

Il coefficiente di spinta a riposo delle argille azzurre subappennine di Matera

C. CHERUBINI*, C.I. GIASI*, F.M. GUADAGNO**

SOMMARIO: La valutazione del coefficiente di spinta a riposo K_0 è di rilevante importanza per la soluzione di molti problemi di Geotecnica. Tuttavia, la sua determinazione costituisce uno dei problemi più significativi in Meccanica dei Terreni in quanto tale coefficiente non dipende solo dal tipo di terreno ma anche dalla storia tensionale che tale terreno ha subito.

Il presente lavoro effettua un'approfondita disamina delle possibili soluzioni per il calcolo di K_0 offerta dalla letteratura scientifica, distinguendo il caso dei terreni coesivi da quelli incoerenti nonché il caso dei terreni normalconsolidati da quelli preconsolidati. La parte sperimentale della memoria riguarda la determinazione del coefficiente di spinta a riposo svolta su alcuni campioni di Argille Azzurre Subappennine, prevalenti nell'ambito della Città di Matera.

1. Premessa

Con la presente nota si intende portare un contributo alla conoscenza del coefficiente di spinta a riposo per i terreni argillosi che affiorano in Italia. In particolare, dopo aver passato in rassegna le espressioni di calcolo più in uso, si commentano alcuni risultati sperimentali ottenuti sottoponendo a prove per la determinazione del coefficiente di spinta a riposo alcuni campioni di Argille Azzurre prelevati nel centro urbano di Matera.

2. Il coefficiente di spinta a riposo

Come è noto, lo stato tensionale in un qualunque punto di un terreno dipende dal peso proprio del terreno, dalla sua storia tensionale, dalla posizione della falda e dai carichi esterni.

Mentre non esistono problemi per la determinazione della tensione verticale, maggior complessità riserva la determinazione della tensione orizzontale σ'_{ho} , in quanto essa dipende dalla storia tensionale del deposito, rimanendo comunque proporzionale alla tensione verticale in base alla relazione

$$\sigma'_{ho} = K_0 \sigma'_{vo} \quad (1)$$

Il coefficiente K_0 è un coefficiente di spinta a riposo la cui definizione presuppone l'ipotesi che non ci siano deformazioni laterali ($\epsilon_k = 0$), situazione che si verifica nei terreni sedimentari, aventi origine da accumulo successivo secondo piani orizzontali per i quali non ci sono state deformazioni laterali a causa della simmetria.

Se il terreno fosse un materiale ideale, perfettamente elastico, allora K_0 sarebbe notoriamente una funzione del modulo di Poisson ν , ossia

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (2)$$

* Istituto di Geologia Applicata e Geotecnica. Università di Bari.

** Dipartimento di Geofisica e Vulcanologia. Università di Napoli.

In natura però i terreni non sono elastici e non possiedono un valore di ν ben definito, per cui K_0 può determinarsi solo per via sperimentale.

La figura n. 1, schematizza la storia dei carichi subita da un terreno omogeneo, e mostra l'esteso campo di variazione di K_0 in funzione del grado di consolidazione ($OCR > 1$). La linea OA che rappresenta il caricamento vergine del terreno durante la fase di deposito in condizioni di normalconsolidazione, conferma la costanza di K_0 in questa fase. Se per qualsivoglia motivo si riduce la tensione verticale continuando ad impedire la deformazione laterale, il diagramma in Fig. 1 segue l'andamento della curva di sovraconsolidazione ABC. In questa fase K_0 aumenta al crescere di OCR fino a raggiungere un valore massimo oltre cui si ha rottura.

Durante un successivo ricaricamento, il punto rappresentativo dello stato tensionale si sposta lungo la curva CD in Fig. 1. Scaricamenti e caricamenti successivi a quelli appena considerati, danno luogo a percorsi delle tensioni compresi all'interno del ciclo ABCDA.

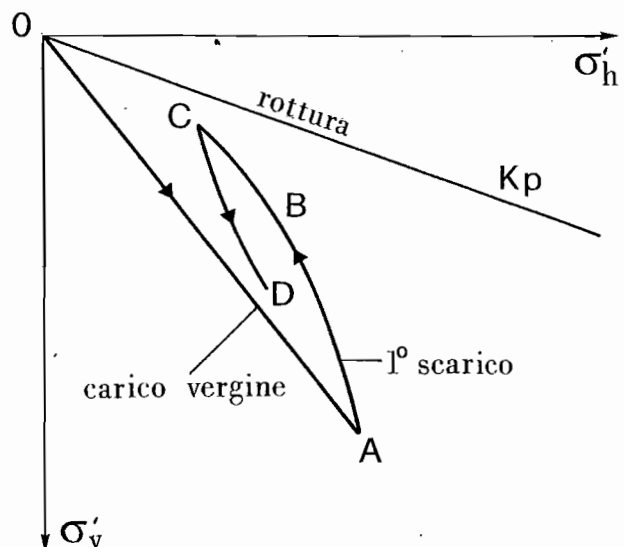


Fig. 1 - Storia tensionale semplificata subita dal terreno nelle condizioni K_0 .

3. Terreni normalconsolidati

Se un terreno perviene in condizioni di normale sedimentazione, sotto l'effetto del peso proprio ad una condizione di equilibrio, esso verrà detto normal consolidato (NC). In queste condizioni, durante la fase di consolidazione dovuta al carico degli strati sovrastanti, un generico elemento di terreno subisce una compressione assiale senza deformazioni laterali.

In questa condizione di normal consolidazione per le argille e le sabbie sciolte, TERZAGHI nel 1925 fornì dei valori indicativi del coefficiente K_o che non si discostano mai molto dal valore 0,5, con piccole variazioni in difetto ($0,45 \div 0,50$) nel caso di sabbie sciolte o in eccesso nel caso di materiali coesivi ($0,5 \div 0,65$). D'altra parte, tale valore di K_o ha incontrato vasta conferma nei risultati sperimentali di un ampio numero di studiosi che hanno ritenuto rappresentativo il valore $K_o = 0,5$ per qualsivoglia materiale NC.

Varie sono le relazioni empiriche che la letteratura offre al riguardo: numerosi ricercatori hanno suggerito di correlare il valore di K_o (NC) al limite liquido, alla frazione argillosa, al coefficiente di uniformità, all'indice dei vuoti o ad altre proprietà indici del terreno.

Tuttavia, MAYNE e KULHAWY, [1982] hanno evidenziato, in seguito alla determinazione dei valori di K_o (NC) su oltre 170 tipi diversi di terreni coesivi e non coesivi, che non vi è alcuna relazione tra il valore di K_o per i terreni NC e le altre proprietà anzi dette. Gli stessi Autori hanno invece evidenziato che nel caso dei terreni NC, per la determinazione di K_o (NC) si presta molto bene la formula di JAKY [1944] che rappresenta una fra le relazioni più note e più usate e lega il valore di K_o all'angolo di resistenza al taglio φ' , espresso in termini di tensioni effettive:

$$K_o \text{ (NC)} = \left(1 + \frac{2}{3} \text{sen } \varphi'\right) \left(\frac{1 - \text{sen } \varphi'}{1 + \text{sen } \varphi'}\right) \quad (3)$$

Questa formula, spesso viene semplificata per le sabbie nella espressione:

$$K_o \text{ (NC)} = 1 - \text{sen } \varphi' \quad (4)$$

e per le argille nella:

$$K_o \text{ (NC)} = 0,95 - \text{sen } \varphi' \quad (5)$$

La formula (4) consente di ipotizzare una dipendenza di K_o (NC) dalla densità relativa come ha avuto modo di esporre BELLOTTI *et al.* [1985].

D'altra parte, il diagramma in figura 2, riproponendo una sintesi dell'indagine eseguita dai già citati MAYNE e KULHAWY, mostra l'attendibilità della relazione lineare tra K_o (NC) e $\text{sen } \varphi'$ proposta da JAKY per una serie di terreni coesivi ed incoerenti normal consolidati.

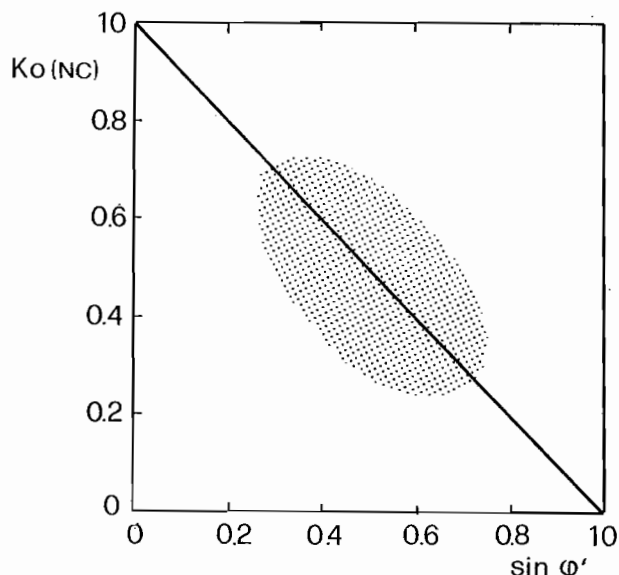


Fig. 2 - Relazione osservata tra K_o (NC) e $\text{sen } \varphi'$ per terreni coesivi ed incoerenti. I risultati sperimentali sono sintetizzati nella campitura grigia.

Altre espressioni di K_o in funzione dell'angolo di resistenza al taglio φ' , valide per ogni tipo di terreno NC, sono quella proposta da WENKOW [1979]

$$K_o \text{ (NC)} = \sqrt{K_a} = \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{2}\right) = 1 - \tan \varphi', \quad (6)$$

la relazione di HENDRON [1963]

$$K_o \text{ (NC)} = \frac{1}{2} \left[\frac{1 + \frac{\sqrt{6}}{8} - \frac{3\sqrt{6}}{8} \text{sen } \varphi'}{1 + \frac{\sqrt{6}}{8} + \frac{3\sqrt{6}}{8} \text{sen } \varphi'} \right], \quad (7)$$

l'espressione proposta da WIERZBICKI, (Ved. RYM-SZA 1979)

$$K_o \text{ (NC)} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'}{3}\right), \quad (8)$$

quella proposta da ROWE [1957], ABDELHAMID e KRIZEK [1976]

$$K_o \text{ (NC)} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi'_{em}}{2}\right), \quad (9)$$

dove:

$$\varphi'_{em} \simeq \varphi'_e$$

e

$$\varphi'_e = 1,15 (\varphi - 9^\circ)$$

infine la relazione di FRASER, (Ved. VERDEYEN *et al.* 1971).

$$K_o \text{ (NC)} = 0,9 (1 - \text{sen } \varphi') \quad (10)$$

Molte altre espressioni, valide per i terreni coesivi, correlano empiricamente K_o (NC) con l'indice di plasticità I_p , come ad esempio quella proposta da MASARSCH [1979]:

$$K_o \text{ (NC)} = 0.44 + 0.42 \frac{I_p}{100} \quad (11)$$

le relazioni di BROOKER e IRELAND [1965]

$$0 \leq I_p \leq 40 \quad K_o \text{ (NC)} = 0.4 + 0.007 I_p \quad (12a)$$

$$40 < I_p \leq 80 \quad K_o \text{ (NC)} = 0.68 + 0.001(I_p - 40) \quad (12b)$$

quella fornita da ALPAN [1967]:

$$K_o \text{ (NC)} = 0.19 + 0.233 \log I_p \quad (13)$$

ed infine quella di LEE e JIN [1979]:

$$K_o \text{ (NC)} = 0.24 + 0.31 \log I_p \quad (14)$$

Nelle figure 3 e 4 sono sintetizzati graficamente gli andamenti delle principali relazioni fin qui richiamate, per tutti i tipi di terreni normal consolidati.

4. Terreni sovraconsolidati

Nel caso di terreni sovraconsolidati il valore di K_o (OC) dipende dalla storia tensionale subita dal terreno. Quest'ultima è descritta in termini quantitativi dal grado di consolidazione OCR, detto anche «rapporto di sovraconsolidazione», che misura il rapporto tra la massima tensione verticale effettiva subita dal terreno ad una fissata profondità z e la tensione verticale effettiva attuale.

Alcuni ricercatori, tra cui BROOKER e IRELAND [1965], SHERIF e KOCH [1970], DAYAL *et al.* [1970], in base ai risultati sperimentali, hanno proposto diverse relazioni tra il valore di K_o (OC) e OCR, durante la fase di scarico (tratto AC in figura 1).

In particolare, secondo SCHMIDT [1966] e PRUSKA [1973], la relazione tra K_o (OC) e OCR può essere espressa dalla:

$$\frac{K_o \text{ (OC)}}{K_o \text{ (NC)}} = \text{OCR}^n, \quad (15)$$

dove n è il coefficiente definito dalla figura 5 per le sabbie in funzione dell'angolo d'attrito ϕ' e dalla fi-

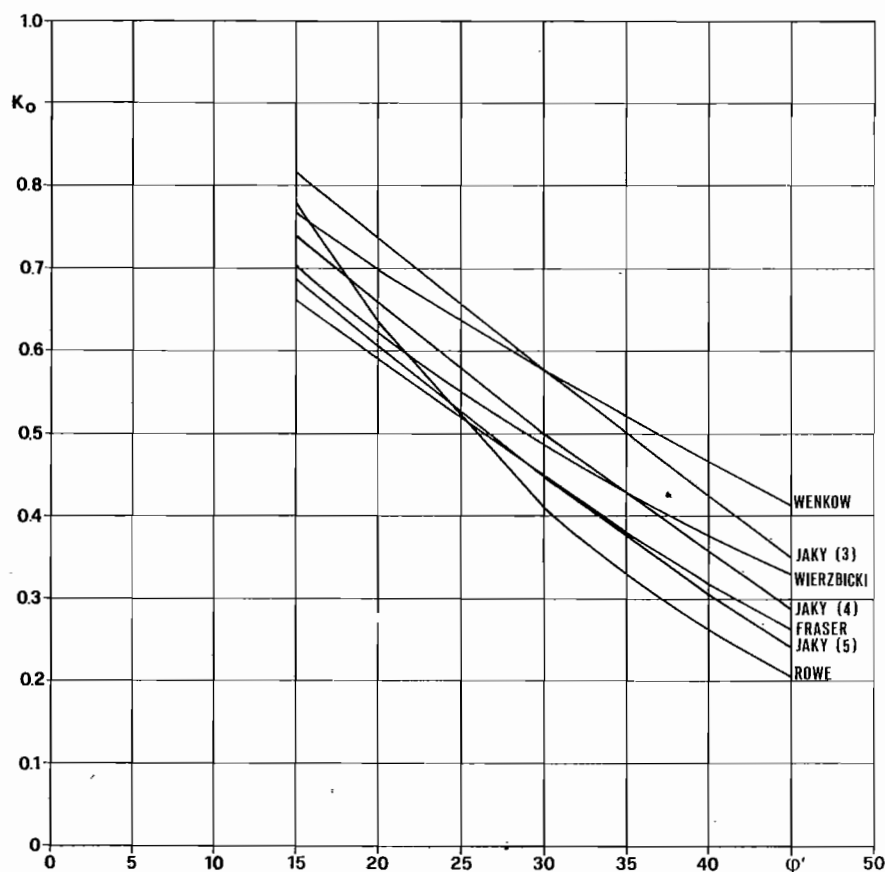


Fig. 3 - Relazioni K_o (NC) - ϕ' usualmente adottate per terreni normalconsolidati.

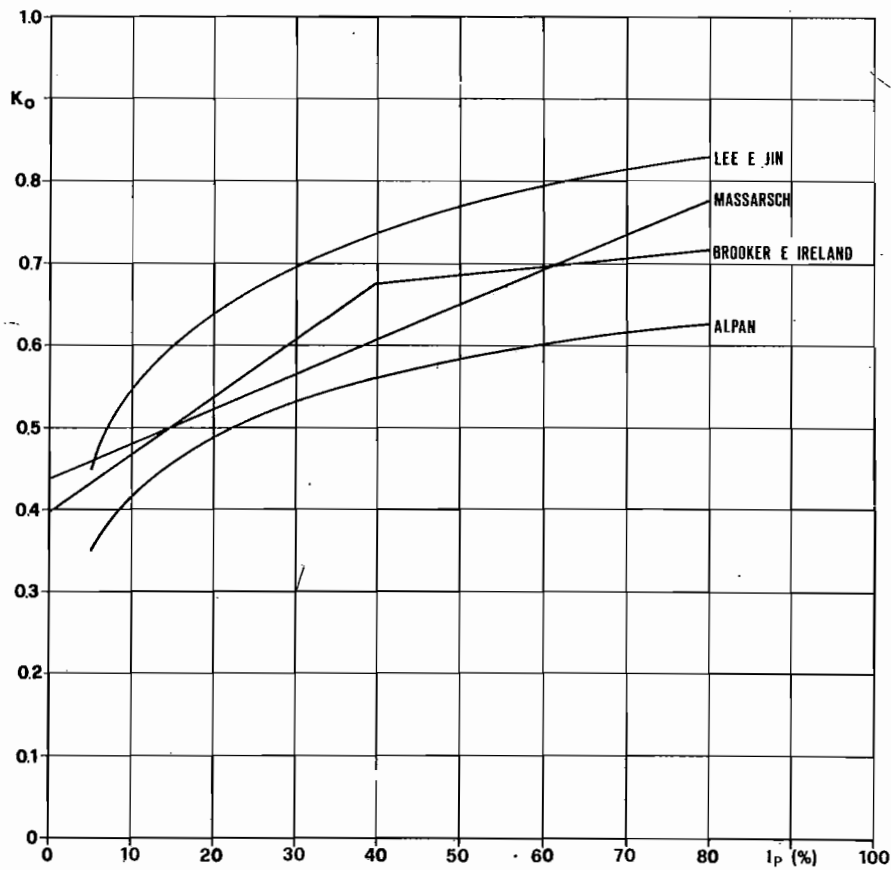


Fig. 4 - Relazioni K_o (NC) - I_p usualmente adottate per terreni coesivi normalconsolidati.

gura 6 per argille in funzione dell'indice di plasticità. In base ad esperienze acquisite su una trentina di argille di bassa sensitività JAMIOLKOWSKI *et al.* [1979] indicano per n un valore di $0,46 \pm 0,06$.

L'espressione (15) esprime la correzione da apportare al valore di K_o calcolato per i terreni normal consolidati per tener conto della sovraconsolidazione.

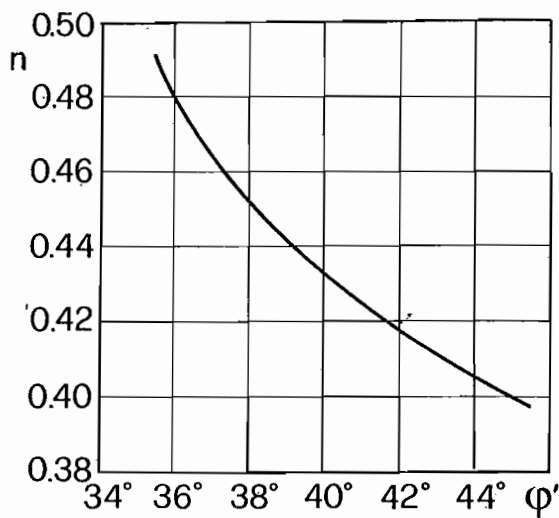


Fig. 5 - Coefficiente n in funzione di ϕ' .

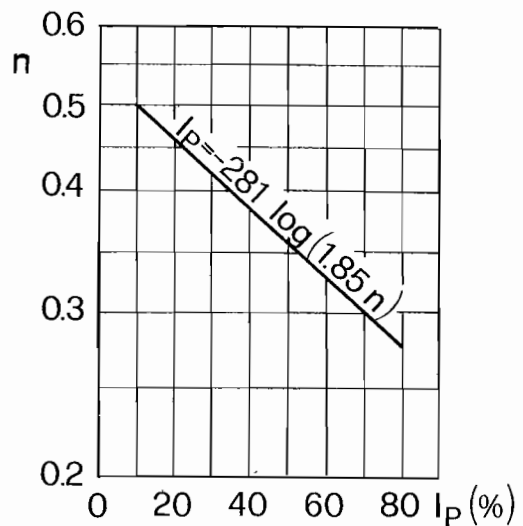


Fig. 6 - Coefficiente n in funzione di I_p .

MAYNE e KULHAWY [1982], in base al già citato studio statistico sui dati di prove di laboratorio su 170 tipi diversi di terreni, in situazioni di carico-scarico, sono pervenuti alla definizione della stessa precedente relazione fornendo però per l'esponente n dei valori medi ottenuti da analisi di regressione

lineare per quei terreni considerati in cui generalmente $OCR \leq 15$; secondo questo studio, per argille e sabbie si può considerare per n un valore medio di 0,509 con una deviazione standard di 0,134.

Molti studi condotti al riguardo, suggeriscono relazioni tra il parametro n e altre proprietà indici del terreno quali la frazione argillosa, LL, o l'attività.

Una relazione che lega unicamente n all'angolo di attrito effettivo del terreno è stata proposta da SCHMIDT [1966]:

$$n = \text{sen } \varphi' \quad (16)$$

che fornisce i limiti teorici superiori ed inferiori del parametro a riposo allo scarico, poiché:

$$0 \leq n \leq 1,$$

Che $n \leq 1$ fosse il limite superiore più ragionevole, si trova anche in accordo con quanto è emerso da uno studio condotto sull'argomento da TAVENAS [1975].

La definizione analitica dei risultati ottenuti dallo studio statistico precedentemente citato fornisce le espressioni

$$n = 0.018 + 0.974 \text{ sen } \varphi' \quad (17)$$

$$n = 0.929 - 0.852 K_o(\text{NC}) \quad (18)$$

con coefficienti di correlazione rispettivi di 0,671 e 0,720. Da un confronto tra le relazioni (16) e (17) emerge che esse sono più o meno uguali e ciò induce a pensare che durante la fase di carico-scarico il $K_o(\text{OC})$ può essere semplicemente legato a φ e OCR tramite la relazione

$$K_o(\text{OC}) = (1 - \text{sen } \varphi') \text{OCR}^{\text{sen } \varphi'} \quad (19)$$

Qualora il grado di preconsolidazione sia modesto ($OCR = 4 \div 5$), il valore di $K_o(\text{NC})$ è prossimo all'unità, data la quasi linearità del diagramma di scarico. In queste circostanze WROTH [1975] propone l'utilizzo della teoria della elasticità che fornisce l'espressione:

$$K_o(\text{OC}) - \text{OCR} = K_o(\text{NC}) - \frac{V}{1-V} (\text{OCR} - 1) \quad (20)$$

È evidente che $K_o(\text{OC})$ aumenta con il rapporto di sovraconsolidazione fino ad un limite superiore che ragionevolmente può ritenersi essere il coefficiente di spinta passiva K_p (Fig. 1). Questo stabilisce anche un valore limite di OCR oltre il quale le condizioni a riposo vengono meno e viene mobilitata la pressione passiva.

Se si assegna a K_p il valore di Rankine, il valore

limite di OCR in condizioni a riposo, ponendo $K_o(\text{OC}) = K_p$, è dato da:

$$\text{OCR}_{\text{LIM}} = \left[\frac{1 + \text{sen } \varphi'}{(1 - \text{sen } \varphi')^2} \right] \frac{1}{\text{sen } \varphi'} \quad (21)$$

A riguardo SKEMPTON [1961] ha condotto studi sulla London Clay osservando che i valori di K_o crescono fino ad un grado di sovraconsolidazione pari a 25 e decrescono per valori più alti di OCR, suggerendo in tal caso, l'insorgenza di fenomeni di rottura passiva.

Vale la pena infine citare che POULOS e DAVIS [1980] propongono una espressione approssimata di $K_o(\text{OC})$ pari a:

$$K_o(\text{OC}) = K_o(\text{NC}) \sqrt{\text{OCR}} \quad (22)$$

Durante la fase di ricarico (tratto CD in Fig. 1), WROTH [1975] sulla base di risultati ottenuti su 15 tipi di terreno, propone un interessante approccio empirico basato sulla considerazione che la quasi linearità del tratto CD comporta una relazione ugualmente lineare tra σ'_h e σ'_v in modo che:

$$\sigma'_h - \sigma'_{h \text{ min}} = m_r (\sigma'_v - \sigma'_{v \text{ min}}), \quad (23)$$

in cui m_r è una costante chiamata «coefficiente di ricarico» e $\sigma'_{h \text{ min}}$ e $\sigma'_{v \text{ min}}$ si riferiscono al punto C in figura 1.

Se si definisce il nuovo parametro legato alla storia tensionale:

$$\text{OCR}_{\text{max}} = \frac{\sigma'_{v \text{ max}}}{\sigma'_{v \text{ min}}}, \quad (24)$$

si può ancora scrivere:

$$\frac{\sigma'_{h \text{ min}}}{\sigma'_{v \text{ min}}} = K_o(\text{NC}) (\text{OCR}_{\text{max}})^n \quad (25)$$

Quindi il valore di K_o durante il ricarico si può esprimere come:

$$K_o(\text{OC}) = K_o(\text{NC}) \left(\frac{\text{OCR}}{\text{OCR}_{\text{max}} (1-n)} \right) + m_r \left(1 - \frac{\text{OCR}}{\text{OCR}_{\text{max}}} \right) \quad (26)$$

Il coefficiente m_r è una funzione di φ' o di $K_o(\text{NC})$ secondo la:

$$m_r = \frac{3}{4} (1 - \text{sen } \varphi') = \frac{3}{4} K_o(\text{NC}) \quad (27)$$

Dalle relazioni precedentemente viste, è possibile definire per $K_o(\text{OC})$ la seguente equazione funzione della storia tensionale:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \left[\left(\frac{OCR}{OCR_{max} (1 - \sin \varphi')} \right) + \frac{3}{4} \left(1 - \frac{OCR}{OCR_{max}} \right) \right] \quad (28)$$

L'equazione (28) è generale e può essere applicata anche nelle fasi di primo carico e scarico richiedendo solo la conoscenza di OCR_{max} e di φ' . Per terreni sovraconsolidati $OCR_{max} = OCR = 1$ e l'equazione (28) si semplifica nella (4). Per terreni preconsolidati, durante lo scarico $OCR_{max} = OCR$ e l'equazione (28) si riduce alla (19).

SCHMIDT [1966] per eliminare delle incongruenze presenti nell'equazione (28), propose la seguente espressione rappresentativa di una linea retta fra i punti $OCR = OCR_{max}$ e $OCR = 1$, cioè, tra il minimo ed il massimo livello tensionale:

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi'}{OCR_{max} - 1} (OCR_{max} - OCR + (OCR - 1) OCR_{max}^n), \quad (29)$$

5. Caratteri geologici e geotecnici delle argille azzurre della città di Matera

L'abitato della città di Matera è ubicato al margine orientale della Fossa Bradanica. Questa struttura tettonica, impostatasi nel Pliocene medio in connessione con gli ultimi movimenti traslativi della Catena appenninica verso l'Avanpaese pugliese, costituì un'ampia struttura depressa ove si depositarono, su un substrato costituito dai calcari mesozoici murgiani, sedimenti clastici prevalentemente argillosi (Argille subappennine). In particolare, nell'area in esame le argille si presentano con il tipico colore grigio-azzurro, giallastro quando soggette ad alterazione, generalmente monotone ed a stratificazione indistinta. A luoghi, sottili intercalazioni sabbiose, silteose o tefritiche ne evidenziano la giacitura.

Precedenti studi hanno illustrato variazioni significative delle proprietà indice della formazione ar-

gillosa [CHERUBINI *et al.* 1984]. Tali variazioni sono da connettersi alla differente composizione di questi materiali legata alla diversa natura e distribuzione areale delle rocce madri (prevalentemente flyscioidi, argillose e calcaree quelle appenniniche, totalmente calcaree quelle apule), ai differenti trasporti solidi operati dai corsi d'acqua provenienti dall'area appenninica e da quella murgiana, alla redistribuzione dei sedimenti indotta dalle correnti del «mare bradanico».

La variabilità dei comportamenti geotecnici delle argille bradaniche è evidenziata, seppur parzialmente, dalla carta di plasticità di fig. 7. In essa sono a confronto i caratteri di plasticità di campioni provenienti da varie località della parte più centrale della Fossa Bradanica.

Come si può osservare, le argille dell'area di Matera studiata (via Dante) ricadono nel campo caratteristico delle argille inorganiche ad alta plasticità, discostandosi leggermente dall'insieme dei dati della zona bradanica.

I suddetti campioni hanno evidenziato una successione argillosa sostanzialmente omogenea, almeno per le profondità investigate, sia dal punto di vista delle caratteristiche fisico-volumetriche sia da quello dei parametri indice fondamentali (Fig. 8).

Alcune prove di taglio diretto consolidate-drenate eseguite su queste argille hanno fornito i seguenti risultati:

- angolo d'attrito efficace variabile da 19,5° a 21°;
- coesione efficace variabile da 31 a 37 Kpa.

È da sottolineare, comunque, che fino a profondità di 6-8 metri dal p.c. sono stati rinvenuti segni di localizzati fenomeni di «weathering» rappresentati da tipica colorazione giallastra, in particolare lungo le discontinuità. Per profondità maggiori di

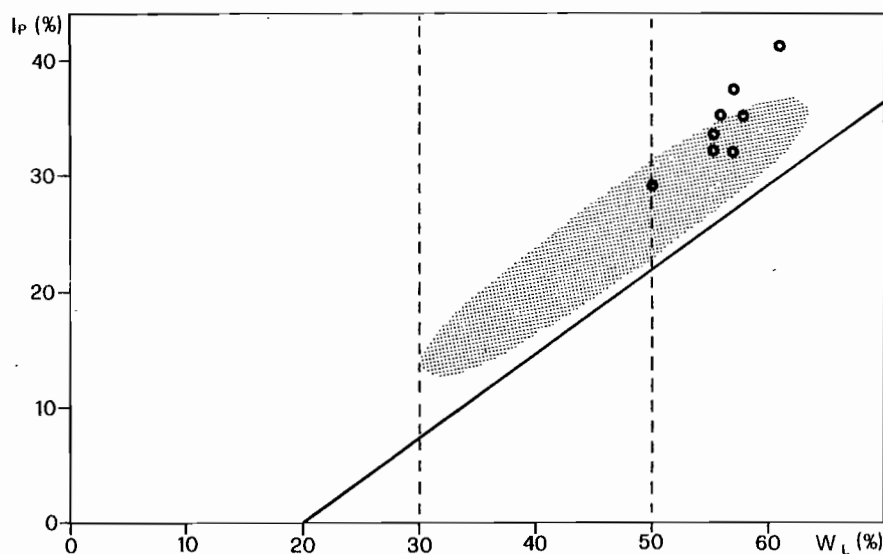


Fig. 7 - Carta di plasticità per le argille azzurre della Fossa Bradanica (campo grigio). I pallini indicano i valori riscontrati per le Argille di Matera.

quelle precedentemente indicate, i terreni sono stati rinvenuti praticamente integri e con il tipico colore grigio-azzurro. Alcuni dei campioni riportati nella fig. 8 sono stati successivamente sottoposti a prove per la determinazione del K_0 .

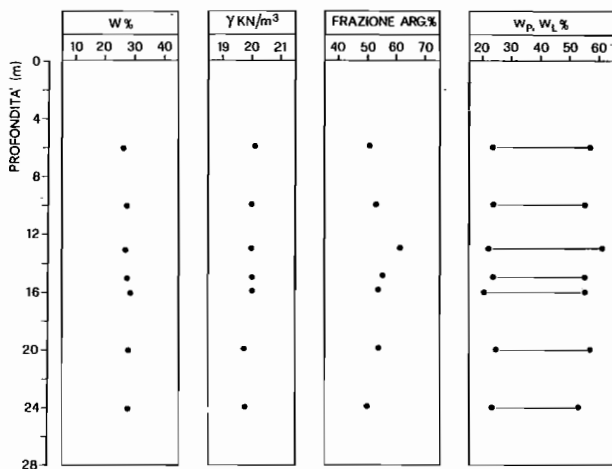


Fig. 8 - Colonna geotecnica delle argille di Matera (Via Dante).

6. Risultati sperimentali

I campioni prelevati alle profondità indicate in tabella I sono stati sottoposti a prove di consolidazione idraulica con misura del coefficiente di spinta K_0 . Nella medesima tabella sono riportati i valori del-

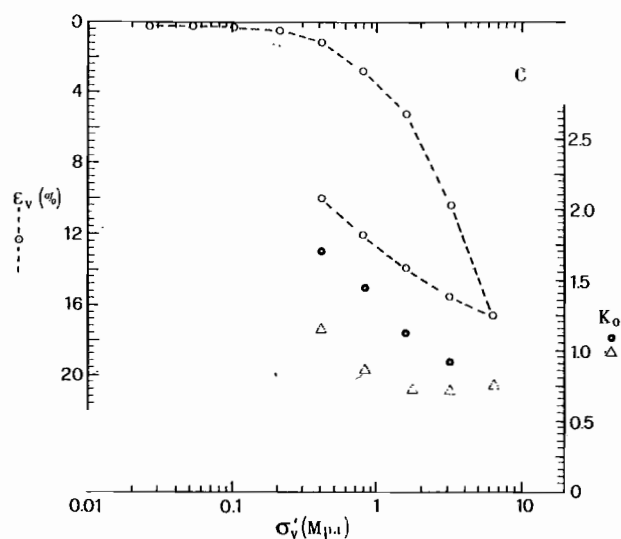
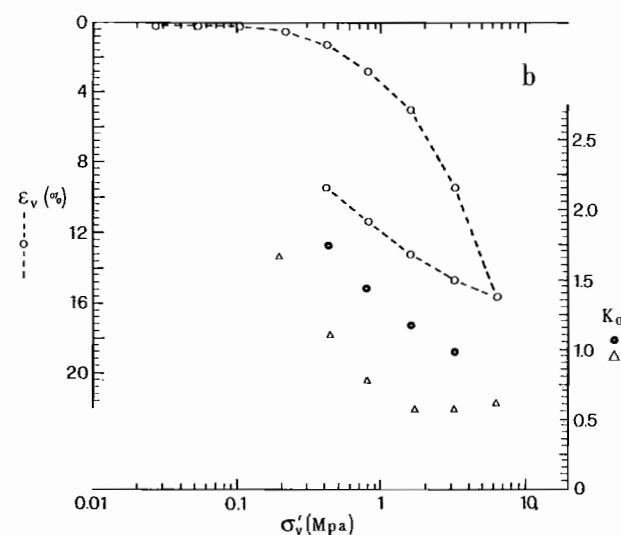
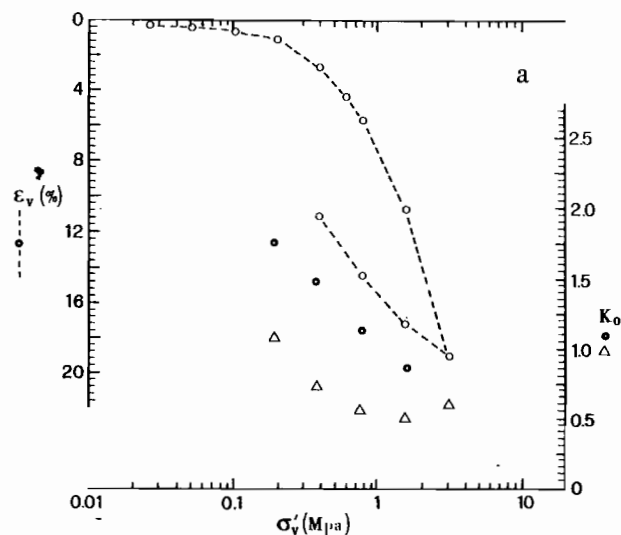
Tabella I - Dati generali sui campioni sottoposti a prova per la determinazione del K_0 .

Sigla riconoscimento campione.	Profondità (m)	p (Mpa)	OCR
a	10,30	0,8	4,0
b	16,00	1,8	5,1
c	13,30	1,5	5,5
d	6,30	0,6	5,0
e	20,40	1,5	3,8

la pressione di sovraconsolidazione, nonché quelli del grado di sovraconsolidazione OCR, determinati con il metodo di Casagrande sulla base delle curve edometriche riportate nelle figure 9 a-e relative ai campioni analizzati. Nelle figure sono anche indicati i valori di K_0 misurati nelle fasi di carico e scarico.

L'analisi dei valori evidenzia, come era lecito attendersi, il progressivo aumento della pressione di sovraconsolidazione e la diminuzione dell'OCR con l'incremento delle tensioni litostatiche.

Per quanto attiene ai valori di K_0 durante la fase di carico, si può osservare che la disposizione dei punti è influenzata dalla storia tensionale subita dai materiali. Infatti, ove le pressioni di prova sono superiori ai valori del carico di preconsolidazione, i coefficienti K_0 determinati tendono ad assumere un



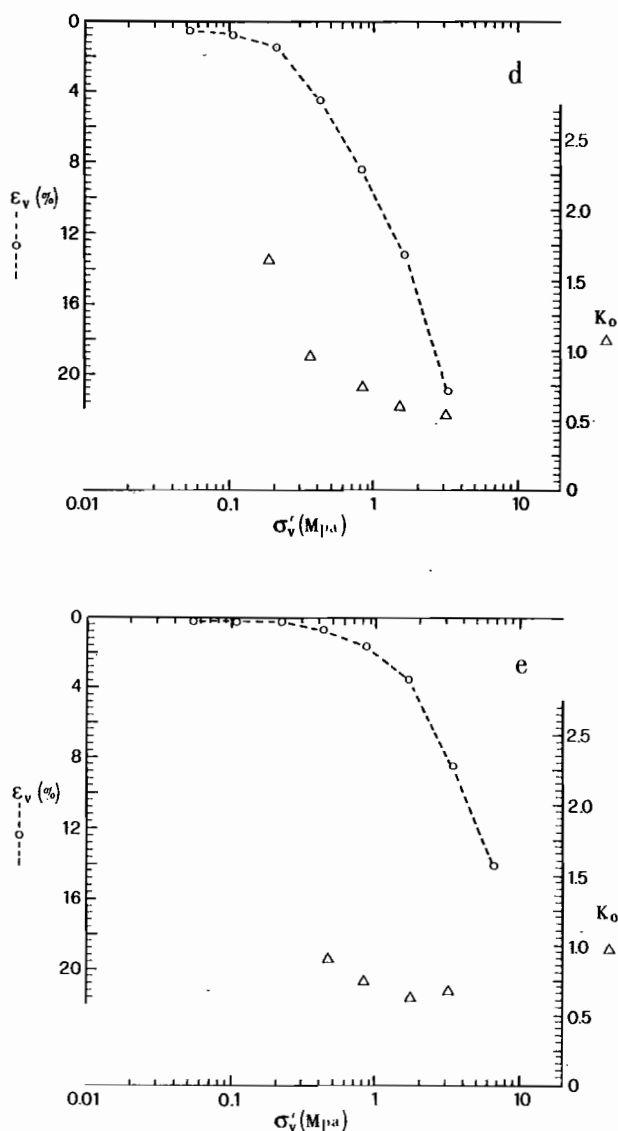


Fig. 9a,b,c,d,e - Curve edometriche accoppiate all'andamento di K_0 , per carico (Δ) e scarico (\bullet), in funzione della tensione verticale efficace.

valore sostanzialmente costante (cfr. fig. 9). Tali valori rientrano nel campo ristretto 0.5-0.65.

Solo per il campione prelevato alla profondità di 13.35 m sono stati riscontrati valori compresi tra 0.70 e 0.75. Sebbene permangono i dubbi derivanti dalle esperienze già ricordate di MAYNE e KULHAWY [1982], tale comportamento potrebbe essere interpretato come conseguenza delle differenti caratteristiche indice del campione esaminato. Infatti la frazione argillosa è pari al 62%, valore di gran lunga più elevato rispetto a quelli determinati sugli altri campioni; corrispondentemente anche i limiti di consistenza risultano più elevati (Fig. 8).

I valori del coefficiente K_0 determinati per pressioni inferiori a quella di sovraconsolidazione risultano, per tutti i campioni, decrescenti con l'incremento delle pressioni. Ove la determinazione ha riguardato un livello tensionale prossimo al geosta-

tico, si constata che i valori di K_0 sono nell'intorno dell'unità. Tali valori sono compatibili con le considerazioni precedentemente riportate in merito ai terreni moderatamente sovraconsolidati.

La determinazione del coefficiente K_0 durante le fasi di scarico, ha riguardato solo tre campioni, nella fattispecie quelli indicati con a, b, c in fig. 9 e nella Tab. I. Considerando quindi i campioni come sovraconsolidati fino alle pressioni massime raggiunte in prova (6 MPa), i valori K_0 misurati ed indicati nella tabella II, sono stati confrontati con quelli calcolabili attraverso la formula (15) precedentemente riportata, considerando gli opportuni valori di OCR propri di ogni «soglia di scarico». Nel calcolo dell'esponente n attraverso le differenti espressioni (16) (17) e (18) si è tenuto conto di valori dell'angolo di attrito determinati in prove di taglio diretto CD. Si constata che le differenze tra i valori K_0 così calcolati sono estremamente limitate.

Tabella II - Raffronto fra i risultati sperimentali di K_0 ed alcune delle espressioni riportate in letteratura

OCR	K_0 CALCOLATO			K_0 MISURATO		
	FORMULA			CAMPIONE		
	(16)	(17)	(18)	a	b	c
1	0.658	0.658	0.658	0.71	0.62	0.68
2	0.834	0.839	0.849	0.90	0.81	0.88
4	1.057	1.071	1.096	1.08	1.18	1.10
8	1.340	1.365	1.415	1.31	1.42	1.27
15	1.661	1.703	1.784	1.65	—	1.93

Il confronto tra i valori calcolati con quelli misurati durante le prove, fa constatare un soddisfacente accordo, in particolare se viene utilizzata la espressione (18) per il calcolo del coefficiente n . Infatti, l'analisi consente di affermare che, con l'uso di tale relazione, lo scarto percentuale massimo è di circa il 10% (Fig. 10). Mediamente il rapporto K_0 mis/ K_0 calc è pari proprio all'unità.

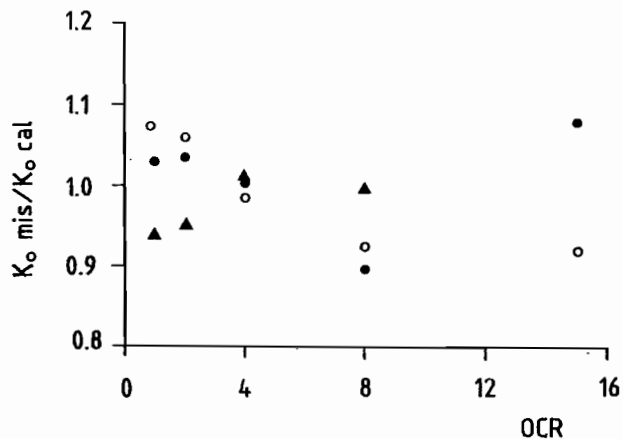


Fig. 10 - Rapporto fra K_0 misurato e K_0 calcolato in fase di scarico in funzione del grado di sovraconsolidazione.

7. Conclusioni

L'ampia ricerca bibliografica svolta ha consentito di evidenziare alcuni aspetti generali riguardanti la determinazione del coefficiente di spinta a riposo K_0 , sia per i terreni normal consolidati sia per quelli sovraconsolidati. Il confronto tra le varie formulazioni riportate induce a ritenere che i valori deducibili sono piuttosto differenti per quanto riguarda la valutazione del coefficiente di spinta a riposo per terreni normalconsolidati, mentre esiste un migliore accordo per i terreni sovraconsolidati.

Le determinazioni del coefficiente di spinta K_0 , effettuate attraverso l'utilizzo di celle idrauliche su alcuni campioni di Argille grigio-azzurre subappennine provenienti dall'area del centro abitato di Matera, hanno permesso di verificare quanto segue:

- i valori di K_0 misurati nell'ambito dei livelli tensionali geostatici, sono prossimi all'unità. Per valori delle pressioni di prova superiori a quelli di sovraconsolidazione il valore del coefficiente tende ad assumere un valore costante e nell'intorno di 0.5-0.6 e ciò in accordo con precedenti esperienze riportate in bibliografia su terreni similari.
- il confronto svolto fra i valori di K_0 misurati durante le prove di laboratorio e quelli calcolati in base ad alcuni modelli qui riportati, in particolare con l'equazione di MAYNE e KULHAWY, ha evidenziato un buon accordo tra dati sperimentali e calcolati.

Le prove necessarie per determinare il coefficiente di spinta a riposo K_0 sono state eseguite presso l'ISMES di Bergamo.

BIBLIOGRAFIA

- ABDELHAMID M.S., KRIZEK R.J., (1976) - *At rest lateral earth pressure of a consolidating clay*. J. Geotech. Eng. Div. ASCE 102 (GT7), 721-728.
- ALPAN I., (1967) - *The empirical evaluation of the coefficient K_0 and K_{or}* . Soil and Foundation 7(1), 31-40.
- BALASUBRAMANIAM A.S., BRENNER R.P., (1981) - *Consolidation and settlement of soft clay*. In: Soft Clay Engineering (Brand E.W., Brenner R.P. Editors). Elsevier Scientific Publishing Company.
- BELLOTTI R., GHIONNA V., JAMIOLKOWSKI M., (1985) - *Discussion on Ko-OCR relationships in soils by Mayne W. and Kulhawy F.H.* Asce J. Geot. Engg. Div. GT 859-861.
- BROOKER E.W., IRELAND H.O., (1965) - *Earth pressures at rest related to stress history*. Can. Geotech. J. Vol. 11 N° 1, 1-15.
- CHERUBINI C., GENEVOIS R., GUADAGNO F.M., PRESTININZI A., VALENTINI G., (1984) - *Sulle correlazioni geotecniche spaziali, l'erosione e la stabilità dei pendii dei depositi argillosi pleistocenici della Fossa Bradanica*. Geol. Appl. e Idrogeol., XVIII bis, Bari.
- DAYAL U., GAIROLA S.S., RAJU V.S., (1970) - *Coefficient of earth pressure at rest of granular soils*. Journal of the Indian Nat. Soc. of Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 9, N° 4, 371-380.
- DYVIK R., LACASSE S., MARTIN R., (1985) - *Coefficient of lateral stress from oedometer cell*. Proceedings XI ICSMFE San Francisco.
- EDIL T.B., (1982) - *Discussion on K_0 OCR relationships in soils by Mayne W. and Kulhawy F.H.* Asce J. Geot. Engg. Div. Vol. GT 861-864.
- HENDRON A.J.JR., (1963) - *The behaviour of sand in one-dimensional compression*. Ph.D. Thesis. Department of Civil Engineering University of Illinois (Urbana).
- KENNEY T.C., (1959) - *Discussion on geotechnical properties of glacial like clays by T.H. WU*. J. Soil Mech. Found. Div. Asce. 85 (SM3), 67-79.
- JAKY J., (1944) - *The coefficient of earth pressure at rest*. J. Soc. Hungarian Architects and Engineers. 78, 22, 355-358, (In Hungarian).
- JAKY J., (1948) - *Pressures in silos*. Proc. 2nd Int. Conf. Soil. Mech. Foun. Eng. Rotterdam 1, 103-107.
- JAMIOLKOWSKI M., PASQUALINI E., (1982) - *Discussion on Ko-OCR relationships in soils by Mayne W. and Kulhawy F.H.* Asce J. Geot. Engg. Div. Vol. GT, 864-866.
- JAMIOLKOWSKI M., LANCELOTTA R., MARCHETTI S., NOVA R., PASQUALINI E., (1979) - *Design parameters for soft clays*. SOA VII ECSMFE, Brighton.
- LADD C.C., FOOTT R., ISHIHARA K., SCHLOSSER F., POULOS H.G., (1977) - *Stress deformation and strength characteristics*. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Tokyo 2, 421-494.
- LANCELOTTA R., (1987) - *Geotecnica*. Zanichelli.
- LEE Y.N., JIN B.J., (1979) - *Measurement and prediction of K_0* . J. Korean Soc. Civil Engrs. 27(2), 57-66.
- MASSARSCH K.R., (1979) - *Lateral earth pressure in normally consolidated clay*. Design Parameters in Geotechnical Engineering. BGS. London, 2, pp. 245-249.
- MAYNE P.W., KULHAWY F.H., (1982) - *Ko-OCR relationships in soil*. Asce J. Geot. Engg. Div., Vol. 108, GT6, 851-872.
- POULOS H.G., DAVIS E.H., (1980) - *Pile foundation analysis and design*. John Wiley e Sons. New York.
- PRUSKA L., (1973) - *Effect of initial stress on the stress-strain relation*. Proceedings 8th ICSMFE, 4, Moscow USSR, pp.26-28.
- PRUSKA L., (1976) - *Pressure at rest cohesionless materials in laboratory conditions*. Proc. 5th Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Budapest.
- RICCHETTI G., SCANDONE P., (1979) - *Inquadramento geologico regionale della Fossa Bradanica*. Geol. Appl. e Idrog. XIV, p. III, 489-482, Bari.
- ROWE P., (1957) - *Ce = 0 hypothesis for normally loaded clays at equilibrium*. Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. London 1, 189-192.
- RYMSZA B., (1979) - *Earth pressure at rest in design of retaining structures*. Design Parameters in Geotechnical Engineering. BGS London.
- SCHMIDT B., (1966) - *Discussion of earth pressure at rest related to stress history*. Canadian Geot. Journ. Nat. Res. Council. Ottawa Ontario. Canada, 3, N° 4, 239-242.
- SCHMIDT B., (1982) - *Discussion on Ko-OCR relationships in soils by Mayne W. and Kulhawy F.H.* Asce J. Geot. Engg. Div., GT, 866-867.
- SHERIF M.A. KOCK D.A., (1970) - *Ko as related to soil precompression ratio*. Highway Research Record. National Academy of Sciences., Washington D.C., N° 323, 39-49.
- SKEMPTON A.W., (1961) - *Horizontal stresses in an overconsolidated Eocene clay*. Proceedings 5th ICSMFE, Paris France, 352-357.
- SCHULTZ H., KHERA R.P., (1978) - *Lateral pressure in a stiff clay*. Geotechnical Special Publication N° 2.
- SINGH R., HENKEL D.J., SANGREY D.A., (1973) - *Shear and K_0 swelling of overconsolidated clay*. Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Moscow 1.2, 367-376.
- TAVENAS F.A., (1975) - *In situ measurement of initial stresses and deformation characteristics*. Proc. Spec. Conf. In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh N.C., 2, 263-270.
- TAVENAS F.A., BLANCHETTE G., LEROUILL S., ROY M., and LA ROCHELLE P., (1975) - *Difficulties of the in-situ determination of K_0 in soft sensitive clays*. Proc. Spec. Conf. In Situ Measurement of Soil Properties. Raleigh N.C., 1, 450-476.
- TERZACHI K., (1925) - *Erdbaumechanik*. F. Denticke, Wien.
- VERDEYEN J., ROISIN V., NUYENS Y., (1971) - *Applications de la mécanique des sols*. Vander-Dunod Paris.
- WENKOW W., (1979) - *An apparatus for the evaluation of the coefficient of earth pressure at rest*. Design Parameters in Geotechnical Engineering. BGS-London.
- WROTH C.P., (1975) - *In situ measurement of initial stresses and deformation characteristics*. Proceedings In Situ Measurement of Soil Properties Asce, 2, North Carolina State University. Raleigh, 181-230.

SUMMARY

The coefficient at rest of the Matera «blue clays»

Evaluating the coefficient of pressure at rest K_0 is a matter of remarkable importance in the solution of many geotechnical problems. Determining such coefficient, however, is one of the most complex problems in Soil Mechanics, given the fact that it is related not only to the type of soil but also to the stress history.

The paper contains a thorough study of possible solutions described in scientific literature for computing the above parameters and distinguishes between cohesive and cohesionless soils, whether normally consolidated or overconsolidated. The experimental work covers the determination of K_0 in the laboratory relative to some samples of the well known Blue Clays of Bradanic area (Basilicata, Southern Italy).