Sovrappressioni neutre indotte dalla infissione di pali in argilla

E. BILOTTA *

SOMMARIO: Il rimaneggiamento e le sovrapposizioni neutre indotte dall'infissione di pali in argilla satura possono creare una serie di problemi tecnici abbastanza noti; sull'argomento esiste un'ampia letteratura.
Nella presente nota si analizzano gli studi teorici esistenti sull'espansione di una cavità cilindrica, se ne discutono i limiti e le approssimazioni che si hanno quando i risultati vengono estesi al problema dell'infissione di un palo in argilla satura e si propone qualche modifica alle soluzioni già note.
Le varie soluzioni vengono poi paragonate con l'evidenza sperimentale al riguardo esistente nella letteratura e con alcuni nuovi dati sperimentali raccolti dallo scrivente.
Con riferimento al criterio di resistenza viene poi proposto di adottare il criterio di Von Mises in luogo di quello Mohr-Coulomb più comunemente impiegato nei terreni; questa scelta è dettata dal miglior « fitting » che si ottiene tra la distribuzione di pressioni neutre prevista dalla teoria e quella fornita dall'esperienza.

1. Premessa

L'infissione di pali del tipo battuto, o a spostamento, attraverso strati di argille molli provoca una serie di fenomeni — ormai abbastanza noti — che possono avere importanti conseguenze nelle applicazioni.

Oltre quaranta anni fa CASAGRANDE [1932], a seguito di alcuni studi sull'aumento di compressibilità delle argille a causa del rimaneggiamento, fece rilevare che le costruzioni fondate su pali infissi in argilla possono subire cedimenti anche maggiori che se fondate direttamente sull'argilla; e ciò a causa delle forti distorsioni, e quindi del sensibile rimaneggiamento, che l'infissione del palo induce nelle argille circostanti.

A tali distorsioni si accompagna l'insorgere di un campo di sovrappressioni neutre che possono raggiungere valori assai elevati.

Questa evenienza è stata segnalata da numerosi Autori, fra i quali BJERRUM e JOHANNESSEN [1960] e molti altri; una estesa bibliografia sull'argomento è riportata da D'APPOLONIA [1971].

L'interesse che suscita il problema dipende da una serie di conseguenze che derivano dall'insorgere e dal successivo dissiparsi delle sovrappressioni neutre; fra esse, ad esempio:

— i cedimenti connessi al successivo processo di consolidazione, perché possono creare problemi di stabilità per le costruzioni preesistenti in adiacenza all'area d'infissione dei pali [D'APPOLONIA, 1971];

— l'aumento della spinta agente sulle adiacenti opere di sostegno [HAGERTY, 1969];

— la riduzione del coefficiente di sicurezza nei riguardi della stabilità per i pendii argillosi in cui vengono infissi i pali [BJERRUM e JOHANNESSEN, 1960];

— la riduzione della capacità portante del palo sia per la diminuita resistenza laterale [BANERJEE, 1969; CLARK e MEYERHOF, 1973] e sia per l'attrito negativo che può insorgere man mano che la sovrappressione neutra dissipa ed il banco consolida.

Il problema è stato affrontato da numerosi Autori sia per via teorica, sia con misure ed osservazioni in vera grandezza o su modelli in scala ridotta.

Dal punto di vista teorico, ci si riconduce di norma allo studio dell'espansione di una cavità cilindrica ad asse verticale a partire da un raggio iniziale $r_i = 0$ fino al raggio r_o del palo. L'espansione della cavità è stata approfonditamente studiata anche con riferimento ad altri problemi di Meccanica dei Terreni, come ad esempio l'interpretazione delle misure pressiometriche [BAGUELIN *et al.*, 1972; GIBSON, ANDERSON, 1961; PALMER, 1972] o delle prove effettuate con la nuova punta piezometrica [TORSTENSSON, 1975]; pertanto la letteratura sull'argomento è relativamente ampia e varia.

Con la presente nota ci si propone di riassumere sinteticamente gli studi teorici sull'argomento, discutendone il significato, mettendone in evidenza limiti ed approssimazioni e proponendo qualche modifica alle soluzioni già note.

Esse vengono poi paragonate con l'evidenza sperimentale disponibile sulla letteratura tecnica accuratamente vagliata, e con alcuni nuovi dati sperimentali raccolti dallo scrivente.

* dr. ing. Eduardo BILOTTA, assistente ordinario presso il Dpt. di *Difesa del Suolo*, Università della Calabria; incaricato di *Geotecnica* presso la stessa Università.

2. Teorie

2.1. *Generalità*

L'infissione di un palo in argilla satura viene studiata in termini di pressioni totali, dal momento che l'operazione è così rapida rispetto alla permeabilità del terreno da poterla considerare eseguita in condizioni non drenate.

Per lo studio analitico del problema conviene riferirsi ad un sistema di coordinate cilindriche z, r, θ, con asse z verticale ed orientato verso il basso (fig. 1). Come è ovvio, il problema è simmetrico rispetto all'asse z per cui l'anomalia non appare nell'analisi elastica o elastoplastica che si esegue e le direzioni principali nel generico punto sono parallele al sistema di coordinate prescelto.

Durante l'infissione il terreno è spinto verso l'esterno.

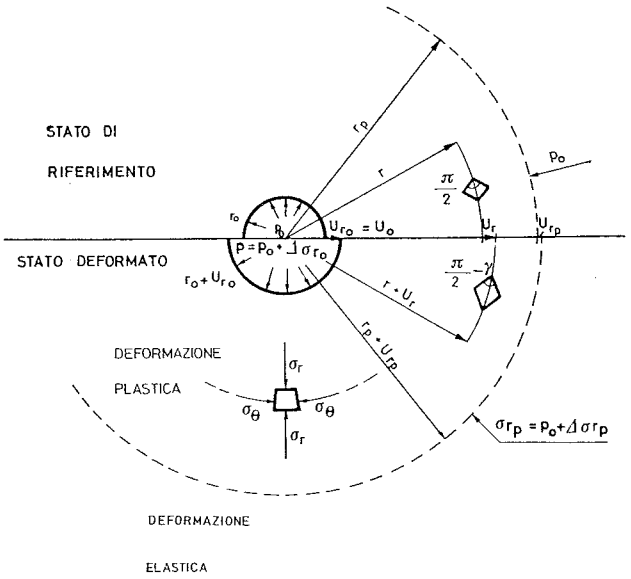

Fig. 1. - Espansione di una cavità cilindrica.

A rigore, a termine infissione, all'interfaccia palo-terreno agirà un sistema di forze indotte che presenta sia componenti radiali $\Delta\sigma_{ro}$ che tangenziali $\tau_{ro,z}$; tuttavia il problema viene generalmente ricondotto a quello dell'espansione di una cavità cilindrica ad asse verticale sotto l'azione della sola componente radiale.

Va rilevato che per la generica cavità cilindrica che si espande in un mezzo incompressibile ed infinito, le deformazioni indotte nel generico punto del mezzo sono del tutto indipendenti dalle caratteristiche di quest'ultimo.

Infatti se $\frac{\Delta V}{V} = 0$ ed $\varepsilon_z = 0$ le deformazioni principali ε_r ed ε_θ nel generico punto del mezzo risultano funzioni solo del rapporto $\frac{r}{r_o}$, dove r è la distanza dall'asse della cavità ed r_o il raggio iniziale di quest'ultima, e del grado di espansione della cavità stessa che può esprimersi con la deformazione radiale $\varepsilon_{ro} = \frac{U_o}{r_o}$, dove U_o è lo spostamento radiale della cavità (1).

Anche la deformazione di taglio tra i piani inclinati a 45° rispetto a quelli principali è ovviamente funzione degli stessi parametri e cioè $\gamma = f(r/r_o, \varepsilon_{ro})$; dalla fig. 1 può dedursi la seguente espressione per « γ »:

$$\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\gamma}{2}\right) = \frac{1 + \varepsilon_\theta}{1 + \varepsilon_r}$$

Su questi piani la tensione tangenziale assume il valore massimo che si ha in quel punto e che è pari a $\frac{\Delta\sigma_r - \Delta\sigma_\theta}{2}$, se con $\Delta\sigma_r$ e $\Delta\sigma_\theta$ si indicano le tensioni indotte dalla variazione di pressione $\Delta\sigma_{ro}$, che agisce sulla parete del foro e provoca il relativo spostamento U_o; prima dell'applicazione della $\Delta\sigma_{ro}$ è supposto ovunque $\sigma_r = \sigma_\theta$.

Ne risulta quindi che la differenza delle tensioni radiali e circonferenziali nel generico punto e per un dato modulo di taglio del mezzo è una ben precisa funzione del grado di espansione e del rapporto $\frac{r}{r_o}$; cioè

$$(\Delta\sigma_r - \Delta\sigma_\theta) = F_1(\gamma) = F\left(\varepsilon_{ro}, \frac{r}{r_o}\right)$$

All'infissione di un palo (espansione di una cavità dal raggio iniziale $r_i = 0$) è sempre connessa una zona di raggio « r_p » (fig. 1) nelle immediate vicinanze del palo, in cui il terreno è sollecitato in campo plastico, in cui cioè le tensioni devono soddisfare oltre che alle equazioni

(1) Per $\frac{\Delta V}{V} = 0$ ed $\varepsilon_z = 0$ deve essere, per la congruenza:

$$r^2[(1 + \varepsilon_r)^2 - 1] = r_o^2[(1 + \varepsilon_{ro})^2 - 1]$$

$$\text{da cui } \varepsilon_r = f_1\left(\frac{r}{r_o}, \varepsilon_{ro}\right)$$

nonché $(1 + \varepsilon_r)(1 + \varepsilon_\theta) = 1$ e quindi $\varepsilon_\theta = f_2\left(\frac{r}{r_o}, \varepsilon_{ro}\right)$.

di equilibrio anche alle condizioni di plasticizzazione; per $r \geq r_p$ il terreno può ritenersi sollecitato in regime elastico e le tensioni e le deformazioni devono soddisfare le equazioni costitutive di un mezzo elastico.

Lo stato tensionale indotto viene quindi analizzato separatamente nei due domini, quello elastico e quello plastico, in funzione delle incognite tensioni al contorno elasto-plastico e del raggio « r_p », incognite che poi vengono determinate imponendo il rispetto delle condizioni di equilbrio e congruenza al contorno $r = r_p$.

Nel dominio elastico, e cioè per $r \geq r_p$ e nell'ipotesi, comune a tutti i modelli adottati, di stato piano di deformazione, conseguente a $\tau_{r,z} = 0$, la variazione di pressione uniforme $\Delta\sigma_{rp}$ al contorno elasto-plastico provoca una distribuzione di tensioni radiali e circonferenziali nel mezzo circostante date da:

$$\Delta\sigma_r = \Delta\sigma_{r_p} \cdot r_p^2/r^2$$

$$\Delta\sigma_\theta = -\Delta\sigma_{r_p} \cdot r_p^2/r^2 = -\Delta\sigma_r$$

(1) (Soluzione di Lamè)

in cui alle tensioni di compressione è attribuito il segno positivo. Al suddetto stato piano di deformazione corrisponde uno stato piano di tensione $\Delta\sigma_z = \nu(\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_\theta) = 0$; per le (1), l'incremento di tensione normale media nel generico punto è:

$$\Delta\sigma_m = (\Delta\sigma_z + \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_\theta)/3 = 0 \qquad (1')$$

Dalla espressione della deformazione radiale $\varepsilon_r = \frac{U_r}{r}$ e dalle (1) risulta poi la seguente espressione dello spostamento radiale nel dominio elastico:

$$U_r = \frac{\Delta\sigma_r}{E}(1+\nu) \cdot r = \frac{\Delta\sigma_r}{2G} \cdot r \qquad (2)$$

dove ν è il coefficiente di Poisson ed E il modulo di Young.

Le (1) e (2) risolvono il problema dell'equilibrio elastico per $r \geq r_p$ purché siano noti i valori di $\Delta\sigma_{rp}$ ed r_p; essi dipendono, come vedremo in seguito, anche dal criterio di rottura prescelto per il materiale all'interno della zona plastica.

Nel dominio plastico, cioè $r_o \leq r \leq r_p$, la distribuzione delle tensioni indotte può essere ricavata col sistema formato dalle equazioni di equilibrio e dalla condizione di plasticizzazione.

Nella successiva analisi della pressione neutra indotta dall'infissione dei pali si dovrà però ricordare che in tale dominio non è più $\Delta\sigma_m = 0$; se si considera il terreno come un mezzo elasto-plastico ideale, il percorso delle tensioni totali (total stress path) in un punto del dominio è rappresentato dalla bilatera riportata con linea continua in fig. 2.

Il reale comportamento del terreno, che è diverso da quello elastico-perfettamente plastico, modifica però tale percorso che può assumere un andamento come quello indicato nella figura con linea tratteggiata.

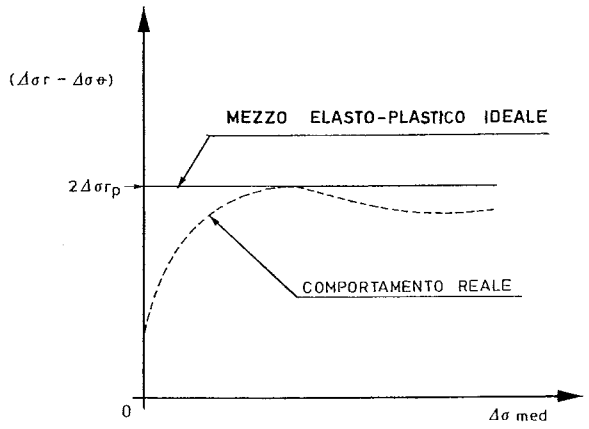

Fig. 2. - Variazioni di tensioni totali in un punto durante l'espansione di una cavità cilindrica.

2.2. *Soluzioni esistenti*

Accenniamo brevemente ai modelli adottati per lo studio dell'espansione di una cavità cilindrica, riferendoci essenzialmente alla legge costitutiva ed alle condizioni al contorno assunte.

Si è già detto che lo studio dell'espansione di una cavità cilindrica viene eseguito anche per l'interpretazione delle misure di prove pressiometriche.

A tal uopo va però rilevato che le più recenti teorie [PALMER, 1972; BAGUELIN-JEZEQUEL, 1972b], cogliendo in pieno lo spirito della prova che deve permettere di determinare il legame costitutivo tensione-deformazione del terreno $\tau = f(\gamma)$ mediante il rilievo della curva sperimentale $\Delta\sigma_{ro} = f(\varepsilon_{ro})$ [2], non fanno alcuna preliminare assunzione sul comportamento del

[2] Vedi quanto detto in 2.1.

terreno. Questi due studi perciò non vengono qui considerati mentre vengono riportati i risultati delle analisi condotte da GIBSON e ANDERSON [1961] per l'interpretazione delle prove pressiometriche, poiché le loro ipotesi di lavoro sono basate, come nello studio delle tensioni indotte dall'infissione di un palo, sulla preliminare definizione del comportamento del terreno.

Una preliminare definizione della relazione tensione-deformazione è infatti indispensabile per la determinazione delle tensioni indotte dall'infissione di un palo, cioè per poter risalire dalle deformazioni imposte allo stato tensionale indotto.

A tal fine nei calcoli si usa una relazione che può essere più o meno aderente al reale comportamento del terreno a seconda che la soluzione del problema viene cercata con approccio numerico o analitico; in quest'ultimo caso infatti, per necessità di calcolo, occorre schematizzare il comportamento del terreno con relazioni che risultano poi facilmente integrabili quando vengono introdotte nelle equazioni differenziali d'equilibrio.

Coi metodi numerici, invece, nel procedimento di calcolo può essere introdotta una relazione tensione-deformazione più aderente al reale comportamento del terreno come, per esempio, quella ricavata con prove di laboratorio su campioni intatti. Di questo tipo è il metodo proposto da LADANIJ [1963] (v. Appendice).

L'applicazione di questi metodi risulta, però, molto più laboriosa.

Nei metodi analitici il criterio di resistenza generalmente impiegato è quello di Mohr-Coulomb; solo nello studio di BISHOP [1945], che tra l'altro riguarda più propriamente il punzonamento di un blocco di rame, viene impiegato il criterio di VON MISES.

Per quanto concerne le condizioni al contorno osserviamo che tutte le analisi fanno riferimento ad uno stato piano di deformazione nel piano r, θ con una distribuzione di sole forze radiali all'interfaccia palo-terreno. Il solo BANERIEE [1969] tiene conto, in modo approssimato, anche di una distribuzione di forze tangenziali verticali $\tau_{ro,\,z}$, agenti all'interfaccia palo-terreno; tuttavia, come si vedrà, l'effetto di quest'ultima distribuzione è di scarso rilievo.

2.3. *Soluzione analitica*

Le formule proposte ed impiegate dai vari Autori [BISHOP *et al.*, 1945; GIBSON ed ANDERSON, 1961; BANERJEE, 1969; VESIC, 1972] per il calcolo delle tensioni indotte dall'espansione di una cavità cilindrica, sono state ricavate con procedimenti molto simili tra loro ed a quello che si va ad esporre nella presente analisi; le differenze nei risultati derivano, come vedremo, o da qualche variante nel procedimento o dalla scelta del criterio di resistenza o dalle condizioni al contorno assunte.

Il procedimento che stiamo per esporre per il calcolo delle tensioni indotte dall'infissione di un palo in argilla satura è basato sulle seguenti ipotesi:

a) non vi è variazione di volume del terreno durante l'infissione;

b) il terreno si comporta come un mezzo elastico perfettamente plastico, omogeneo ed isotropo;

c) lo stato di deformazioni indotte è assialsimmetrico piano;

d) il criterio di resistenza adottato è quello di Von Mises [3];

e) la distribuzione di sollecitazioni all'interfaccia palo-terreno è del tipo radiale; si trascura la componente tangenziale $\tau_{ro,\,z}$ che oltretutto, come si vedrà in seguito, ha influenza trascurabile sulla distribuzione delle tensioni indotte.

Indicando con $\Delta\sigma_r$ e $\Delta\sigma_\theta$ le tensioni principali orizzontali indotte dall'infissione del palo, le equazioni di equilibrio del generico elemento di volume a distanza r dall'asse z si riducono alla:

$$\frac{\delta\,(\Delta\sigma_r)}{\delta\,r} + \frac{\Delta\sigma_r - \Delta\sigma_\theta}{r} = 0 \qquad (3)$$

Nel terreno che subisce solo una deformazione elastica a causa dell'infissione del palo, la distribuzione delle tensioni è fornita dalla soluzione di Lamè (1) dopo aver determinato i valori di r_p e $\Delta\sigma_{r_p}$ al contorno elasto-plastico nel modo appresso indicato.

Nella zona di terreno plasticizzata, cioè per $r \leqslant r_p$, le tensioni risultano legate dalla relazione:

$$\Delta\sigma_r - \Delta\sigma_\theta = \frac{4}{\sqrt{3}}\,c_u \qquad (4)$$

[3] La scelta di tale criterio deriva dal miglior « fitting » che si ottiene, come si vedrà in seguito, tra la distribuzione radiale prevista per le pressioni neutre indotte dall'infissione di un palo in argilla e quella misurata. Ciò può essere, almeno intuitivamente, connesso al fatto che Von Mises porta in conto anche la tensione principale intermedia.

che esprime, in questo caso (4), il criterio di Von Mises.

Al contorno ($r = r_p$), poiché $\Delta\sigma_{r_p} = -\Delta\sigma_{\theta_p}$ (v. eq. 1), la (4) fornisce:

$$\Delta\sigma_{r_p} = \frac{2}{\sqrt{3}} c_u \qquad (5)$$

Dalla (4) e dall'equazione di equilibrio (3) integrando si ha:

$$\Delta\sigma_r = -\frac{4}{\sqrt{3}} c_u \cdot \ln r + C$$

dove con C si indica una costante di integrazione che può ricavarsi con la condizione al contorno che per $r = r_p$ è $\Delta\sigma_r = \Delta\sigma_{r_p}$ per cui:

$$C = \frac{4}{\sqrt{3}} c_u \cdot \ln r_p + \frac{2}{\sqrt{3}} c_u$$

L'espressione di $\Delta\sigma_r$ nella zona plastica sarà quindi:

$$\Delta\sigma_r = \frac{2}{\sqrt{3}} c_u + \frac{4}{\sqrt{3}} (\ln r_p - \ln r) c_u \qquad (6)$$

Dalla (4) e (6) quindi abbiamo anche il valore di $\Delta\sigma_\theta$ fornito dalla relazione:

$$\Delta\sigma_\theta = -\frac{2}{\sqrt{3}} c_u + \frac{4}{\sqrt{3}} (\ln r_p - \ln r) c_u \qquad (7)$$

Per l'utilizzazione di dette espressioni è necessario però conoscere il raggio del contorno elasto-plastico r_p che possiamo determinare imponendo l'uguaglianza dello spostamento elastico a quello plastico per i punti che giacciono su tale contorno. La (2) e la (5) forniscono immediatamente l'espressione dello spostamento elastico U^e_{rp}:

$$U^e_{rp} = \frac{2}{\sqrt{3}} \cdot \frac{c_u}{2G} \cdot r_p \qquad (8)$$

(4) All'ipotesi di stato piano di deformazione senza variazione di volume consegue che sia nel campo elastico che nel campo plastico la tensione intermedia assume l'espressione $\Delta\sigma_z = (\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_\theta)/2$; una chiara deduzione della validità di questa relazione anche in campo plastico è riportata da PREVOST e HÖEG [1975].

Il calcolo dello spostamento dello stesso punto considerato come appartenente al dominio plastico può condursi come segue.

La teoria delle grandi deformazioni fornisce per ε_r e ε_θ le espressioni:

$$\varepsilon_r = \frac{\delta U/\delta r}{1 + \delta U/\delta r}; \qquad \varepsilon_\theta = \frac{U}{U + r}; \qquad (9)$$

Dalla condizione di incompressibilità e deformazione piana risulta poi $\varepsilon_r + \varepsilon_\theta = 0$ che per la (9) può scriversi:

$$\frac{\delta}{\delta r}(U^2 + rU) = 0 \qquad (9')$$

e cioè

$$U^2 + r \cdot U = C$$

con la costante di integrazione C che può determinarsi con la condizione che per $r = r_o$ deve essere $U = U_o$.

Il valore di U_o può determinarsi imponendo la condizione che i punti che prima dell'infissione del palo si trovavano a distanza r_o dal centro di questo, ad infissione avvenuta si troveranno a distanza $(r_o + U_o)$ tale che il materiale contenuto nella corona cilindrica di raggio $(r_o + U_o) \div r_o$ uguagli il volume di terreno prima contenuto nel cilindro di raggio r_o e poi spostato dal palo;
risulta cioè:

$$r^2_o = (r_o + U_o)^2 - r^2_o$$

da cui:

$$U_o = (\sqrt{2} - 1) r_o = 0{,}41\, r_o$$

La condizione al contorno $r = r_o$ fornisce quindi per la costante di integrazione il valore di $C = 0.57\, r^2_o$.

Lo spostamento dei punti della zona plastica assume così l'espressione:

$$U^{p2} + r\, U^p = 0.57\, r^2_o$$

da cui:

$$U^p = 0.57 \frac{r^2_o}{r + U^p}$$

che per $r = r_p$ e trascurando il valore $U^p{}_{rp}$ rispetto ad r_p (5), fornisce:

(5) La (8) per i valori di $\frac{G}{c_u} = 100 \div 250$ forniti dall'esperienza per le argille normalmente consolidate [D'APPOLONIA *et al.*, 1971], dà per U_{rp} un valore dell'ordine di $(0{,}006 \div 0{,}002) \cdot r_p$, e quindi trascurabile rispetto a r_p.

$$U^{p}_{r_p} = 0{,}57 \frac{r_o^2}{r_p + U^{p}_{rp}} = 0{,}57 \frac{r_o^2}{r_p} \quad (10)$$

Uguagliando quindi le espressioni di U_{r_p} fornite dalla (8) e dalla (10) si ottiene la seguente espressione:

$$\frac{1}{\sqrt{3}} \frac{c_u}{G} \cdot r_p = 0{,}57 \frac{r_o^2}{r_p}$$

da cui:

$$\frac{r_p^2}{r_o^2} = 0{,}57 \cdot \sqrt{3} \cdot \frac{G}{c_u} = 0{,}98 \frac{G}{c_u}$$

e cioè:

$$\frac{r_p}{r_o} \simeq \frac{G}{c_u} \quad (11)$$

Le espressioni (6) e (7) per il calcolo delle tensioni indotte dall'infissione di un palo in argilla sono riportate in forma adimensionale in tab. I; in questa forma le tensioni sono rapportate alla coesione non drenata c_u e la generica distanza è rapportata al raggio r_o del palo.

Nella stessa tabella sono riportate anche le analoghe formule ricavate dall'analisi di BISHOP *et al.* [1945], GIBSON ed ANDERSON [1961], BANERJEE [1969] e VESIC [1972].

Bishop *et al.* affrontarono lo studio dell'espansione di una cavità cilindrica con lo scopo di determinare la forza di punzonamento di un blocco di rame; le formule da essi ottenute per lo stato tensionale indotto dall'espansione di una cavità cilindrica vengono qui trasferite al problema d'infissione di un palo in argilla, sostituendo alla resistenza a compressione uniassiale $\sigma_o = Y$ del rame, quella a compressione uniassiale non drenata $\sigma_o = 2\,c_u$ dell'argilla.

La loro analisi è basata sulle stesse ipotesi a), c), d), ed e) fatte nella soluzione appena esposta; il comportamento del mezzo viene ricondotto all'ipotesi b) operando una semplificazione (6) nel comportamento assunto per il rame, dagli Autori.

Il procedimento di calcolo differisce da quello qui usato essenzialmente per il modo in cui è stato calcolato lo spostamento del generico punto del contorno esterno del dominio plastico, di raggio incognito r_p. Gli Autori infatti determinano tale spostamento imponendo che la variazione di volume del cilindro di lunghezza unitaria e di raggio r_p, connesso allo spostamento U_{rp}, deve essere uguale al volume dell'unità di lunghezza del punzone infisso di raggio r_o: $r_o^2 = (r_p + U_{rp})^2 - r_p^2 \simeq 2 r_p . U_{rp}$; il valore di r_p viene poi sempre determinato come in precedenza imponendo la condizione che il suddetto spostamento uguagli quello indotto dalla tensione radiale di prima plasticizzazione $\sigma_{rp} = \sigma_o / \sqrt{3}$ (7) agente sulla cavità di raggio r_p del dominio elastico, spostamento che può essere calcolato con la (2).

GIBSON ed ANDERSON [1961], per poter risalire a relazioni idonee all'interpretazione dei risultati di una prova pressiometrica, analizzarono lo stato tensionale indotto, nel campo elastico ed in quello plastico, dall'espansione di una cavità cilindrica di raggio iniziale a_o.

Ponendo $a_o = 0$ nelle espressioni da essi ottenute (8), si ricavano le relazioni riportate in forma adimensionale in tab. I.

(6) Gli Autori ipotizzano per il rame:
— una sollecitazione di plasticizzazione per compressione uniassiale $\sigma_o = Y$;
— un comportamento elastico del mezzo per valori della sollecitazione minore di Y;
— una tensione « vera » « σ » che per valori della sollecitazione maggiore di Y, è legata alla deformazione naturale « ε » dalla relazione.

$$\sigma = Y + f(\varepsilon)$$

Se si trascura il termine $f(\varepsilon)$ nella suddetta relazione il comportamento del mezzo si riduce all'ipotesi b) innanzi assunta. Con tale ipotesi, le espressioni delle tensioni nel campo elastico, da Essi trovate nella forma più generale che tiene conto anche del termine $f(\varepsilon)$, si riducono a:

$$\sigma_r = \frac{Y}{\sqrt{3}} \left[1 + 2 \ln \left(\frac{r_p}{r_o} \frac{r_o}{r} \right) \right]$$

$$\sigma_\theta = \frac{Y}{\sqrt{3}} \left[2 \ln \left(\frac{r_p}{r_o} \frac{r_o}{r} \right) - 1 \right]$$

dove per il raggio della zona plastica gli AA. forniscono l'espressione:

$$\left(\frac{r_p}{r_o} \right)^2 = \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{E}{(1+\nu) \cdot Y};$$

nella zona elastica valgono ovviamente le solite espressioni di Lamè (1). Ponendo nelle suddette relazioni $Y = 2\,c_u$ si ricavano le espressioni riportate in forma adimensionale in tab. 1.

(7) Dal criterio di VON MISES $(\sigma_r - \sigma_\theta)_{r = r_p} = 2\sigma_o / \sqrt{3}$ e poiché per la (1) è $(\sigma_\theta)_{r = r_p} = -\sigma_{rp}$ si deduce che $\sigma_{rp} = \sigma_o / \sqrt{3}$.

(8) Lo studio è stato condotto analizzando come varia lo stato tensionale indotto nel terreno circostante la sonda man mano che la cavità cilindrica sotto l'azione della variazione di pressione radiale $\Delta p = p - p_o$ applicata sulla pa-

TABELLA I

VARIAZIONI DI TENSIONI INDOTTE DALL'INFISSIONE DI UN PALO IN ARGILLA SATURA

AUTORE	$\frac{\Delta\tau_{r,z}}{c_u}$	$\varrho_p = \frac{r_p}{r_o}$	zona plastica $\varrho = r/r_o$		$\Delta\sigma_{r_p}/c_u$	zona elastica $\varrho = r/r_o$	
			$\Delta\sigma_r/c_u$	$\Delta\sigma_\theta/c_u$		$\Delta\sigma_r/c_u$	$\Delta\sigma_\theta/c_u$
DALL ANALISI DI BISHOP HILL E MOTT (1945)	0	$\sqrt{\frac{\sqrt{3}}{2}\cdot\frac{E}{2(1+\nu)c_u}} = \simeq 0{,}93\cdot\sqrt{\frac{G}{c_u}}$	$\frac{2}{\sqrt{3}}\,(2\ln\varrho_p + 1 - 2\ln\varrho)$	$\frac{2}{\sqrt{3}}\,(2\ln\varrho_p - 1 - 2\ln\varrho)$	$\frac{2}{\sqrt{3}}$	$\frac{2}{\sqrt{3}}\cdot\frac{\varrho_p^2}{\varrho^2}$	$-\frac{2}{\sqrt{3}}\cdot\frac{\varrho_p^2}{\varrho^2}$
BANERJEE (1969)	$\frac{m}{\varrho}$	$\sqrt{\frac{m^2}{2}+\sqrt{\frac{m^4}{4}+\left(\frac{4G}{c_u}\right)^2}} \simeq 2\cdot\sqrt{\frac{G}{c_u}}$	$2\ln\varrho_p + 2\sqrt{1-\frac{m^2}{\varrho^2}} - \sqrt{1-\frac{m^2}{\varrho_p^2}} + 2\cdot\ln\cdot\frac{1+\sqrt{1-\frac{m^2}{\varrho_p^2}}}{1+\sqrt{1-\frac{m^2}{\varrho^2}}} - 2\ln\varrho$	$2\ln\varrho_p - \sqrt{1-\frac{m^2}{\varrho_p^2}} + 2\ln\frac{1+\sqrt{1-\frac{m^2}{\varrho_p^2}}}{1+\sqrt{1-\frac{m^2}{\varrho^2}}} - 2\ln\varrho$	$\sqrt{1-\frac{m^2}{\varrho_p^2}}$	$\sqrt{1-\frac{m^2}{\varrho_p^2}}\cdot\frac{\varrho_p^2}{\varrho^2}$	$-\sqrt{1-\frac{m^2}{\varrho_p^2}}\cdot\frac{\varrho_p^2}{\varrho^2}$
DALL ANALISI DI GIBSON E ANDERSON (1961) VESIC (1972)	0	$\sqrt{\frac{E}{2(1+\nu)c_u}} = \sqrt{\frac{G}{c_u}}$	$2\ln\varrho_p + 1 - 2\ln\varrho$	$2\ln\varrho_p - 1 - 2\ln\varrho$	1	$\frac{\varrho_p^2}{\varrho^2}$	$-\frac{\varrho_p^2}{\varrho^2}$
PRESENTE ANALISI	0	$\simeq\sqrt{\frac{G}{c_u}}$	$\frac{2}{\sqrt{3}}\,(2\ln\varrho_p + 1 - 2\ln\varrho)$	$\frac{2}{\sqrt{3}}\,(2\ln\varrho_p - 1 - 2\ln\varrho)$	$\frac{2}{\sqrt{3}}$	$\frac{2}{\sqrt{3}}\cdot\frac{\varrho_p^2}{\varrho^2}$	$-\frac{2}{\sqrt{3}}\cdot\frac{\varrho_p^2}{\varrho^2}$

TABELLA II

SOVRAPPRESSIONI NEUTRE INDOTTE DALL'INFISSIONE DI UN PALO IN ARGILLA SATURA

AUTORE	$\varrho_p = r_p/r_o$	Δ_u/c_u	
		ZONA PLASTICA $\varrho = \frac{r}{r_o}$	ZONA ELASTICA $\varrho = \frac{r}{r_o}$
DALLE TENSIONI DI BISHOP HILL E MOTT (1945)	$\sqrt{\frac{\sqrt{3}}{2}\cdot\frac{E}{2(1+\nu)c_u}} \simeq 0{,}93\sqrt{\frac{G}{c_u}}$	$\frac{2}{\sqrt{3}}\,(0{,}81\,\alpha - 2\ln\varrho_p - 2\ln\varrho)$	$\frac{2}{\sqrt{3}}\cdot 0{,}81\cdot\alpha\cdot\frac{\varrho_p^2}{\varrho^2}$
BANERJEE (1969)	$\sqrt{\frac{m^2}{2}+\sqrt{\frac{m^4}{4}+\left(\frac{4G}{c_u}\right)^2}} \simeq 2\cdot\sqrt{\frac{G}{c_u}}$	$0{,}81\cdot\alpha\cdot\sqrt{1-\frac{m^2}{\varrho^2}} + 2\ln\varrho_p + \sqrt{1-\frac{m^2}{\varrho^2}} + -\sqrt{1-\frac{m^2}{\varrho_p^2}} + 2\ln\frac{1+\sqrt{1-\frac{m^2}{\varrho_p^2}}}{1+\sqrt{1-\frac{m^2}{\varrho^2}}} - 2\ln\varrho$	$0{,}81\cdot\alpha\cdot\frac{1}{\varrho^2}\sqrt{\varrho_p^4 m^2\varrho_p^2 + m^2\varrho^2}$
DALLE TENSIONI DI GIBSON E ANDERSON 1961 VESIC (1972)	$\sqrt{\frac{E}{2(1+\nu)c_u}} = \sqrt{\frac{G}{c_u}}$	$0{,}81\cdot\alpha + 2\ln\varrho_p - 2\ln\varrho$	$0{,}81\cdot\alpha\cdot\frac{\varrho_p^2}{\varrho^2}$
PRESENTE ANALISI	$\simeq\sqrt{\frac{G}{c_u}}$	$\frac{2}{\sqrt{3}}\,(0{,}81\cdot\alpha + 2\ln\varrho_p - 2\ln\varrho)$	$\frac{2}{\sqrt{3}}\cdot 0{,}81\cdot\alpha\cdot\frac{\varrho_p^2}{\varrho^2}$

La loro analisi è basata sulle stesse ipotesi a), b), d), ed e) innanzi riferite con la sola sostituzione del criterio di resistenza di Von Mises con quello di Mohr-Coulomb.

Il procedimento di calcolo del raggio della zona plastica è analogo a quello di Bishop; tuttavia la minore tensione radiale di prima plasticizzazione dovuta al diverso criterio di resistenza adottato, comporta un maggiore valore del raggio della zona plastica come può rilevarsi dalla tab. I.

VESIC [1972] propose un metodo per calcolare le tensioni tangenziali e radiali indotte dall'infissione di un palo in un terreno dotato di coesione ed attrito, in cui viene introdotta anche l'eventuale compressibilità del terreno nella zona plastica mediante l'impiego di una variazione volumetrica media « Δ ».

Nel caso che il terreno è costituito da argilla satura ($\Delta = 0$) le formule trovate dall'Autore si riducono a quelle di Gibson ed Anderson. Questa è un'ovvia conseguenza del fatto che sia le ipotesi di base che il procedimento nelle due analisi vengono a coincidere.

Nella tab. I infine vengono riportate anche le distribuzioni ricavate da BANERJEE [1969] nell'analisi delle tensioni indotte dall'infissione di un palo in argilla satura.

rete interna, si espande dal raggio iniziale $r_i = a_o$ al raggio $r_o = a$; p_o è la tensione geostatica preesistente.

Per il terreno sollecitato in campo elastico gli Autori ritrovano le formule di Lamè (1) che restano valide per il calcolo delle tensioni del mezzo circostante finché $\Delta p \leq c_u$.

Al crescere della pressione p e per $\Delta p > c_u$, una zona di terreno si plasticizza; per il raggio di questa zona Essi trovano l'espressione:

$$\left(\frac{r_p}{a}\right)^2 = [E/2(1+\nu)c_u] \cdot [1-(a_o/a)^2] - (a_o/a)^2 p_o/c_u.$$

Essi poi ricavano le seguenti espressioni delle variazioni di tensioni radiali e tangenziali indotte sul generico elemento di terreno sollecitato in campo plastico $a < r < r_p$:

$$\Delta\sigma_r = \Delta p - 2 c_u \ln (r/a)$$

$$\Delta\sigma_\theta = \Delta\sigma_r - 2 c_u$$

con

$$\Delta p = c_u + c_u \cdot \ln\{[E/2(1+\nu)c_u][1-(a_o/a)^2] - (a_o/a)^2 p_o/c_u\}.$$

Per estrapolare i risultati così ottenuti per l'espansione di una cavità cilindrica di raggio iniziale $a_o \neq 0$ al caso di infissione di un palo, possiamo considerare quest'ultimo caso come equivalente all'espansione di una cavità di raggio iniziale $a_o = 0$; ponendo quindi $a_o = 0$ ed $a = r_o$ nelle relazioni poc'anzi riferite per le tensioni e per il raggio della zona plastica si ottengono le espressioni riportate in forma adimensionale in tab. 1.

Le ipotesi fatte dall'Autore coincidono con quelle assunte dallo scrivente per quanto riguarda i punti a), b), e c) mentre se ne discostano per i punti d) ed e); il criterio di resistenza impiegato è quello di Mohr-Coulomb e all'interfaccia palo-terreno si considera anche una distribuzione di sollecitazioni tangenziali $\tau_{ro,z} = m \cdot c_u$ con $0 \leq m \leq 1$.

Le tensioni agenti sul generico elemento di terreno dovranno quindi soddisfare l'equazione di equilibrio nella direzione radiale che nelle ipotesi assunte (9), si riduce alla (3) e quella d'equilibrio nella direzione verticale che si riduce a:

$$\frac{\delta\tau_{r,z}}{\delta r} + \frac{\tau_{r,z}}{r} = 0 \qquad (12)$$

Questa equazione fornisce direttamente la espressione di $\tau_{r,z}$ tramite la condizione al contorno che per $r = r_o$, $\tau_{r,z} = m \cdot c_u$ per cui:

$$\tau_{r,z} = m \cdot c_u \cdot r_o/r.$$

L'esistenza di una $\tau_{r,z}$ condiziona la distribuzione delle tensioni radiali e tangenziali nella zona plastica, come può rilevarsi dalle formule riportate in tab. I (10).

Per il calcolo del raggio del dominio plastico l'Autore fa ricorso alla (9') che però integra con la condizione al contorno che per $r = r_o$ $U_{r_o} = r_o$; da questa posizione dell'Autore, deriva la notevole divergenza del raggio di plasticizzazione da lui trovato rispetto a quello di Vesic o di Gibson e Anderson che fanno praticamente le sue stesse ipotesi; l'influenza della $\tau_{r,z}$ risulta del tutto trascurabile nel calcolo di r_p (v. tab. I).

Dall'analisi dei risultati delle varie teorie, sintetizzati in tab. I e diagrammati in fig. 3, possiamo rilevare che:

— le espressioni in forma adimensionale del-

(9) Come è ovvio, la presenza della tensione tangenziale $\tau_{r,z}$, a rigore, è incompatibile con l'ipotesi di deformazione piana nel piano r, θ; per tale motivo, l'analisi di Banerjee è da ritenere approssimata e quindi affetta da errori di entità non nota.

(10) Occorre peraltro osservare che l'influenza di $\tau_{r,z}$ nella distribuzione delle tensioni principali e delle sovrappressioni neutre è di assai scarso rilievo, e limitata ad una zona prossima al palo; dalle figg. 3 e 12 può osservarsi che le distribuzioni limiti corrispondenti a $m = 1$ ($\tau_{r_o,z} = c_u$) e $m = 0$ ($\tau_{r_o,z} = 0$) sono praticamente identiche per $r \geq 2 r_o$.

Per il calcolo della distribuzione di pressioni neutre appare quindi più pratico far uso delle formule semplificate che si ottengono ponendo $\tau_{r_o,z} = 0$.

le tensioni ricavate nella presente analisi e riportate in tab. I sono perfettamente uguali a quelle ricavate con l'analisi di BISHOP *et al.* che adottano lo stesso criterio di resistenza. Una leggera differenza tra i valori delle tensioni fornite dalle due analisi deriva dal piccolo aumento del valore del raggio della zona plastica che si ha nella presente analisi per quanto detto in precedenza; anche la fig. 3 mostra come questa differenza è praticamente trascurabile.

— Dalla fig. 3 appare evidente come l'impiego del criterio di resistenza di Von Mises comporta che i valori delle tensioni indotte ed il relativo gradiente nella zona plastica risultano maggiori di quelli che si otterrebbero adottando il criterio di Mohr-Coulomb.

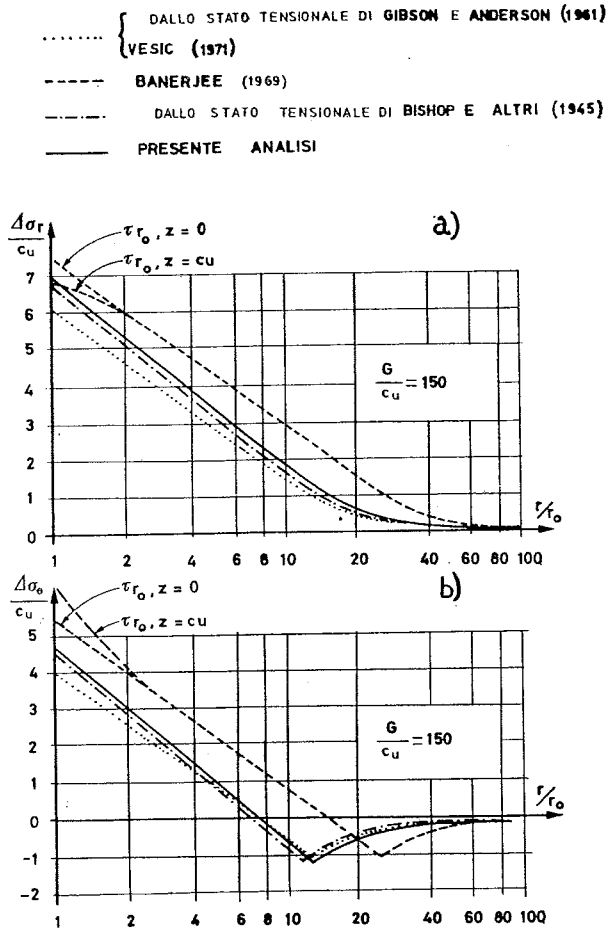

Fig. 3. - Distribuzione teorica delle tensioni indotte dall'infissione di un palo in argilla satura.

Questa influenza è ben evidenziata dal confronto delle curve relative all'analisi di BISHOP *et al.* e all'analisi di VESIC, le cui teorie differiscono tra loro proprio e solo per il criterio di resistenza prescelto; il suddetto confronto evidenzia anche (fig. 3, b) la leggera diminuzione che si ha nel valore del raggio della zona plastica quando si adotta il criterio di Von Mises.

Confrontando in tab. I l'espressione del raggio di plasticizzazione ottenuta con la presente analisi e quella ottenuta da Vesic si rileva che esse praticamente coincidono; si rileva cioè che la leggera diminuzione dovuta all'adozione del criterio di Von Mises si compensa con il leggero aumento connesso al diverso procedimento di calcolo adottato nella presente analisi per lo spostamento del contorno elasto-plastico.

Nettamente superiori risultano poi i valori delle tensioni e del raggio di plasticizzazione di BANERJEE a causa di quanto già detto circa l'assunzione da lui posta nel calcolo del raggio della zona plastica.

2.4. *Distribuzione delle sovrappressioni neutre indotte*

Le tensioni totali indotte dall'infissione di un palo in argilla satura sono state calcolate nell'ipotesi che il sistema acqua-scheletro solido si comporti come un mezzo idealmente elastico-perfettamente plastico.

Per il calcolo della sovrappessione neutra « Δu » connessa alle variazioni di tensioni totali indotte, occorre poi impiegare il coefficiente di pressione neutra misurato in laboratorio, per tener conto del reale comportamento dello scheletro solido (dilatanza) per effetto delle distorsioni connesse alle variazioni di tensioni innanzi calcolate.

Infatti se si ipotizzasse ancora un comportamento elasto-plastico dello scheletro solido con fluido incompressibile, si avrebbero pressioni neutre solo nella zona plastica, cioè, là dove l'infissione del palo provoca una variazione della tensione media totale $\Delta\sigma_{med} > 0$; nella zona elastica incece, là dove $\Delta\sigma_{med} = 0$, la suddetta ipotesi porterebbe a valori di $\Delta u = 0$ e ciò in contrasto con l'evidenza sperimentale.

Per il calcolo della pressione neutra indotta faremo quindi ricorso all'equazione generalizzata di Henkel che per terreni saturi diventa:

$$\Delta u = \Delta\sigma_{med} + \alpha\Delta\tau_{oct} \qquad (14)$$

dove $\alpha = (3A - 1)/\sqrt{2}$ con A = coefficiente di Skempton, misurato con prove triassiali.

Come si è già detto all'ipotesi di stato piano di deformazione e variazione di volume nulla,

consegue una $\Delta\sigma_z = \frac{\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_\theta}{2}$; la (14) perciò in tale ipotesi e poiché $\Delta\sigma_r$, $\Delta\sigma_\theta$ e $\Delta\sigma_z$ sono tensioni principali, fornisce:

$$\Delta u = \frac{\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_\theta}{2} + \sqrt{\frac{3}{2}}\,\frac{\alpha}{3}(\Delta\sigma_r - \Delta\sigma_\theta) \qquad (15)$$

Introducendo in questa relazione le espressioni di $\Delta\sigma_r$ e $\Delta\sigma_\theta$ fornite dalle (1), (6) e (7) otteniamo le distribuzioni di sovrappressioni neutre indotte dall'infissione di un palo in argilla satura, riportate in forma adimensionale in tab. II.

Nella stessa tabella sono riportate anche le formule ricavate introducendo nella (15) le distribuzioni di tensioni dedotte, come innanzi esposto, dagli studi di BISHOP [1945] e di GIBSON ed ANDERSON [1961] e riportate in tab. I.

VESIC [1972] e BANERJEE [1969] calcolano le sovrappressioni neutre indotte dall'infissione di un palo in argilla satura utilizzando la (15) e le distribuzioni di tensioni da essi ricavate e riportate in tab. I; le formule a cui essi giungono sono state riportate in forma adimensionale in tab. II.

Per rendere più immediato un confronto tra le sovrappressioni neutre stimate seguendo le varie teorie, in fig. 4 sono stati riportati in diagramma i valori ricavati con le espressioni riferite in tab. II, ponendo $\frac{G}{c_u} = 150$ ed i valori di α corrispondenti ad A_f uguale a 0,7 e 1.

Dalla figura appare immediato che:

— l'adozione del criterio di resistenza di Von Mises comporta più elevati valori e maggiore gradiente della sovrappressione neutra nella zona plastica di quanto si ottiene col criterio di Mohr-Coulomb; valori nettamente maggiori si trovano con l'impiego delle formule suggerite da Banerjee, a causa del maggior valore del raggio della zona plastica conseguente alle modalità di calcolo da Lui impiegate.

— Confrontando le curve di fig. 4a, con quelle di fig 4b, si osserva che l'adozione di $A_f = 0{,}7$ in luogo di $A_f = 1$ comporta una riduzione delle sovrappressioni neutre nella zona plastica di circa il 7%.

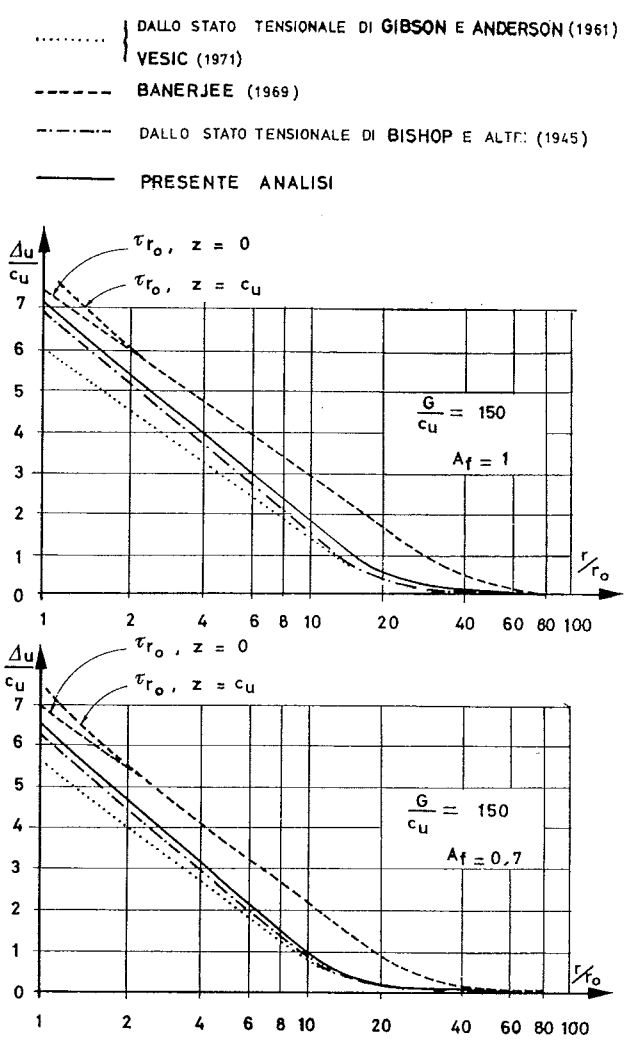

Fig. 4. - Distribuzione teorica delle sovrappressioni neutre indotte dall'infissione di un palo in argilla satura.

3. Evidenza sperimentale

3.1. *Significatività delle misure*

In fig. 4 sono state diagrammate le pressioni neutre dedotte coi procedimenti analitici esposti nelle varie teorie innanzi esaminate. I risultati sintetizzati in questa figura pongono in evidenza come la stima della sovrappressione neutra indotta dall'infissione di un palo in argilla può essere alquanto diversa a seconda della teoria adottata, e che il gradiente delle sovrappressioni neutre nella zona plastica risulta più elevato se si fa uso del criterio di plasticizzazione di Von Mises che porta in conto anche la tensione principale intermedia.

In ogni caso per dare una conferma alla validità delle suddette deduzioni teoriche occorre verificare se esse sono poi suffragate dall'esperienza. Per la validità di una tale verifica però è necessario che le esperienze eseguite siano opportunamente analizzate per assicurarsi che le

misure rilevate siano effettivamente rappresentative delle pressioni neutre indotte dall'infissione del palo, le quali dipendono oltre che dalla forma e dimensioni del palo anche dalla velocità d'infissione e dalla permeabilità del terreno.

Generalmente l'esperienza di pali infissi in argilla mette bene in evidenza che in una zona molto prossima al palo (zona plastica) si ha un elevato gradiente radiale della sovrappressione neutra e una sua rapida dissipazione; una dissipazione delle sovrappressioni neutre più rapida di quella prevista dalla teoria della consolidazione può essere attribuita ad un fenomeno di rilassamento delle tensioni [CROCE *et al.*, 1973].

In ogni caso questa rapida dissipazione può indurre notevoli errori nella misura dei picchi delle sovrappressioni neutre se il sistema di misura (piezometro) non è sufficientemente pronto.

Anche il diametro del palo incide notevolmente sulla possibilità di rilevare correttamente i picchi di sovrappressione neutra; SODERBERG [1962] faceva rilevare infatti che la velocità di dissipazione della pressione neutra è una funzione inversa del quadrato del diametro del palo infisso ([11]).

Appare allora evidente come l'impiego di un piezometro con un time lag non sufficientemente basso e/o l'impiego di pali di piccolo diametro come quelli comunemente usati per prove su modello, possono ridurre notevolmente o privare del tutto di significato le misure effettuate.

Per prove su modello e con misure delle pressioni neutre eseguite con i sistemi attualmente disponibili, occorre impiegare pali con diametro di diversi centimetri.

L'elevato gradiente radiale può inoltre provocare notevoli errori nel rilievo della distribuzione della pressione neutra indotta quando si verifica una mancanza di parallelismo tra l'asse del palo ed il foro di installazione del piezometro. In tale evenienza infatti, la reciproca distanza « r_s » misurata in superficie tra palo e foro d'installazione non corrisponde alla reale distanza r tra piezometro e palo; l'errore che si commette allora nel ritenere che la misura fornita dal piezometro corrisponde alla pressione neutra indotta dal palo ad un distanza r_s, è tanto maggiore quanto più elevato è il gradiente radiale.

([11]) Per la teoria della consolidazione, la pressione neutra al generico tempo « t » può esprimersi con la relazione:

$$\Delta u = \Delta u_o \cdot f\,(r^2_o/c_h \cdot t)$$

dove Δu_o è la pressione neutra indotta in condizione non drenata, r_o è il raggio del palo e c_h è il coefficiente di consolidazione orizzontale. La funzione $f\,(r^2_o/c_h \cdot t)$ può variare da 1 a 0 con valori tanto più prossimi ad 1 quanto maggiore è il raggio del palo e minore il tempo « t » che intercorre tra l'infissione del palo e la misura della pressione neutra.

3.2. *Misure riferite dalla letteratura*

Per verificare quindi le soluzioni analitiche riportate in tab. II raccogliamo le misure disponibili dalle esperienze riferite nella letteratura tecnica sulle pressioni neutre indotte dall'infissione di pali, alla luce delle su accennate considerazioni sulla loro significatività.

La maggior parte delle esperienze esistenti sono state realizzate in vera grandezza. Le prove su modelli in scala ridotta sulle pressioni neutre indotte dall'infissione di pali, sono risultati di scarsa utilità; tra queste ultime la più significativa è quella di CLARK e MEYERHOF [1973] che vogliamo brevemente ricordare per evidenziare i limiti di un tale tipo di esperienza.

Gli Autori in un programma di prove su modello di pali infissi in argilla, si proposero di misurare anche le pressioni neutre indotte. Essi impiegarono un palo d'acciaio del diametro di 7,6 cm e 76 cm di lunghezza infisso in un letto d'argilla di media plasticità posta in un contenitore cilindrico di 56 cm di diametro

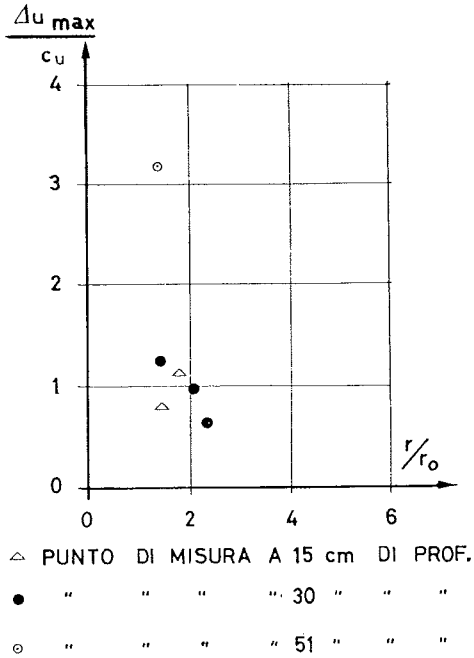

Fig. 5. - Valori massimi della sovrappressione neutra indotta dall'infissione di un palo in argilla satura, misurati con prove su modello [MEYERHOF, 1973].

e 76 cm di altezza; i picchi di pressioni neutre misurati sono riportati in fig. 5. I risultati sono alquanto discosti da quelli ottenuti da prove in vera grandezza, con misure effettuate a notevole profondità dal piano campagna e riportate in fig. 6; solo la misura rilevata alla quota più profonda nel modello, risulta più aderente a queste ultime.

Nella fig. 6 sono riportate le misure più significative delle pressioni neutre rilevate nel corso di esperienze in vera grandezza e riferite dalla letteratura; non sono state riportate le misure di HANNA [1967] né quelle di MILLIGAN *et al.* [1962], perché prive di significato per il confronto che qui si vuole eseguire. Le misure di Hanna non possono ritenersi rappresentative dei valori massimi delle sovrappressioni neutre indotte perché il piezometro impiegato non è sufficientemente pronto ([12]). Le misure di Milligan non possono essere interpretate con la teoria per l'infissione di pali cilindrici perché si riferiscono a pressioni neutre indotte dall'infissione di pali metallici costituiti da profilato ad H allo scopo di ridurre al massimo lo spostamento del terreno.

I dati riportati in forma adimensionale in fig. 6 si riferiscono alle seguenti esperienze.

BJERRUM *et al.* [1960] in connessione con un problema di fondazione su pali appoggiati sulla roccia sottostante un banco d'argilla, si posero

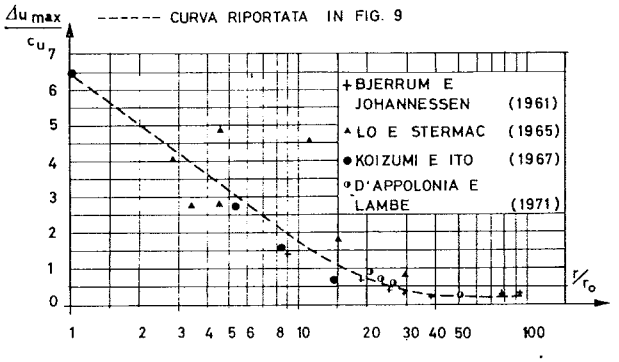

Fig. 6. - Picchi di sovrappressione neutra indotta dall'infissione di un palo in argilla satura.

([12]) L'Autore infatti per misurare la pressione neutra indotta sulla superficie del palo fa uso di un piezometro idraulico a doppio tubo per permetterne il lavaggio a fine infissione.

Per l'operazione di lavaggio l'Autore prevede un tempo di almeno 1/2 h.

A lavaggio ultimato un tubo viene tappato e l'altro posto in collegamento con un manometro tipo Bourdon; ciò significa che una misura corretta al piezometro può essere fatta dopo circa 1 h. Ma ciò è incompatibile con la possibilità di misurare il picco della pressione neutra indotta sulla superficie del palo, come può rilevarsi dai risultati dell'esperienza eseguita a Porto Tolle (RO) (v. fig. 8).

il problema della stabilità del pendio argilloso a seguito delle pressioni neutre indotte dall'infissione dei pali.

Le pressioni neutre indotte furono misurate con piezometri disposti a 7,5 e 10 m di profondità dal piano di campagna. I pali a sezione quadrata furono realizzati con profilati metallici. Le misure sono state riportate in figura in forma adimensionale assumendo per r_o il raggio della sezione circolare equivalente.

LO e STERMAC [1965] misurarono le pressioni neutre indotte in un banco d'argilla limoso, dall'infissione di un palo metallico cilindrico di 9 cm di diametro e 14 m di lunghezza.

Le misure riportate, furono effettuate con piezometri installati alla profondità di 7,5 m e 10,5 m dal piano campagna.

KOIZUMI ed ITO [1967] riferirono sui risultati di una indagine in sito finalizzata allo studio della pressione neutra indotta e della capacità portante di pali infissi in argilla. A tal fine furono impiegati pali d'acciaio, strumentati con trasduttori di pressione neutra e totale, con diametro di 30 cm e lunghi 5,55 m. Lo strato di terreno interessato è essenzialmente costituito da argilla limosa altamente plastica e leggermente organica. Una serie di piezometri furono installati lungo verticali a varie distanze dal palo infisso.

Nella figura sono state riportate le pressioni neutre indotte e misurate ai vari piezometri installati alla profondità di 5,5 m nonché quella misurata dal trasduttore sul palo.

D'APPOLONIA e LAMBE [1971] riferiscono sui risultati ottenuti con la tecnica del preforo per l'infissione di pali in argilla; il preforo ($\varnothing$ = = 35 cm) venne impiegato per ridurre la pressione neutra indotta dall'infissione del palo di 33 cm di diametro e di 30 m di lunghezza. Numerosi piezometri furono predisposti nello spessore interessato dal preforo ed alcuni anche nei pochi metri sottostanti; le misure effettuate a questi ultimi sono state riportate in fig. 6.

3.3. *L'esperienza di Porto Tolle*

Tra il 1970 ed il 1972 lo scrivente seguì per conto dell'ENEL un'indagine sperimentale in vera grandezza sul comportamento di un banco di argille normalmente consolidate, presenti nel sottosuolo di un'ampia area situata nell'estremo Delta Padano, comune di Porto Tolle (Rovigo), presa in considerazione per accertare la fattibilità di un complesso di impianti termoelettrici. La schematizzazione di fig. 7 dà un'idea

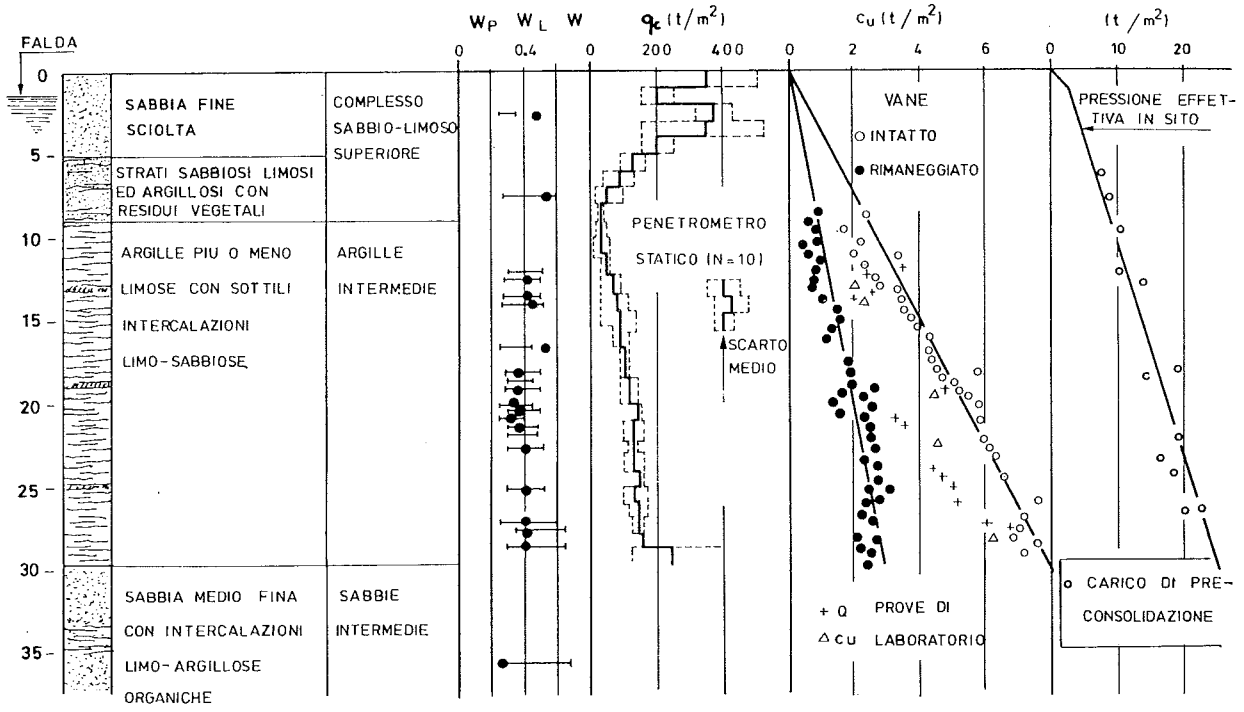

Fig. 7. - Porto Tolle: Costituzione del sottosuolo dalle indagini svolte in un'area adiacente a quella del gruppo di pali.

della costituzione del sottosuolo; una dettagliata descrizione è riportata da BILOTTA e VIGGIANI [1975].

Nel corso di queste indagini furono eseguite anche misure di sovrappressioni neutre indotte dall'infissione di pali nelle argille in oggetto.

Con un'attrezzatura per pali Franki furono eseguiti n. 10 pali; per i primi cinque il tubo d'infissione fu estratto lasciando nel foro un lamierino bitumato per il successivo getto di calcestruzzo.

Il diametro del tubo d'infissione era di circa 40 cm e l'infissione avveniva alla velocità di circa 1 m/min.

Le pressioni neutre furono misurate in maniera pressoché continua, durante l'infissione dei pali, a mezzo di piezometri del tipo a corda vibrante, con sistema di lettura e registrazione automatica.

In fig. 8 sono riportate le pressioni neutre misurate durante l'infissione del primo palo; le quattro verticali piezometriche distano dall'asse del palo rispettivamente di 2,1 m, 8,5 m, 15,5 m e 18,5 m mentre i due piezometri installati lungo ciascuna verticale si trovano alla profondità di 15 e 25 m dal piano campagna.

Le misure furono eseguite con la frequenza di 1/6 min. La prontezza del piezometro e la frequenza delle misure ci garantiscono che i massimi valori misurati rappresentano con buona approssimazione i picchi di pressioni neutre indotte.

Dalla fig. 8 può rilevarsi come già per punti di misura posti a distanza di $10{,}5 \cdot r_o$ dall'asse del palo, la sovrappressione neutra indotta dissipa almeno del 20% nella prima ora dopo l'infissione.

Per punti più prossimi al palo, dove esistono più elevati gradienti idraulici, la velocità di dissipazione iniziale deve ritenersi ancora più elevata, per cui se il piezometro non è sufficientemente pronto nella misura può risultare impossibile cogliere i picchi di pressione; il sistema di misura proposto da HANNA [1967] non permette quindi di rilevare i valori massimi delle sovrappressioni neutre indotte.

I picchi delle soprappressioni neure Δu_{max} indotte dall'infissione del primo palo nei punti di misura degli otto piezometri sono riportati nel diagramma adimensionale di fig. 9.

La figura mostra in accordo con la teoria, che i valori assunti dal rapporto $\frac{\Delta u_{max}}{c_u}$ lungo ciascuna verticale sono praticamente coincidenti.

Nelle argille interessate dalle deformazioni indotte dall'infissione dei pali furono eseguite anche misure della coesione non drenata « c_u » con « vane borer » prima e dopo le operazioni d'infissione. In fig. 10 sono tracciati i segmenti

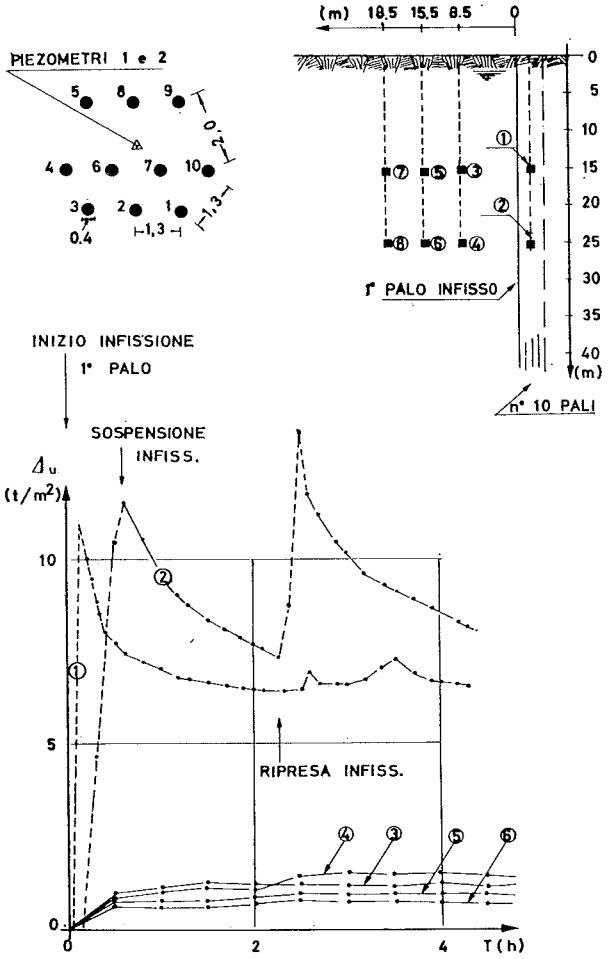

Fig. 8. - Porto Tolle: Pressioni neutre misurate durante l'infissione del primo palo.

che interpolano i valori di « c_u » così misurati lungo due verticali di cui una interna al gruppo di pali e l'altra esterna e a circa 2,5 m dal suo contorno. In fig. 11 sono state riportate le distribuzioni di pressioni neutre misurate a varie date dopo l'infissione dei pali.

Queste due figure mettono in evidenza come:

— lungo la verticale esterna, cioè a distanza di 12,5 · r_o dal palo più esterno e a circa 9 volte il raggio di un'area equivalente a quella totale delle sezioni dei pali del gruppo, dal centro di quest'ultimo, la coesione non drenata « c_u » resta praticamente costante mentre la sovrappressione neutra raggiunge il 60 ÷ 70% del massimo misurato all'interno del gruppo;

— lungo la verticale interna invece la « c_u »

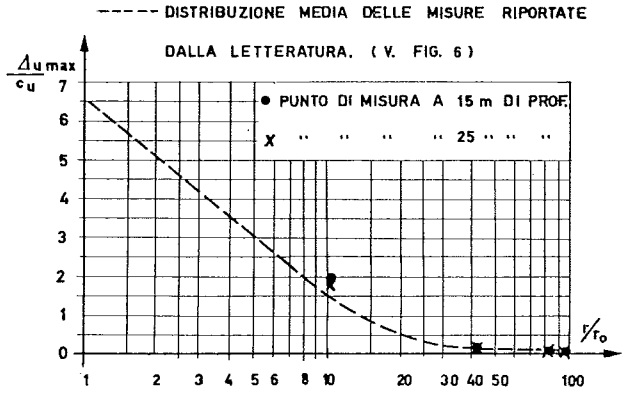

Fig. 9. - Porto Tolle: Picchi di sovrappressioni neutre indotte dall'infissione del primo palo.

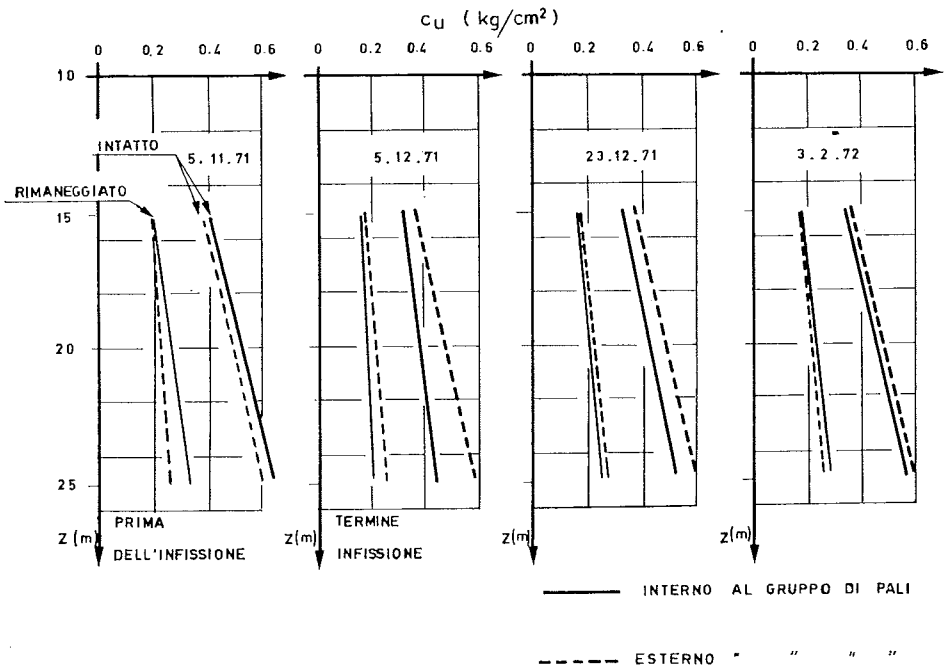

Fig. 10. - Porto Tolle: Coesione non drenata dell'argilla prima e dopo la infissione del gruppo di pali.

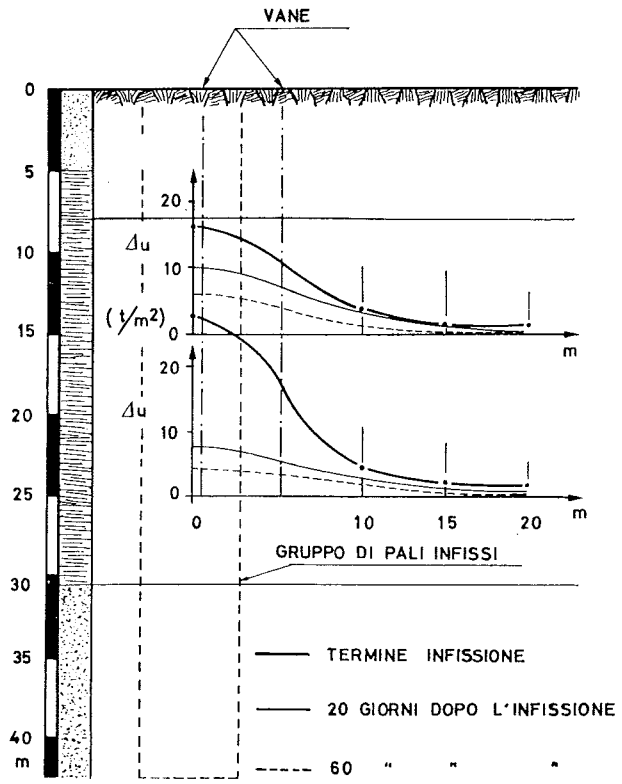

Fig. 11. - Porto Tolle: Distribuzioni di sovrappressioni indotte dall'infissione di n. 10 pali.

diminuisce notevolmente; a due mesi dal termine infissione si registra una dissipazione del 50 ÷ 70% della sovrappressione neutra indotta nonché un parziale recupero della coesione non drenata « c_u ».

4. Confronto tra teoria ed esperienza

Secondo l'analisi teorica esposta le caratteristiche del terreno che influenzano la pressione neutra indotta dall'infissione di pali in argilla sono il coefficiente di Skempton A_f, la coesione non drenata « c_u » ed il modulo di taglio non drenato $G = E_o/2(1 + \nu)$ che, per $\nu = 0{,}5$ (argilla satura non drenata) diventa $G = E_o/3$.

Per le argille normalmente consolidate, l'esperienza fornisce valori di A_f compresi tra 0,7 ed 1.

Per la stima del valore assunto dal rapporto $G/c_u = E_o/3 \cdot c_u$ ci si può riferire ai valori dedotti da esperienze in vera grandezza e riportati dalla letteratura. I dati raccolti da D'APPOLONIA [1971] forniscono per argille normalmente consolidate e di media plasticità (I_p = = 30-35%) un valore del rapporto E_o/c_u = 400-

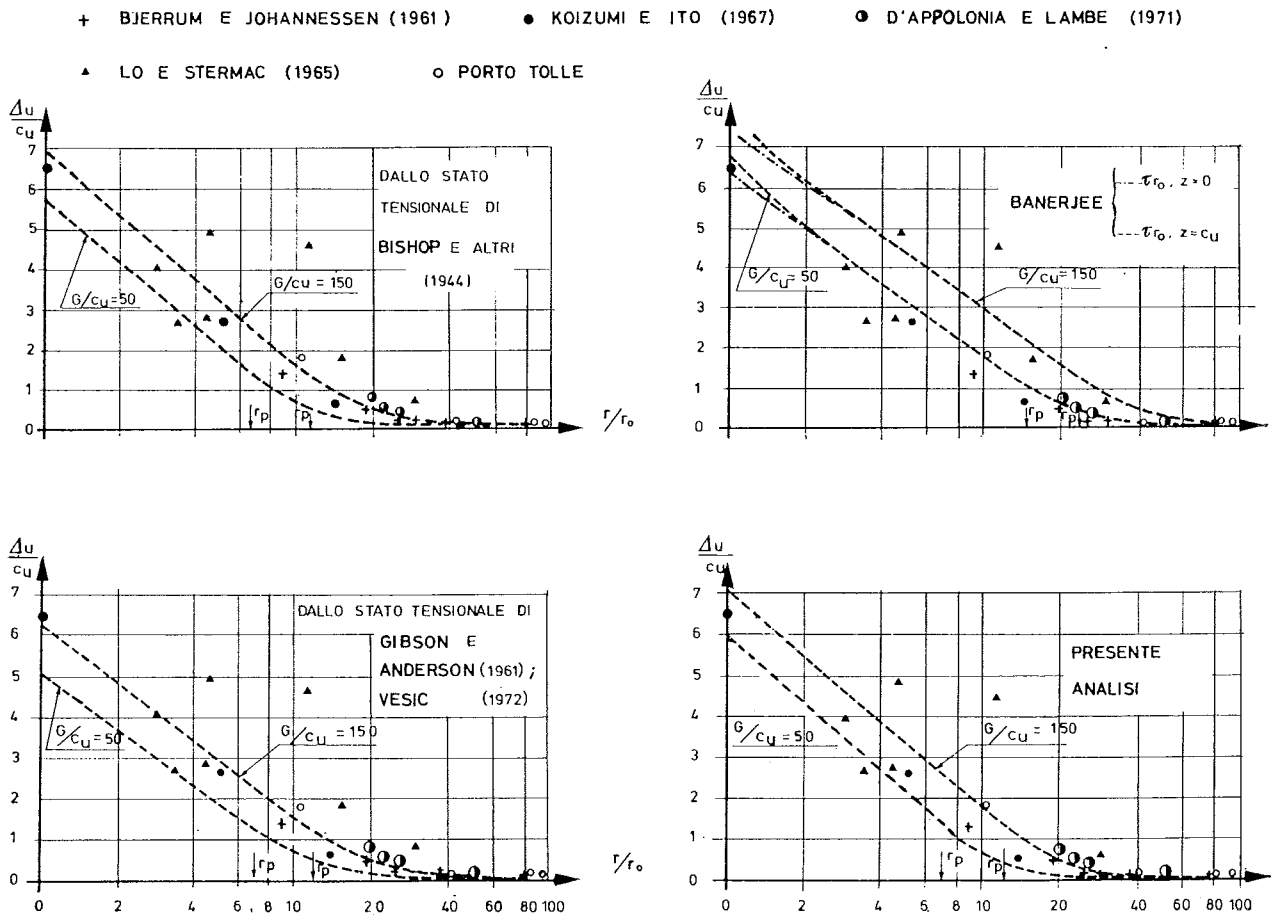

Fig. 12. - Confronto tra le teorie ed i dati sperimentali.

800; per Porto Tolle, BILOTTA e VIGGIANI [1975] stimano un valore di $E_o/c_u = 275$.

Queste variazioni possono dipendere dalla natura del terreno, dall'errore sperimentale sempre presente in misure così delicate e dai diversi livelli di sollecitazione esistenti nei vari casi.

Inoltre le misure fornite dalla letteratura sperimentale sulle sovrappressioni neutre indotte dall'infissione di un palo, non sempre sono accompagnate da una dettagliata descrizione delle caratteristiche dei terreni. Per queste ragioni il confronto tra i risultati delle esperienze ad oggi eseguite e le varie teorie viene fatto in fig. 12, riportando le distribuzioni di sovrappressioni neutre fornite da quest'ultime per $G/c_u = 50 \div 150$; in questa figura si è assunto $A_f = 1$ mentre si rimanda alla fig. 4 per le distribuzioni che si ottengono assumendo $A_f = 0{,}7$.

I diagrammi di fig. 12 sembrano indicare che il gradiente della distribuzione radiale della Δu_{max} dedotta con le formule ricavate nella presente analisi o con quelle ottenute partendo dalla distribuzione di tensioni utilizzate da BISHOP nella sua analisi, sia in maggiore accordo con i dati sperimentali che non quello relativo alle formule di VESIC, GIBSON e BANERJEE.

Le curve ricavate con le formule di Banerjee risultano completamente al di sopra dei valori sperimentali; il raggio della zona plastica fornito dall'Autore sembra piuttosto elevato.

Per ottenere con le nuove formule, i valori delle sovrappressioni neutre misurate a Porto Tolle lungo la verticale più vicina al palo ($r = 10.5\, r_o$) occorre far riferimento ad un valore di $G/c_u = 150$ maggiore di $G/c_u = 90$ stimato dalle misure delle deformazioni non drenate ivi indotte dalla costruzione di un rilevato sperimentale in vera grandezza [BILOTTA, VIGGIANI, 1975].

È tuttavia da notare che impiegando le altre formule occorre assumere per G/c_u valori ancora più elevati.

Conclusioni

L'analisi svolta ha essenzialmente messo in evidenza che:

— la trattazione teorica del problema con la assunzione di validità del criterio di Von Mises in luogo di quello di Mohr, sembra fornire per la distribuzione delle sovrappressioni neutre nella zona plastica, un andamento più aderente a quello rilevato con le misure piezometriche connesse all'infissione di pali in vera grandezza;

— l'influenza della sollecitazione tangenziale agente all'interfaccia palo-terreno sulla distribuzione delle sovrappressioni neutre indotte nell'ipotesi di stato piano di deformazione, diventa trascurabile già a distanza di $2 \cdot r_o$ dall'asse del palo;

— è particolarmente difficile procedere con prove su modello per lo studio e la verifica delle formulazioni teoriche dei fenomeni connessi con l'infissione di pali in argilla satura.

Le limitazioni sono dovute da una parte alla necessità di impiegare pali modello con diametro di almeno $5 \div 10$ cm per rendere significative le misure dei picchi di sovrappressioni neutre indotte e dall'altra dalla necessità che il palo modello abbia sufficiente lunghezza d'infissione ed il mezzo circostante sufficiente estensione perché i fenomeni possano ancora studiarsi facendo ricorso allo schema di espansione di una cavità cilindrica in stato piano di deformazione che ben si adatta al caso d'infissione di pali in vera grandezza;

— la previsione del valore massimo della sovrappressione neutra indotta dall'infissione dei pali e della relativa zona d'influenza può essere ritenuta sufficientemente approssimata tenendo conto anche dell'uso che si fa di una tale previsione.

La distribuzione radiale delle Δu_{max} è sufficientemente approssimata anche per essere impiegata come isocrona iniziale di un processo di dissipazione, così per es. come fa il TORSTENSSON [1975] per determinare il c_h da prove eseguite col pore pressure sounding apparatus.

APPENDICE

Illustrazione del metodo numerico di Ladanyi (1963)

Nell'analisi dell'espansione non drenata di una cavità cilindrica in argilla satura, l'Autore esprime la distorsione « γ » nel generico punto del terreno circostante, tramite la $\operatorname{tg}(\gamma/2) = 1 / [2 (r/r_o)^2 - 1]$ dove r/r_o è il rapporto tra la distanza del punto dall'asse del palo e il raggio del palo stesso.

Nel generico punto si ha quindi una tensione deviatorica

$$(\Delta \sigma_r - \Delta \sigma_\theta) = F(r/r_o)$$

Nell'ipotesi assunta che all'interfaccia palo-terreno agiscano solo forze radiali, le tensioni totali indotte nel generico elemento devono soddisfare l'unica equazione di equilibrio $\delta (\Delta\sigma_r / \delta r) + (\Delta\sigma_r - \Delta\sigma_\theta) / r = 0$ che può mettersi nella forma: $\dfrac{\delta \Delta\sigma_r}{\delta r} + \dfrac{F(r/r_o)}{r} = 0.$

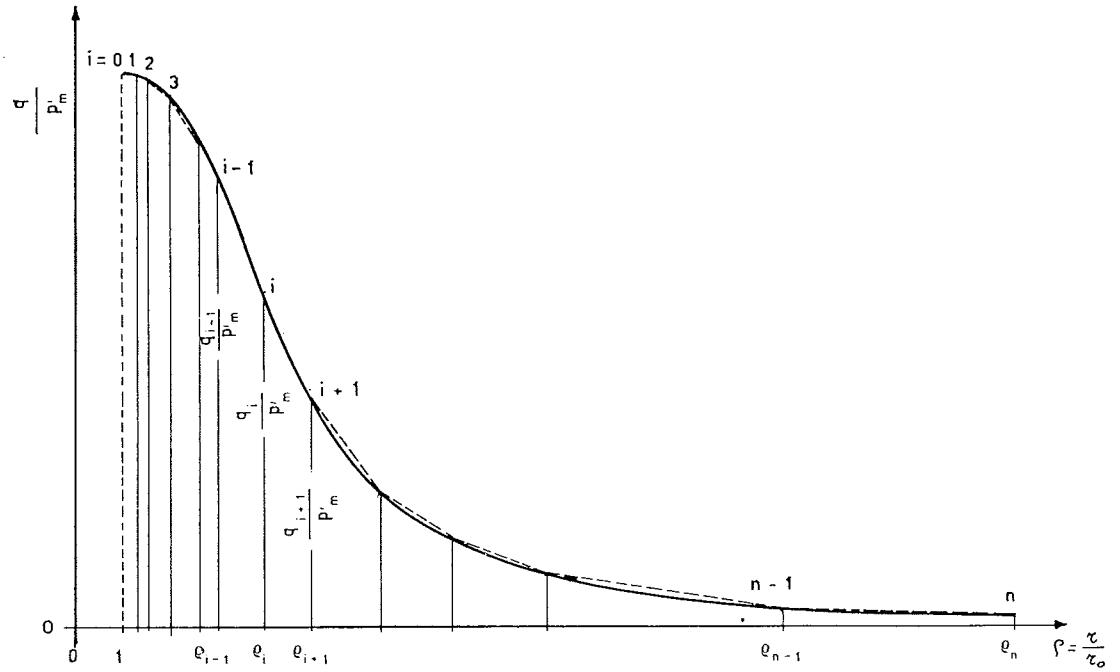

Fig. A.1. - Curva tipica che esprime il rapporto « q/p'$_m$ », tra il deviatore di tensione « q » e la tensione media effettiva « p'$_m$ », in funzione della distanza relativa « ρ ».

Per integrare questa equazione occorre esplicitare la funzione F (r/r$_o$) che l'Autore propone di ricavare introducendo nella relazione sperimentale ($\Delta\sigma_r - \Delta\sigma_\theta$) = ($\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$) = f (γ), ottenuta con una prova a deformazione piana eseguita in laboratorio su campione intatto del terreno in esame, la relazione teorica $\gamma = \psi$ (r/r$_o$).

Nella presentazione del metodo però l'Autore impiega la curva riportata in fig. A:I, ottenuta combinando la relazione teorica $\gamma = \psi$ (r/r$_o$) con quella sperimentale q = ($\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$) = f (γ) ricavata con una prova triassiale convenzionale e quindi non in stato piano di deformazione; ciò comporta ovviamente un'approssimazione nei risultati.

Poiché la sua espressione analitica è piuttosto complessa l'Autore propone di sostituire alla curva reale q = f (r/r$_o$) una spezzata e poi integrare l'equazione d'equilibrio in ciascun tratto rettilineo.

In tal modo è possibile ottenere il valore di $\Delta\sigma_r$ (e quindi di $\Delta\sigma_\theta$) in un estremo dell'intervallo solamente se è noto il valore assunto nell'altro estremo.

Per risalire allora al valore di $\Delta\sigma_r$ nel generico punto distante r/r$_o$ dall'asse del palo, si dovrebbe partire da r/r$_o = \infty$ dove sappiamo che $\Delta\sigma_r = 0$ ed integrare nei vari intervalli della spezzata, fino al valore di r/r$_o$ prefissato.

In pratica però sappiamo che per r/r$_o$ maggiore di un dato valore (per es. contorno elasto-plastico) sia q che $\Delta\sigma_r$ = q/2 (soluzione di Lamè: $\Delta\sigma_\theta = -\Delta\sigma_r$) variano linearmente allorché il terreno si comporta come un mezzo elastico; possiamo quindi partire da questo valore di $\Delta\sigma_r$ rilevato dalla curva (q, r/r$_o$) per risalire col procedimento innanzi detto al valore di $\Delta\sigma_r$ nel generico punto.

BIBLIOGRAFIA

BAGUELIN F., JEZEQUEL J., LE MEE E., LE MEHAUTÈ A. (1972b) - *Expansion of cjlindrical probes in cohesive soils.* J. Soil Mech. Found. Div. ASCE, Vol. 98 SMII, 1129-1142.

BANERJEE P. K. (1969) - *A contribution to the study of axially loaded pile foundations.* Ph. D. Thesis, University of Southampton.

BILOTTA E., VIGGIANI C. (1975) - *Un'indagine sperimentale in vera grandezza sul comportamento di un banco di argille normalmente consolidate.* XII Conv. di Geot. Ital., Cosenza.

BISHOP R. F., HILL, MOTT N. F. (1945) - *The theory of indentation and hardness tests.* The proceeding of the Phisical Society, Vol. 57.3.

BJERRUM L. JOHANNESSEN (1960) - *Pore pressures resulting from driving Piles in Soft Clay.* Pore pressure and Suction in Sols. Conference organized by British National Socety S.M.F.E. march 1960.

CASAGRANDE A. (1932) - *The structure of clay and its importance in foundations Engineering Journal of the Boston Society of Civil Engineers,* April 1932.

CLARK K. I., MEYERHOF G. G. (1973) - *The behaviour of piles driven in clay. Investigation of the bearing capacity using total and effective strenght parameters.* Canadian Geotechnical Journal Vol. 10.

CROCE A., VIGGIANI C. and CALABRESI G. (1973) - *In situ investigations on pore pressure in soft clays.* Proc. VIII ICO-SMFE, Moscow.

D'APPOLONIA D. J. (1971) - *Effects of foundation construction on nearls structures.* IV Panamerican Conference S.M. Vol. I Porto Rico 1971.

D'APPOLONIA D. J. e LAMBE T. W. - *Performance of four foundations on end bearing piles.* Jour. of the Soil Mech. and Foundations Division ASCE, Jannuary, 1971.

D'APPOLONIA D. J. and POULOS H. G., LADD C. C. (1971) - *Initial settlement of structures on clay.* Journ. Soil Mech. Found. Div. Proc. ASCE, Vol. 97, SMIO.

GIBSON R. E., ANDERSON W. F. (1961) - *In situ measurement of soil properties with the pressuremeter.* Civ. Eng. London Vol. 56, 615-620.

HAGERTY D. J. (1969) - *Some Heave Phenomena Associated With Pile Driving. Ph. D. Thesis,* University of Illinois, Urbana, Illinois 1969.

HANNA T. H. (1967) - *The measurement of pore water pressures adjacent to a driven pile.* Canadian Geothecnical Journal, Vol. II n. 3, 1967.

KOIZUMI Y. and ITO K. (1967) - *Field tests with regarded to pile driving and bearing capacity of piled foundations.* Soil and Foundation 3,8.

LADANYI B. (1963) - *Expansion of a cavity in a saturated clay medium.* Proc. ASCE, July 1963.

LO K. Y. and STERMAC A. G. (1965) - *Induced pore pressures during piles driving operations.* Proc. VI ICMFE, Canada, Vol. II.

MILLIGAN V., SODERMAN L. G. and RUTKA A. (1962) - *Experience With canadian varved clays.* Jour. of Soil Mech. Found. Division, ASCE 1962; S.M.4.

PALMER A. C. (1972) - *Undrained plane-strain expansion of a cylindrical cavity in clay: a simple interpretation of the pressuremeter test.* Geotecnique 22. n. 3.

PREVOST J. H. and HOEG K. (1975) - *Analisis of Pressuremeter in strain-softening soil.* Journal of the geotechnical engineering division. Proc. ASCE 1975; S. M. 8.

SODERBERG L. O. (1962) - *Consolidation theory applied to foundation piles time effects.* Geotechnique Vol. 12, n. 4.

TORSTENSSON B. A. (1975) - *The pore pressure sounding instrument.* Disc. ASCE Speciality Conf. on In Situ Measurement of soil Properties, Radeigh N.C. 7 pp.

VESIC A. S. (1972) - *Expansion of cavities in infinite soil mass.* Journ. Soil Mech Found. Div. ASCE, Vol. 98, SM3.

SUMMARY

Excess pore pressure from pile driving in clay

The excess pore pressure induced by driving a displacement pile in soft clay, and its subsequent dissipation, is the origin of a member of soil engineering problems, as for instance: consolidation settlement, negative skin friction, stability of adjacent slopes and retaining structure [D'APPOLONIA, 1971].

Pile driving has been analyzed by many Authors as the expansion of a cilindrical cavity with vertical axis, starting from an initial radius r = 0. A plastic zone of radius r_p is formed around the pile, surrounded by an elastic zone.

Stress increments due to pile driving may be calculated by numerical or analytical methods, assuming a stress-strain relationship and a failure criterion. In the paper the solutions given by other Authors are first reviewed and commented; the expressions of significant parameters are listed in table I.

The problem is then reformulated under the following hypotheses:

— no volume changes in the soil during pile driving (undrained behavior);

— linearly elastic-perfectly plastic, homogeneous and isotropic soil;

— plane axially symmetric strain state;

— validity of Von Mises' failure criterion;

— radial stress distribution at pile-soil interface, neglecting tangential stress.

The equilibrium equation (3), the failure criterion (4) and the Lame's formulas (1) allow the determination of stress and strain in the elastic and plastic zone, once the radius rp of the lather is known. It may be determined by the compatibility condition:

$$u^e_{rp} = u^p_{rp}$$

where

u^e_{rp} = radial displacement of the elastic-plastic boundary, considered to belong to the elastic region, calculated using eqs. (2) and (5);

u^p_{rp} = diplacement of the same boundary, considered to belong to the plastic region, obtained by eqs. (9) and (10).

The expression of r_p is given by eq. (11).

Total stress increments may be introduced in HENKEL's [1960] equation to calculate excess pore pressure distribution; the expressions obtained are listed in table II.

The different theories are compared in fig. 4 for typical values of parameters G/c_u and A_f.

A careful scruting of experimental evidence available in the literature, lead to the data reported in fig. 6. In fig. 9 are then reported the peak pore pressures measured by the Author during a full-scale investigation at a site in the Po river delta (figs. 7 and 8).

All the available experimental data are compared in fig. 12 with the different theories. It must be pointed out that measured values refer to different soils, whose properties are not always completely known; therefore in fig. 12 tipical values of parameters for N.C. clays have been assumed ($A_f = 1$; $G/c_u = 50 \div 150$).

It may be seen that the agreement between the experimental data and the results of the analysis developed in this paper is rather satisfactory, and somewhat better than other theories.