Geonor [BJERRUM *et al.*, 1964].

4. **Risultati ed analisi**

4.1 *Compressibilità*

Il cedimento immediato « Δw_o » misurato su alcuni provini all'atto dell'applicazione di ciascun incremento di carico, è risultato sensibilmente più elevato di quanto generalmente avviene con altre argille dure; nelle prove finora eseguite si sono misurati valori di Δw_o che superano anche il 30% del cedimento totale (v. fig. 3). Gli spostamenti immediati restituiti nella fase di scarico sono invece notevolmente più piccoli ed in genere poco diversi da un provino all'altro (v. figg. 7 e 8). Buona parte di questo cedimento può dipendere da un processo di chiusura delle microfessure e, in misura minore, da altri fattori sperimentali, quali una imperfetta spianatura delle basi o la presenza di vuoti anche molto piccoli fra anello edometrico e provino a causa di inevitabili asportazioni di frammenti di scaglie durante l'introduzione del provino nell'anello stesso; tutti questi fattori possono portare ad un valore dell'indice dei vuoti del provino che non coincide con quello reale del terreno in sito (1).

Così, come spesso si fa per individuare la legge di variazione della rigidezza normale di un giunto in roccia, in fig. 1 sono state tracciate le curve di accumulo dei cedimenti immediati al crescere della tensione normale σ'_v; nella fig. 1,b è stata riportata, a titolo esemplificativo, anche la curva di accumulo dei rigonfiamenti immediati misurati allo scarico, per i soli provini BM8 e BM9 essendo solo di pochissimo differente quella rilevata per gli altri

(1) Variazioni della porosità per effetto del campionamento sono già state rimarcate in precedenti lavori [D'ELIA B., 1977; AGI, 1979].

provini. Accanto alle curve sono indicati il numero del provino ed il relativo grado di saturazione iniziale « S ».

Dalla figura si evince che l'entità dei cedimenti immediati è tanto maggiore quanto minore è il valore di S; per quanto riguarda i terreni BM sembra che i provini BM-N risultino meno saturi dei BM-P per cui si è portati a pensare che sul valore di S possano influire anche fattori connessi al disturbo indotto durante la preparazione del provino. Si evince inoltre come i cedimenti immediati « Δw^{i}_{o} » connessi agli ultimi incrementi di carico sono trascurabili.

Per individuare con maggiore chiarezza una aliquota irreversibile dei cedimenti immediati, per i provini BM8 e BM9 i carichi sono stati applicati con modalità differenti. Tali modalità, schematicamente illustrate in fig. 2,a, possono così sintetizzarsi. Il generico incremento di carico $\Delta\sigma_v$ viene applicato per pochi secondi (5" ÷ 10") e subito rimosso, registrando così al micrometro gli spostamenti Δw_o indotti dal carico $\Delta\sigma_v$ e quelli restituiti $\Delta w_{o,s}$ alla rimozione dello stesso. Per carichi maggiori di 0.15 MPa per i quali il terreno non rigonfia, la stabilizzazione del micrometro avviene nel giro di pochi minuti, come si è potuto constatare controllando il micrometro per 48h dopo la rimozione del carico. La differenza $\Delta w_{o,ir}$ tra il cedimento immediato indotto dal carico e quello restituito può ritenersi irreversibile e in fig. 3,a, per il provino BM9, è stata riportata tra parentesi in corrispondenza della relativa curva di consolidazione che comincia a rilevarsi con l'applicazione stabile di quell'incremento di carico.

Le curve di accumulo dei cedimenti irreversibili, così misurati sui provini BM8 e BM9, sono riportate in fig. 2,b insieme alle curve ottenute per differenza tra le curve di carico e di scarico di fig. 1,b. Per ciascun provino l'andamento delle due curve è abbastanza simile, per cui siamo indotti a pensare che buona parte dei cedimenti individuati dalla differenza tra le curve di carico e scarico di fig. 2,b sono irreversibili e probabilmente tale aliquota dipende dalla chiusura dei vuoti della macrostruttura (apertura delle microfessure e imperfezioni del provino).

Da quanto finora osservato, se il terreno in sito è saturo, il valore di S stimato in laboratorio potrebbe rappresentare un indice dell'entità dei vuoti non propri del terreno in sito; se poi si attribuisce l'aliquota irreversibile dei cedimenti immediati alla presenza di questi vuoti, la porosità dei terreni naturali può ritenersi mediamente inferiore del 5 ÷ 6% rispetto a quella stimata dal volume iniziale del provino. La sensibilità al disturbo della strutura in tali terreni può giocare un ruolo non indifferente sulla variabilità della porosità rilevata [PELLEGRINO e PICARELLI, 1982] per le argille a scaglie.

In fig. 3,b vengono riportate per il provino BM9-P le curve edometriche (e-log σ'_v) calcolate con riferimento al valore totale dei cedimenti misurati (linea continua) ed al valore dei cedimenti depurati dell'aliquota irreversibile (linea a tratti); per i bassi valori del carico, gli indici di compressione edometrica (inclinazione della curva) ricavati dalla linea a tratti, risultano sensibilmente inferiori, anche del 50%, rispetto a quelli stimati dalla linea con-

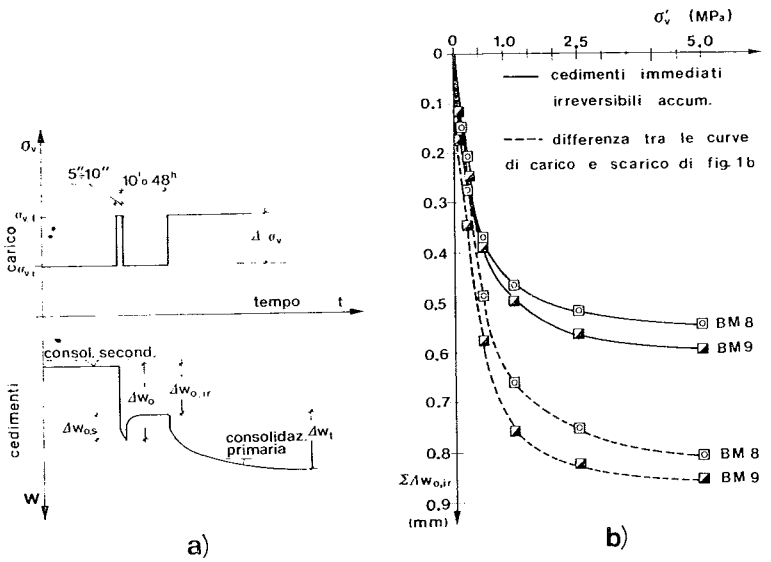

Fig. 2. - Cedimenti dei provini BM8 e BM9: *a*) modalità di applicazione dei carichi; *b*) curve di accumulo dei cedimenti immediati irreversibili.

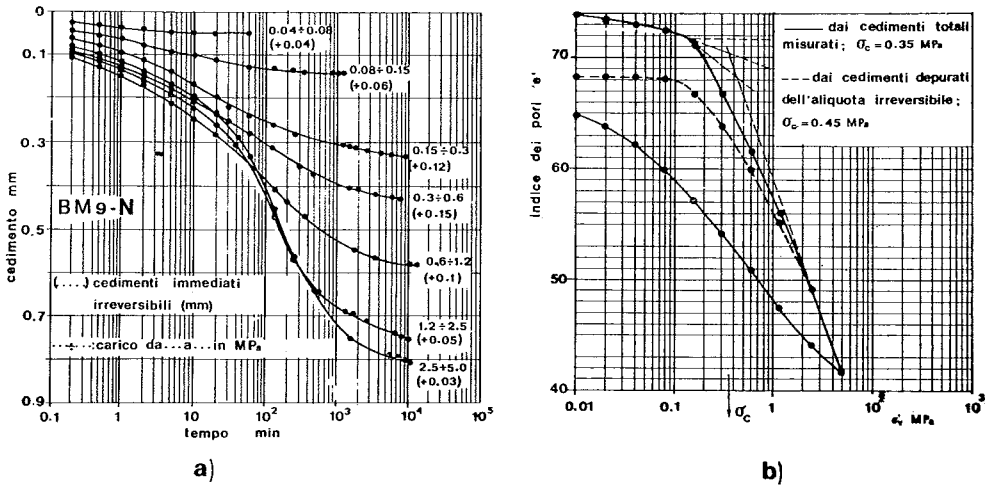

Fig. 3. - Cedimenti misurati sul provino BM9: *a*) curve di consolidazione; *b*) curva edometrica.

TABELLA III

CARICHI DI PRECONSOLIDAZIONE ED INDICI DI COMPRESSIONE

Provini	Serie	σ_c ($\pm$ s_c) (MPa)	C_c ($\pm$ s_c)
PC	1ª e 2ª	0.78 ($\pm$ 0.34)	16.4 ($\pm$ 2.1)
BM	1ª	0.58 ($\pm$ 0.14)	19.8 ($\pm$ 2.3)
	2ª (*)	0.29 ($\pm$ 0.05)	22.5 ($\pm$ 1.7)

s_c = scarto quadratico medio

(*) Non è stato considerato il provino BM/7 per il quale risulta σ_c = 1.0 MPa

tinua (2) (v. anche particolare di fig. 6); inoltre, nel primo caso, anche il carico di preconsolidazione « σ_c » risulta alquanto superiore a quello stimato nel secondo, come indicato in figura.

Con riferimento ai valori totali dei cedimenti edometrici, in Tab. III vengono riportati il valore medio ed il relativo scarto quadratico medio del carico di preconsolidazione « σ_c » e dell'indice di compressione « C_c » stimato nel campo di normale consolidazione per i vari provini (3); non viene fatta alcuna distinzione tra i provini BM/P e BM/N perché la piccola differenza che ne risulta sembra poco significativa, data anche l'esiguità del numero dei provini aventi un dato assetto delle scaglie in ciascuna serie.

4.2 *Consolidazione*

Le relazioni cedimenti-tempo misurate sui provini PC e BM, in corrispondenza di quegli incrementi di carico successivi a quelli per cui il materiale tende a rigonfiare (4) e dove comunque è ben definito il flesso della curva di consolidazione, vengono sinteticamente espresse tramite i relativi coefficienti di consolidazione primaria « c_v » e secondaria $C_\alpha = \Delta e/\Delta \log t$ riportati nelle figg. 4 e 5. Il coefficiente « c_v » è riportato in corrispondenza della pressione verticale effettiva intermedia « σ'_{vm} » tra quella iniziale e quella finale relativa a ciascun incremento di carico, mentre C_α viene riferita alla pressione verticale effettiva finale « σ'_{vf} » di quell'incremento.

Le curve di fig. 4 mettono in evidenza:

— la tendenza a diminuire del valore di c_v passando dallo stato di preconsolidazione a quello di normale consolidazione;

— la sensibile dispersione dei risultati (5) soprattutto nei provini BM, dove i più elevati valori e gradienti che si rilevano dalle curve BM1 e BM3 nel campo di normale consolidazione potrebbero essere legati alla maggiore entità di apertura delle microfessure (S = 0.83 ÷ 0.85);

— i valori di c_v misurati nel campo di normal consolidazione sembrano in miglior accor-

(2) Secondo alcuni autori [v. SIMPSON *et al.*, 1979] nella stima della deformabilità delle argille dure è opportuno eliminare i cedimenti immediati di assestamento del provino, che possono essere di entità non trascurabile.

(3) Nel seguito il simbolo C_c sarà impiegato per esprimere sia, nel senso più comune, l'indice di compressione nel campo di normal consolidazione che l'indice di compressione nel campo della preconsolidazione.

(4) Per i terreni PC la pressione di rigonfiamento σ_s è risultata dell'ordine di 0.3÷0.6 MPa, mentre per i terreni BM si ha $0.06 < \sigma_s < 0.16$ MPa (v. fig. 12).

(5) È appena il caso di ricordare che in questi terreni il moto di filtrazione risulta costituito da quello attraverso i pori propri delle scaglie e quello attraverso le microfessure.

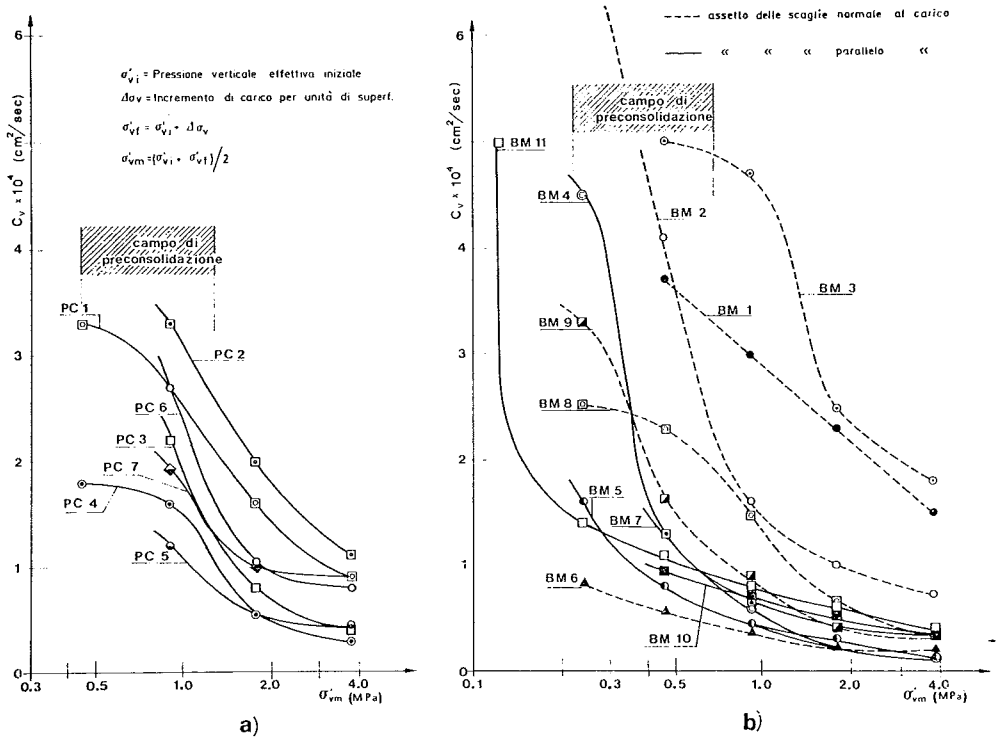

Fig. 4. - Distribuzione dei coefficienti di consolidazione primaria « c_v », al variare della tensione verticale intermedia « σ'_{vm} » di ciascun incremento di carico: *a*) Piano del Campo; *b*) Brindisi di Montagna.

do [LAMBE e WHITMAN, 1969] con i più alti valori del limite di liquidità e delle percentuali di argilla misurati con la tecnica di prolungata lavorazione del materiale (v. Tab. I);

— in corrispondenza dell'ultimo incremento di carico, dove possiamo ritenere che il moto di filtrazione è essenzialmente controllato dalla permeabilità propria della scaglia, i terreni BM presentano un valore di c_v inferiore a quello dei terreni PC, in accordo con il maggior valore della compressibilità (v. Tab. III).

L'andamento dei valori di C_α al variare della tensione effettiva verticale σ'_{vf} e per i vari provini è illustrata in fig. 5. La fig. 5,a mostra che per i terreni PC il coefficiente di consoidazione secondaria è in genere crescente anche per i valori di $\sigma'_{vf} > 2\sigma_c$, dove σ_c è il carico di preconsolidazione misurato, contrariamente a quanto si verifica per altri tipi di terreno [MESRI *et al.*, 1977].

Nella fig. 5,b, dove sono riportati i valori di C_α misurati sulle due serie di provini ricavati rispettivamente dai due gruppi di campioni prelevati in pozzi diversi, sono stati anche separati i risultati ottenuti sui provini BM-P da quelli sui BM-N. In particolare sembra rilevarsi che:

— per la prima serie di provini, che ha mostrato anche valori di n e C_c un po' inferiori a quelli misurati sulla seconda, si hanno i valori più bassi del C_α e ciò in accordo con la relazione che intercorre tra C_c e C_α;

— non si rileva una sensibile influenza dell'orientazione delle scaglie nei riguardi di C_α;

— per i soli provini BM-2ª serie l'indice C_α sembra raggiungere un massimo per valori di σ'_{vf} un po' più elevati di $2\sigma_c$.

Per quanto riguarda l'entità dei valori di C_α può constatarsi come:

— nel campo più basso delle tensioni, sia per i terreni PC che per quelli BM, tali valori risultano in buon accordo con quelli forniti da Ladd [LADD, 1967] $C_\alpha < 0.001$ per O.C.R. > 2;

— nel campo di normale consolidazione, per i provini PC e BM-1ª serie, i valori risultano alquanto inferiori ai valori di Ladd ($0.005 < C_\alpha < 0.02$) mentre per i provini BM-2ª serie essi raggiungono il limite inferiore di tale intervallo.

4.3 *Correlazione tra C_α e C_c.*

In fig. 6 vengono riportati i valori di C_α misurati per i due terreni PC e BM in funzione dell'indice di compressione C_c; le coppie di valori si riferiscono alla tensione finale effettiva di ciascun incremento di carico, ricadente sia nel campo della preconsolidazione che nel campo di normale consolidazione.

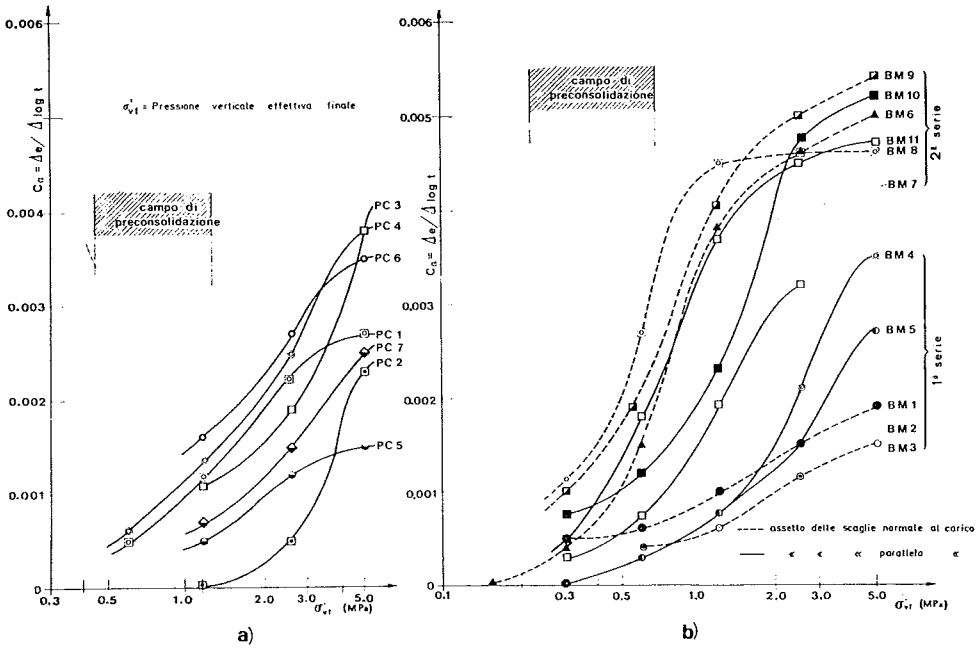

Fig. 5. - Indici di compressione secondaria C_α per i diversi valori della tensione verticale applicata « σ'_{vf} » e per i vari provini: *a*) Piano del Campo; *b*) Brindisi di Montagna.

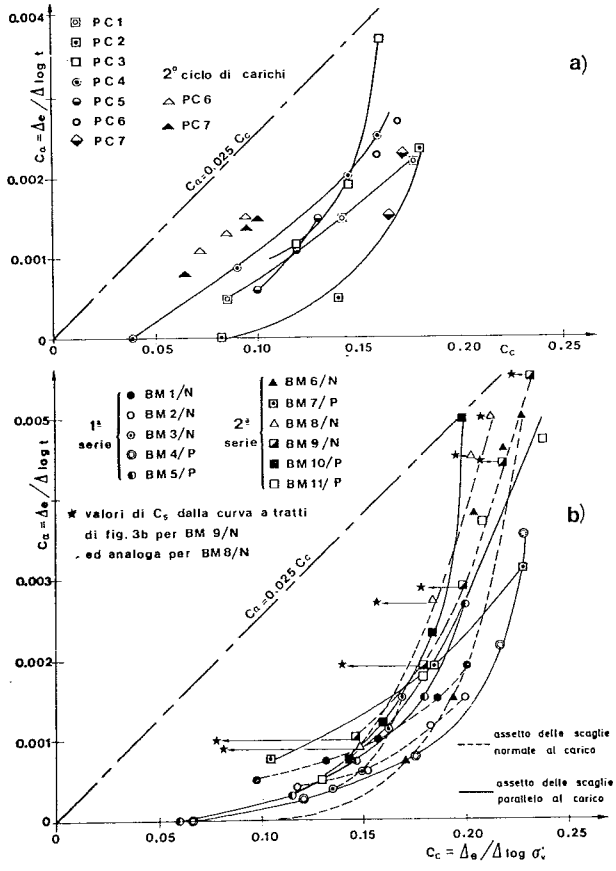

Fig. 6. - Correlazione tra gli indici di compressione primaria e secondaria per i diversi incrementi di carico: *a*) Piano del Campo; *b*) Brindisi di Montagna.
La retta $C_\alpha = 0.025\ C_c$ rappresenta il limite inferiore dei risultati di Mesri et al. (1977).

Nella fig. 6,a sono raccolti i punti rappresentativi dei valori misurati sui provini PC; per i provini PC6 e PC7 sono stati riportati anche i valori relativi al secondo ciclo di carichi applicati ai provini dopo che questi erano stati scaricati, con rapporto $\Delta\sigma/\sigma_f = 1$, da $\sigma'_v = 5$ MPa. Come si evince dal diagramma, la relazione tra i due indici di compressione primaria e secondaria non è lineare e comunque il loro rapporto è più basso del limite inferiore indicato da Mesri [MESRI *et al.*, 1977]; valori un po' più alti e prossimi al limite inferiore di tale rapporto nonché andamento pressoché lineare, si ottengono con gli indici dedotti dal secondo ciclo di carichi sui provini PC6 e PC7.

Nella fig. 6,b sono raccolti i punti rappresentativi dei valori misurati sulle due serie di provini BM. Ancora più accentuata appare la non linearità della relazione tra i due indici per questi terreni, senza sostanziali distinzioni tra le due serie di provini se non per i valori un po' inferiori che si registrano, come già detto, per gli indici della prima serie.

Nella stessa figura vengono riportati anche i punti individuati dagli indici C_c ricavati dalle curve edometriche che prescindono dagli spostamenti irreversibili misurati sui provini BM8 e BM9 (linea a tratti di fig. 3,b). Dal diagramma appare come i punti così ottenuti si dispon-

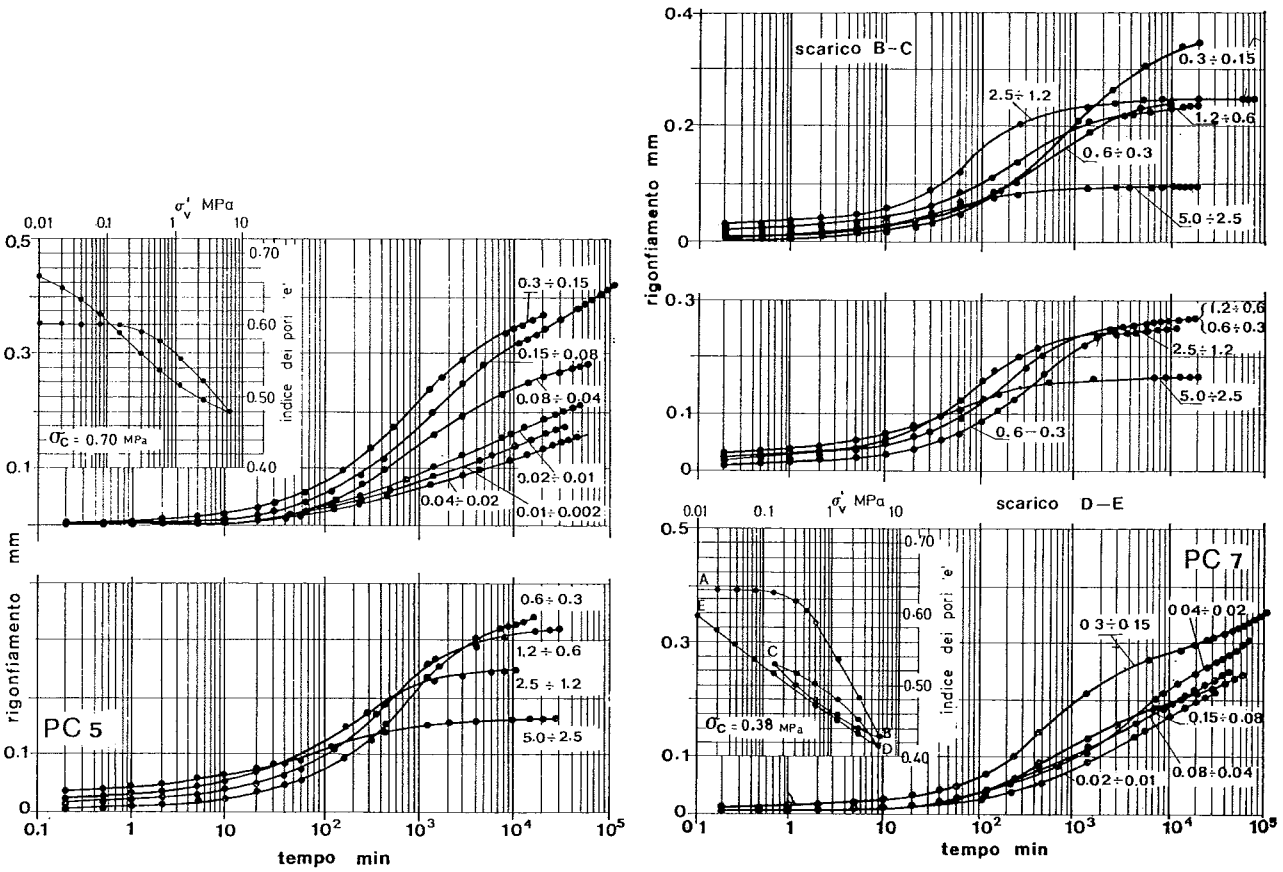

Fig. 7. - Curve tipiche del rigonfiamento dei provini di Piano del Campo.

gono con un andamento meno curvilineo e più prossimo alla retta $C_\alpha = 0.025$.

In ogni caso per entrambi i terreni PC e BM il rapporto C_α/C_c cresce con la tensione verticale e tende a $C_\alpha/C_c = 0.025$ per il valore più alto del carico applicato, cioè quando le microfessure sono praticamente chiuse.

Circa il valore medio del rapporto C_α/C_c, è appena il caso di ricordare che anche per le argille molli italiane [AGI, 1979], tale valore è risultato inferiore a quelli riportati da Mesri.

4.4 *Rigonfiamento*

Nella fase di scarico di questi provini, portati in laboratorio ad un carico massimo di 5MPa e dove quindi possono ritenersi praticamente eliminate le eventuali aperture di microfessure indotte dal disturbo, sono state rilevate le relazioni rigonfiamenti-tempo per esaminarne il comportamento ai vari livelli dello stato tensionale; i valori dei rapporti di scarico « $\Delta\sigma/\sigma_f$ » adottati e dei tempi di rigonfiamento mediamente permessi, sono indicati in Tab. II, mentre per maggiori dettagli sulle singole prove si rimanda ai risultati riportati altrove dallo scrivente [Bilotta, 1983,a].

A titolo esemplificativo in fig. 7 si riportano le curve di rigonfiamento relative allo scarico dei provini PC5 e PC7, mentre in fig. 8 quelle relative ai provini BM7-P e BM9-N. Nelle stesse figure sono rappresentate anche le curve di carico e scarico (e-logσ_v) (6).

L'osservazione delle curve riportate in queste due figure e di quelle relative agli altri provini di Tab. II ha permesso di effettuare le seguenti considerazioni:

— per i provini che, per la loro particolare macro e microstruttura (7) forniscono per il

(6) Per le prove in cui furono permessi prolungati rigonfiamenti, la curva di scarico è stata tracciata aggiungendo al rigonfiamento primario di ciascun decremento di carico quello secondario del precedente decremento: il comportamento del rigonfiamento dopo un prolungato rigonfiamento secondario è analogo a quello che si verifica per la consolidazione primaria successiva ad una prolungata compressione secondaria [Mesri *et al.*, 1978].

(7) È appena il caso di ricordare che la macrostruttura è fortemente caratterizzata dell'intensità di fessurazione e dal grado di apertura delle microfessure, mentre la microstruttura risente del grado di alterazione su cui esercita una notevole influenza il rigonfiamento che provoca ulteriore perdita di memoria dei carichi di preconsolidazione.

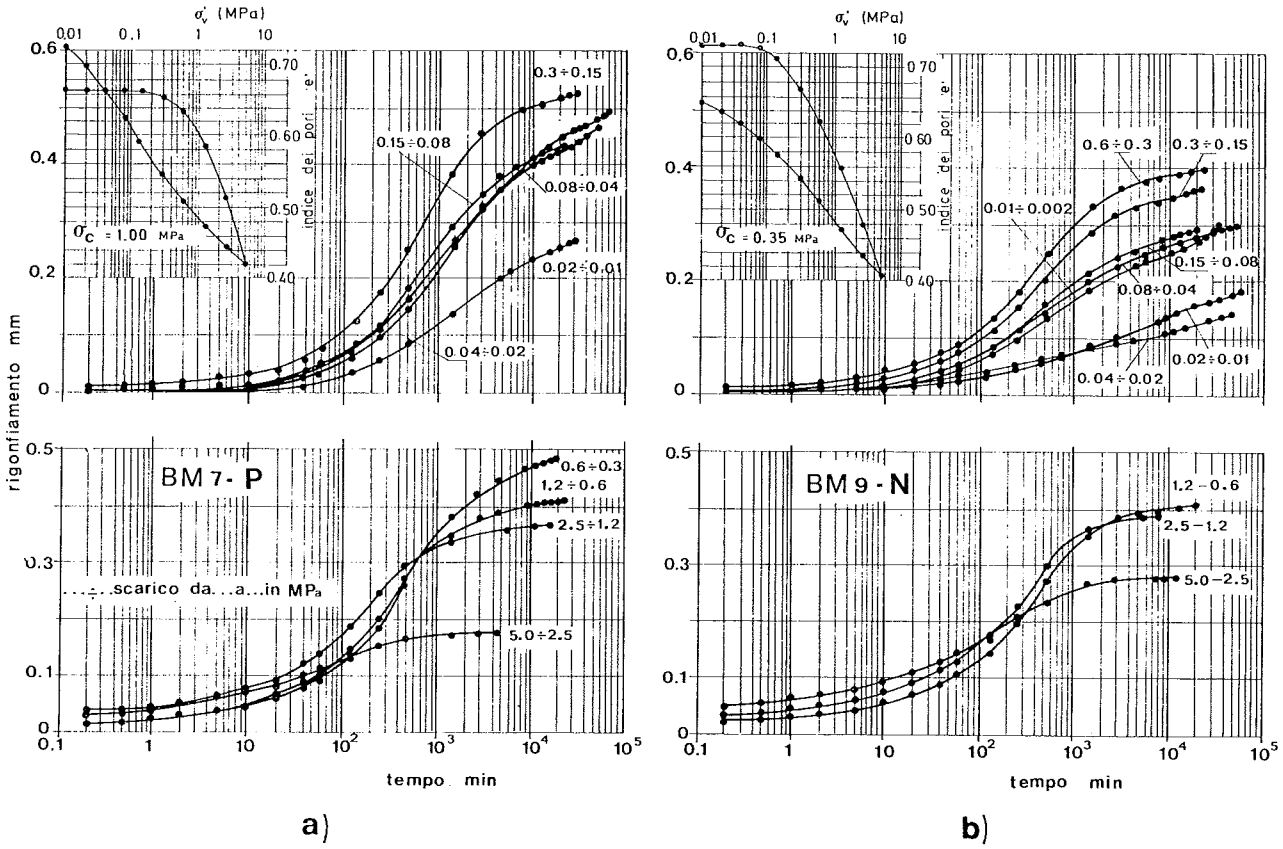

Fig. 8. - Curve tipiche del rigonfiamento dei provini di Brindisi di Montagna: *a*) provini con assetto delle scaglie parallelo al carico applicato; *b*) provini con assetto delle scaglie normale al carico applicato.

terreno naturale un maggior carico di preconsolidazione σ_c, sembra che la curva di scarico intersechi quella di carico: cioè il minor grado di perdita di memoria delle sollecitazioni subite in precedenza, rende il comportamento di questi terreni più simile a quello rilevato per le altre argille dure; non è possibile esaminare l'influenza del carico massimo a cui il provino viene assoggettato in laboratorio, essendo stato ad esso assegnato un valore di 5MPa uguale per tutti i provini;

— in accordo con Mesri [MESRI *et al.*, 1978], l'indice di rigonfiamento secondario $C_{\alpha s}$ aumenta col tempo (8) per quegli scarichi per i quali l'indice di rigonfiamento primario aumenta o resta costante al diminuire di σ'_v, così come avviene per il provino PC7; per il provino PC5, invece, $C_{\alpha s}$ aumenta leggermente col tempo per lo scarico 0.15 ÷ 0.08 MPa, mentre non sembra dipendere dal tempo per lo scarico 0.08 ÷ 0.04, in cui C_s diminuisce;

— per i terreni BM, in cui è stato possibile effettuare una distinzione tra provini BM-N e BM-P, si è potuto rilevare che in corrispondenza dei primi scarichi, i valori di C_s per i provini BM-P sono minori di quelli ottenuti per i provini BM-N (v .anche fig. 9).

Gli andamenti delle curve di scarico dei vari provini, sono sinteticamente espressi in fig. 9 tramite gli indici di rigonfiamento « C_s » individuati dalla tangente alla curva in corrispondenza dello stato tensionale finale « σ_F » relativo a ciascun decremento, e riportati in funzione del grado di preconsolidazione O.C.R. = σ_{max}/σ_F. Dalla figura appare immediato come al crescere dell'O.C.R. l'indice di rigonfiamento dapprima cresce, poi, raggiunto un massimo, può diminuire in forma più o meno accentuata a seconda della natura del terreno; inoltre per i due terreni è diverso il valore dell'O.C.R. per cui si verifica detto massimo. La successiva riduzione è molto accentuata per i terreni BM dove anche l'orientazione delle scaglie sembra avere una leggera influenza sulla distribuzione dei C_s.

Secondo YUDHBIR [1980] la presenza di questo massimo riflette l'inizio della rottura passiva durante lo scarico edometrico, fenomeno che è stato ampiamente analizzato da Singh

(8) Le variazioni di temperatura e l'attrito tra il terreno e l'anello possono creare confusione su tale effetto.

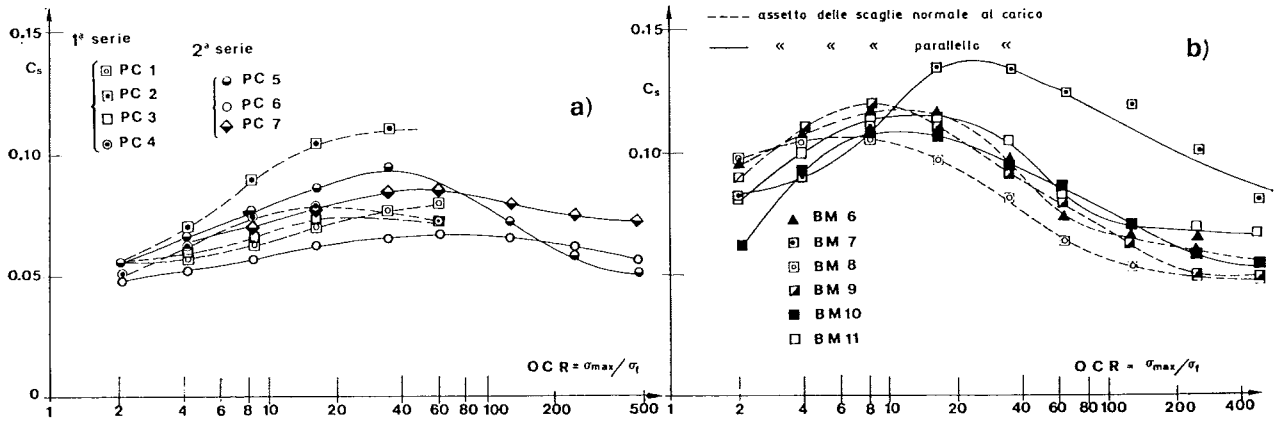

Fig. 9. - Andamento dell'indice di rigonfiamento primario C_s al variare del grado di preconsolidazione O.C.R.: *a*) Piano del Campo; *b*) Brindisi di Montagna.

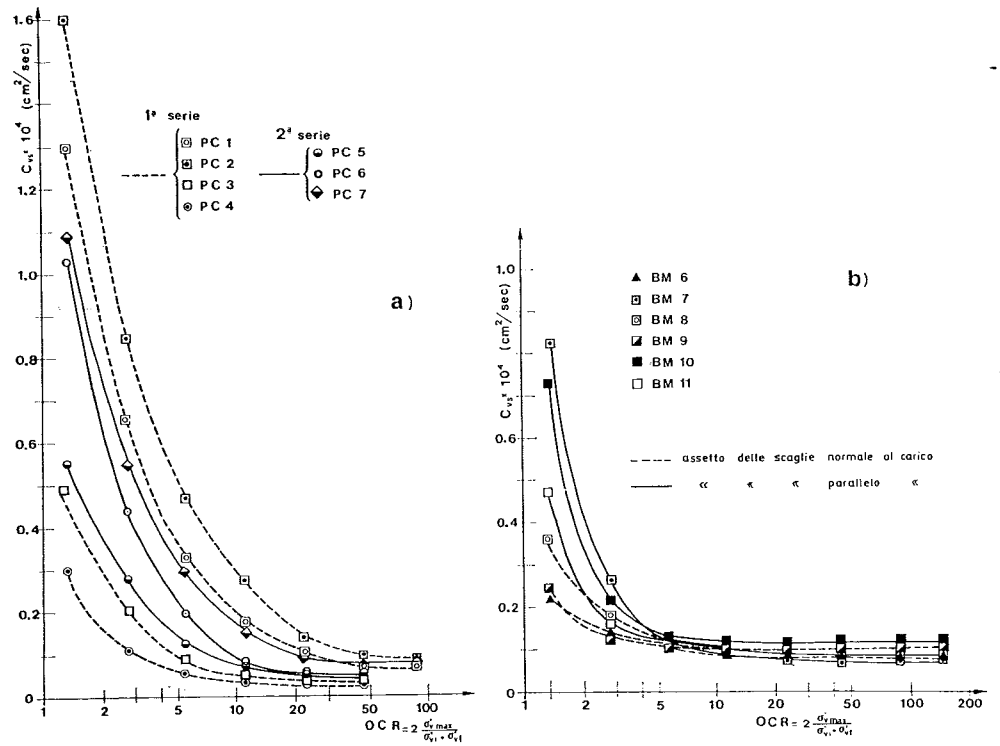

Fig. 10. - Andamento dei coefficienti di rigonfiamento primario « c_{vs} » al variare del valore medio del grado di preconsolidazione « O.C.R. »: *a*) Piano del Campo; *b*) Brindisi di Montagna.

[SINGH *et al.*, 1973], il quale evidenzia tra l'altro che in corrispondenza dello stato di rottura passiva, oltre a cominciare a constatarsi un cambiamento di forma, si nota anche una non corrispondenza tra velocità di dissipazione di pressioni interstiziali e velocità di rigonfiamento; quest'ultimo fenomeno è stato teoricamente affrontato da Mesri [MESRI *et al.*, 1978].

Per i provini per cui si è adottato un rapporto di scarico $\Delta\sigma/\sigma_f = 1$ e per quegli scarichi in cui è chiaramente evidenziato il termine del rigonfiamento primario, la relativa curva di rigonfiamento (w-log t) è stata interpretata con la teoria del rigonfiamento di Terzaghi, utilizzando la costruzione di Casagrande per individuare la fine del primario; i coefficienti di rigonfiamento c_{vs} ottenuti, sono riportati in fig. 10 in funzione dell'O.C.R. (9).

(9) Per il grado di preconsolidazione a cui attribuire il c_{vs} stimato per il generico scarico si è assunto O.C.R. = $= \sigma_{max} / \sigma_{med}$ dove σ_{max} = 5MPa e σ_{med} è pari al valore medio tra la tensione iniziale e finale di ciascuno scarico.

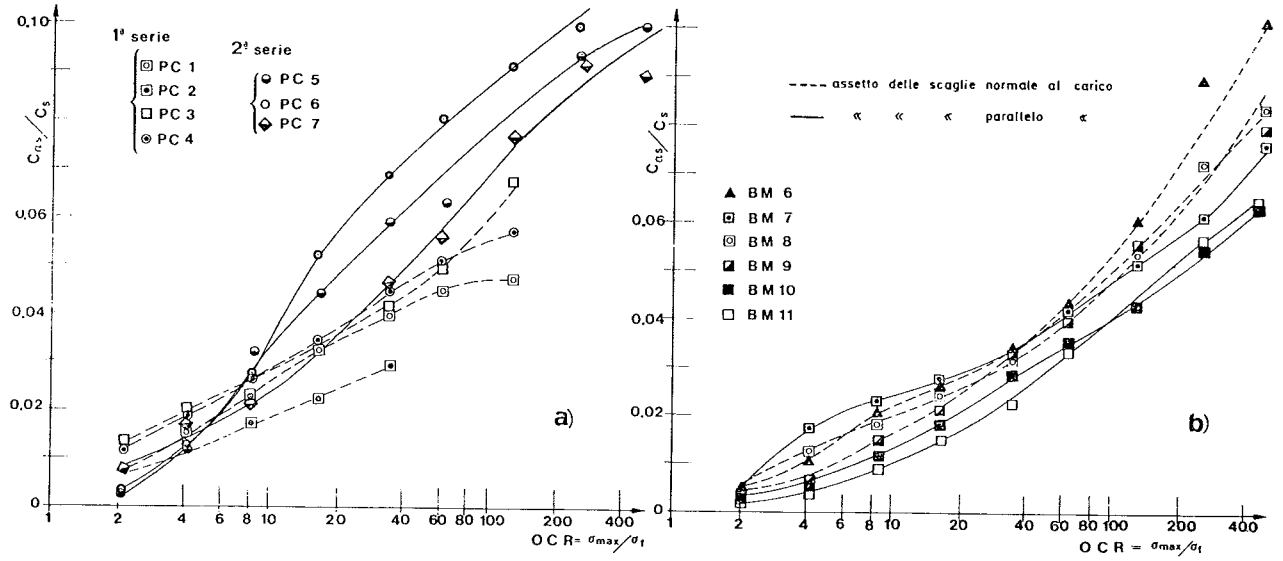

Fig. 11. - Andamento del rapporto tra l'indice di rigonfiamento secondario e quello primario $C_{\alpha s}/C_s$ al variare del grado di preconsolidazione O.C.R.: *a*) Piano del Campo; *b*) Brindisi di Montagna.

La figura pone in evidenza come:

— al crescere dell'O.C.R. si ha una riduzione del c_{vs} come è ben noto dalla letteratura per altri terreni;

— tali riduzioni diventano trascurabili per gli scarichi successivi a quelli per i quali si verifica un massimo di C_s (v. fig. 9) e cioè a quelli per cui secondo Yudhbir si è raggiunto lo stato di rottura passiva;

— un'influenza dell'assetto delle scaglie nei terreni BM è rilevabile solo per il primo scarico dove, qualitativamente in accordo con quanto già visto per i valori di C_s, il coefficiente c_{vs} è più alto nei provini BM-P che in quelli BM-N.

In fig. 11 sono riportati i valori del rapporto tra l'indice di rigonfiamento secondario e quello primario $C_{\alpha s}/C_s$ al variare del grado di preconsolidazione O.C.R. ([10]). Gli andamenti crescenti del $C_{\alpha s}/C_s$ al crescere dell'O.C.R. sono in perfetto accordo con quanto rilevato da Mesri [Mesri *et al.*, 1978] per alcune clay shales. Gli stessi A.A. evidenziano come tale rapporto può variare, a parità di O.C.R., con la natura del terreno e con il valore della pressione massima di consolidazione; i valori di $C_{\alpha s}/C_s$ trovati nella presente analisi sono un po' inferiori a quelli riportati dai suddetti Autori.

Sui terreni BM sono state inoltre eseguite n. 7 prove di rigonfiamento con l'apparecchio Geonor; le pressioni massime di rigonfiamento misurate sono riportate in fig. 12. Dalle poche misure disponibili ed ivi sintetizzate può rilevarsi come la pressione massima di rigonfiamento « σ_s » presenta una certa variabilità tra 0.06 e 0.16 MPa. Tale variabilità sembra legata all'indice dei pori iniziali « e_o » ed al grado di saturazione S ([11]), che possono essere influenzati dal disturbo del provino; in particolare, anche se con una sensibile dispersione, σ_s cresce al diminuire di e_o ed al crescere di S.

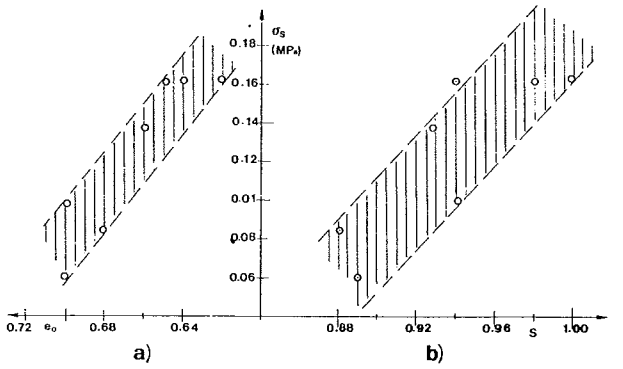

Fig. 12. - Pressione di rigonfiamento « σ_s » misurata con l'apparecchio « Geonor » su provini di Brindisi di Montagna: *a*) relazione tra σ_s e l'indice dei pori iniziale « e_o »; *b*) relazione tra σ_s e il grado di saturazione « S ».

([10]) Per il grado di preconsolidazione a cui attribuire il $C_{\alpha s}$ ricavato per il generico scarico, si assume O.C.R. = $= \sigma_{max} / \sigma_f$ dove σ_f è la tensione finale effettiva che agisce sul provino in conseguenza dello scarico effettuato.

([11]) Se i terreni in sito sono saturi, per cui il valore di $S < 1$ può indicare un disturbo del provino, la pressione massima di rigonfiamento misurata sembra crescere al diminuire del disturbo.

5. Conclusioni

Una caratteristica comune ai risultati ottenuti è la sensibile dispersione che si rileva tra provino e provino. Su tale dispersione agiscono sia la frequente accentuata variazione di dimensione e consistenza delle scaglie per lo stesso terreno, che la variazione di porosità spesso notevolmente accentuata dal disturbo subito dal provino e quindi dalla presenza di vuoti non propri del terreno in sito.

Nei riguardi della compressibilità si è potuto constatare quanto segue:

— vengono evidenziati cedimenti immediati irreversibili di entità crescente al diminuire del grado di saturazione;

— i coefficienti di consolidazione primaria nel campo di tensioni della normale consolidazione sembrano in buon accordo con i limiti di liquidità e le percentuali di fino stimati con prolungata lavorazione del materiale;

— i coefficienti di consolidazione secondaria C_α crescono con la tensione effettiva σ'_v spesso anche per valori di $\sigma'_v > 2\sigma_c$, dove σ_c è il carico di preconsolidazione, contrariamente a quanto rilevato da Mesri per altri tipi di terreno;

— per i valori di C_α si è rilevato come nel campo delle tensioni più basse, quello qui misurato è in buon accordo con quelli forniti da Ladd ($C_\alpha < 0.001$ per O.C.R. > 2), mentre nel campo della normale consolidazione i valori risultano alquanto inferiori ai valori forniti dallo stesso A. ($0.005 < C_\alpha < 0.02$) anche se prossimi al suo limite inferiore.

La relazione tra i due indici di compressibilità primaria C_c e secondaria C_α, al variare del carico, non è lineare e comunque il loro rapporto è più basso del limite inferiore indicato da Mesri; relazioni pressoché lineari si ottengono invece tra gli indici misurati nel secondo ciclo di carichi effettuati sui provini PC6 e PC7, con valore del rapporto tra gli indici più prossimo a $C_\alpha/C_c = 0.025$ (v. fig. 6). Inoltre per i provini BM8 e BM9 si è potuto constatare (v. fig. 6) come i punti rappresentativi della correlazione risultano più prossimi a tale retta se per la stima dell'indice di compressione C_c ci si riferisce alla curva edometrica (e-log σ'_v) che prescinde dagli spostamenti irreversibili misurati (v. fig. 3).

Nei riguardi del rigonfiamento da una parte viene esaminato il comportamento di provini di campioni naturali portati in laboratorio ad una pressione massima $\sigma'_{vmax} = 5$MPa, in cui cioè sono praticamente eliminati eventuali vuoti non propri del terreno in sito, mentre dall'altra vengono esaminate le prime misure della pressione di rigonfiamento effettuate, su provini di campioni naturali, con l'apparecchio Geonor.

Il comportamento dei provini portati a $\sigma'_{vmax} = 5$MPa ha evidenziato una serie di effetti che non contrastano con quelli ben noti per le altre argille preconsolidate:

— la curva di scarico (e-logσ'_v) sembra intersecare quella di carico solo per quei provini che hanno mostrato i maggiori valori della preconsolidazione naturale (minore perdita di memoria dei carichi di preconsolidazione); non è stato possibile esaminare l'influenza del carico massimo a cui il provino viene assoggettato in laboratorio, essendo stato assegnato ad esso un valore uguale per tutti i provini;

— l'indice di rigonfiamento secondario può aumentare nel tempo quando si verificano le condizioni già fatte constatare da Mesri;

— l'indice di rigonfiamento primario presenta un massimo in corrispondenza di valori diversi dell'O.C.R. per i due terreni esaminati: O.C.R. $\simeq 10 \div 15$ per i terreni BM e O.C.R. $\simeq$ $\simeq 30 \div 40$ per quelli PC;

— il coefficiente di rigonfiamento primario « c_{vs} » raggiunge un valore minimo in corrispondenza dello scarico che produce il massimo di C_s e dove probabilmente, secondo le considerazioni di Yudhbir, potrebbe raggiungersi lo stato di rottura passiva del terreno; per i terreni BM, dove le curve hanno permesso di stimare i « c_{vs} » anche per scarichi successivi al massimo di « C_s », i suddetti coefficienti assumono un valore costante per gli ulteriori aumenti dello O.C.R.;

— il rapporto $C_{\alpha s}/C_s$ risulta sempre crescente con l'O.C.R., come già evidenziato da Mesri per alcune clay shales;

— i risultati fin qui raccolti non evidenziano un'eccessiva dispersione.

Le pressioni di rigonfiamento misurate sui provini naturali variano in un campo abbastanza ampio ($0.06 \div 0.16$MPa) e con andamento crescente al diminuire della porosità iniziale ed al crescere del grado di saturazione del provino. Su tale variabilità influisce la macro e microstruttura del terreno, la prima delle quali è sensibilmente influenzata dal grado di

apertura delle microfessure prodottosi nella fase di campionamento e preparazione del provino. Il ruolo di tale disturbo sarà opportunamente esaminato in una successiva fase della ricerca sui fattori che influenzano il rigonfiamen dei provini naturali non precaricati in laboratorio.

RINGRAZIAMENTI

L'autore è vivamente grato al Prof. Guido Umiltà dell'Istituto di Ingegneria Geotecnica e Mineraria dell'Università di Palermo, che ha destato in lui l'interesse per lo studio dei terreni a struttura complessa e gli ha reso disponibile parte dei campioni impiegati nella ricerca; ringrazia altresì il tecnico S. Zimmaro per la collaborazione fornita nell'esecuzione delle prove.

BIBLIOGRAFIA

A.G.I. (1979) - *Experiences on the time-settlement behaviour of some italian soft clays.* VII European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering-Brighton.

BILOTTA E., UMILTÀ G. (1981) - *Indagini sperimentali sulla resistenza a rottura di argille a scaglie.* Rivista Italiana di Geotecnica, n. 1.

BILOTTA E. (1983, a) - *Alcuni risultati da prove edometriche su argille a scaglie.* Atti del Dipartimento di Difesa del Suolo - Cosenza.

BILOTTA E. (1983, b) - *Contributo allo studio della resistenza al taglio di argille a scaglie con prove di laboratorio.* Atti del Dipartimento di Difesa del Suolo - Cosenza.

BJERRUM L., BREKKE T. L., MOUM J., SELMER-OLSEN R. - *Some Norwegian Studies and Experiences with Swelling Materials in Rock Gouges.* Norwegian Geotechnical Institute Publication n. 57.

CASAGRANDE A., FADUM R. R. (1940) - *Notes on soil testing for engineering purposes.* Soil Mechanics Series n. 8, Harvad University.

D'ELIA B. (1977) - *Geotechnical complexity of some italian variegated clay shales.* Proceed. Int. Symp. The Geotechnics of Structurally Complex Formation, Vol. 2. Capri.

IPPOLITO F., D'ARGENIO B., PESCATORE T., SCANDONE P. (1975) - *Structural stratigraphic units and tectonic framework of Southern Appenines.* C. Squyres ed., Geology of Italy, Earth Sci. Soc. Lybian Arabic Republic.

KEZDI A. - *Handbook of soil Mechanics Soil Testing.* Vol. 2 ed. Elsevier 1980.

LADD C. C. (1967) - *Strength and Compressibility of Saturated Clays.* Pan American Soils Course, Universidad Catolica Andres Bello, Caracas.

LAMBE T. W., WHITMAN R. V. (1969) - *Soil Mechanics* John Wiley & Sons, Inc.

MESRI G., GODLEWSKI P. M. (1977) - *Time-and stress-compressibility interrelationship.* Journal of Geotechnical Engineering division, may 1977.

MESRI G., ULLRICH C. R., CHOI Y. K. (1978) - *The rate of swelling of overconsolidated clays subjected to unloading.* Geotechnique 28, n. 3.

PELLEGRINO A., PICARELLI L. (1982) - *Formazioni argillose intensamente tettonizzate. Contributo alla caratterizzazione geotecnica.* Progetto Finalizzato Conservazione del Suolo - Fenomeni Franosi, Roma.

RUGGIERI G., SPROVIERI R. (1970) - *Marne di S. Cipirello. Studi illustrativi della carta geologica d'Italia.* Formazioni Geologiche IV.

SIMPSON B., CALABRESI G., SOMMER H., WALLAYS M., (1979) - *Design parameters for stiff clays.* VII European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Vol. 5 - Brighton.

SINGH R., HENCKEL D. J., SANGREY D. A. (1973) - *Shear and k_o swelling of over consolidated clay.* Proceed. VIII Int. Conf. Soil Mech. Foun. Eng., Mosca, Vol. 1-2.

YUDHBIR (1980) - *Rebound characteristics of overconsolidated clays and clay shales.* Proceed. Int. Symp. on Landslides, New Dheli, Vol. I.

SUMMARY

This paper presents some experimental data on the compressibility, the consolidation and the swelling of stiff, highly fissured clays. Oedometric tests have been carried out on undisturbed samples coming from two sites of Southern Italy: Piano del Campo near S. Cipirello (Sicily) and Brindisi di Montagna (Basilicata). The Piano del Campo clay shales, indicated by « PC », belong to the S. Cipirello Marls (Miocene Medio-Serravalliano); the Brindisi di Montagna clay shales, indicated by « BM », belong to the Red Flysch of the Lagonegro Unit.

The scales shape, size and consistence are very variable in both sites. The experimental program has been carried out on specimens having flat scales about one millimeter thick, though sometimes containing separated larger scales.

As it is known, for such a material the grain size and the Atterberg limits are markedly influenced by the technique of disaggregation adopted. The average values of the main index properties obtained by the conventional (ASTM) testing technique are given in Tab. I (« A » technique); in the same table, the grain size and the Atterberg limits obtained by a prolonged spatula working disaggregation procedure (« B » technique) are reported as well.

N. 18 oedometric tests have been performed. The load on the specimen has been increased to $\sigma'_{v\,max} = 5$ MPa adopting a load increment ratio $\Delta\sigma_v / \sigma_{vi} = 1$. The load has subsequently been decreased to 0.01 MPa (unloading decrement ratio $\Delta\sigma_v / \sigma_{vf} = 1$; only for some BM specimens $\Delta\sigma_v / \sigma_{vf} = 3$ was adopted). Each unloading was sustained for 10.000 minutes at least; at high O.C.R. values, the swelling time has been increased and the swelling has been measured up to 100.000 min in order to follow accurately the trends of the long term swelling index C_{as}.

A description of the tests performed is shown in Tab. II; as for the BM clays, where the scales are regularly oriented, BM-P specimens, having scales orientation parallel to the load direction, have been examined separately from BM-N specimens, having scales orientation perpendicular to it.

Compressibility. The initial porosity of the specimens appears to be influenced by the loosening of the scales during laboratory sampling and by other accidental faults. The influence of such a variation of porosity from the in situ value on the experimental results cannot be easily evaluated. High values of the immediate settlement « Δw_o » (figs. 1 and 3, a) may depend on such a variation. The curves of the accumulated immediate settlements for the various specimens, and the corresponding values of the saturation degree « S », are shown in fig. 1; in fig. 1, b two typical curves of the accumulated immediate swelling (specimens BM-8 and BM-9) have also been plotted. Such figures show that the immediate settlements increase with decreasing values of S, which is markedly influenced by the scales orientation and, consequently, on the disturbance due to the specimens preparation in laboratory.

In fig. 2, b the curves of the accumulated irreversible settlements $w^{i}_{o,ir}$ measured after cycles of nearly instantaneous loading-unloading (see fig. 2, a) on specimens BM8 and 9, have been compared with the immediate settlements of the fig. 1; figure 2, b shows that a large amount of the immediate settlement of the fig. 1 is irreversible.

From such figures, it appears that if the immediate irreversible settlements are due to the porosity variation, the in situ porosity may be assumed to be lower than the initial specimen porosity (5÷6% variation of n).

The oedometric curve (e—log σ'_v) obtained eliminating the immediate irreversible settlements (dotted line) is compared with the one (marked line) obtained from the total settlements measured on specimen BM8, in fig. 3, b; for low values of the laod, the compression indexes C_c obtained from the former curve result significantly lower than the values extimated from the latter (maximum variations up to 50%).

Consolidation. The experimental relationship between the « primary » consolidation coefficient « c_v » and the consolidation pressure, have been shown in fig. 4; the curves are in good agreement with the experimental evidence available for other stiff clays; the scatter of data is partly due to the microfessures opening.

In fig. 5 the values of the secondary compression rate C_α are plotted versus the consolidation pressure σ_{vf}; the results of the second series of BM specimens (fig. 5, b) appear to be in better agreement with the experimental evidence available in the literature for other stiff clays: $C_\alpha \simeq$ constant for $\sigma'_{vf} > 2\sigma'_c$, where σ'_c is the preconsolidation pressure; $C_\alpha < 0.001$ for $\sigma'_{vf} \langle\langle \sigma'_c$ and $C_\alpha > 0.005$ for $\sigma'_{vf} > 2\sigma'_c$.

Correlation between C_α and C_c. The C_α values for PC and BM specimens are illustrated in fig. 6 versus the compression index C_c; it may be observed that the experimental relationships are not linear and it always results $C_\alpha / C_c < 0.025$. For the second laoding cycle of specimens PC6 and PC7, such relationships appear to be linear; besides, if C_c indexes of specimens BM7 and BM9 are estimated by the oedometric curves eliminating the immediate irreversible settlements, the relationship approaches to $C_\alpha = 0.025\ C_c$.

Swelling. The swelling has been examined by analyzing both the unloading behaviour of the specimens preloaded in laboratory to $\sigma'_{v\,max} = 5$ MPa and the swelling pressures measured on the natural specimens by using the Geonor apparatus.

The swelling behaviour of the natural specimens preloaded to 5 MPa is in good agreement with the experimental evidence available for other stiff clays:

— the oedometric unloading curve (e-log σ'_v) intersects the loading curve only for specimens having higher in situ preconsolidation pressures; the influence of variation of the $\sigma'_{v\,max}$ has not been examined;

— the secondary swelling index $C_{\alpha s}$ can increase with time, as already shown by MESRI *et al.* (1978);

— the primary swelling index C_s approaches the highest values at overconsolidation ratio O.C.R. $\simeq 30 \div 40$ for PC specimens, while at O.C.R. $\simeq 10 \div 15$ for BM specimens; correspondently, the primary swelling coefficient c_{vs} approaches the lowest values;

— the $C_{\alpha s}/C_s$ ratio reported versus O.C.R. values in fig. 11, increases with increasing O.C.R. as already known from experimental evidence on clay shales [MESRI *et al.*, 1978].

The swelling pressures measured by means of the Geonor apparatus on BM natural specimens, are markedly scattered; they increase from 0.06 to 0.16 MPa with decreasing initial porosity e_o and with increasing saturation degree S. The macro and microstructure of specimens influence the scatter of data; the former one is affected by the microfessures opening due to the laboratory preparation. The role of such disturbance will be analysed in a subsequent step of the research on the factors influencing the swelling of natural specimens not preloaded in laboratory.