

Il Congresso della ASCE sul comportamento delle fondazioni e delle costruzioni in materiali sciolti

M. APPENDINO, M. JAMIOLKOWSKI *

SOMMARIO: Gli AA. riferiscono brevemente sui lavori del Congresso ASCE svoltosi nel Giugno 1972 presso la Purdue University a Lafayette, Indiana, USA.

1. Premessa

Nei giorni 11-14 giugno 1972 si è svolta presso l'Università di Purdue a Lafayette nello stato di Indiana la IV Conferenza organizzata dalla divisione di Meccanica dei Terreni e di Ingegneria delle Fondazioni della Società degli Ingegneri Civili (A.S.C.E.) avente per oggetto: Comportamento delle opere in terra e poggianti su terra.

Alla conferenza hanno partecipato circa 650 persone provenienti da tutti gli stati degli Stati Uniti presenti in qualità di ospiti ed osservatori rappresentati dai numerosi paesi stranieri come India, Inghilterra, Germania, Canada, Norvegia, Italia, Mexico, Venezuela, Argentina, Francia, Svezia.

La conferenza nel suo insieme è stata caratterizzata, oltre che da un ottimo livello scientifico ed organizzativo, dal fatto che la stragrande maggioranza delle memorie presentate aveva per oggetto le osservazioni sul comportamento delle opere e dei prototipi delle opere, quest'ultimi sempre in scala riguardevole, basate su una strumentazione geotecnica che ha permesso di rilevarne le deformazioni e/o sollecitazioni. Questi rilievi ed osservazioni del comportamento delle opere, vengono confrontati con le previsioni fatte in base ai calcoli eseguiti ricorrendo al metodo degli elementi finiti, oppure in base ai procedimenti di calcolo convenzionali.

La conferenza è stata articolata in cinque sessioni, ciascuna delle quali quidata dal « discussion

* Dr. Ing. Mario APPENDINO, Capo Ufficio Studi del C.P.C.T. ENEL di Milano.

Dr. Ing. Michele JAMIOLKOWSKI, incaricato di *Geotecnica* al Politecnico di Torino.

leader», autore della relazione generale coadiuvato dal relatore avente la funzione di riassumere dopo la conferenza, in una relazione finale, sia il contenuto della relazione generale, sia il contenuto della discussione introdotta da un panel composto da cinque esperti.

2. Fondazioni superficiali e rilevati

La I sessione avente per oggetto il comportamento dei rilevati su terreni cedevoli è stata guidata dal Dr. L. BJERRUM del N.G.I. coadiuvato da PERLOFF; il panel era composto da MULLIGAN, LADD, KAUFMAN e JOHNSON.

Il contenuto di questa sessione viene qui relazionato insieme con quello della III sessione dedicata alle fondazioni profonde ed avente come leader MOORHOUSE, coadiuvato da D. D'APPOLONIA e panel costituito da CRAWFORD, OSTERBERG, SCHMERTMANN e SOWERS.

Infatti ambedue i temi, a parte alcuni aspetti peculiari dei rilevati nei confronti delle fondazioni superficiali, trattano gli stessi problemi; cioè quelli connessi con la stabilità e la deformabilità dei terreni di fondazione.

Il tema dominante la prima sessione era quello connesso con la determinazione dei parametri di resistenza al taglio non drenata c_u da introdurre nelle verifiche di stabilità dei rilevati poggianti su terreni coesivi teneri, opere che come è ben noto vengono di solito costruite con margini di sicurezza piuttosto esigui ($F_s=1,2-1,5$) rispetto alla rottura in condizioni non drenate del terreno di fondazione.

In particolare si sono discusse le cause che

hanno determinato la rottura del terreno di fondazione sotto numerosi rilevati poggianti su terreno tenero, nonostante il coefficiente di sicurezza, calcolato in base ai valori di c_u ottenuti dalle prove con il « vane borer » in situ, risultasse spesso superiore ad 1,0. Tale esperienza, riportata nella figura, è ben evidenziata da BJERRUM. Da essa risulta chiaramente come il disaccordo tra le previsioni di calcolo ed il comportamento reale delle opere aumenta proporzionalmente con l'aumentare del valore dell'indice di plasticità I_p del terreno di fondazione.

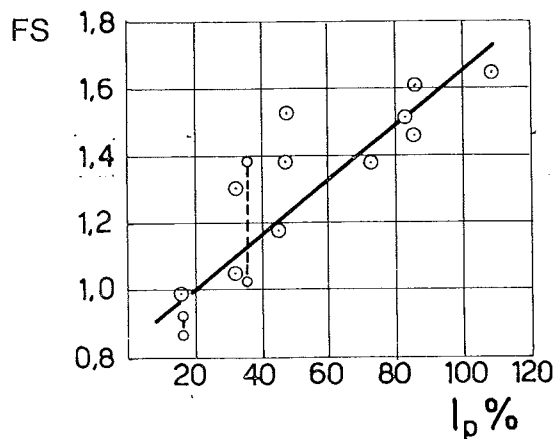


Fig. 1. - Fattore teorico di sicurezza a rottura FS di rilevati instabili su argille molli in funzione dell'indice di plasticità delle argille stesse.

I motivi che danno origine a questa discrepanza sono, secondo BJERRUM, almeno tre e cioè:

1) La resistenza al taglio c_u dipende dalla velocità d'applicazione del carico (dello sforzo tangenziale); essa in generale decresce con il decrescere della velocità d'applicazione del carico in modo simile a quello evidenziato nella fig. 2⁽¹⁾.

Considerando che in pratica, per tutti i problemi reali, la velocità di applicazione dei carichi è molto inferiore rispetto a quella che si ha nel corso della prova con il « vane borer » in situ o nel corso delle prove di laboratorio, BJERRUM giunge alla conclusione che il valore di c_u ricavato sperimentalmente andrebbe moltiplicato per il fattore correttivo η_R per tenere conto dell'effetto tempo inteso come velocità d'applicazione dei carichi.

2) La resistenza al taglio non drenata c_u non è isotropa e perciò varia con il variare dell'orien-

(1) In realtà questa riduzione può essere più pronunciata rispetto a quanto esposto nella fig. 2; vedasi la formula proposta da LADD [1971].

tamento degli assi degli sforzi principali a rottura; ciò significa che varia con il variare dell'inclinazione del piano di rottura stesso.

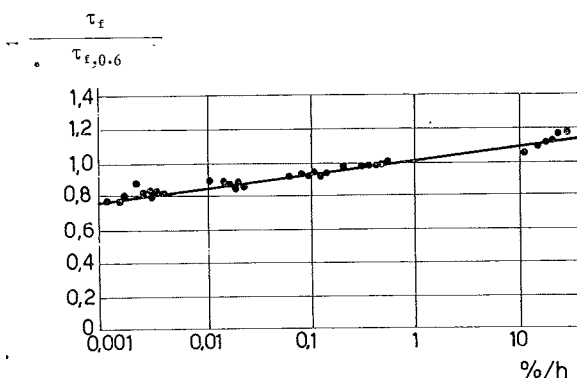


Fig. 2. - Variazione delle resistenze al taglio τ_t (riferita alla resistenza $\tau_{t,0.6}$, relativa alla velocità di deformazione di 0.6 %/h) con la velocità di deformazione. I dati sono ricavati da prove di compressione triassiale non drenata su campioni di argilla plastica di Drammen, Norvegia, consolidati sotto gli stessi carichi sopportati in situ.

L'anisotropia della c_u è causata da:

— fattori di carattere geologico (stratificazioni, tettonica, ecc.) e si tratta allora dell'*anisotropia intrinseca*.

In questo caso, relativamente di poco interesse per la meccanica dei terreni, salvo materiali varvati o fittamente stratificati, ma di rilevante importanza per la meccanica delle rocce, la c_u può variare in modo qualsiasi con l'inclinazione del piano di rottura.

Per esempio nel caso delle argille varvate studiate da MULLIGAN ('72) si ha la variazione di c_u con β riportata in fig. 3.

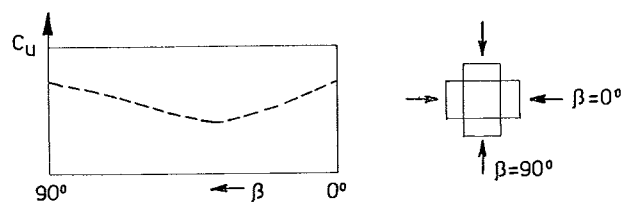


Fig. 3. - Anisotropia intrinseca.

— la dipendenza dell'eccesso della pressione interstiziale⁽²⁾ dall'orientamento degli sforzi principali a rottura riferito all'orientamento degli stessi nella fase di consolidazione; in questo caso si può parlare della *anisotropia indotta* del materiale.

(2) In pratica si può parlare dell'anisotropia del parametro A di Skempton rispetto al sistema di sollecitazioni imposto nelle condizioni non drenate.

Questo ultimo tipo di anisotropia assai frequente nei materiali coesivi porta in generale, nel caso dei terreni normalmente consolidati (N.C.), alla variazione di c_u in funzione dell'angolo β riportata in fig. 4.

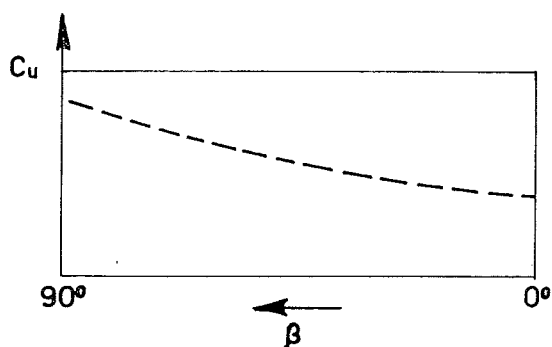


Fig. 4. - Anisotropia indotta.

3) Rottura progressiva che, particolarmente nel caso delle argille sensitive e di quelle « cementate », determina la *non contemporanea mobilitazione* della resistenza al taglio massima lungo la superficie di rottura.

Va rilevato che il fenomeno di rottura progressiva è intimamente legato al percorso di sollecitazioni (*stress path*) che varia da punto a punto lungo la superficie di scorrimento come schematicamente è illustrato nella fig. 5.

Dalla figura 5 risulta anche ovvia l'influenza dell'anisotropia indotta del c_u sulla stabilità del rilevato.

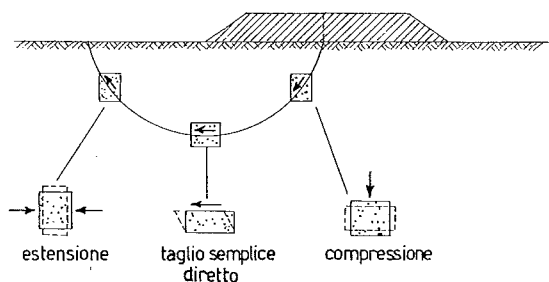


Fig. 5. - Pertinenza delle prove di taglio in laboratorio con la resistenza al taglio in situ.

Di conseguenza in base a quanto sopra esposto BJERRUM ha proposto che il valore di c_u ottenuto dalle prove con il « vane borer » in situ, prima di essere introdotto nei calcoli di stabilità, venga ridotto moltiplicandolo per i coefficienti riduttori η_R e η_A ($A =$ anisotropia)

$$c_{u \text{ in situ}} = \eta_R \cdot \eta_A c_{u \text{ (vane)}} = \eta \cdot c_{u \text{ vane}}$$

Nella figura 6 è riportata l'andamento del coefficiente η in funzione di I_p come proposto da BJERRUM [1972].

Tale coefficiente considera già implicitamente l'effetto « tempo » e l'effetto anisotropia, non tiene invece conto del fenomeno di rottura progressiva.

Questa impostazione data da Bjerrum, anche se di notevole interesse applicativo, semplifica forse eccessivamente il problema ed ha perciò trovato qualche opposizione da parte di alcuni studiosi americani [LADD, JOHNSON, MULLIGAN, KAUFMANN] che in generale muovono molte critiche al « vane borer » a causa della indeterminazione dello stato tensionale che si ha in questa prova.

Secondo essi il modo più razionale di ricavare il parametro c_u per le verifiche di stabilità in condizioni non drenate è quello di ricorrere a prove di laboratorio non drenate su provini consolidati in condizioni k_0 , e cioè con deformazioni trasversali nulle. Tali prove potranno essere effettuate con le apparecchiature:

- triassiale;
- di taglio in condizioni di deformazione piana;
- di taglio semplice

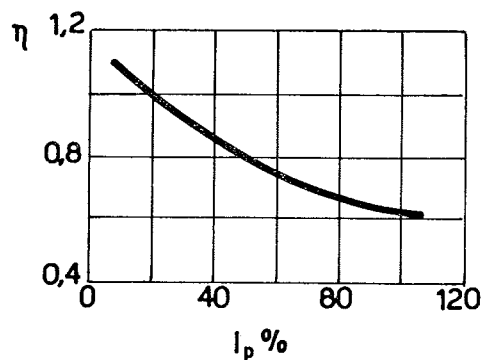


Fig. 6. - Coefficiente riduttivo della coesione non drenata da introdurre nell'analisi di stabilità di rilevati e fondazioni su argille molli.

e seguendo con la prova il percorso di sollecitazioni più vicino a quello reale che si avrà nel tratto considerato della superficie di rottura (vedi fig. 5).

Pur considerando pienamente il maggior rigore scientifico di questo ultimo approccio, non si può non rendersi conto come esso sia possibile solo in casi particolari e cioè quando:

- l'importanza dell'opera;
 - i tempi destinati alla progettazione;
 - la disponibilità di laboratori opportunamente attrezzati
- permettono il ricorso alle indagini sperimentali.

In questa luce l'impostazione semiempirica data al problema da Bjerrum, pur non tenendo conto dei diversi fattori, rappresenta in ogni caso un utile strumento di valutazione qualitativa che permette al progettista, almeno in parte, di correlare la resistenza al taglio non drenata c_u ottenuta dalle prove con il « vane borer » in situ e quella che probabilmente potrà essere mobilitata lungo il potenziale piano di rottura.

Sotto questo punto di vista il « vane borer » potrà essere ancora per molto tempo un utile strumento empirico per la valutazione del c_u , purché vengano tenute in dovuta considerazione le limitazioni dello strumento derivanti proprio dal suo carattere empirico.

Infine va rilevato come, da diverse parti, si sia posto l'accento sulla necessità di curare gli aspetti esecutivi e tecnologici connessi con l'impiego del « vane borer »; aspetti che spesso, se non tenuti in dovuto conto, danno luogo a risultati completamente inattendibili.

Confermando le opinioni espresse durante le precedenti conferenze e confermando le esperienze acquisite in Italia, sembra che lo strumento migliore tra quelli disponibili oggi sul mercato sia quello prodotto dalla Geonor.

Rimanendo nell'ambito dei problemi di stabilità va ricordato il contributo del prof. SCHMERTMANN il quale, in seguito alle interessanti ricerche sul significato teorico della resistenza alla punta (R_p) ottenuta dalle prove penetrometriche statiche, ha invocato la necessità di collegare il coefficiente di capacità portante N alle proprietà della curva sforzi-deformazioni ed alla deformabilità del materiale; tale necessità tra l'altro era già stata precedentemente messa in rilievo (e non solo per i materiali coesivi) da VESIC [1970] e BEREZANTZEW [1960].

Dalle ricerche di Schmertmann, che tra l'altro sono ancora in corso, è emerso chiaramente che, per un materiale del tipo elasto-plastico con « softening », avente una curva sforzi deformazioni idealizzata del tipo rappresentato in fig. 7, N dipende dal rapporto E^+/E^- e tende a decrescere con il decrescere di E^+/E^- . In base alle

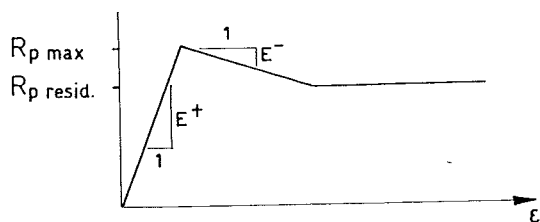


Fig. 7.

prove eseguite, Schmertmann indica la seguente relazione tra

$$N_c \text{ e } \frac{E^+}{E^-} : \\ N_c = 1 + 2,65 \log_{10} \left(\frac{E^+}{E^-} \right)$$

che risulta in buon accordo con la teoria formulata alcuni anni orsono da LADANYI (1963).

Pur non pensando di generalizzare i risultati degli studi di Schmertmann, che possono avere particolare aderenza alla realtà nel caso delle argille « cementate » o di quelle sensitive, molti studiosi si sono detti d'accordo nel ricercare un collegamento tra il coefficiente di capacità portante N_c e le deformazioni del terreno in condizioni non drenate includendo in questo termine sia il cosiddetto cedimento immediato sia le deformazioni laterali dovute allo scorrimento plastico, assai rilevanti nei materiali di elevata plasticità quando si opera con coefficienti relativamente bassi.

Laddove il rapporto E^+/E^- è alto (> 100) e quando non si deve temere una particolare esaltazione dei fenomeni di scorrimento plastico, MOORHOUSE consiglia di utilizzare nel calcolo della capacità portante delle fondazioni superficiali nel caso di « $\varphi_u = 0^\circ$ » il coefficiente N_c indicato da SKEMPTON [1952] ricavabile dalla ben nota espressione semiempirica⁽³⁾

$$N_c = (\pi + 2) \left(1 + 0,2 \frac{B}{L} \right) \left(1 + 0,2 \frac{h_m}{B} \right)$$

A tale proposito sembra opportuno riportare (fig. 8) il grafico di LADD [1971] che illustra l'importanza del contributo dello scorrimento plastico al cedimento immediato in funzione del grado di sovraconsolidazione.

Per quanto riguarda la capacità portante delle fondazioni superficiali nel caso di terreni non coesivi, si è rilevata la sostanziale concordanza dei coefficienti di capacità portante N_q e N_γ come calcolati dai vari autori (BEREZANTZEW, MEYERHOF, BRINCH HANSEN, REISSNER, PRANDTL, BALLA ed altri) con quelli indicati da TERZAGHI [1943], questo particolarmente per valori dell'angolo d'attrito $\phi < 33^\circ$. Il problema non è stato ulteriormente approfondito anche considerando che, nella maggioranza dei casi, i fattori che controllano il dimensionamento delle fondazioni superficiali poggianti su terreni sabbiosi-ghiaiosi sono i cedimenti

(3) Ovviamente nell'introdurre nel calcolo il valore di c_u si dovrà tenere conto dell'effetto tempo e dell'anisotropia del materiale rispetto al c_u .

e non il pericolo di rottura del terreno per fenomeni di taglio.

Un altro problema ampiamente dibattuto e concernente le verifiche di stabilità riguarda il quesito, di quando nei calcoli si possa considerare

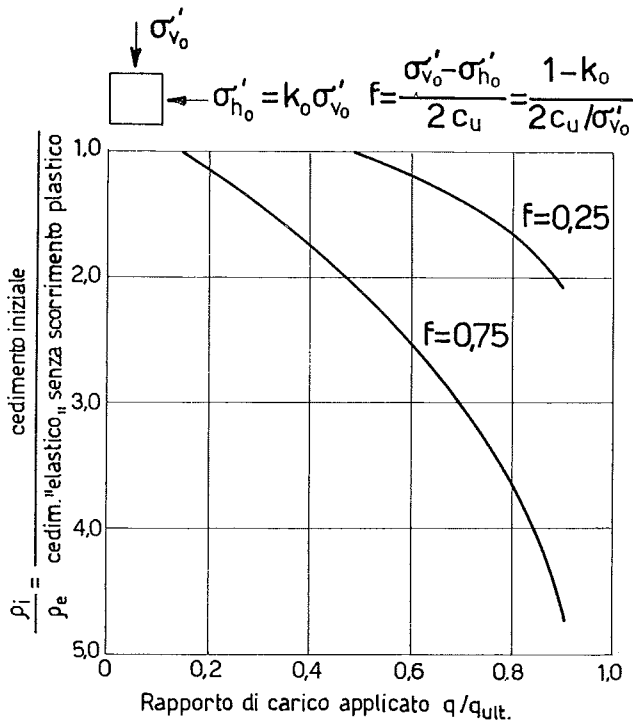


Fig. 8. - Effetto delle plasticizzazione sul cedimento immediato in asse ad una fondazione nastriforme di larghezza b . L'argilla è supposta isotropa (LADD, 1971).

la resistenza al taglio dei materiali costituenti il rilevato e quando invece, a causa della differenza nelle caratteristiche curve sforzi-deformazioni dei due materiali (terreno di fondazione e rilevato), tale resistenza vada invece trascurata.

Ovviamente la risposta a questo quesito non può essere univoca e dipende dal rapporto dei moduli di deformazione dei materiali.

Secondo HÖEG, quando $E_R/E_F > 1,5 \div 2$ nel materiale del rilevato si verificano fessure verticali che determinano l'annullamento della resistenza al taglio nel tratto della superficie di scorrimento che attraversa il rilevato stesso.

Un problema analogo si pone in presenza della cosiddetta crosta superficiale preconsolidata per essiccamento, in generale molto più rigida rispetto al terreno sottostante.

Un interessante approccio analitico riguardo a questo ultimo problema è esposto nella memoria presentata nella III sessione da MITCHELL *et al.* [1972] (4).

(4) Un elenco di tutte le memorie presentate al Congresso è riportato in calce alla presente nota.

Per quanto riguarda i cedimenti, nel corso della I e III sessione sono stati sollevati e discussi i seguenti problemi:

BJERRUM nella sua relazione introduttiva e successivamente LOWE III e LEONARDES nei loro interventi hanno sollevato l'importanza della « pressione di quasi preconsolidazione » nella corretta previsione dei cedimenti totali finali (S_{TF}) nel caso di terreni coesivi teneri.

Il meccanismo del fenomeno di quasi preconsolidazione, che in generale va attribuito all'« invecchiamento » (*aging*) che subisce il materiale sotto la pressione verticale efficace costante a causa della consolidazione secondaria, è illustrato nella figura 9.

In pratica un accumulo del cedimento dovuto alla consolidazione secondaria fa sì che il materiale, pur non essendo mai stato soggetto a pressioni verticali maggiori di quelle oggi esistenti p_0 , subisca deformazioni molto modeste finché la pressione non supera un certo valore di $p_{eq} > p_0$ (5).

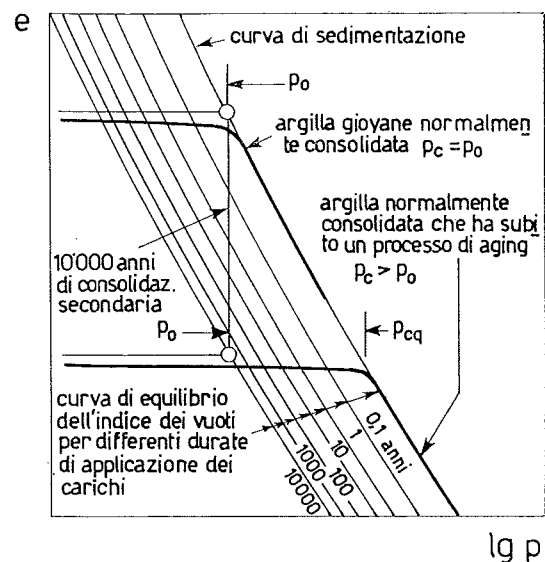


Fig. 9. - Storia geologica e compressibilità delle argille normalmente consolidate.

In base al fenomeno di quasi sovraconsolidazione Bjerrum divide materiali coesivi N.C. in

- Argille « giovani » (*young clay*) per le quali $p_{eq} = p_0$;
- Argille « invecchiate » (*aged clay*) $p_{eq} > p_0$.

Il rapporto p_{eq}/p_0 in un deposito coesivo omo-

(5) Questo valore di p_{eq} può essere dovuto alla sovrapposizione dei fenomeni di una vera sovraconsolidazione causata dall'erosione, essiccamento superficiale, abbassamento di falda freatica o fenomeni di carattere chimico, con la quasi sovraconsolidazione dovuta al fenomeno di « invecchiamento » sopra citato.

geneo è costante con la profondità e dipende dall'indice di plasticità del materiale nel modo indicato nella figura 10 e ovviamente dal numero dei cicli logaritmici di cedimento secondario subiti.

Una sovrapposizione del fenomeno di « invecchiamento » con la sovraconsolidazione dovuta all'erosione, che comporta una riduzione della pressione verticale efficace dei terreni sottostanti da p_L a p_o , è schematicamente illustrata nella figura 11.

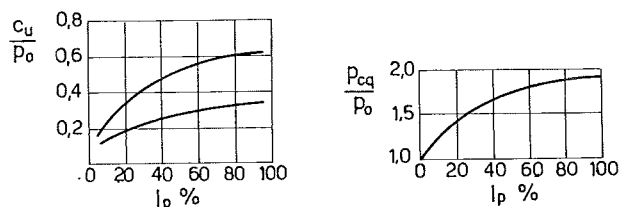


Fig. 10. - Valori tipici di c_u/p_o osservati nelle argille dell'epoca glaciale e postglaciale.

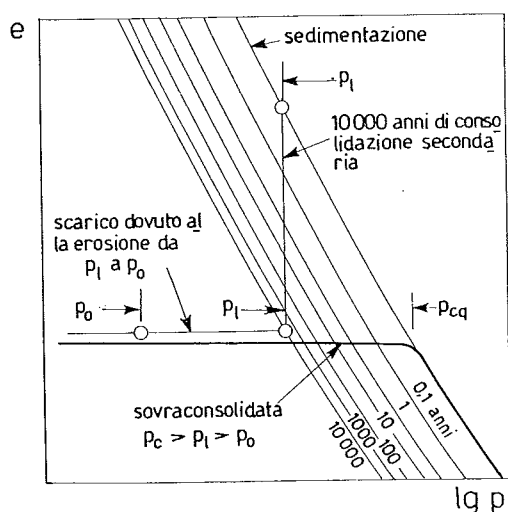


Fig. 11. - Storia geologica e compressibilità di argille sovraconsolidate.

In merito alle conseguenze pratiche che comporta la identificazione dei valori di p_{cq} in laboratorio non ci sono dubbi che essa possa avere notevole influenza sulla più o meno corretta previsione dei cedimenti totali finali nel caso dei terreni teneri. A proposito della diretta utilizzazione del valore di p_{cq} determinato in laboratorio, va riferita l'obiezione di LOWE III che ha riconosciuto la tendenza alla riduzione del valore $p_{cq} - p_o$ con il decrescere della velocità di deformazione ($\dot{\epsilon}$) con cui viene eseguita la prova edometrica in laboratorio. Tale punto di vista non è condiviso dal prof. LEONARDS che ritiene $p_{cq} - p_o$ non dipendente dalla $\dot{\epsilon}$.

Questa divergenza potrà trovare la risposta nelle apposite ricerche condotte con le nuove tecniche di esecuzione delle prove edometriche (C.R.S., C.H.G. e C.R.L.)⁽⁶⁾, l'uso delle quali è stato tra l'altro caldeggiato da LADD, in quanto esse permettono di meglio evidenziare il carico di sovraconsolidazione, nonché di ottenere informazioni più valide per quanto riguarda i parametri di deformabilità del terreno inerenti alla consolidazione primaria.

CRAWFORD, dedicando uno dei suoi interventi nel corso del panel al problema del cedimento immediato (S_i), ha rilevato come, dalla sua esperienza, risulta che la migliore concordanza del valore di S_i calcolato con quello osservato, si ha quando il valore del modulo di deformazione in condizioni non drenate E_u che si introduce nel calcolo, viene determinato nel corso delle prove di compressione triassiale tipo U.U. dopo aver sottoposto il provino a 5 ÷ 20 cicli di carico e scarico nel campo di sforzi deviatorici che variano da 0 a 0,5 c_u .

Molti intervenuti (SCHMERTMANN, SOWERS, MOORHOUSE ed altri) hanno rilevato le grandi difficoltà che incontra la previsione dei cedimenti nel caso dei terreni sabbiosi.

In generale tutti sono concordi nel riconoscere l'enorme influenza che hanno σ_3 e K_o sulla deformabilità dei materiali sabbioso-ghiaiosi.

Questo comporta il fatto che, pure in un deposito non coesivo omogeneo nei riguardi della densità relativa (D_r), il modulo di deformazione varia con la profondità secondo la legge del tipo:

$$E(z) = m \cdot \sigma_3^n$$

Allo scopo di illustrare l'enorme sensibilità del modulo al variare dello stato tensionale SOWERS, riporta il caso di prove dalle quali ha trovato:

$$\begin{aligned} \sigma_3/\sigma_1 &= 1 & n &= 0,82 \\ \sigma_3/\sigma_1 &= 0,33 \text{ con lo stesso valore di } \sigma_3; & n &= 0,35. \end{aligned}$$

In queste condizioni e tenendo conto della quasi impossibilità di disporre di campioni indisturbati dei materiali sabbiosi-ghiaiosi, MOORHOUSE ha constatato come ancora per molto tempo si dovrà fare riferimento ai metodi empirici basati sulle semplici prove penetrometriche dinamiche (S.P.T.) e statiche utilizzando indicazioni date da TERZAGHI [1943] e SCHMERTMANN [1970]. Questo ultimo

(6) C.R.S. = constant rate of strain; $\dot{\epsilon}$ = costante
C.H.G. = controlled hydraulic gradient;

$$i = \frac{\Delta U}{H} = \text{costante.}$$

C.R.L. = constant rate of loading; $\Delta p/\Delta t = \text{costante.}$

metodo di previsione dei cedimenti dei materiali sabbiosi, basato sulla interpretazione delle prove penetrometriche statiche, ha permesso in alcuni casi riportati da OSTERBERG di ottenere una buona concordanza con i valori di cedimenti misurati.

Per quanto riguarda il metodo di previsione dei cedimenti in sabbie basato sul valore di N_{SPT} la tendenza abbastanza diffusa è la seguente:

— correggere i valori di N_{SPT} in base a quanto indicato da PECK e BAZAREA [1969];

— entrare con valori di N_{SPT} così corretti nei grafici Terzaghi e Peck che danno S in funzione di N_{SPT} ;

— dividere per un coefficiente correttivo dell'ordine di $1,4 \div 1,5$ il valore di S così trovato.

Agli scriventi sembra invece strano che non sia stato approfondito ed esteso l'approccio al calcolo dei cedimenti delle fondazioni su sabbia proposto da D. D'APPOLONIA *et al.* [1968].

3. Dighe in materiali sciolti

La II sessione dedicata alle dighe di materiali sciolti ha avuto come « discussion leader » J. LOWE JR. III coadiuvato da SHERARD e da un panel composto da MORGENSTERN, MARSAL, COOKE e WILSON.

La discussione era accentrata sui problemi connessi con la stabilità delle opere nei riguardi dei fenomeni di sifonamento e di erosione particolarmente di attualità negli Stati Uniti a causa di alcuni inconvenienti verificatesi negli ultimi tempi. In relazione a questi problemi si sono esaminati vari metodi di rivestimento del paramento di monte e diverse soluzioni costruttive per la costituzione dei nuclei di tenuta.

A tale proposito è interessante l'osservazione di Morgenstern che spesso tali opere di tenuta non vengono sufficientemente studiate ed analizzate dal punto di vista della loro resistenza strutturale e della interazione con il rilevato nel quale sono inserite.

Diversi membri del panel hanno riportato esempi concreti dai quali risulta, in modo inconfutabile, come la resistenza all'erosione dei terreni a grana fine (limo-argillosi) sia legata alla struttura interna del materiale ed al tipo delle sostanze chimiche disciolte nell'acqua interstiziale.

Un altro punto sul quale si è concentrata la discussione riguarda il calcolo delle deformazioni nel corpo della diga con il metodo degli elementi finiti, con particolare attenzione per tutto quanto concerne le leggi costitutive dei materiali e la loro dipendenza dallo « stress path ».

4. Fondazioni profonde

La IV sessione, dedicate alle fondazioni profonde, ha avuto come « discussion leader » MC CLELLAND assistito da GIRAULT e da un « panel » composto da BROMS, REESE, SWIGER e DAVISSON. Essa risulta molto difficile da riassumersi in poche righe. Questo stato di cose è dovuto sia alla vastità dei problemi esaminati sia perché assai spesso si deve constatare come, nonostante i progressi fatti negli ultimi 10 anni per quanto riguarda il calcolo dei pali ed in particolare della palificate, siano molte di più le cose nelle quali lo stato delle conoscenze attuali è insoddisfacente, rispetto ai problemi che possono considerarsi risolti.

MC CLELLAND ha esaminato i seguenti aspetti inerenti alla progettazione ed al comportamento delle fondazioni profonde:

1) Capacità portante di un singolo palo e dei pali in gruppo.

2) Cedimento immediato di un singolo palo e dei pali in gruppo.

3) Cedimenti di un singolo palo e dei pali in gruppo.

4) Tecnologie esecutive in relazione alla natura dei terreni di fondazione e comportamento dei pali in relazione alle tecniche di costruzione.

In base a questo esame e riferendosi agli interventi dei componenti del panel si può concludere quanto segue:

1) Le formule dinamiche convenzionali in generale non portano a risultati soddisfacenti e pertanto il loro uso dovrebbe essere limitato ai casi in cui esse possono essere tarate in base ad un certo numero di prove di carico statico, e poi servire soltanto come un mezzo di controllo dell'uniformità della palificata. Anche con queste limitazioni, l'utilizzazione di queste formule dovrebbe essere limitata a pali rigidi infissi in terreni non coesivi.

2) Maggiori prospettive nella valutazione della portata dei pali infissi in base ai criteri dinamici derivano dal sempre più diffuso ricorso alla equazione dell'onda d'urto mono-dimensionale governata dalla seguente espressione differenziale di secondo grado:

$$\frac{\delta^2 u}{\delta t^2} = C^2 \cdot \frac{\delta^2 \cdot u}{\delta x^2}$$

essendo: u = posizione del punto avente coordinata x al tempo t

$$C = \sqrt{\frac{E g}{\gamma}}$$

Studi assai approfonditi in questo campo sono stati condotti da DAVISSON dell'Università dell'Illinois. In ogni caso, i maggiori problemi connessi con l'uso dell'onda d'urto rimangono:

— La difficoltà di valutare i coefficienti di smorzamento J e J' riferiti rispettivamente alla resistenza di base e alla resistenza di attrito laterale.

— Il fatto che la teoria non permette di considerare i fenomeni di consolidazione e di incrudimento tixotropico del materiale attorno al palo infisso che tendono a far aumentare la sua portata col tempo, né tiene conto del rilassamento delle tensioni orizzontali dopo l'infissione del palo, che agisce in senso opposto rispetto ai due fenomeni prima menzionati.

Questo comporta una indeterminazione nella valutazione della portata del palo del tipo illustrato nella figura 12.

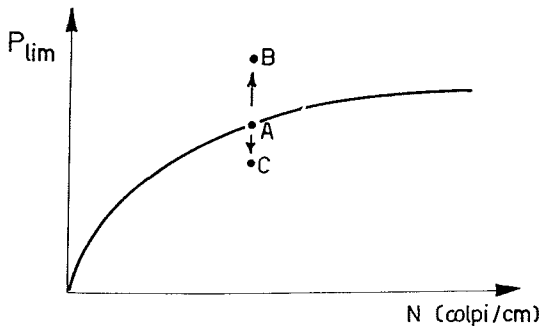


Fig. 12. - A = Resistenza Statica (RS) = Resistenza dinamica (RD). B = RS > RD: Consolidazione ed incrudimento tixotropico - terreni coesivi. C = RS' < RD: Rilassamento delle tensioni orizzontali in terreni sabbiosogliaiosi.

3) Nel campo delle formule statiche non ci sono state novità particolari. Nel caso dei materiali coesivi, oltre al problema della determinazione del coefficiente N_c in relazione alle caratteristiche della curva sforzi-deformazioni, la maggiore difficoltà è rappresentata dall'appropriata scelta del coefficiente di mobilitazione dell'aderenza laterale lungo il fusto del palo « α » per il quale moltiplicare la resistenza al taglio non drenata c_u allo scopo di ottenere il valore dell'aderenza stessa c_a .

Il valore del coefficiente α oltre a dipendere dal valore di c_u varia in larga misura con il va-

riare della tecnica esecutiva dei pali e, particolarmente per quelli trivellati, è addirittura legato alla perizia degli uomini che manovrano le macchine.

Nel caso dei pali battuti si ricorre a grafici del tipo riportato in fig. 13.

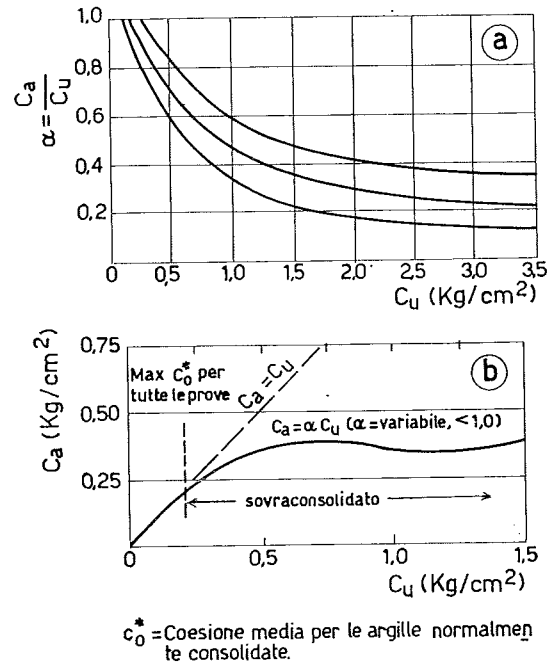


Fig. 13. - a) Diagramma del coefficiente di mobilitazione in funzione della resistenza al taglio non drenata (KERISEL, 1965). b) Andamento dell'adesione nei pali in relazione alla resistenza al taglio nelle argille dure.

Anche se postulata, la condizione $c_u = c_a$ nel caso di argille N.C. di media consistenza, che appare dal grafico di Mc CLELLAND *et al* [1969], è stata smentita da recenti studi di VIPAYVERGIYA e FOCLET [1972] che hanno ottenuto in argille NC valori di c_a sensibilmente inferiori a quelli di c_u .

Nel caso dei terreni sabbiosi le formule statiche più accreditate sono quelle di BEREZANTZEV [1961, 1970] per quanto riguarda il calcolo della portata di base e del tipo alla NORDLUND [1963] per la valutazione dell'attrito laterale. In ambedue i casi si deve tener conto che, sia la pressione limite unitaria alla base del palo, sia il valore dell'attrito laterale unitario aumentano fino alla profondità relativa $L/D = 15 \div 25$ e poi rimangono costanti.

4) Tutti i componenti del panel ed in particolare REESE, hanno confermato i risultati degli studi pubblicati anni or sono da WHITAKER [1966], in base ai quali si è constatato che la portata laterale viene mobilitata con piccole deformazioni del palo ($\sim 5 \div 10$ mm) che sono indipendenti

dal diametro del palo stesso, mentre la portata limite di base viene mobilitata dopo notevoli cedimenti del palo che in generale si aggirano attorno al $5 \div 15\%$ del suo diametro.

Alla luce di questa evidenza sperimentale [O'NEIL e REESE 1972] risulta sempre più auspicabile ragionare in termini della curva carichi-cedimenti separando il problema della portata di base da quello della portata dovuta all'attrito laterale.

5) Per quanto riguarda il coefficiente d'efficienza di gruppo dalla discussione tra i componenti del panel è emerso quanto segue:

— Il coefficiente di gruppo andrebbe riferito solo a quella parte della portata che è dovuta all'attrito per aderenza laterale.

— Il coefficiente d'efficienza di gruppo nel caso di terreni sabbiosi è maggiore di 1, particolarmente nel caso di pali battuti.

— Il coefficiente d'efficienza di gruppo nei terreni coesivi è minore di 1, particolarmente nel caso di pali trivellati.

— Il coefficiente d'efficienza di gruppo nei terreni coesivi è fortemente influenzato da fattori come:

- a) interasse tra i pali;
- b) lunghezza dei pali;
- c) rigidità flessionale delle strutture di collegamento;
- d) tecniche esecutive adottate;
- e) geometria della palificata e numero dei pali che la compongono.

Tale coefficiente d'efficienza E_G è in generale compreso tra 0,7 e 1,0 quando l'interasse varia tra 3D e 8D, d'accordo con quanto indicato da WHITAKER [1957] e CAGELE e SULAIMAN [1970].

6) Riguardo alla valutazione dei cedimenti delle palificate non ci sono stati progressi degni di nota.

In generale si fa riferimento al metodo semiempirico proposto ancora da TERZAGHI [1943] collocando la fondazione fittizia alla profondità variabile da $2/3 L$ a L con i seguenti aggiornamenti:

a) Si valuta la distribuzione delle tensioni in base alla teoria di MINDLIN RUDERMAN, anziché in base a quella di BOUSSINESQ.

b) Si considera la fondazione infinitamente rigida riducendo di conseguenza il valore del cedimento massimo calcolato del 15% circa.

c) Si tiene conto del fenomeno della quasi preconsolidazione limitando la profondità fino alla

quale si propagano le deformazioni indotte dalla fondazione.

In generale si suppone che tale profondità corrisponda alla quota alla quale:

$$\Delta \sigma_z \leq (0,2 \div 0,1) \cdot p_v$$

dove:

$\Delta \sigma_z$ = incremento delle tensioni verticali

p_v = pressione verticale efficace dovuta al peso dei terreni sovrastanti.

In alternativa al metodo sopra menzionato si ricorre alle correlazioni empiriche del tipo proposto da SKEMPTON [1953] e VESIC [1969], che legano il cedimento di un singolo palo a quello della palificata attraverso un coefficiente che dipende dalla $\sqrt{W/B}$ dove:

B = larghezza della palificata

W = diametro del palo

Infine è stato concordemente rilevato che ulteriori progressi nello studio dei pali e delle palificate richiedono una diffusione della strumentazione, in quanto solo grazie ad essa risulterà possibile approfondire le nostre conoscenze inerenti ai problemi d'interazione tra pali e terreno circostante. A tale proposito REESE ha auspicato che la prossima Conferenza speciale dell'A.S.C.E. (che si terrà nel 1974 ad Austin nel Texas) possa essere dedicata a questo problema ed ai problemi di strumentazione delle opere geotecniche in generale.

5. Interazione tra terreno e strutture

La quinta ed ultima sessione è stata dedicata ai problemi di interazione fra terreni e strutture, con particolare riferimento alle opere di sostegno flessibili come diaframmi, palancole e muri ancorati.

Il relatore generale PECK, coadiuvato da CLOUGH, circoscrivendo la discussione sull'interazione tra terreno e struttura a tutti quei casi in cui la deformabilità della struttura stessa gioca un ruolo sostanziale nella redistribuzione delle pressioni di contatto, ha individuato i seguenti gruppi di problemi:

1) I casi nei quali l'entità dei carichi agenti sulla struttura e la distribuzione delle pressioni di contatto dipende dall'interazione tra terreno e struttura; l'esempio tipico è rappresentato dai rivestimenti non rigidi delle gallerie.

2) I casi nei quali i carichi totali agenti sul-

l'opera sono quasi indipendenti o completamente indipendenti dalla rigidità flessionale della struttura, ma la loro distribuzione è governata dalla deformazione della struttura; l'esempio tipico è rappresentato da membrane flessibili con più ancoraggi e strutture di fondazioni aventi rigidità flessionale relativa non infinita.

Non sono stati perciò inclusi nei temi della discussione i problemi connessi con il comportamento delle fondazioni rigide e quelli inerenti ai pali soggetti a carichi orizzontali.

Il panel, composto da DUNCAN, GOULD, LAMBE e WARD, ha concentrato la sua attenzione sul 2° gruppo di problemi, occupandosi in particolare modo delle opere di sostegno flessibili alle quali erano dedicate 11 delle 16 memorie presentate.

La discussione si è concentrata sui seguenti problemi:

A) *Correlazione tra la rigidità flessionale dell'opera di sostegno ed i movimenti orizzontali.*

Sia le analisi teoriche condotte con il metodo degli elementi finiti da CLOUGH *et al.* [1972], sia le osservazioni del comportamento delle opere costruite di LAMBE *et al.* [1972], CUNNINGHAM *et al.* [1972], DI BIAGIO *et al.* [1972] dimostrano chiaramente che l'entità dei movimenti orizzontali è quasi indipendente dalla rigidità flessionale dell'opera; infatti per i diaframmi in calcestruzzo essa è del tutto simile a quella delle opere di sostegno molto più flessibili come palancole o membrane ancorate in più punti.

Per esempio il calcolo fatto da CLOUGH *et al.* per studiare il comportamento di un'opera a sostegno di uno scavo profondo 19,5 m in argille compatte a Seattle ha portato ai seguenti risultati:

	Diaframma in c.a.	Muro ancorato
		$EI = \frac{1}{10} \cdot EI_D$
	$EI_D = 1.06 \cdot 10^{12} \text{ kg/cm}^2$	
Spostamento orizzontale	3,8 cm	5 cm
Spostamento verticale terreno a tergo dell'opera	1,3 cm	2 cm

Questo esempio e le recenti osservazioni del comportamento delle opere già esistenti dimostrano chiaramente che la predominante parte delle deformazioni di un'opera di sostegno è do-

vuta allo spostamento rigido ed alla rotazione rigida dell'opera stessa che sono governate dalle caratteristiche sforzi-deformazioni del terreno e non dalla rigidità flessionale della struttura.

Nel corso della discussione WARD ha prodotto diversi confronti tra movimenti degli scavi osservati in argille di Londra e quelli calcolati con la tecnica degli elementi finiti. Da questo confronto risulta chiaramente che le migliori correlazioni si ottengono quando si suppone il modulo di deformazione del terreno variabile con la profondità secondo la seguente legge:

$$E_z = E_0 + E_0 \left(\frac{H_s}{z} \right)^n$$

essendo:

E_0 = modulo di deformazione alla profondità $z = 0$

E_z = modulo di deformazione alla profondità $z \neq 0$

H_s = profondità dello scavo.

Alle stesse conclusioni è arrivato CLOUGH aggiungendo che solo nell'ipotesi di un semispazio elastico indefinito eterogeneo del tipo di quello assunto da WARD si può trovare giustificazione dei fenomeni osservati, che indicano preponderanza degli spostamenti orizzontali del ciglio superiore dello scavo, rispetto ai cedimenti verticali a tergo dello stesso.

B) *Movimenti in adiacenza degli scavi con fango bentonitico.*

Alcune misure effettuate nel corso dello scavo di pannelli di diaframma in presenza di fango bentonitico hanno dimostrato chiaramente che tale operazione induce deformazioni orizzontali nel terreno circostante, la cui entità può raggiungere valori superiori al centimetro.

L'entità di tali spostamenti è controllata in larga misura da fattori come:

— geometria del pannello (lunghezza, larghezza, profondità);

— qualità e densità del fango bentonitico;

— tempo d'esecuzione.

E' stato pure osservato che durante l'esecuzione del getto una parte di questi spostamenti

orizzontali viene ad essere annullata dalla pressione idrostatica del calcestruzzo.

Gli studi in corso, [MEYERHOF, 1972] aventi lo scopo di chiarire il funzionamento del fango bentonitico nel sostenere gli scavi in terreni non coesivi, inducono sempre di più a riconoscere l'importanza degli effetti d'arco che si sviluppano nel terreno adiacente alle estremità del pannello.

Nell'ascoltare le discussioni dedicate ai problemi dei diaframmi eseguiti in presenza dei fanghi bentonitici, gli scriventi non hanno potuto far a meno di constatare come all'estero, pur usando solo da pochi anni questo metodo costruttivo, gli studiosi e costruttori sono riusciti ad approfondire lo studio riguardante il comportamento di queste opere raccogliendo un interessante materiale concernente misure ed osservazioni.

Viceversa in Italia, dove le imprese specializzate sono certamente all'avanguardia per quanto riguarda le tecniche costruttive ed il numero ed importanza delle opere realizzate, non è stato fatto letteralmente niente per dare una migliore impostazione teorica al dimensionamento dei diaframmi e per conoscere il loro comportamento. Purtroppo la stessa triste constatazione si può fare per quanto riguarda i pali trivellati di grande diametro.

Oltre ai problemi menzionati nei punti A) e B) si sono discussi i seguenti temi:

C) *Deformazione delle palancole e delle opere di sostegno realizzate con pali d'acciaio (soldier-piles)*

D) *Ancoraggi: prove e livello di precompressione*

E) *Rivestimento delle gallerie*

F) *Interazione tra fondazioni superficiali e terreno*

Il contenuto di queste discussioni non viene qui riportato a causa della mancanza di spazio; gli interessati potranno consultare il III volume delle memorie di questa conferenza che sarà edito a cura dell'A.S.C.E. alla fine di questo anno.

Conviene forse ancora rilevare il modesto spazio dedicato durante questa sessione ai problemi di cui al punto F.

Unico intervento su questo tema è stato quello di DUNCAN che ha mostrato esempi di applicazione della tecnica degli elementi finiti ai problemi d'interazione tra strutture e terreno, cosa tra l'altro già postulata anche da CHRISTIAN [1972, 1973].

Appendice

RICERCHE GEOTECNICHE IN CORSO PRESSO L'UNIVERSITA' DI PURDUE

Nel visitare il laboratorio di Meccanica dei Terreni dell'Università di Purdue i partecipanti alla conferenza in oggetto hanno potuto prendere contatto con le seguenti ricerche attualmente in corso:

- 1) Stabilità delle scarpate negli scisti argillosi di Pierre.
- 2) Scisti come materiale per la costruzione dei rilevati.
- 3) Analisi termica dei terreni con la tecnica degli elementi finiti.
- 4) Analisi di stabilità delle scarpate con la tecnica degli elementi finiti.
- 5) Applicazione del concetto energetico alle pavimentazioni aeroportuali.
- 6) Movimenti di terra in presenza di basse temperature.
- 7) Comportamento delle argille compattate su terreni di fondazione teneri con particolare riferimento al fattore tempo.
- 8) Effetto della pressione di quasi sovraconsolidazione sui cedimenti.
- 9) Dimensioni dei pori nelle argille compattate.
- 10) Liquefazione delle sabbie in apparecchio di taglio semplice di grandi dimensioni.
- 11) Strumentazione dei rilevati.
- 12) Prove su modelli di scarpate nella centrifuga.
- 13) Invariante della resistenza dei materiali.

BIBLIOGRAFIA

A) MEMORIE PRESENTATE ALLA CONFERENZA DI PURDUE

1ª Sessione

- HAUPT R. S., OLSON P. - *Case History - Embankment failure on soft varved silt.*
- WILKES P. F. - *An induced failure at a trial embankment at King's Lynn, Norfolk, England.*
- WROTH C. P., SIMPSON C. P. - *An induced failure at a trial embankment: part. II - Finite element computations.*
- PILOT G. - *Study of five embankment failures on soft soils.*
- LADD C. C. - *Test embankment on sensitive clay.*
- DASCAL O., TOURNIER J. P., TAVENAS F., LA ROCHELLE P. - *Failure of a test embankment on sensitive clay.*
- EIDE O., HOLMBERG S. - *Test fills to failure on the soft Bangkok clay.*
- MARGASON E., ARANGO I. - *Sand drain performance on a San Francisco bay mud site.*
- LADD C. C., RIXNER J. J., GIFFORD D. C. - *Performance of Embankments with sand drains on sensitive clay.*
- MOU ZA-C., BRAND E. W., NELSON J. D. - *Pore pressures under a bund of soft fissured clay.*
- HOLTZ R. D., LINDSKOG G. - *Soil movements below a test embankment.*
- KASTMAN K. H. - *Analyses and records - Dutch Hollow dam.*
- BOZOUK M., LEONARDS G. A. - *The gloucester test fill.*
- RAYMOND G. P. - *The kars (Ontario) Embankment foundation.*

AKAI K., KOMATSU M., TOMINAGA M. - *Analysis of observed embankment performance in terms of effective stress.*
 RAFAELI D. - *Design of the south Island for the second hampton roads crossing.*
 SCHROEDER W. L., WORTH E. G. - *A preload on silty fine sand.*
 TAYLOR H. T., BUCHIGNANI A. L. - *Field test of debris fill over soft soil.*
 HOLUBEC I., LANGSTON R. - *Analyses and performance of a dike on fibrous peat.*
 HOLTZ R. D., BROMS B. - *Long-term loading tests at Ska-Edeby, Sweden.*
 SU H. H., PRYSOCK R. H. - *Settlement analysis of two highway Embankments.*

2ª Scssione

MARSAL R. J., POHLENZ W. - *The failure of laguna dam.*
 LEPS T. M. - *Analysis of failure of baldwin hills reservoir.*
 CASAGRANDE A., WILSON S. D., SCHWANTES E. D. jr. - *The baldwin hills reservoir failure in retrospect.*
 SHERARD J. L., DECKER R. S., RYKER N. L. - *Piping in earth dams of dispersive clay.*
 REUSS R. F., SCHATTEBERG J. W. - *Internal piping and shear deformation - Victor Braunig dam, San Antonio, Texas.*
 SHERARD J. L., DECKER R. S., RYKER N. L. - *Hydraulic fracturing in low dams of dispersive clay.*
 CRISP R. L. Jr. - *Performance record of Walter F. George Lock & Dam.*
 MARSAL R. J., ARELLANO L. R. - *Eight years of observations at el infiernillo dam.*
 JENKINS J. D., BANKOFFER D. E. - *Hills creek dam seepage correction.*
 ANTON W. F., DAYTON D. J. - *Camanche dike-2 slurry trench seepage cutoff.*
 DE GROOT G. - *Seepage through soil-cement facings.*
 EISENSTEIN Z., KRISHNAYYA A. V. G., MORGENSTERN N. R. - *An analysis of the cracking at duncan dam.*
 DE ARELLANO L. R., GOMEZ E. M. - *Field measurements at la angostura cofferdams.*
 NOBARI E. S., DUNCAN J. M. - *Movements in dams due to reservoir filling.*
 RESENDIZ D., ROMO M. P. - *Analysis of embankment deformations.*
 ALBERRO J. - *Stress-strain analysis of el infiernillo dam.*
 ANTON W. F., DAYTON D. J. - *Performance of briones dam.*
 CATANACH R., MCDANIEL T. N. - *Lateral deformation of a dam embankment.*

3ª Scssione

BOZOUK M. - *Foundation failure of the vankleek hill tower silo.*
 BRAND E. W., MUKTABHANT C., TAECATHUMMARAK A. - *Load tests on small foundations in soft clay.*
 LENNERTZ R. - *Settlement of footings on a non-uniform foundation.*
 WHEELLESS L. D., SOWERS G. F. - *Mat foundation and preload fill, va Hospital Tampa.*
 DE SIMONE S. V., GOULD J. P. - *Performance of two mat foundations on Boston bluse clay*

DAVISSON M. T., SALLEY J. R. - *Settlement histories of four large tanks on sand.*
 FISCHER J. A., DETTE J. T., SINGH H. - *Settlement of a large mat on sand.*
 SCHNABEL J. J. - *Foundation construction on compacted structural fill in the Washington d. c. aerea.*
 WESTBERG R. J., IRELAND H. O. - *Sand compaction by vibro-flotation at cape may, New Jersey.*
 MITCHELL R. J., SANGREY D. A., WEBB G. S. - *Foundations in the crust of sensitive clay deposits.*
 ELLSTEIN A. - *Settlements developed: observed vs. predicted.*
 LUKAS R. G., GNAEDINGER R. J. Jr. - *Settlement due to chemical attack of soils.*

4ª Scssione

KIM J. B., BRUNGRABER R. J., KINDIG C. H. - *Lateral load tests on full-scale pile groups.*
 KOMORNIK A., WISEMAN G., ZEITLEN J. G. - *Building settlement on end-bearing driven piles.*
 DAVISSON M. T. - *Settlement histories of two pile supported Grain silos.*
 LEONARDS G. A. - *Settlement of pile foundations in granular soil.*
 GIRAULT P. - *Settlement of some piled foundation in Mexico.*
 HAGERTY D. J., GARLANGER J. E. - *Consolidation effects around driven piles.*
 HOLTZ R. D., BAKER C. N. Jr. - *Some load transfer data on caissons in hard Chicago clay.*
 GOBLE G. G., WALKER F. K., RAUSCHE F. - *Pile bearing capacity - Prediction vs. performance.*
 LEE P. Y. - *Driving behavior of long steel piles.*

5ª Scssione

MAZURKIEWICZ B. K. - *The rupture figure for a double wall cofferdam.*
 ARMENTO W. J. - *Criteria for lateral pressures for braced cuts.*
 SWATEK E. P. Jr., ASROW S. P., SEITZ A. M. - *Performance of bracing for deep Chicago excavation.*
 LIU T. K., DUGAN J. P. Jr. - *An instrumented tied-back deep excavation.*
 LARSON M. L., WILLETTE W. R., HALL H. C., GNAEDINGER J. P. - *A case study of a soid anchor tie-back system.*
 CLOUGH G. W., WEBER P. R., LAMONT J. Jr. - *Design and observation of a tied-back wall.*
 OOSTERBAAN M. D., GIFFORD D. G. - *A case study of the bauer earth anchor.*
 LAMBE T. W., WOLFSKILL L. A., JAWORSKI W. E. - *The performance of a subway excavation.*
 CUNNINGHAM J. A., FERNANDEZ J. J. - *Performance of two slurry wall systems in Chicago.*
 MEYERHOF G. G. - *Stability of slurry trench cuts in saturated clay.*
 CLOUGH G. W., DUNCAN J. M. - *Temperature effects on behavior of port allen lock.*
 OVESEN N. K., STROMANN H. - *Design method for vertical anchor slabs in sand.*
 SALIMAN R. S. - *Testing transmission line belled auger footings.*
 REBULL P. M. - *Earth responses in soft ground tunnelling.*

B) ALTRE PUBBLICAZIONI CITATE

- BEREZANTZEV B. G. (1960) - *Razschiot Prooch Nosti Osnovaniy*. Sooruzenij Leningrad-Mosca.
- BEREZANTZEV B. G. (1970) - *Razschiot Osnovaniy Soruzenij*. Leningrad 1970.
- CHRISTIAN J., CARRIER D. W. (1972) - *Rigid Circular Plate Resting on a Non Homogeneous Elastic Halfspace*. Bozza dell'articolo mandata alla rivista Geotechnique.
- CHRISTIAN J., CARRIER D. W. (1973) - *Analysis of Foundation Resting on Nonlinear Elastic Halfspace*. Proc. 8th Int. Conf. on S.M. and F.E. Mosca.
- COYLE H. M., SULEIMAN I. H. (1970) - *Bearing Capacity of Foundation Pile*. State of the Art. H.R.B. Record N. 333.
- D'APPOLONIA D. I. et al (1968) - *Settlement of Spread Footings on Sand*. Journ. S.M. and F.E. A.S.C.E. Vol. 94, N. SM 3.
- DI BIAGIO E., MYRVOLL I. A. (1972) - *Full Scale Field Tests of a Slurry Trench Excavation in Soft Clay*. Proc. 5th Europ. Conf. S.M. and F.E. Madrid.
- DI BIAGIO E., ROTY J. A. (1972) - *Earth Pressure Measurements on Braced Slurry Trench Wall*. Proc. 5th Europ. Conf. S.M. and F.E. Madrid.
- KERISEL J. (1965) - *Vertical and Horizontal Bearing Capacity of Deep Foundation in Clay*. Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations Duke University.
- LADANY B. (1963) - *Expansion of a Cylindrical Cavity in Saturated Clay Medium*. Journ S.M. and F.E. A.S.C.E. Vol. 89 N. SM 4.
- LADD C. C. (1971) - *Settlement Notes*. Summer Course on Soft Ground Construction MIT Boston.
- MC CLELLAND B., FOCHT J. A. (1969) - *Problems in Design and Installation of Offshore Piles*. Journ S.M. and F.E. A.S.C.E. Vol. 95 N. SM 6.
- NORDLUND R. L. (1963) - *Capacity of Piles in Cohesionless Soils*. Journ S.M. and F.E. A.S.C.E. Vol. 89 N. SM 3,
- PECK R. B., BAZAREA (1969) - *Discussion on « Settlement of spread footing on sand »*. Journ S.M. and F.E. A.S.C.E. Vol. 95 N. SM 3.
- SCHMERTMANN J. H. (1970) - *Static cone to compute settlement over sand*. Journ S.M. and F.E. Vol. 96 N. SM 3.
- SKEMPTON A. W. (1953) - *The Bearing Capacity of Clays*. Proc. British Building Research Congress.
- SKEMPTON A. W. - *Discussion*. Session Vth Proc. 3rd Int. Conf. on S.M. and F.E. Zurich.
- TERZAGHI K. (1943) - *Theoretical Soil Mechanics*. Wiley N.Y.
- VESIC A. S. (1970) - *Load Transfer in Pile - Soil System*. Proc. Conf. on Design and Installation of Pile Foundations and Cellular Structure Leigh University Pensyl.
- VESIC A. S. - *Tests on Instrumented Piles Ogeechee River Site*. Journ S.M. and F.E. Vol. 96 N. SM 2.
- VLJAYRERGIYA V. N., FOCH J. A. (1972) - *A New Way to Predict the Capacity of Piles in Clay*. Annual Offshore Technology Conference, Houston, Vol. I.
- WHITAKER T. (1957) - *Experiments With Model Piles in Group*. Geotechnique, Vol. VII.
- WHITAKER T., COOKE R. W. (1966) - *An Investigation on the Shaft and Base Resistance of Large Bored Piles in London Clays*. Proc. Symp on Large Bored Piles I.C.E. London.