

Interpretazione delle prove penetrometriche statiche tramite la punta piezometrica

P. VENTURA *

SOMMARIO: Sono state effettuate delle prove penetrometriche statiche corredate di punta piezometrica nei sedimenti, specialmente normalconsolidati, della valle alluvionale del Tevere in Roma; in particolare sono state rilevate le curve di dissipazione a varie soste di prova.

Le misure della resistenza penetrometrica e delle sovrappressioni interstiziali massime registrate alla punta sono state utilizzate per ricostruire il profilo della coesione non drenata dei terreni coerenti, in modo da confrontarlo con i rilievi tradizionali.

L'interpretazione delle misure è stata effettuata tramite la teoria dell'espansione di una cavità sferica in mezzo pesante, poroso saturo plastico perfetto, confinato elasticamente ed in condizioni non drenate.

1. Premessa

Il sensibile divario fra ricerca e realtà in campo geotecnico è principalmente causato dall'analogo divario che esiste nel rilievo dei parametri geotecnici.

Al fine di cercare di ridurre tali divergenze sono state realizzate in questi ultimi anni varie attrezzature di indagine in sito che potrebbero raggrupparsi sotto l'unico nome di sonde a sensori.

Tali sonde, più che rilevare rigorosamente le leggi costitutive dei terreni, « sentono » le loro caratteristiche meccaniche, fornendo una sorta di radiografia del sottosuolo. Si realizza in tal modo una registrazione sistematica dei parametri geotecnici, analogamente a quanto si effettua nei carotaggi geofisici, con particolare riguardo ai sedimenti non campionabili.

La più antica delle predette attrezzature è il penetrometro statico, che rimodernato con trasduttori per la misura in particolare della pressione interstiziale, permette il rilievo del profilo geotecnico dei sedimenti alluvionali sotto falda idrica o dei fondali lacustri o marini.

Questo filone di ricerca sperimentale è proteso verso l'oggettività delle misure, nel tentativo di ridurre al massimo l'interpretazione empirica dell'uomo.

* Prof. Ing. Pierfranco VENTURA, Assistente Ordinario di Tecnica delle Costruzioni ed Incaricato di Statica - Facoltà di Architettura, Università di Roma.

Ricerca effettuata con fondi dell'Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni di Roma e con il contributo CNR n° 7901665.07.

2. Descrizione della punta piezometrica

2.1. Ubicazione della pietra porosa

La punta piezometrica impiegata per le misure di seguito riportate è stata utilizzata dal 1976 nell'ambito di un programma di ricerca C.N.R. dello scrivente.

Essa presenta un diametro standard di 35,7 mm ed estremità conica di 60° uguale alla punta del penetrometro statico standard (CPT). Nella fig. 1 i due strumenti sono posti a confronto vicino alla centralina di misura collegata alla punta in esame.

Nella fig. 2 è riportata una sezione della punta piezometrica costituita da due trasduttori di pressione a corda vibrante della Maihak. Il trasduttore b) presenta subito dietro la parte conica una sfinestratura perimetrale che fa capo ad una pietra porosa per la misura della pressione interstiziale (u). Tale pietra porosa offre un'elevata pressione all'attraversamento dell'aria, per evitare, durante la prova, la formazione di bolle che comprometterebbero la saturazione dello strumento.

Il trasduttore a) di fig. 2 misura, invece, la forza di penetrazione che si instaura durante l'infissione della punta conica ovvero la resistenza penetrometrica (q_c) del terreno nell'intorno della punta.

Lo strumento descritto è simile a quello adottato dall'ISTITUTO GEOTECNICO NORVEGESE [1974] e da SCHMERTMANN [1974], mentre differisce da quello di TORSTENSSON [1975] o di WISSA *et al.* [1975]. Questi ultimi modelli hanno, infatti, la pietra porosa ubicata all'estremità della punta conica, che pertanto risulta di for-

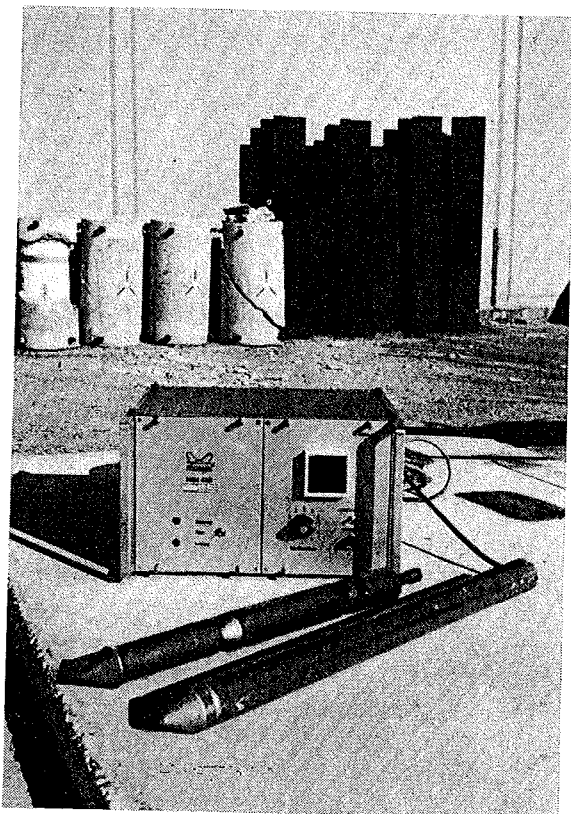


Fig. 1. - Punta piezometrica collegata alla centralina di misura e messa a confronto con la punta penetrometrica meccanica standard (C.P.T.).

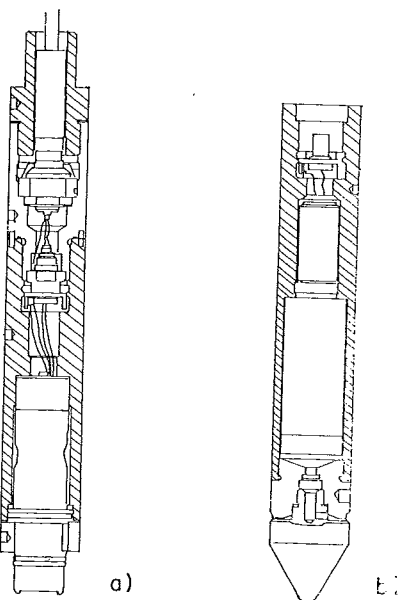


Fig. 2. - Sezione della punta piezometrica costituita da due trasduttori a corda vibrante: a) per la misura della forza di penetrazione della punta; b) per la misura della pressione interstiziale.

ma diversa da quella standard. Tale ubicazione offre una maggiore sensibilità nel rilievo delle sovrappressioni interstiziali Δu , rispetto a quelle idrostatiche u_0 . La fig. 3 mostra il rilievo nel

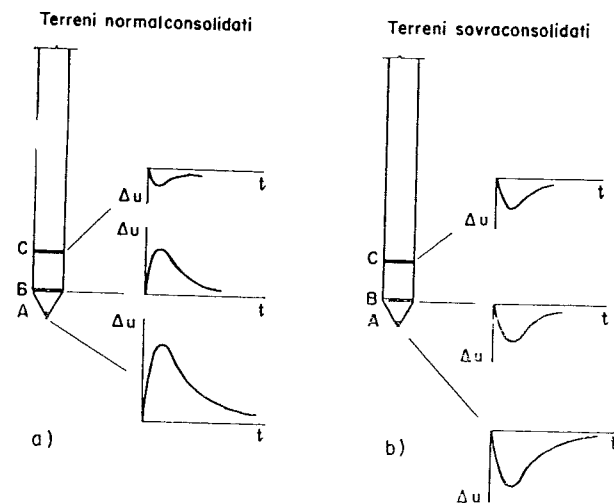


Fig. 3. - Andamento nel tempo delle sovrappressioni interstiziali Δu , rispetto alle idrostatiche u_0 , in funzione della posizione della pietra porosa: a) in terreni normalconsolidati; b) in terreni sovraconsolidati.

tempo di Δu per diverse posizioni della pietra porosa e per diverso grado di sovraconsolidazione del terreno. In particolare, si registrano pressioni interstiziali minori delle idrostatiche u_0 per decompressione del terreno nell'intorno della posizione C di fig. 3 specialmente in presenza di terreni sovraconsolidati o molto adensati.

L'ubicazione della pietra porosa, come nel caso B di fig. 3, è un compromesso fra le posizioni A e C rispettivamente interessate da un terreno compresso ($\Delta u > 0$) e da un terreno decompresso ($\Delta u < 0$) per effetto della infissione della punta penetrometrica.

Tale compromesso è dettato dal fatto pratico che nel caso B di fig. 3 si protegge la pietra porosa da elevate pressioni di prova q_c . Il volume di acqua e di grasso, molto piccolo per non alterare la misura, disposto fra la pietra porosa ed i diversi terreni attraversati durante la prova penetrometrica, garantisce la saturazione. In particolare, la saturazione non si perde nel caso di misure di pressioni interstiziali minori delle idrostatiche seguite, in rapida alternanza, da pressioni maggiori delle idrostatiche.

2.2. Modalità d'impiego dello strumento

Le prove sono state effettuate in un preforo spinto sino alla falda idrica, in modo da garantire la saturazione della pietra porosa e quindi un sicuro rilievo delle sovrappressioni interstiziali. Tale preforo permette anche una precisa misura dello zero del sensore piezome-

trico saturo prima dell'inizio della prova penetrometrica ed un controllo dello strumento ai valori idrostatici.

L'avvio della prova senza preforo in frangia capillare, anche se di limitata estensione in profondità, può comportare la perdita di saturazione dello strumento e quindi, naturalmente, del segnale di misura.

Il controllo della saturazione è particolarmente semplice in prove a mare, ove, per inciso, si può impiegare la punta piezometrica in acqua per rilevare anche l'altezza delle onde e la loro frequenza.

Il sensore poi, per registrare la resistenza penetrometrica alla punta (q_c), presenta, come noto, numerosi vantaggi rispetto alla punta meccanica (v. fig. 1).

Le prove sono state effettuate infiggendo sistematicamente la punta tramite una batteria di aste poste all'interno di una tubazione di guida e rivestimento.

Si è impiegata, poi, una velocità di penetrazione di circa 2 cm/sec secondo quanto consigliato dalle Raccomandazioni Geotecniche [AGI, 1979]. Tale velocità, com'è noto, offre un maggior dettaglio stratigrafico, poiché per un aspetto impegna poco la componente viscosa del terreno, e per altro aspetto desta sovrappressioni interstiziali selettive del diverso grado di sovraconsolidazione del terreno (5.1).

Sono state effettuate, infine, in ciascuna prova soste sistematiche durante l'infissione della punta, vincolando la batteria di aste, per rilevare la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali nel tempo.

Tali soste permettono, in particolare, di ricostruire la distribuzione idrostatica e quindi di rilevare la superficie piezometrica senza piezometri a cella fissa.

3. Profili geotecnici tradizionali dei sedimenti sperimentati

Le prove con la punta piezometrica sono state svolte in siti aventi il profilo del sottosuolo noto, in modo da permettere la « taratura » dei dati misurati su parametri geotecnici tradizionali. Peraltro, tale taratura è in corso di svolgimento su un maggior numero di siti, al fine di effettuare una ricerca sperimentale di tipo statistico, specialmente nell'ambito dello stesso ambiente di sedimentazione.

In tale spirito si è impiegata la punta piezometrica in zone della valle del Tevere in Roma, in cui sono state svolte numerose prove di

laboratorio e numerose prove penetrometriche con particolare riguardo ai sedimenti sabbiosi non campionabili indisturbatamente.

Nella fig. 4 è riportato il profilo dei sedimenti più compressibili sottostanti le vie adiacenti il Palazzo di Giustizia di Roma e nella fig. 5 è riportato l'analogo profilo rilevato in località Magliana Vecchia. La descrizione dei due profili è stata già svolta in altre pubblicazioni [CESTELLI GUIDI, VENTURA, 1978 e VENTURA, 1980]. Nei profili sono riassunti gli usuali parametri geotecnici e sono indicati i rilievi della falda idrica effettuati con una rete piezometrica fissa.

In particolare, in laboratorio la ricerca prosegue con prove triassiali, nelle quali le sovrappressioni interstiziali instaurate a rottura vengono successivamente dissipate, in modo da simulare quanto si verifica in sito. Le prove, infatti, si svolgono su campioni prelevati alle profondità alle quali si sono effettuate le soste con la punta piezometrica, rilevando le curve Δu -tempo.

4. Risultati delle misure

L'andamento della resistenza penetrometrica, rilevato all'esterno dei quattro angoli del Palazzo di Giustizia, è mostrato nelle figure 6 e 7, rispettivamente per il fronte sul Lungotevere e per quello su Piazza Cavour (v. fig. 4).

In ciascuno dei predetti diagrammi, oltre al tradizionale rilievo di q_c , è riportato a fianco l'andamento della pressione idrostatica, rilevato in sito tramite i predetti piezometri fissi. Tale andamento è messo a confronto con quello delle sovrappressioni interstiziali (Δu) registrate durante le infissioni e le soste.

In particolare, si sono registrate pressioni interstiziali al di sotto delle idrostatiche nelle sabbie mediamente addensate (v. fig. 3b). Tali pressioni si sono rapidamente dissipate, con ritorno sempre ai valori idrostatici u_c , tutte le volte che si sono effettuate soste per misurare $\Delta u_{\max} = u_i - u_o$, specialmente nei sedimenti sensibilmente permeabili.

Le soste sono state effettuate sistematicamente da un minimo di due ore ad un massimo di dodici ore, a seconda del tempo necessario per la dissipazione delle Δu nei vari strati.

Nella fig. 8 sono riportati gli analoghi rilievi penetrometrici riguardanti il sito di fig. 5. In tal caso, le prove sono state svolte in dettaglio nello stesso strato di argilla limosa del tipo normalmente consolidato.

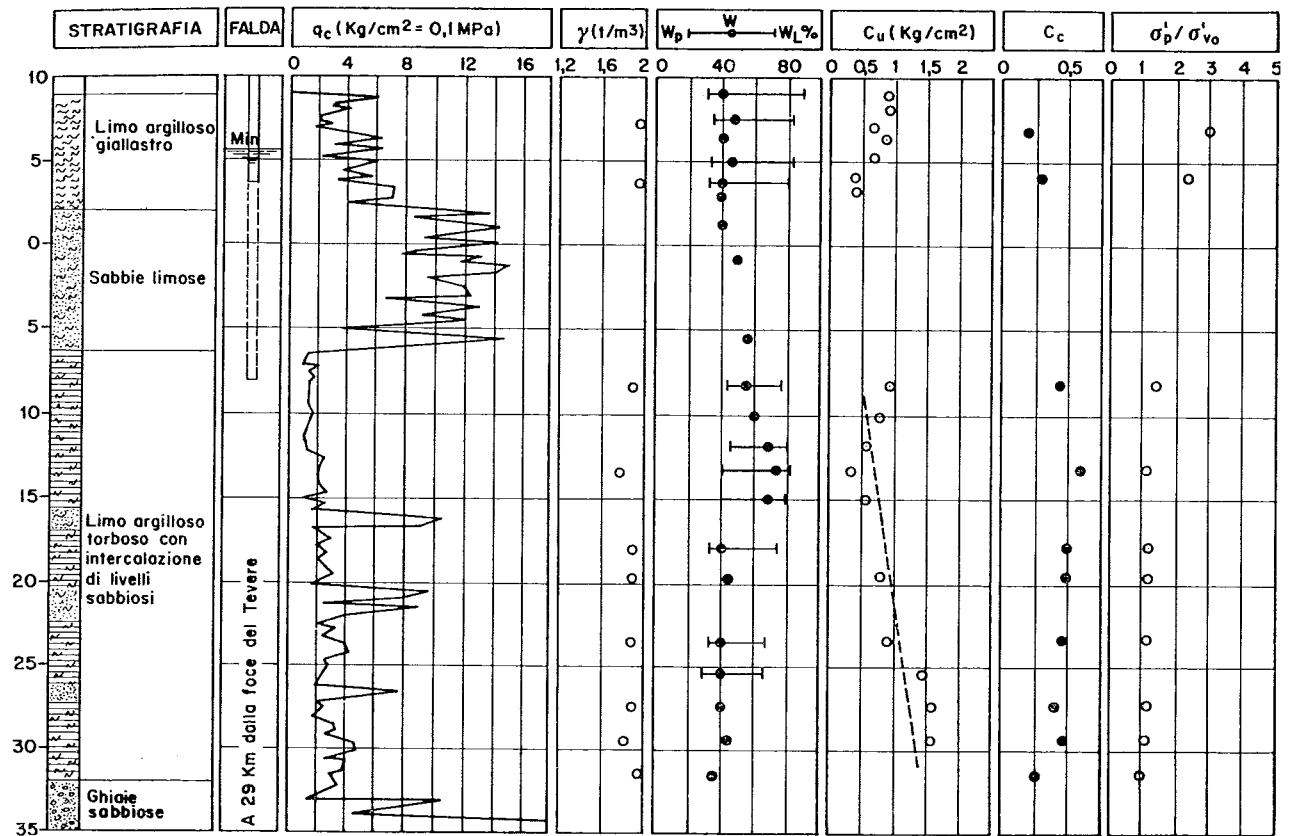


Fig. 4. - Profilo del sottosuolo del Palazzo di Giustizia di Roma (lato Piazza Cavour) in cui sono state eseguite le prove di Fig. 7 con la punta piezometrica.

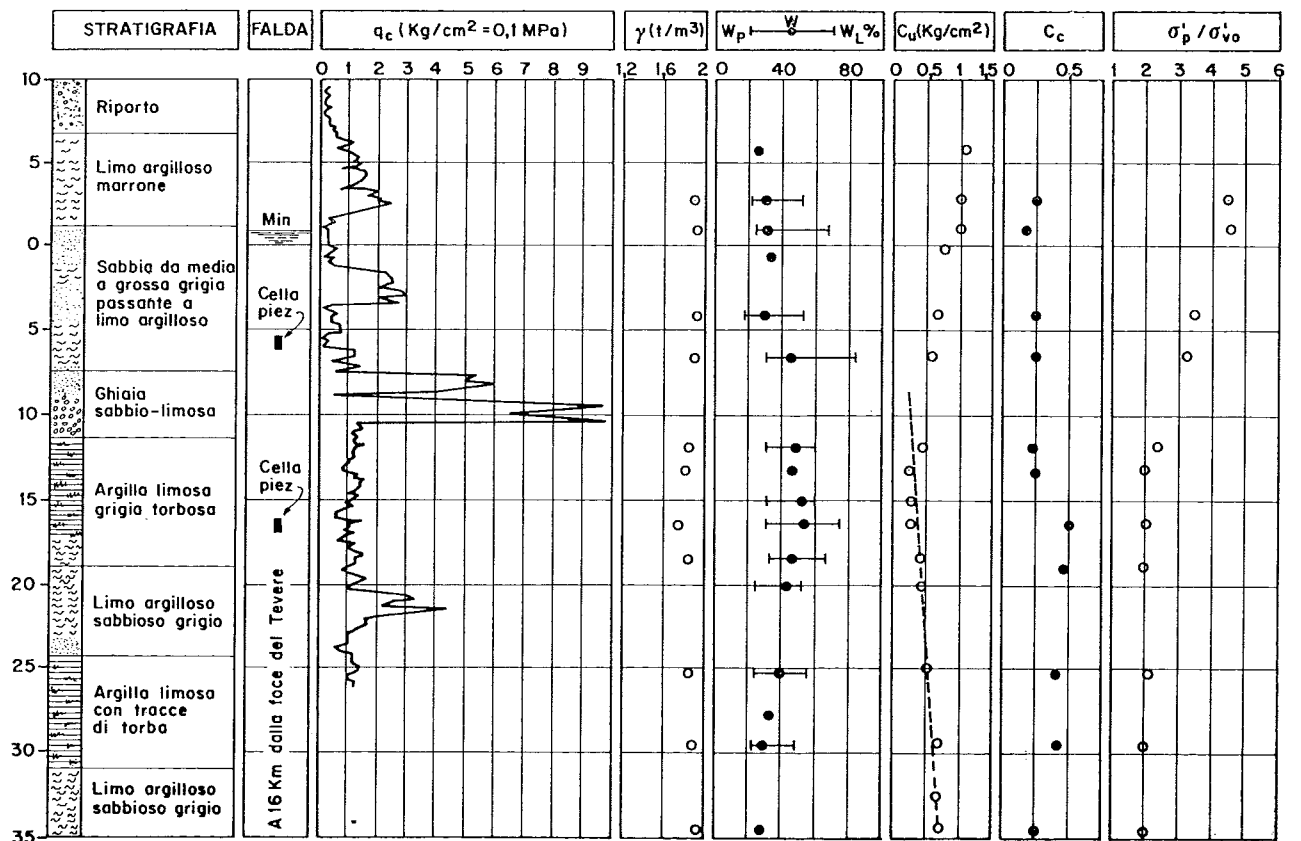


Fig. 5. - Profilo del sottosuolo di una zona a Sud di Roma in riva al Tevere, in cui sono state eseguite le prove di Fig. 8 con la punta piezometrica.

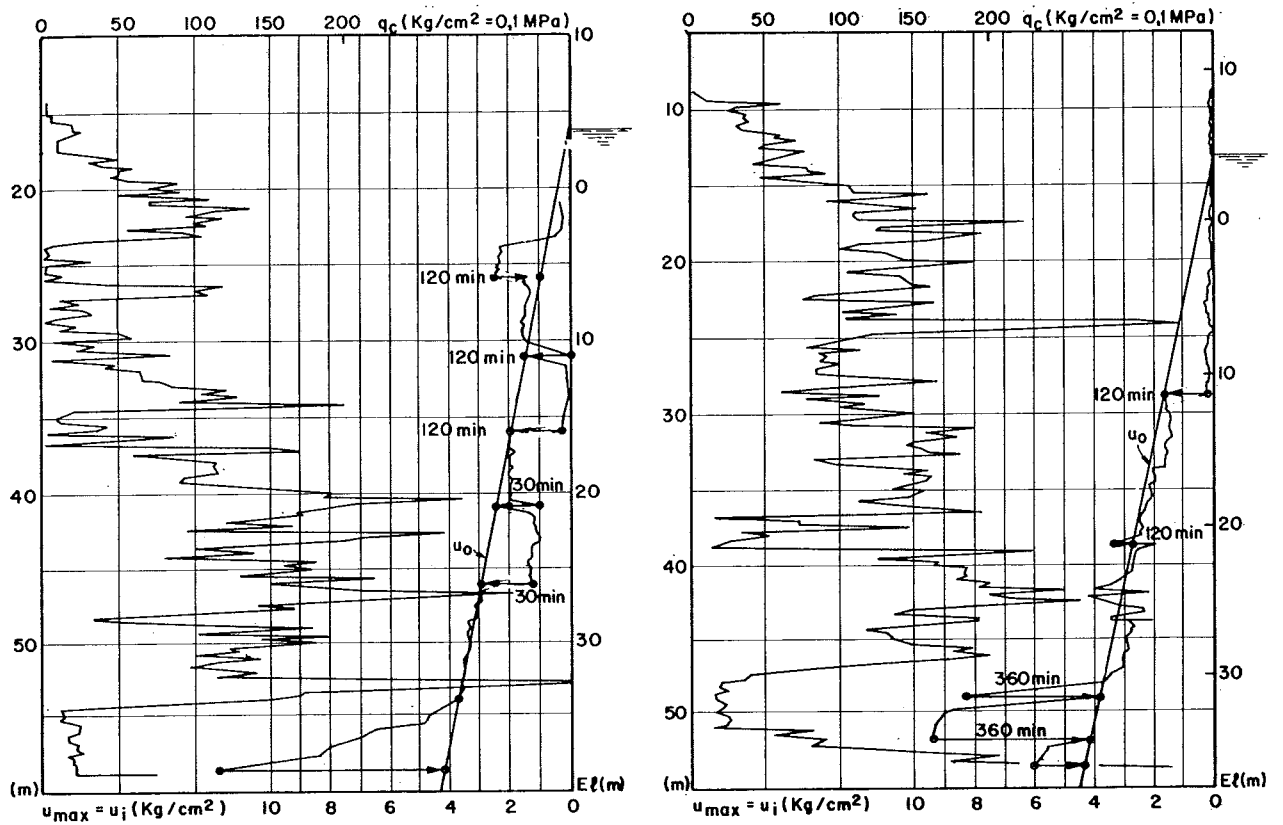


Fig. 6. - Profili penetrometrici registrati con la punta piezometrica al Palazzo di Giustizia di Roma, lato Tevere: q_c resistenza alla punta; $u_{max} = u_i$ pressione interstiziale massima iniziale misurata durante l'infissione, con soste sistematiche per le prove di dissipazione, $\Delta u_{max} = u_i - u_0$, riferite alla pressione idrostatica u_0 .

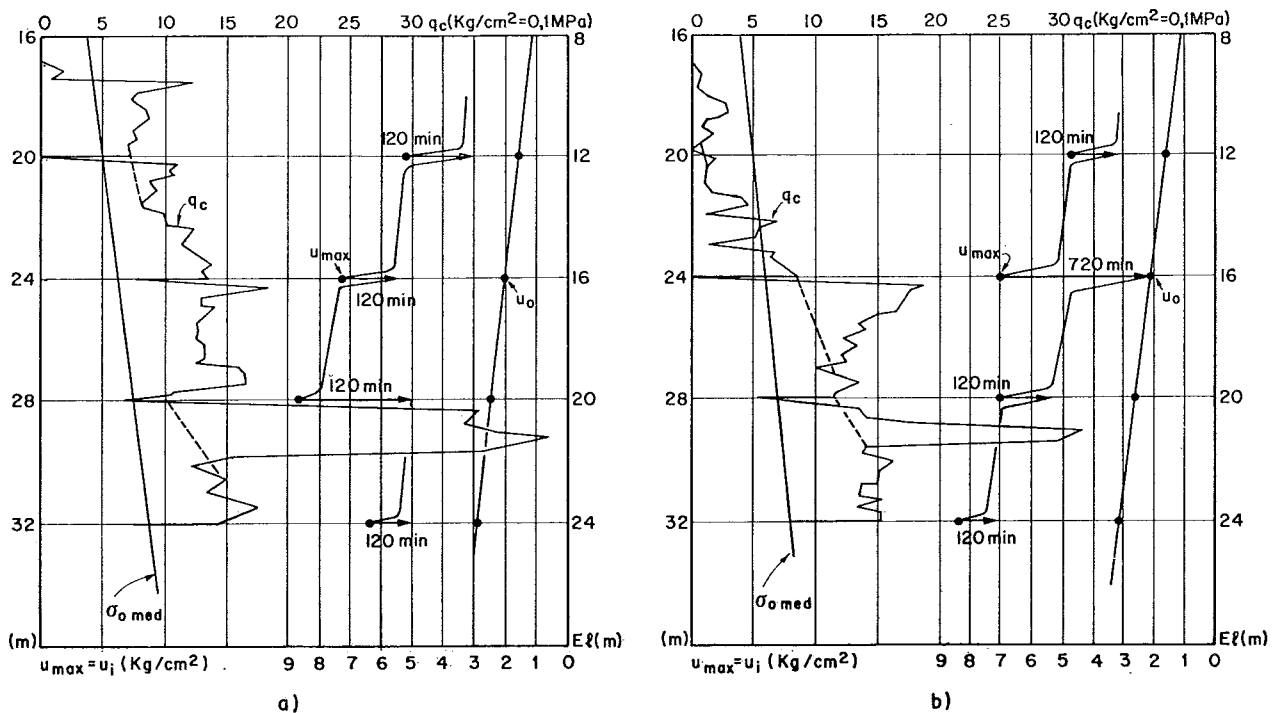


Fig. 7. - Profili penetrometrici, analoghi a quelli di Fig. 6, riguardanti il profilo del sottosuolo di Fig. 4, lato Piazza Cavour.

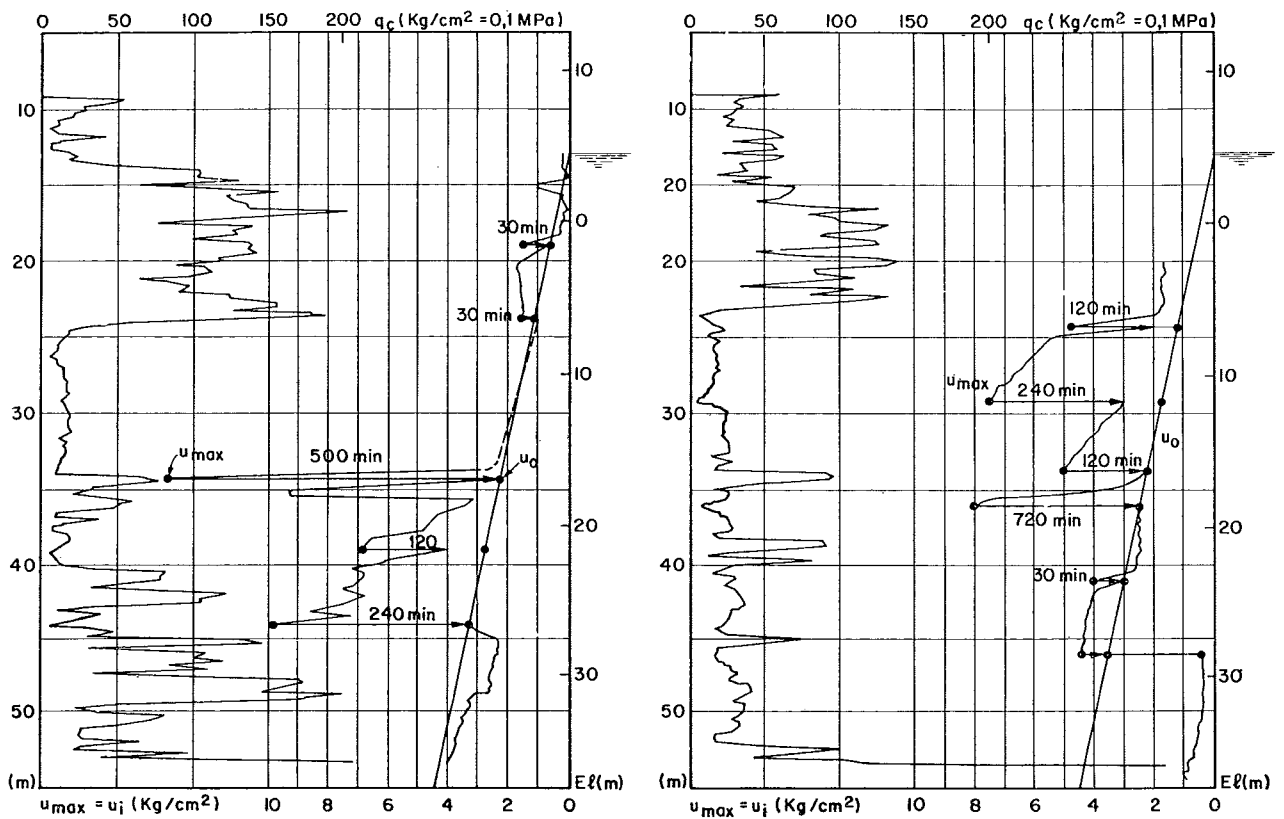


Fig. 8. - Prove penetrometriche di dettaglio del profilo del sottosuolo di Fig. 5: a) dissipazione delle pressioni interstiziali per soste di due ore; b) idem per sosta di dodici ore

Le soste sono perdurate 2 ore nella prima prova (fig. 8a) e 12 ore nella seconda prova (fig. 8b).

Si noti che la ripresa di penetrazione dopo la sosta ha rilevato esigue variazioni di q_c nella prima prova ($\Delta u > 0$), mentre tali variazioni sono state sensibili nella seconda prova per effetto « freezing » durante la lunga sosta notturna ($\Delta u = 0$).

5. Interpretazione delle misure

5.1. Effetti delle sovrappressioni interstiziali sulla resistenza penetrometrica

La rottura del terreno durante la prova penetrometrica, data la sensibile velocità di avanzamento, avviene generalmente anche con i terreni incoerenti in condizioni non drenate.

Pertanto, come si verifica in laboratorio, si instaurano nel terreno plasticizzato nell'intorno della punta sovrappressioni interstiziali maggiori delle idrostatiche in presenza di terreni normalconsolidati (fig. 3a) e minori delle idro-

statiche con terreni molto sovraconsolidati (fig. 3b).

Una riduzione della velocità di prova rispetto a quella standard, simulandosi sempre più le condizioni drenate, comporta un aumento dei valori di q_c rispetto alla prova standard nel caso dei terreni normalconsolidati ed una diminuzione di q_c nel caso invece dei terreni sovraconsolidati.

Al ridursi della velocità di prova il diagramma penetrometrico tende, dunque, ad essere meno selettivo.

In presenza di falda idrica e velocità standard, pertanto, le tradizionali relazioni fra q_c ed i parametri di resistenza del terreno rispecchiano la realtà solo in condizioni non drenate, mentre permangono empiriche per i parametri di resistenza drenati [JANBU, 1974].

5.2. Elaborazione dei dati tramite la teoria dell'espansione di una cavità sferica

Nella fig. 9 sono riportati gli andamenti delle tensioni e delle deformazioni di un elementino « sferico » di terreno impegnato dalla punta penetrometrica assimilata all'espansione di una

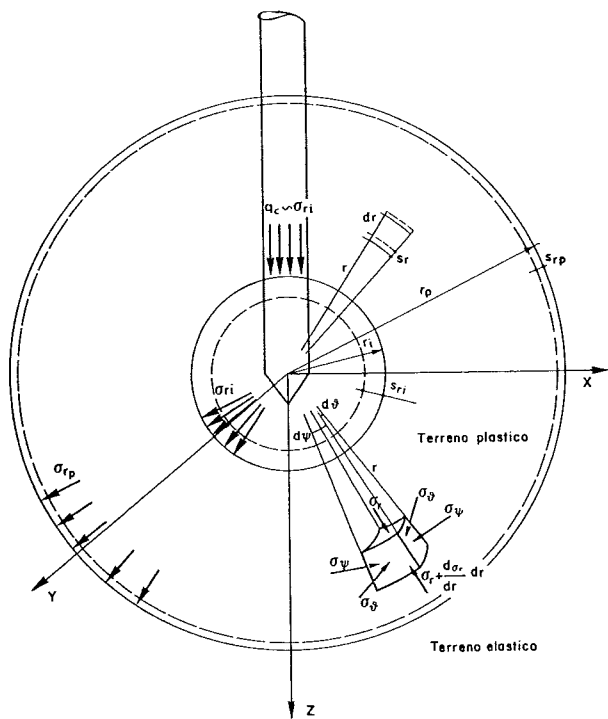


Fig. 9. - Schematizzazione della zona di rottura del terreno nell'intorno della punta penetrometrica, in particolare in condizioni non drenate, tramite la teoria dell'espansione di una cavità sferica.

cavità sferica di raggio iniziale r_i come in parte riscontrato su modelli [DAVIDSON *et al.*, 1981].

Se il terreno nell'intorno della punta rispetta una classica schematizzazione [VESIC, 1972], si può considerare entro la sfera di raggio r_p completamente plasticizzato, mentre al di fuori permane elastico [TIMOSHENKO, 1941].

La trattazione secondo i canoni della Meccanica del Continuo, nell'ulteriore ipotesi semplificativa di mezzo poroso saturo isotropo plastico perfetto in condizioni non drenate soggetto a stato tensionale iniziale di pressione media geostatica ($\sigma_{o, med}$), permette di correlare allora la resistenza penetrometrica q_c a quella c_u del terreno.

Nelle predette ipotesi le deformazioni volumetriche del terreno sono assenti.

Gli sviluppi per la *zona plastica* non drenata sono:

— eq. di congruenza ($s_\theta = s_\psi = 0$):

$$\varepsilon_r = \frac{ds_r}{dr} \quad ; \quad \varepsilon_\theta = \varepsilon_\psi = \frac{s_r}{r}, \quad (1)$$

da cui $\varepsilon_r = \frac{d(r \varepsilon_\theta)}{dr}$

— eq. di equilibrio unica in direzione radiale principale:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + 2 \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (2)$$

— eq. di plasticità di Mohr-Coulomb per $\varphi_u = 0$:

$$\sigma_\theta - \sigma_r = 2 c_u \quad (3)$$

Dalla (2) e (3) per $r = r_i$ si ha $\sigma_r \approx q_c - \sigma_{omed}$ per cui, in analogia a BJERRUM [1960] e CARTER [1978], risulta:

$$\begin{cases} \sigma_r = q_c - \sigma_{omed} - 4 c_u \ln \frac{r}{r_i} \\ \sigma_\theta = \sigma_\psi = q_c - \sigma_{omed} - 4 c_u \ln \frac{r}{r_i} - 2 c_u \end{cases} \quad (4)$$

Gli analoghi sviluppi per la *zona elastica* non drenata sono:

— eq. di elasticità:

$$\begin{cases} \varepsilon_r = \frac{1}{E_u} (\sigma_r - 2 \nu_u \sigma_\theta) \\ \varepsilon_\theta = \frac{1}{E_u} [\sigma_\theta (1 - \nu_u) - \nu_u \sigma_r] \end{cases} \quad (5)$$

Dalla (1), (2) e (5) risulta [LANDAU, LIFCHITZ, 1967]

$$\begin{cases} \sigma_r = \sigma_{rp} \left[\frac{r_p}{r} \right]^3 \\ \sigma_\theta = \sigma_\psi = - \frac{1}{2} \sigma_{rp} \left[\frac{r_p}{r} \right]^3 \end{cases} \quad (6)$$

essendo $\sigma_r = \sigma_{rp}$ per $r = r_p$ al confine fra zona plastica ed elastica e considerando $\sigma_r = 0$ per $r = \infty$.

Sulla base allora dell'equilibrio delle tensioni fra zona plastica ed elastica, cioè dalle (4) e (6) per $r = r_p$, risulta:

$$q_c - \sigma_{omed} = 4 c_u \ln \sqrt[3]{I_r} + \frac{4}{3} c_u = N_c c_u \quad (7)$$

essendo:

$$\sigma_{omed} = \frac{1}{3} \sigma'_{vo} (1 + 2 K_o) + u_o \text{ la tensione}$$

geostatica totale media preesistente alla profondità di prova;

— K_o coefficiente di tensione orizzontale di quiete;

— c_u la coesione non drenata media o per rottura sferica;

$$I_r = \left(\frac{r_p}{r_i} \right)^3 = \frac{E_u}{3 c_u} \text{ l'indice di rigidez}$$

za del terreno deducibile dalla congruenza fra zona plastica ed elastica di modulo E_u ;

— $N_c = \frac{4}{3} (1 + \ln I_r)$ il fattore di portanza dovuta alla coesione c_u .

La sovrappressione interstiziale $u_{max} = u_i$ in corrispondenza della pietra porosa, ovvero per $r = r_i$ sulla base dei coefficienti interstiziali α_f e β_f [HENKEL, 1961], risulta poi:

$$u_i - \sigma_{omed} = \beta_f (4 c_u \ln \sqrt[3]{I_r}) + \alpha_f \left[\frac{2 \sqrt{2}}{3} c_u \right] = c_u \left[\frac{4}{3} \ln I_r + 2 \left(A_f - \frac{1}{3} \right) \right] = c_u N_{cu} \quad (8)$$

essendo:

— $\beta_f = 1$ il coefficiente di pressione interstiziale per mezzo poroso saturo;

— $\alpha_f = \frac{3 A_f - 1}{\sqrt{2}}$ il coefficiente di pressione interstiziale per rottura sferica;

— A_f il coefficiente di pressione interstiziale di Skempton per rottura triassiale standard.

I termini fra parentesi della (8) rappresentano rispettivamente le tensioni σ e τ ottaedriche ricavabili dall'eq. (4).

Nella fig. 10 sono diagrammate le equazioni (7) e (8) in funzione del raggio r della sfera in espansione.

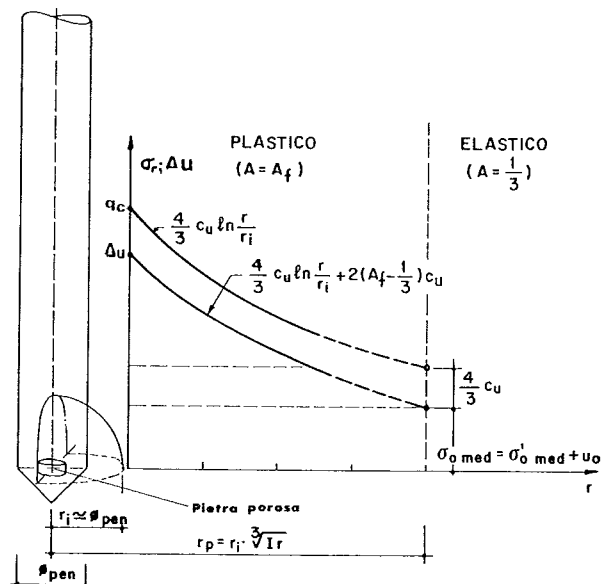


Fig. 10. - Andamento teorico di σ_r e Δu in funzione della distanza r dalla pietra porosa della punta piezometrica.

Si noti che per $A_f = 1$, tipico dei terreni normalconsolidati, dalle precedenti espressioni si ricava che:

$$u_i = q_c \quad (9)$$

come riscontrato sperimentalmente nelle figure 7 ed 8 nei tratti di sedimi più simili allo stato normalconsolidato (2).

In particolare, per $A_f = \frac{1}{3}$, tipico del mezzo elastico, al confine fra zona plastica ed elastica (2) si trova:

$$u_i (r = r_p) = \sigma_{omed} \quad (10)$$

Se si assume invece $A_f = 0$, tipico dei terreni sovraconsolidati, l'equazione (8) diviene:

$$u_i = q_c - 2 c_u \quad (11)$$

Le pressioni interstiziali negative si verificano per $A_f < 0$ come riscontrato sia in laboratorio che con la punta piezometrica.

Peraltro, le ipotesi semplificative fatte sulla plasticizzazione del terreno ed il manifestarsi delle fessurazioni limitano notevolmente l'uso delle equazioni (7) ed (8) al crescere del grado di sovraconsolidazione del terreno.

(2) Per inciso, appare interessante un confronto fra le prove descritte nel presente articolo e quelle di fratturazione idraulica.

Se ci si riferisce, allora, ai sedimi coerenti del tipo normalconsolidati [JAMIOLKOWSKI *et al.*, 1979; BATTAGLIO *et al.*, 1981] delle figg. 7 ed 8, per i quali valgono di massima i seguenti parametri geotecnici

$$I_r = \frac{E_u}{3 c_u} = 100 ; K_o = 0,6 ; A_f = 0,8 \quad (12)$$

dalle equazioni (7) ed (8) si ricava il valore della coesione non drenata c_u , come in fig. 11.

Le espressioni forniscono valori di c_u maggiori di quelli sperimentali, deducibili con la relazione di Begemann, essendo:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{omed}}{N_c} \approx \frac{u_i - \sigma_{omed}}{N_{cu}} > \frac{q_c - \sigma'_{ov}}{14} \quad (13)$$

con $N_{cu} \approx N_c = 7,5$ e $\sigma_{omed} = 0,7 \sigma'_{vo} + u_o$ in base alla (12). Ciò è spiegabile anche con il fatto che la predetta relazione empirica è stata tarata su misure di c_u effettuate con prove di compressione ad espansione laterale libera.

Nella fig. 11 i valori di c_u sono posti a confronto con quelli misurati in laboratorio con

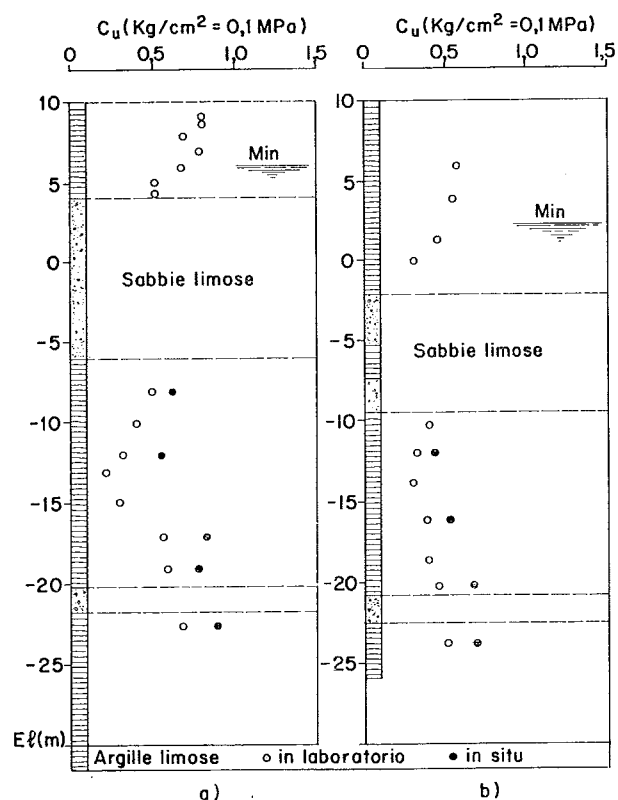


Fig. 11. - Profilo della coesione non drenata rilevato sia in laboratorio, che in sito tramite la punta piezometrica: a) dai profili di Fig. 7; b) dai profili di Fig. 8.

prove triassiali UU i quali risultano sistematicamente più bassi del 20 ÷ 30% di quelli misurati in sito come riscontrato con lo scissometro: peraltro, ciascuna delle misure è affetta da variazioni dalla media di $\pm 20\%$.

Si noti che l'influenza del coefficiente di rigidità I_r del terreno non è rilevante in tale valutazione di c_u , che viene dedotta in ogni caso sia da q_c che da u_i , controllandone in tal modo il valore.

Tale controllo perde di validità oltre, come detto, al crescere del grado di sovraconsolidazione, anche naturalmente al crescere della permeabilità del terreno, non realizzandosi le condizioni non drenate come meglio riscontrabile durante le soste di dissipazione.

6. Conclusioni

Il rilievo delle pressioni interstiziali tramite la punta piezometrica, durante le prove penetrometriche statiche, permette di ricostruire alcuni parametri geotecnici.

Per un confronto con i rilievi tradizionali è stato dedotto dalle prove il valore della coesione non drenata in sito, tramite la teoria dell'espansione di una cavità sferica in un mezzo poroso non drenato.

I valori di c_u risultano sistematicamente più elevati di quelli misurati in laboratorio analogamente a quanto riscontrato con lo scissometro in sito.

La doppia deduzione, infatti, di c_u da q_c e da u_i è un controllo della misura della resistenza non drenata, i cui valori risultano meno dispersi. Le ipotesi teoriche svolte sono valide specialmente con i terreni normalconsolidati.

In tal caso il valore della sovrapressione interstiziale u_i si approssima a quello della resistenza penetrometrica alla punta q_c , fornendo un indice dell'assenza di sovraconsolidazione del terreno attraversato.

Se si effettuano, inoltre, soste di penetrazione con la punta piezometrica, si rilevano le curve di dissipazione della pressione interstiziale, dal cui andamento si possono dedurre alcune caratteristiche di consolidazione del mezzo.

Tale analisi è attualmente oggetto di un ulteriore studio, basato anche sul confronto con prove di laboratorio svolte su campioni prelevati alle profondità alle quali si sono effettuate le soste di dissipazione.

L'Autore ringrazia le Soc. Fondedile e Geosonda per aver fornito le attrezzature e la cortese assistenza alle prove penetrometriche. Si è molto grato, inoltre, all'Arch. San-

dro Cotti, Tecnico del Laboratorio di Geotecnica della Facoltà di Architettura di Roma, per gli accurati rilievi svolti in sito ed all'Arch. Italo Cotti per la vasta messe di dati rilevati in Laboratorio.

BIBLIOGRAFIA

- BATTAGLIO M., GHIONNA V., JAMIOLKOWSKI M., LANCELLOTTA R. (1981) - *Interpretazione di alcune prove in situ nei terreni coesivi saturi*. Atti CNR del Gruppo Nazionale di Coordinamento per gli studi di Ingegneria Geotecnica.
- BJERRUM L. JOHANNESSEN (1960) - *Pore pressures resulting from driving piles in soft clay*. Atti Norwegian Geotechnical Institute.
- 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 Soil TR 51.
- CESTELLI GUIDI C., VENTURA P. (1978) - *Analisi sperimentale dell'interazione tra una fondazione scatolare compensata ed un terreno normalconsolidato*. Atti XII Convegno AGI Merano, Vol. III, pp. 129-138.
- DAVIDSON J. L., MORTENSEN R. A., BARREIRO D. C. (1981) - *Deformations on sand around a cone penetration tip*. X ICSMFE, Stockholm, Vol. 2, pp. 467-470.
- HENKEL D. J. (1961) - *The relationship between the strength pore water pressure and volume change characteristics of saturated clays*. Geotechnique, Sett.
- LANDAU L., LAFCHITZ E. (1967) - *Théorie de l'élasticité*. M.I.R. Moscow.
- JANBU M., SENNESSET K. (1974) - *Effective stress interpretation of in situ static penetration tests*. European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, Vol. 2, pp. 181-186.
- JAMIOLKOWSKI M., LANCELLOTTA R., MARCHETTI S., NOVA R., PASQUALINI E. (1979) - *Design Parameters for Soft Clays*. S.O.A. Report VIIth Europ. Conf. S.M.F.E., Brighton.
- NORWEGIAN GEOTECHNICAL INSTITUTE (1972) - *Penetration testing in Norway*. E.S.O.P.T., Vol. I, pp. 81-90
- TIMOSCHENKO S. (1941) - *Strenght of Materials*. Capp. V e VII, Palo Alto, California.
- TORDELLA M. L. (1977) - *Prove penetrometriche statiche e loro interpretazione ai fini della determinazione delle caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione*. Tesi di laurea, Politecnico di Torino.
- TORSTENSSON B. A. (1975) - *The pore pressure sounding instrument*. Specialty Conference on in Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh N. C., Vol. II, pp. 48-54.
- SCHMERTMANN J. H. (1974) - *Penetration pore pressure effects on quasi-static cone bearing q_c* . European Conference on Penetration Testing, Stockholm, Vol. 2, pp. 345-352.
- SEBASTIANI E. (1979) - *La punta piezometrica per il riconoscimento dei terreni*. Tesi di laurea, Università di Roma.
- VESIC A. S. (1972) - *Expansion of cavities in infinite soil mass*. Journ. Soil Mech. Found. Div. A.S.C.E., Vol. 98.

VENTURA P. (1980) - *Analisi sperimentale dell'interazione terreno-struttura nel consolidamento di edifici*. Atti XIII Convegno AGI, Firenze, Vol. I, pp. 289-297.

WISSA A., MARTIN B. T., GARLANGER J. F. (1975) - *The piezometer probe*. A.S.C.E. Specialty Conference on in Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh N. C., Vol. I pp. 536-545.

SUMMARY

Static penetration tests interpretation by the piezometer probe

Static penetration tests equipped with piezometric transducer at the point have been performed in normal consolidated clays of the Tiber valley formation in Roma.

The piezometer probe is of the Schmertmann or N.G.I. type (fig. 1 and 2). The porose element is in position B (fig. 3), in order to be protected from elevated stresses.

The saturation of the porose element has been always done in the prebores attaining the depth of 2 meters below the hydrostatic level (u_0).

The results have been shown in fig. 6, 7 and 8: q_c penetration resistance at the point and $\Delta u = u_i - u_0$ excess pore water pressure as to hydrostatic value.

The figure 7 is referred to the subsoil profile of the figure 4 (Law Courts next S. Peter Basilica) and the figure 8 to the subsoil profile of the figure 5.

The interpretation of the measures has been done by Vesic theory based on the spherical cavity expansion in weightly porous perfectly plastic media, elastically confined in undrained condition.

The equation (7) relate q_c with undrained cohesion c_u by equilibrium of the stresses between plastic and elastic zones.

The equation (8) relate u_i with c_u by Henkel parameters, α_i , β_i and σ , τ octahedral stresses deduced from the equation (4).

The figure 11 shows c_u values deduced from the equations (7) and (8) with the normal consolidated clays typical values (12).

These c_u values result greater than measured in Laboratory, like in situ vane test.

The double deduction of c_u from q_c and u_i is a check of the undrained resistance measure, with standard deviation reduction.

The interpretation by the equations (7) and (8) is principally valid for normalconsolidated clays.

In this soil results $u_i \sim q_c$, and therefore this measure indicates the absence of the overconsolidation.

The piezometer probe has been also used for dissipation tests for studying the consolidation phenomena.