

Indagine sperimentale sugli effetti dell'infissione di pali in terreni coesivi teneri

A. BURGHIGNOLI, R. CARUANA *

SOMMARIO: In questa nota sono riportati i più significativi risultati di un'indagine sperimentale di laboratorio sugli effetti prodotti dall'infissione di pali in terreni coesivi teneri. Particolare attenzione è stata rivolta alla misura delle sovrappressioni interstiziali indotte durante e dopo l'infissione al fine di controllare sia la massima variazione dello stato tensionale intorno al palo, sia il successivo processo di diffusione. Il confronto con le misure mostra che tali fenomeni possono essere descritti con sufficiente approssimazione impiegando il semplice modello di espansione di una cavità cilindrica in un mezzo elasto-plastico per quanto riguarda la distribuzione iniziale delle tensioni e quello di diffusione in un mezzo poroso saturo linearmente elastico per la redistribuzione nel tempo delle sovrappressioni interstiziali.

Introduzione

Per effetto delle sensibili deformazioni imposte, l'infissione di pali o dreni produce sostanziali modificazioni delle caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione circostanti. Nelle argille, in particolare, l'infissione è accompagnata da un aumento delle pressioni interstiziali e da una riduzione della resistenza al taglio. I valori massimi delle pressioni interstiziali possono superare quelli delle tensioni totali dando luogo a fenomeni di frattura idraulica [LO e STERMAC, 1965; CROCE *et al.*, 1973; MASSARCH, [1976]. La resistenza al taglio subisce importanti variazioni per effetto sia del disturbo prodotto dall'infissione, sia della variazione nel tempo delle tensioni efficaci connessa con la redistribuzione delle pressioni interstiziali.

Questi problemi sono stati esaminati da numerosi ricercatori [CUMMINGS *et al.*, 1950; TOMLINSON, 1957; BJERRUM *et al.*, 1958; SODERBERG, 1962] al fine principalmente di chiarire il meccanismo di sviluppo, in condizioni non drenate, della resistenza laterale dei pali battuti in terreni coesivi. Gli studi e le esperienze più recenti hanno mostrato che questo fenomeno è regolato essenzialmente dalla consolidazione radiale dell'argilla intorno al fusto del palo e che può essere analizzato razionalmente in termini di tensioni efficaci [CHANDLER, 1966; VESIC, 1967; CARTER *et al.*, 1978; RANDOLPH e WROTH, 1978].

Questa nota vuole dare un contributo alla comprensione di questi fenomeni mostrando i

* Ing. Alberto BURGHIGNOLI, ing. Rosella CARUANA, Istituto di *Scienza delle Costruzioni*, Facoltà di Ingegneria, Università di Roma.

** Questo lavoro è stato effettuato con il finanziamento del C.N.R. (contributo N. 77.01576.07).

più significativi risultati di una indagine sperimentale in laboratorio sull'effetto dell'infissione di pali in terreni coesivi teneri.

Descrizione della prova

Lo schema della prova è illustrato nella Fig. 1. Il modello di palo è stato realizzato con un tubo di perspex di 3 cm di diametro, chiuso inferiormente da una punta per facilitare l'avanzamento. Il terreno impiegato è stato preparato artificialmente con argilla di Fiumicino, rimaneggiata con acqua distillata e passata al setaccio ASTM n. 200 (apertura 74μ) al fine di allontanare la maggior parte della sabbia e i frammenti di conchiglie diffusi nella massa. I limiti di consistenza di questo materiale sono risultati $W_L = 65\%$ e $I_p = 25\%$, valori propri di un'argilla organica di medio-alta plasticità. Il

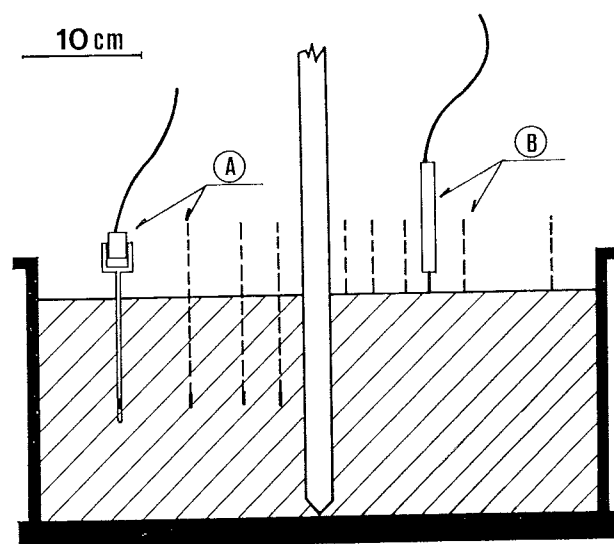


Fig. 1. - Schema della prova:

a) Piezometri; b) indicatori di spostamento.

terreno così ottenuto è stato preliminarmente consolidato ad una pressione di 35 kPa in una cella edometrica tipo Rowe [ROWE e BARDEN, 1966; BURGHIGNOLI e CALABRESI, 1975; BURGHIGNOLI e CALABRESI, 1977] le cui dimensioni sono riportate nella Fig. 1. Successivamente la testa della cella edometrica è stata smontata ed è iniziata la prova di infissione vera e propria. A tale fine è stato collegato un telaio rigido alla parte superiore dell'edometro con funzioni di guida del tubo durante l'infissione e di sostegno dei dispositivi di misura degli spostamenti e delle pressioni interstiziali (Fig. 2).

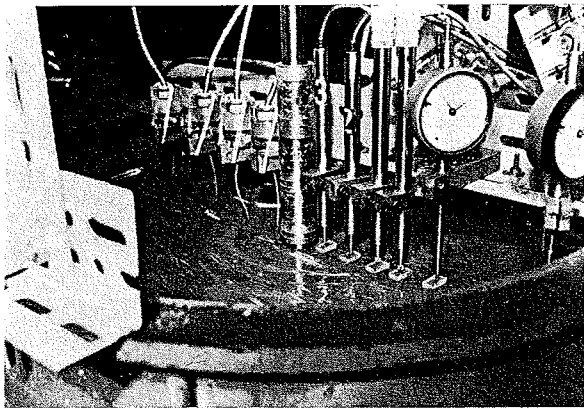


Fig. 2. - Vista della superficie libera del campione, del palo e dei dispositivi di misura.

La messa a punto dei dispositivi di misura delle pressioni interstiziali ha richiesto una cura particolare per ottenere la massima prontezza nella risposta. Pertanto è stato necessario rendere massima la rigidità del sistema e minimo il volume di acqua compreso tra il punto di misura e il trasduttore. Lo scopo si è ottenuto impiegando trasduttori di ridotta deformabilità, sottili aghi ipodermici e tubicini di polietilene per uso medico. La fotografia del dispositivo completo è riportata nella Fig. 3.

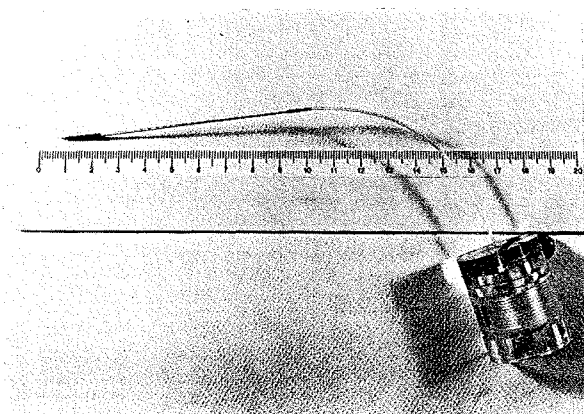


Fig. 3. - Dispositivo per la misura delle pressioni interstiziali.

Il punto di misura viene raggiunto con l'ago alla cui estremità sono realizzate alcune scanalature protette da una rete metallica (setaccio ASTM n. 200). Il diametro esterno dell'ago è di 0.9 mm e quello della punta è di 1.5 mm. L'ago ha una lunghezza di 9.5 mm ed è connesso al trasduttore con un tubo di polietilene lungo 8.5 mm, del diametro esterno di 1.32 mm e interno di 0.81 mm. L'uso di un collegamento flessibile tra l'ago e il trasduttore di pressione è determinato dallo spostamento che il punto di misura subisce durante l'infissione del palo.

L'efficacia del sistema di misura è stata controllata preliminarmente inserendo un ago in un provino della stessa argilla (diametro 38 mm, altezza 76 mm) in una cella triassiale e misurando le pressioni interstiziali corrispondenti a diversi valori della pressione media applicata. L'insieme delle misure ha messo in evidenza una notevole prontezza del sistema che ha seguito senza alcun apprezzabile « time lag » le variazioni della pressione esterna.

Per la prova di infissione, sono stati impiegati 6 aghi a distanze dall'asse del palo comprese tra 3.5 cm e 19.7 cm, con la punta in corrispondenza del piano medio del campione. L'infissione degli aghi ha preceduto di alcune ore quella del palo, al fine di ottenere valori stabili delle pressioni interstiziali iniziali.

Durante l'infissione del palo sono stati anche misurati gli spostamenti verticali della superficie libera del campione. A tale scopo sono stati impiegati 4 trasduttori di spostamento e 2 comparatori centesimali. I punti di misura sono stati scelti a distanze dall'asse del palo comprese tra 1 e 20 cm.

L'infissione del palo nel terreno è avvenuta gradualmente facendo avanzare la punta di 3 cm ogni minuto, misurando in ogni posizione le pressioni interstiziali e gli spostamenti superficiali. Dato lo spessore del campione ($H=20$ cm), l'operazione si è conclusa dopo circa 7 minuti.

Esame e interpretazione dei risultati sperimentali

Il primo visibile effetto dell'infissione è stato un sollevamento della superficie libera del campione, che ha interessato una corona circolare di raggio pari a circa 10 volte quello del palo. I valori massimi degli spostamenti verticali, riportati nella Fig. 4, diminuiscono all'aumentare della distanza dal palo, approssimativamente in

proporzione con il logaritmo del raggio. Immediatamente dopo l'infissione, gli spostamenti hanno iniziato a diminuire con velocità inversamente proporzionale alla distanza dal palo.

Le variazioni di pressione interstiziale misurate nel piano medio del campione durante e dopo l'infissione del palo sono riportate in Fig. 5. I valori massimi delle sovrappressioni sono stati registrati nei punti di misura più vicini al palo in corrispondenza del passaggio della punta e con qualche minuto di ritardo nei punti

più lontani. Queste osservazioni trovano riscontro in analoghe misure effettuate in sito [CROCE *et al.*, 1973]. Il piezometro più vicino al palo ha misurato una sovrappressione massima di 24 kPa, mentre il più lontano ha inizialmente rilevato variazioni negative delle pressioni interstiziali fino a circa 25 minuti dall'inizio dell'infissione, per poi crescere molto lentamente nel tempo. Dopo un giorno le sovrappressioni si sono portate su valori abbastanza uniformi, compresi tra 2 e 3 kPa.

Dopo circa 15 minuti dall'inizio dell'infissione del palo si sono osservate alcune fessure nel campione propagantesi ortogonalmente al fusto del palo per alcuni centimetri (Fig. 6). Una di queste ha interessato da vicino il punto di misura più prossimo al palo. L'effetto della fessurazione è stato immediatamente avvertito dal trasduttore A (v. Fig. 5) e pertanto le relative misure hanno successivamente perduto significato. L'origine di tali fessure è da imputare con molta probabilità a un fenomeno di frattura idraulica. Il rapporto tra il massimo incremento di pressione interstiziale e la tensione efficace verticale è compreso nel campo dei valori

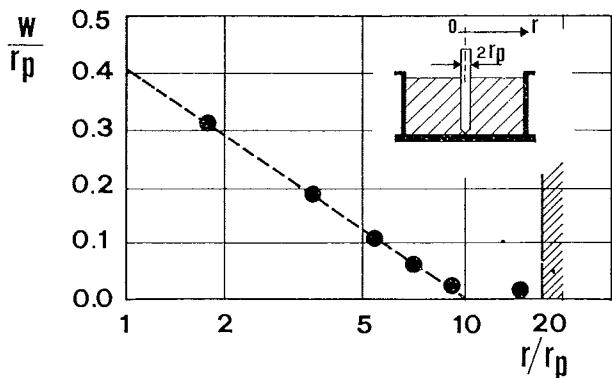


Fig. 4. - Spostamenti verticali della superficie libera del campione.

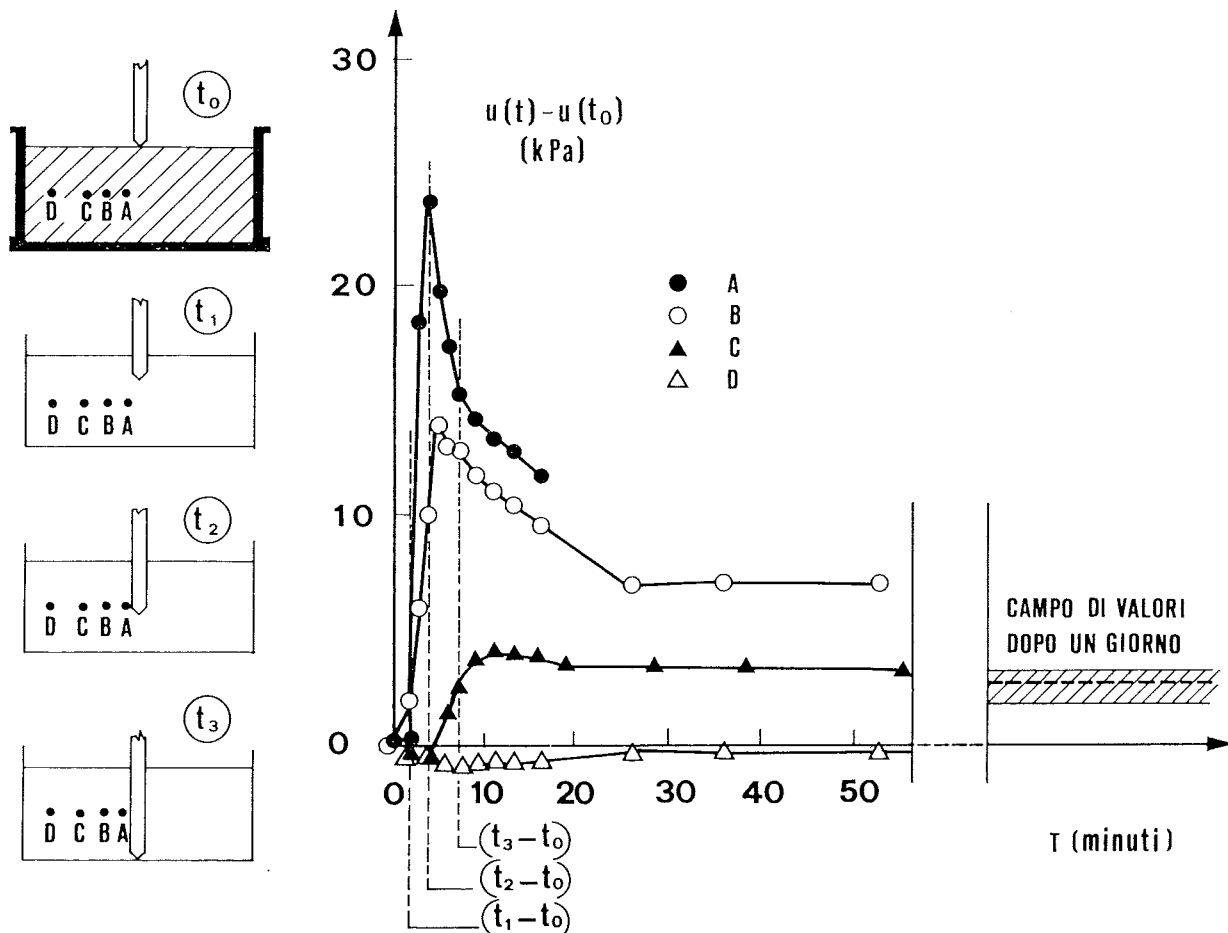


Fig. 5. - Variazione delle sovrappressioni interstiziali durante e dopo l'infissione del palo.

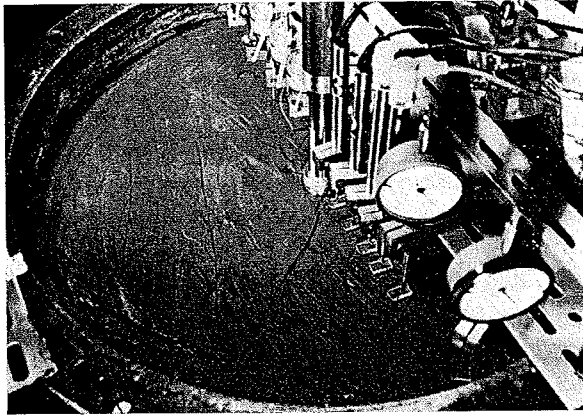


Fig. 6. - Apertura di fessure nel campione dopo l'infissione del palo.

critici riportati da BJERRUM e ANDERSEN [1972] per argille di caratteristiche analoghe.

Uno dei più semplici modelli analitici impiegati per descrivere il comportamento del terreno durante l'infissione di un palo in terreni coesivi, si riferisce all'espansione di una cavità cilindrica in un mezzo elasto-plastico [HILL, 1950; VESIC, 1972]. Nella ipotesi di stato piano delle deformazioni le equazioni che legano le tensioni principali alla coordinata radiale r sono:

$$\Delta\sigma_r = \tau_f \left[1 + \ln \frac{G}{\tau_f} - 2 \ln \frac{r}{r_p} \right] \quad (1)$$

$$\Delta\sigma_\theta = \tau_f \left[\ln \frac{G}{\tau_f} - 1 - 2 \ln \frac{r}{r_p} \right] \quad (2)$$

in campo plastico e

$$\Delta\sigma_r = - \Delta\sigma_\theta = G \left(\frac{r_p}{r} \right)^2 \quad (3)$$

in campo elastico. In queste relazioni r_p è il raggio del palo, $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ il modulo elastico trasversale e τ_f la resistenza del mezzo. Riferendosi al terreno di prova e supponendo che l'infissione del palo sia avvenuta in tempi sufficientemente brevi da mantenere le condizioni non drenate, nelle espressioni precedenti si possono impiegare i corrispondenti valori delle proprietà meccaniche ponendo $G = \frac{E_u}{3}$ e $\tau_f = c_u$. La distribuzione delle pressioni interstiziali indotte dall'infissione può essere dedotta dalla ben nota relazione di Skempton

$$\Delta u = B [\Delta\sigma_\theta + A (\Delta\sigma_r - \Delta\sigma_\theta)] \quad (4)$$

che, nelle condizioni in esame, diviene

$$\Delta u = c_u \left[\ln I_R - 1 + 2A - 2 \ln \frac{r}{r_p} \right] \quad (5)$$

in campo plastico e

$$\Delta u = c_u I_R \left(\frac{r_p}{r} \right)^2 (2A - 1) \quad (6)$$

in campo elastico. Con $I_R = \frac{E_u}{3c_u}$ si è indicato l'indice di rigidezza del terreno.

I valori delle sovrappressioni interstiziali calcolati con le espressioni (5) e (6) sono stati confrontati con quelli misurati. I parametri in gioco sono stati ricavati da prove triassiali di compressione ed estensione su provini della stessa argilla costituente il campione. I risultati sono riportati nella Fig. 7 e nella tabella 1.

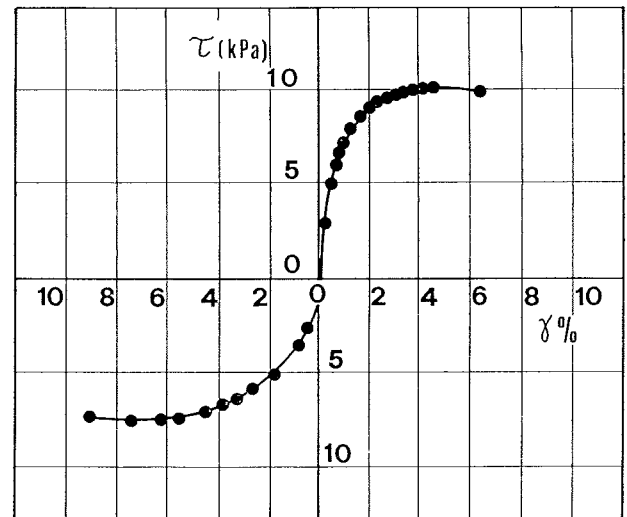


Fig. 7. - Argilla rimaneggiata di Fiumicino. Tipico risultato di prove triassiali CU in compressione ed estensione.

TABELLA 1

Risultati di prove triassiali CU sull'argilla rimaneggiata di Fiumicino

	Compressione	Estensione
c_u (kPa)	10.0	7.5
I_R	120	57
A_f	0.4	0.8

Nella Fig. 8 sono messi a confronto i valori massimi delle sovrappressioni interstiziali lungo il raggio del campione, ricavati dall'analisi

dell'espansione di una cavità cilindrica e quelli effettivamente misurati. Si registra un buon accordo delle misure soprattutto con la curva

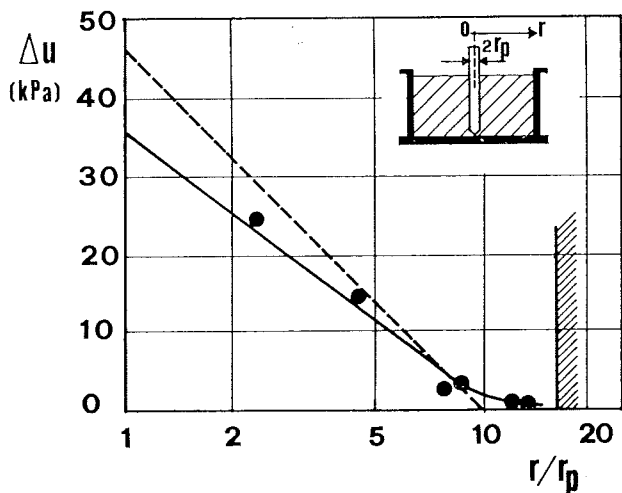


Fig. 8. - Confronto tra i valori massimi delle sovrappressioni interstiziali misurate durante l'infissione del palo con quelli ricavati dall'analisi dell'espansione di una cavità cilindrica.

calcolata con i parametri della prova triassiale di estensione. A questa, infatti, corrisponde uno stress path più vicino a quello percorso da un elemento di terra in prossimità del palo [HAGERTY, 1972].

Le espressioni precedenti possono anche essere impiegate per una valutazione delle condizioni critiche riguardo alla frattura idraulica. Questo fenomeno si manifesta quando, per effetto dell'eccessivo incremento delle pressioni interstiziali, in alcune zone si possono raggiungere valori nulli delle tensioni efficaci. Nel caso in esame le condizioni critiche si raggiungono per

$$\sigma'_{h, o} + \Delta\sigma'_\theta = 0 \quad (7)$$

dove $\sigma'_{h, o} = K_o\sigma'_{v, o}$ è il valore iniziale della tensione efficace orizzontale. Dalle (2) e (5) si ottiene $\Delta\sigma'_\theta = -2Ac_u$ e quindi, per la (7), risulta la condizione

$$\frac{K_o\sigma'_{v, o}}{2Ac_u} > 1$$

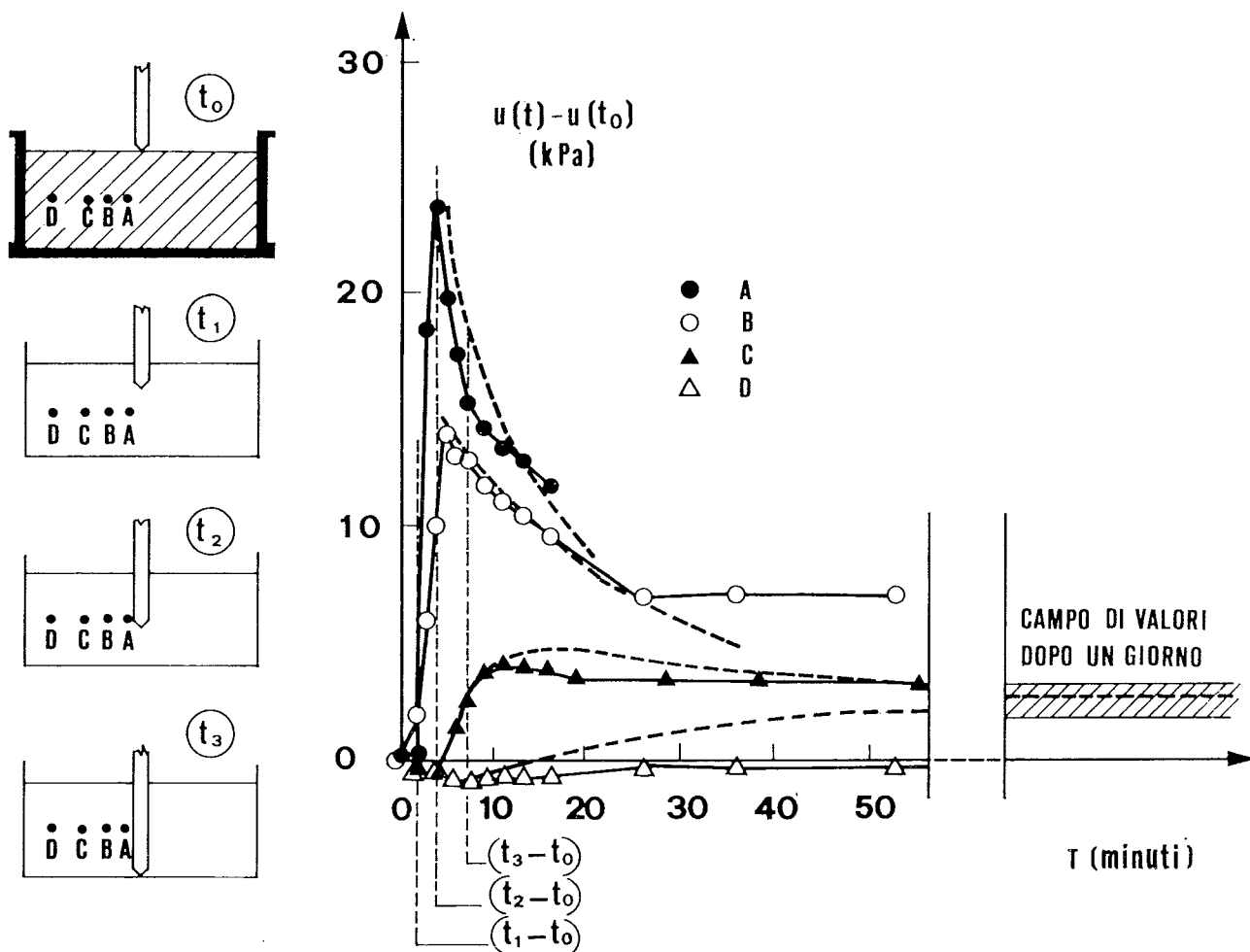


Fig. 9. - Variazione delle sovrappressioni interstiziali dopo l'infissione del palo. Confronto tra valori sperimentali (curve a tratto pieno) e teorici (curve tratteggiate).

Questa relazione sembra verificata nel caso delle fessure osservate, pur nell'incertezza dei valori da assegnare a K_0 e $\sigma'_{v,0}$.

Il processo di redistribuzione delle sovrappressioni interstiziali indotte nel terreno dall'infissione del palo può essere studiato utilizzando le stesse leggi che regolano i fenomeni di consolidazione. Nel caso in esame, dati i ridotti tempi di equalizzazione delle sovrappressioni e l'elevato volume di terra, si può ritenere che tale processo si sia sviluppato senza un apprezzabile drenaggio attraverso la superficie libera del campione, nelle condizioni, cioè, di solo flusso radiale.

Ammettendo inoltre la validità del semplice modello di diffusione in un mezzo poroso linearmente elastico, l'equazione che descrive il fenomeno è

$$c_r \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (8)$$

dove u rappresenta la sovrappressione interstiziale e c_r il coefficiente di consolidazione radiale. L'equazione (8) è stata risolta alle differenze finite imponendo le condizioni di flusso nullo ai contorni e quelle iniziali sulla base dei valori massimi misurati dopo l'infissione. Il valore di c_r è stato dedotto da prove edometriche convenzionali effettuate sullo stesso terreno. Le curve teoriche di dissipazione calcolate in corrispondenza dei punti di misura sono riportate nella Fig. 9 insieme a quelle sperimentali. Come si vede, anche tenendo conto delle numerose ipotesi semplificative introdotte, l'accordo tra i risultati teorici e quelli sperimentali può ritenersi soddisfacente.

È opportuno comunque osservare che tale accordo risulta positivamente influenzato dall'impiego di un materiale ricostituito in laboratorio, che ha perduto ogni traccia di anisotropia strutturale e per il quale non si hanno molte incertezze nella determinazione del coefficiente di consolidazione [AGI, 1979].

Conclusioni

Le osservazioni sperimentali effettuate durante e dopo l'infissione del palo hanno permesso di verificare la validità del modello di espansione di una cavità cilindrica in un mezzo elasto-plastico indefinito. Alcune osservazioni possono comunque essere fatte per quanto riguarda

sia la parte sperimentale sia quella teorica connesse con questo problema.

L'affidabilità delle misure di pressione interstiziale e, di conseguenza, la loro pratica utilizzazione richiede, a parere degli AA., una notevole rigidità del sistema di misura al fine di ridurre al massimo il « time lag » e di rendere possibile la rilevazione dei valori massimi iniziali.

L'applicazione del modello di cavità richiede una corretta valutazione dell'indice di rigidità del terreno e del coefficiente di pressione interstiziale A , da determinarsi sperimentalmente seguendo gli stessi percorsi delle tensioni che si hanno nel prototipo.

La valutazione, infine, della redistribuzione intorno al palo delle sovrappressioni interstiziali può essere effettuata senza apprezzabili errori impiegando il semplice modello di diffusione in un mezzo poroso saturo linearmente elastico.

Ringraziamenti

Gli AA. ringraziano il prof. Giovanni Calabresi per gli utili suggerimenti durante l'ideazione e la messa a punto della prova. Ringraziano inoltre i tecnici F. Brogi e D. Irti che, con molta cura e precisione, hanno realizzato alcuni dispositivi sperimentali ed hanno effettuato l'insieme delle misure.

BIBLIOGRAFIA

- A.G.I. (1979) - *Experiences on the Time-Settlement Behaviour of some Italian soft Clays*. E.C.S.M.F.E., Brighton.
- BJERRUM L., BRINCH HANSEN J., SEVALDSON R. (1958) - *Geotechnical Investigations for a Quay Structure in Horten*. Norwegian Geotechnical Institute, Publ. N. 28, pp. 1-17.
- BJERRUM L., ANDERSEN K. H. (1972) - *In Situ measurements of Lateral Pressures in Clay*. Proc. 5th European Conf. on Soil Mech. and Found. Enggn., Madrid, Vol. 1, pp. 11-20.
- BURGHIGNOLI A., CALABRESI G. (1975) - *Determinazione del coefficiente di consolidazione di argille tenere su campioni di grandi dimensioni*. XII Conv. Naz. di Geotecnica, Cosenza, Sess. spec. « Costruzioni su argille tenere », pp. 239-255.
- BURGHIGNOLI A., CALABRESI G. (1977) - *A Large Sampler for the Evaluation of Soft Clays Behaviour*. Spec. Sess. (2): Soil Sampling, Proc. 10th ICSMFE, Tokyo.
- CARTER J. P., RANDOLPH M. F., WROTH C. P. (1978) - *Stress and Pore Pressure Change in Clay during and after the Expansion of a Cylindrical Cavity*. CUED/C - Soils/TR 51.
- CHANDLER R. J. (1966) - *Discussion Session A, Symp. on Large Bored Piles*. Institution of Civil Engineers, London, pp. 95-97.
- CROCE A., VIGGIANI C., CALABRESI G. (1973) - *In Situ Investigation on Pore Pressures in Soft Clays*. Proc. 8th ICSMFE Mosca, Vol. 2.2, pp. 53-60.

- CUMMINGS A. E., KERKHOFF G. O., PECK R. B. (1960) - *Effect of driving Piles into Soft Clay*. Trans. A.S.C.E., Vol. 115, pp. 275-286.
- HAGERTY D. J. GARLANGER J. E. (1972) - *Consolidation Effects around Driven Piles*. Proc. ASCE, Spec. Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Purdue Univ., Vol. 1, Part. 2, pp. 1207-1222.
- HILL R. (1950) - *The Mathematical Theory of Plasticity*. Oxford Univ. Press, London.
- LO K. Y., STERMAC A. G. (1965) - *Induced Pore Pressure during Pile Driving operations*. Proc. VI ICSMFE Montreal, Vol. 285, 289.
- LO K. Y. (1968) - *Discussion of « Effects of Pile Driving on Soil Properties », by Orrje & Broms*. J. Soil Mech. & Found. Div. ASCE, Marzo 1968, SM2 pp. 606-607.
- MASSARCH K. R. (1976) - *Soil Movements caused by Pile Driving in Clay*. Ist. För Jord - Och Bergmekanik Kungl. Tekniska Högskolan. Rapport n. 51.
- RANDOLPH M. F., WROTH C. P. (1978) - *An Analytical Solution for the Consolidation around a Driven Pile*. CUED/C - Soils/TR 50.
- ROWE P. W., BARDEN L. (1966) - *A New Consolidation Cell*. Géotechnique, Vol. XVI, N. 2, pp. 162-170.
- SODERBERG L. O. (1962) - *Consolidation Theory applied to Foundation Pile Time Effects*. Géotechnique, Vol. XII, N. 3, Sept., pp. 217-225.
- TOMLINSON M. J. (1957) - *The Adhesion of Piles Driven in Clay Soils*. Proc. 4th ICSMFE, London, Vol. 2, pp. 66-71.
- VESIC A. S. (1967) - *A Study of Bearing Capacity of Deep Foundations*. Final Report, Project B-189, Georgia Inst. of Technology, Atlanta, Georgia, pp. 231-236.
- VESIC A. S. (1972) - *Expansion of cavities in Infinite Soil*. Mass. J. Soil Mech. & Found. Div. ASCE, SM3, Marzo, pp. 265-290.

SUMMARY

A small-scale experiment of pile driving in soft clay

The paper deals with a small-scale experimental investigation on the effects of pile driving in soft clays and parti-

cularly with the excess pore-pressure distribution around the pile. Small size piezometers were prepared by using spinal needles (95 mm long and 1.5 mm max o.d.) connected to the pore-pressure transducer through polyethylene tubes used in medicine. Previous tests performed with such a measuring system showed a very negligible time-lag. The maximum values of the excess pore-pressure were compared with those obtained from analytical models, i.e. the expansion of a cylindrical cavity in an elasto-plastic medium. This model provides the following relationships:

$$\Delta u = c_u \left(\ln I_r - 1 + 2A - \ln \frac{r}{r_p} \right)$$

in the plastic range and

$$\Delta u = c_u I_r \left(\frac{r_p}{r} \right)^2 (2A - 1)$$

in the elastic one, where

- Δu : excess pore-pressure
 c_u : undrained strength
 G
 $I_r = \frac{G}{c_u}$: stiffness index
 A : Skempton's pore-pressure parameter
 r : radius
 r_p : pile radius

The comparison between the theoretical and experimental results shows a good agreement, particularly if the mechanical properties of the soil were established on the basis of extension triaxial tests.

As regards the consolidation process in the clay following the pile driving, it was shown that a simple diffusion model agrees with the experimental results rather well.