

Osservazioni sul comportamento di pali a grande diametro

P. COLOMBO *

SOMMARIO: L'articolo riporta i risultati delle osservazioni sul comportamento di due pali in calcestruzzo di 1,20 e 1,50 m di diametro.

Il comportamento dei pali è stato seguito, con varia strumentazione, dalla loro costruzione fino all'esercizio delle strutture sopportate e durante le prove di carico.

Le misure effettuate hanno permesso di valutare la distribuzione tra resistenza d'attrito laterale e resistenza di punta con vari carichi e, corrispondentemente, con vari cedimenti. È stato anche osservato l'insorgere di fenomeni di attrito negativo allo scarico e particolarmente con cedimenti rilevanti.

Le osservazioni raccolte hanno permesso di sottolineare l'importanza delle deformazioni sullo sviluppo della resistenza del terreno intorno al palo.

1. Introduzione

In questi ultimi anni l'utilizzazione dei pali trivellati a grande diametro in calcestruzzo ha avuto uno sviluppo notevolissimo, specialmente nel campo dei più importanti manufatti stradali.

Questo fatto è stato reso possibile principalmente dalla evoluzione delle attrezzature e modalità di scavo e di getto del palo; in tal modo si è potuto soddisfare alla richiesta di portate del singolo palo sempre maggiori aumentando il diametro e la lunghezza del palo.

In genere si fa attualmente rientrare nella categoria dei pali a grande diametro quelli aventi diametro superiore a 0,8 m, ma compreso più frequentemente tra 1 e 1,5 m.

Senza entrare nel merito delle varie attrezzature e modalità costruttive, questa categoria di pali può essere ulteriormente suddivisa in due tipi, a seconda che il sostegno delle pareti del foro sia ottenuto con la colonna di rivestimento o con l'impiego di fango bentonitico.

Di conseguenza la valutazione del comportamento di questi pali in parte si rifà a quello dei pali trivellati di diametro usuale ed in parte a quello dei diaframmi.

Poiché le portate unitarie affidate ai pali a grande diametro sono piuttosto elevate e manufatti di notevole mole sono affidati ad un numero molto limitato di pali, è evidente che quelle manchevolezze e deficienze che potevano entro certi limiti essere accettate per i pali usuali, ipotizzando che la deficienza di qualcuno di essi potesse essere facilmente compensata da quelli adiacenti, non

possono essere accettate per i pali a grande diametro. Pertanto, nell'utilizzazione di questi pali, è necessaria una maggiore cautela che potrà essere attenuata man mano che si acquisirà una migliore conoscenza delle loro caratteristiche e del loro comportamento sotto l'azione dei carichi trasmessi.

Quanto qui di seguito viene esposto è il risultato di una prima ricerca che è consistita essenzialmente nel controllo del comportamento di due pali a mezzo di varia strumentazione durante la costruzione del palo, durante le prove di carico e sotto l'azione dei diversi fattori che si manifestano nel tempo, dalla costruzione del palo fino all'esercizio della struttura sopportata dal palo.

Ricerche di questo tipo su pali trivellati sono poche, sia per l'onerosità, per le difficoltà connesse alla scelta e messa in opera della strumentazione ed alle misure, sia per la complessità del comportamento del sistema palo-terreno. Ciò risulta chiaramente dall'esame delle principali e più recenti memorie sull'argomento.

2. Indagine A

Il palo studiato è in calcestruzzo leggermente armato di 23 m di lunghezza, di 1,20 m di diametro, del tipo trivellato a fango e fa parte della fondazione di una pila di un cavalcavia autostradale.

Il comportamento è stato controllato (fig. 1) inserendo nel palo quattro celle di pressione del tipo elettroacustico della Soc. Galileo, alle profondità di 3, 10,30, 15,80 e 23 m sotto il piano campagna e due tubi coassiali spinti fino a 22 m di profondità e disposti in modo da misurare con quello interno i movimenti verticali della punta del palo. Le celle sono state ancorate alla

* Prof. ing. Pietro COLOMBO, straordinario di *Geotecnica*, direttore dell'Istituto di *Costruzioni Marittime* e del *Centro Geotecnico* dell'Università di Padova.

gabbia delle armature in ferro del palo alle varie altezze abbastanza rigidamente, in modo da non essere sensibilmente spostate durante il getto del calcestruzzo.

Le condizioni del terreno interessato dal palo, studiate con l'esecuzione di sondaggi, prove di

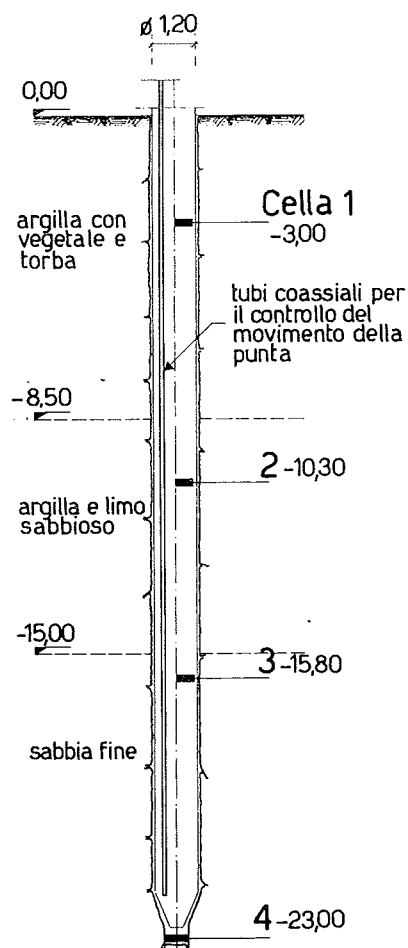


Fig. 1. - palo A: sezione schematica.

laboratorio sui campioni prelevati e con prove penetrometriche statiche, sono schematicamente riportate nella fig. 2.

Come si può vedere, fino a 15 m di profondità si ha prevalenza di terreno limoso ed argilloso, con caratteristiche di resistenza piuttosto basse fino a 5 ÷ 6 m di profondità e medie nella parte rimanente. La resistenza laterale locale misurata con la prova penetrometrica è mediamente di 0,3 kg/cm² fino a 6 m e di 0,8 kg/cm² fino a 15 m. Sotto i 15 m si ha un banco di sabbia limosa e fine, interrotto a circa 27 m di profondità da un piccolo strato di limo argilloso. Questa sabbia ha densità piuttosto elevata, risultando dalla prova penetrometrica mediamente una resistenza di punta dell'ordine di 150 kg/cm². La falda si incontra ad una profondità di circa 2 m sotto il piano campagna.

Il palo, spingendosi fino a 23 m di profondità viene ad interessare per circa 15 m terreno prevalentemente argilloso e per gli altri 8 m terreno prevalentemente sabbioso.

Le misure alle celle hanno avuto inizio fin dalla messa in opera nel palo, prima del getto, e sono state eseguite frequentemente nel primo mese dopo il getto del calcestruzzo e più distanziate nel tempo successivamente, salvo ovviamente durante la prova di carico.

Nelle celle oltre alla pressione veniva sempre letta la temperatura: si è così potuto osservare (fig. 3) subito dopo il getto, cioè nelle prime 12-14 ore, un aumento di temperatura fino a circa 40° dai circa 18° iniziali e poi una graduale diminuzione per circa 20 giorni fino a raggiungere temperature oscillanti principalmente tra 16° e 19°.

Salvo che per la cella installata alla punta del palo, il comportamento delle altre, durante il periodo che va dalla costruzione del palo all'inizio della formazione del manufatto, è stato abbastanza simile (fig. 4). Infatti, mentre durante il getto del calcestruzzo si sono avuti comportamenti difformi da attribuirsi principalmente alle operazioni per il getto del calcestruzzo, a getto ultimato si è misurata durante la presa una compressione dell'ordine di 4-5 kg/cm² e successivamente una diminuzione continua della sollecitazione fino a raggiungere delle tensioni abbastanza limitate.

Dopo circa 1 mese dal getto è stata eseguita sul palo una prova di carico a più cicli e il diagramma carichi-cedimenti della testa del palo è riportato in fig. 5. In un primo ciclo è stato raggiunto un carico massimo di 288 t, che è stato mantenuto per 22 ore con un cedimento totale della testa del palo di 2,24 mm ed un cedimento permanente a palo scarico di 0,81 mm; in un secondo ciclo è stato raggiunto un carico di 430 t mantenuto per circa 22 ore con un cedimento totale di 21,4 mm ed un cedimento permanente a palo scarico di 18,7 mm; in un terzo ciclo la prova è stata condotta fino ad un carico massimo oscillante tra 430 e 540 t mantenuto per circa 24 ore con un cedimento totale di 96,6 mm ed un cedimento permanente di 92 mm a palo scarico; infine, in un quarto ciclo è stato raggiunto nuovamente il carico di 288 t mantenendolo per circa 4 ore con un cedimento totale di 93,9 mm ed un cedimento permanente di 92 mm.

Durante la prova sono stati anche misurati i cedimenti della punta del palo, salvo che per i carichi massimi del III ciclo quando si sono avuti i maggiori cedimenti; le deformazioni del palo nei vari cicli, date dalla differenza dei cedi-

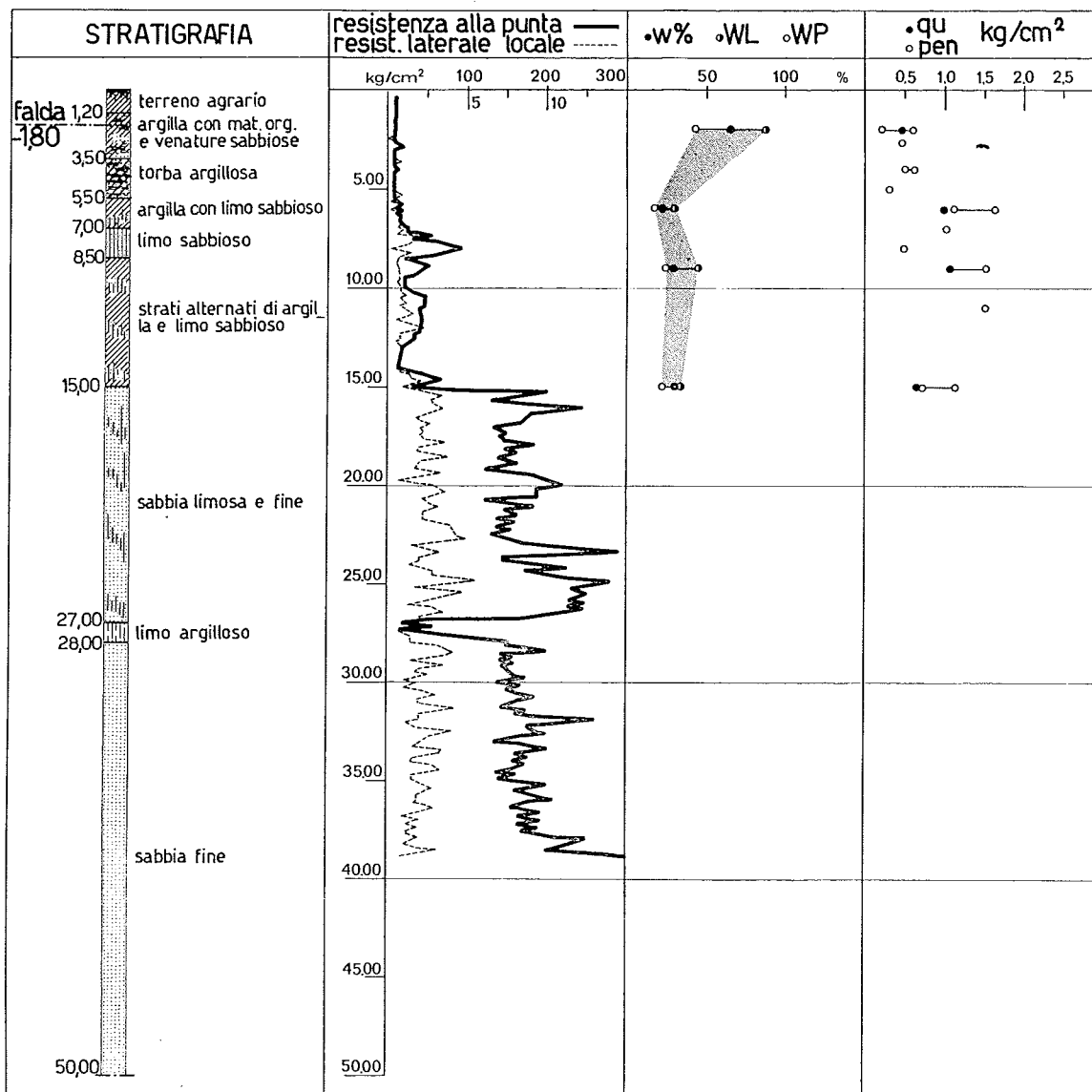


Fig. 2. - palo A: condizioni del terreno. qu = coesione non drenata misurata in laboratorio su campioni intatti; pen = resistenza penetrometrica laterale locale.

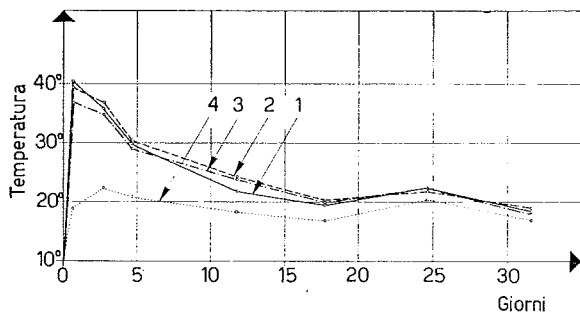


Fig. 3. - palo A: temperatura del calcestruzzo nel primo mese dopo la costruzione.

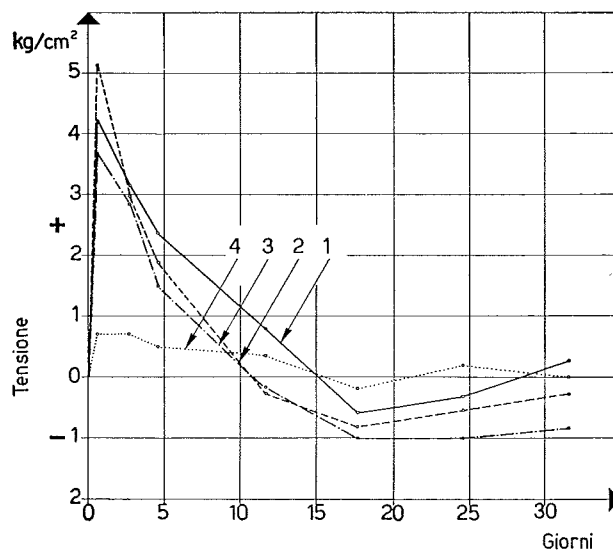


Fig. 4. - palo A: tensioni nel calcestruzzo nel primo mese dopo la costruzione.

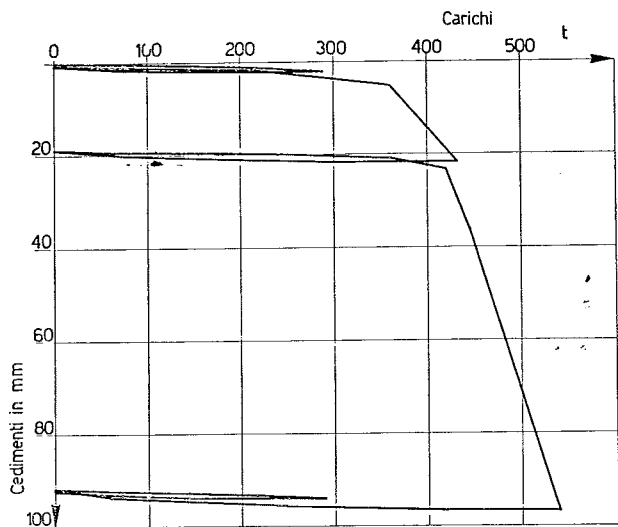


Fig. 5. - palo A: diagramma carichi-cedimenti della prova di carico.

menti della testa e della punta, sono riportate in funzione dei carichi nel diagramma di fig. 6.

La misura delle deformazioni δ del palo ha permesso la determinazione con la relazione

$$L_r = \frac{\delta \cdot A \cdot E}{P}$$

e facendo riferimento ad un modulo di elasticità E di 300.000 kg/cm² e ad una sezione A di 12.000 cm², di una lunghezza fittizia L_r , la cui modificazione con il carico può

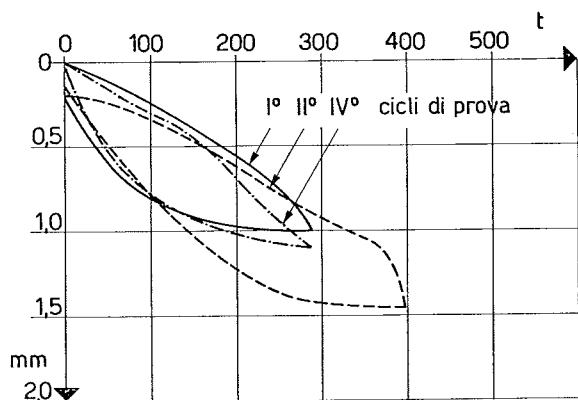


Fig. 6. - palo A: diagramma carichi-deformazioni del palo.

rappresentare grosso modo la variazione di distribuzione della resistenza del terreno.

Nella seguente tabella sono riportati i valori di L_r corrispondenti ai diversi carichi e deformazioni, indicanti una variazione da 8 a 13,2 m all'aumentare del carico da 72 a 395 t.

Le misure effettuate alle celle durante la prova di carico, pur tenendo conto che si ha una alterazione della distribuzione delle tensioni con una deviazione verso la massa di calcestruzzo circostante la capsula, sembrano significative sul piano

$P_{(ton)}$	$\delta_{(mm)}$	$L_r (cm)$
72	0.16	800
144	0.39	970
216	0.61	1020
288 (I ciclo)	1.00	1250
395	1.46	1320
288 (II ciclo)	1.10	1375

qualitativo ed entro certi limiti abbastanza indicative sul piano quantitativo.

Nel diagramma di fig. 7 sono riportati i carichi ai diversi livelli del palo calcolati con le tensioni misurate alle celle nel I e II ciclo di prova, facendo riferimento ad un palo di sezione costante ed applicando alle celle 1, 2 e 3 uno stesso coefficiente di correzione.

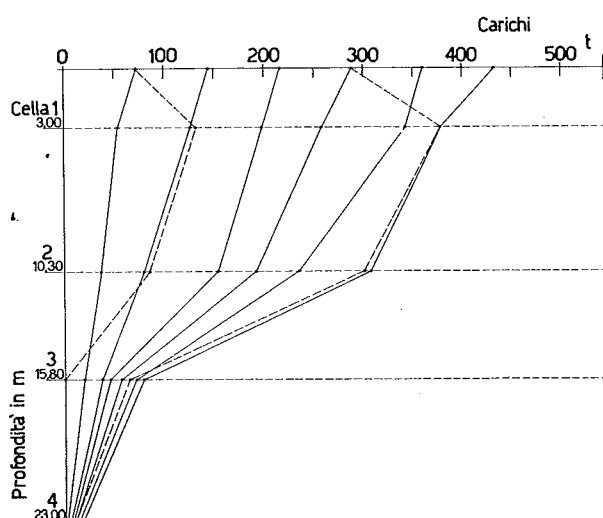


Fig. 7. - palo A: distribuzione dei carichi alle varie profondità nel I° e II° ciclo della prova di carico.

Nel diagramma di fig. 8 sono riportate le resistenze medie d'attrito laterale dei vari tratti di palo e la resistenza di punta in funzione del cedimento della testa del palo.

Risulta così che il palo fino al carico massimo di 432 t con un cedimento totale di 21,4 mm resiste principalmente per attrito laterale e sembra che questa resistenza sia concentrata principalmente nel tratto tra 10 e 15 m di profondità.

L'aver dedotto una maggiore resistenza in questo tratto dipende sia da una maggiore resistenza del terreno sia, probabilmente, dal fatto che in particolare nella zona di passaggio dall'argilla alla sabbia si è avuto qualche scoscendimento durante la perforazione e la formazione di protuberanze nel getto di calcestruzzo. Questo ultimo fatto sembra anche confermato dal diagramma

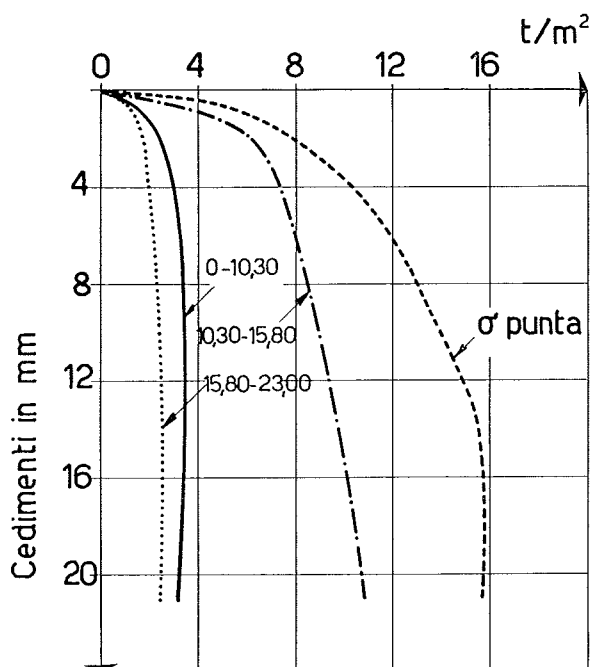


Fig. 8. - palo A: diagramma delle resistenze di attrito laterale e della resistenza di punta in funzione dei cedimenti per il I° e II° ciclo nella prova di carico.

di fig. 8 nel quale si può vedere che, mentre le resistenze laterali dei tratti tra 0 e 10,3 m e tra 15,8 e 23 m sono state mobilizzate con i loro valori massimi di $3,2 \text{ t/m}^2$ e $2,45 \text{ t/m}^2$ con un cedimento inferiore a 1 cm, quella di punta ha raggiunto un valore massimo di $15,8 \text{ t/m}^2$ con 1,5 cm circa e quella laterale del tratto tra 10,3 e 15,8 m è aumentata continuamente con il cedimento fino al valore massimo di $10,3 \text{ t/m}^2$.

Nel diagramma di fig. 9 sono riportati i carichi ai diversi livelli del palo corrispondenti al III° ciclo di prova nel quale è stato raggiunto un carico massimo di 540 t con un cedimento totale di

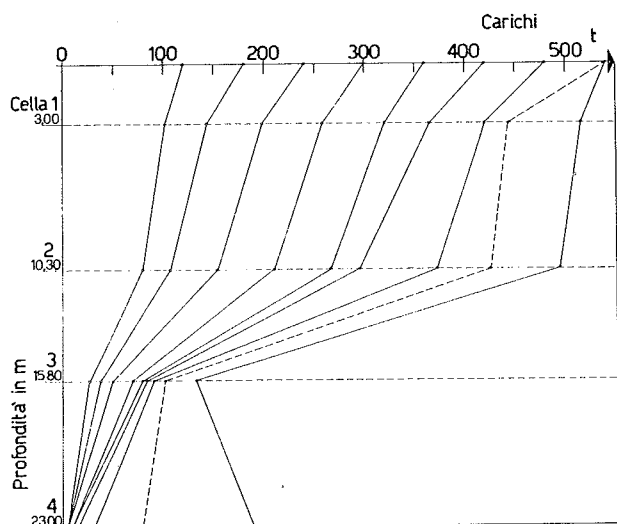


Fig. 9. - palo A: distribuzione dei carichi alle varie profondità nel III° ciclo della prova di carico.

96,6 mm ed un incremento di cedimento rispetto al II ciclo di 77,9 mm.

In questo ciclo di prova si è avuto, con l'incremento di carico, un comportamento del palo notevolmente diverso da quello riscontrato nei precedenti cicli. Mentre, infatti, nel II ciclo di prova risultano con le ipotesi e modalità di calcolo sopraindicate, per il carico di 432 t in sommità e con un cedimento di 21,4 mm, carichi di 378 t a 3 m, di 308 t a 10,3 m, di 80 t a 15 m e di 18 t alla punta, nel III ciclo, con il carico di 540 t ed un incremento di cedimento di 77,9 mm, risultano carichi di 515 t a 3 m, di 494 t a 10,3 m, di 133 t a 15,8 m e di 189 t alla punta.

Dal diagramma di fig. 10, nel quale sono riportate le resistenze medie d'attrito laterale dei vari tratti e la resistenza di punta in funzione del cedimento, si può vedere in parte quanto già osservato nel I e II ciclo; precisamente per i tratti tra 0 e 10,3 m e tra 15,8 e 23 m i valori massimi di $3,2 \text{ t/m}^2$ e di $2,6 \text{ t/m}^2$ praticamente eguali a quelli misurati nei precedenti cicli sono

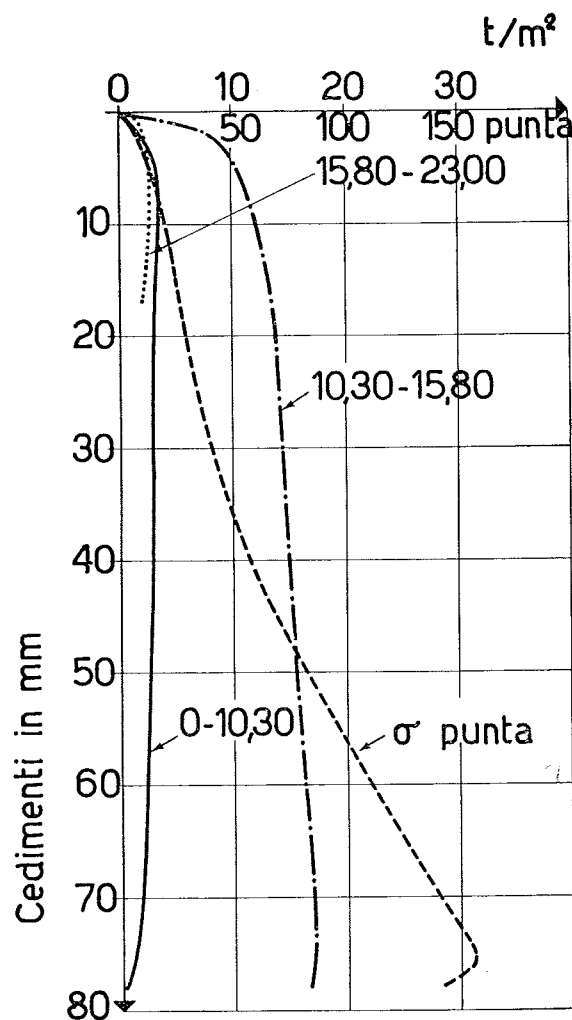


Fig. 10. - palo A: diagramma della resistenza di attrito laterale e della resistenza di punta in funzione dei cedimenti per il III° ciclo della prova di carico.

stati raggiunti con un incremento di cedimento dell'ordine di 0,5 cm, mentre la resistenza laterale del tratto tra 10,3 e 15,8 è aumentata rapidamente fino al valore massimo di circa 11 t/m² misurato nei precedenti cicli con un cedimento pure dell'ordine di 0,5 cm, e poi più lentamente con l'aumentare del cedimento raggiungendo un valore massimo di 17,2 t/m² con un cedimento dell'ordine di 7,5 cm.

La resistenza di punta è pure aumentata con velocità diverse, ma più lentamente fino ad un cedimento di circa 4,5 cm e più rapidamente dopo raggiungendo un valore massimo di 157 t/m² con un cedimento di 7,5 cm circa contro 15,8 t/m² raggiunte nel II ciclo.

Questo diverso svilupparsi della resistenza di punta rispetto a quella laterale avviene con movimenti non trascurabili nel terreno subito al disotto e al disopra della punta del palo e con stati di sollecitazione piuttosto complessi che si ripercuotono nella distribuzione del carico nel palo. Questo fatto, osservato anche da altri ricercatori [MANSUR, KAUFMAN 1956; KERISEL, ADAM 1962; WHITAKER, COOKE 1966; KERISEL, ADAM 1969; VESIC 1970], è anche confermato dal permanere di uno sforzo alla punta, a palo scarico, non trascurabile e corrispondente ad un attrito negativo con un valore dello stesso ordine di grandezza di quello massimo positivo.

Durante lo scarico anche negli altri cicli si sono manifestati attriti negativi specialmente nella parte alta del palo, ma per una durata limitata, di modo che con carico nullo in sommità il palo si è scaricato completamente.

Nel IV ciclo di prova nel quale è stato raggiunto un carico massimo di 288 t con un incremento di cedimento di 1,86 mm, si è avuta una distribuzione di carichi ai vari livelli (fig. 11) analoga a quella osservata con i massimi cedimenti del III ciclo di prova, per la presenza dello sforzo iniziale alla punta del palo.

Se si confronta la distribuzione del carico nel palo nel I e nel IV ciclo, anche detraendo il carico alla punta dovuto all'attrito negativo, si può osservare una distribuzione diversa con un carico alla punta di maggiore entità nel IV ciclo. Questa diversa distribuzione risulta anche dalla diversa deformazione del palo con una variazione della lunghezza fittizia del 10%.

Il comportamento del palo nei vari cicli della prova di carico è evidentemente dipeso oltre che dalle caratteristiche di resistenza e deformazionali del terreno anche dalle modalità e difetti di costruzione.

Si deve a questo punto sottolineare che le os-

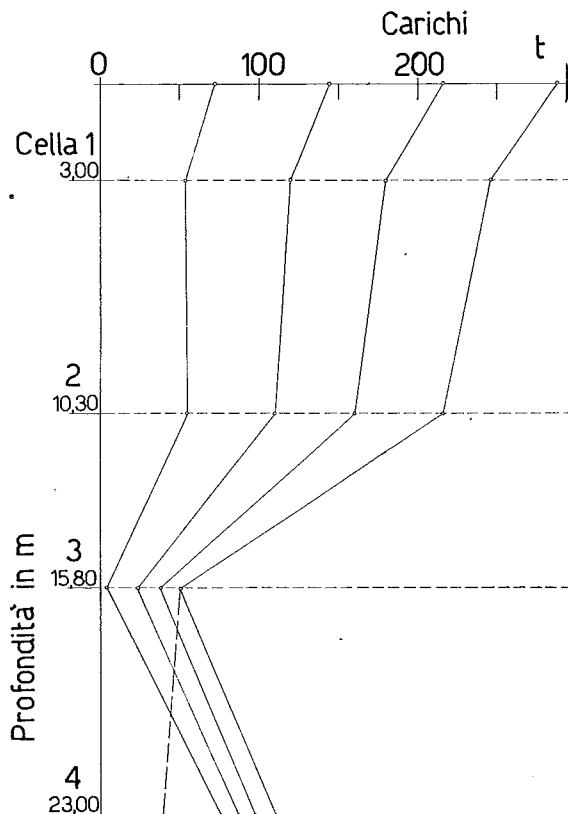


Fig. 11. - palo A: distribuzione dei carichi alle varie profondità nel IV° ciclo della prova di carico.

servazioni fatte sul comportamento del palo pongono il problema del coefficiente di sicurezza da adottare. Si è visto che in questo caso è stata mobilizzata prima la resistenza d'attrito di quella di punta — questo fatto è stato constatato anche da vari altri ricercatori [WHITAKER, COOKE 1966; VESIC 1970] — e quindi, volendo tener conto dei cedimenti si dovrebbe attribuire un coefficiente di sicurezza diverso alle due resistenze.

Con il completamento e la messa in esercizio del manufatto le misure alle celle hanno indicato, assumendo carico nullo quello corrispondente alla misura eseguita subito dopo la fine della prova di carico, un aumento del carico di 48 t a 3 m, di 12 t a 10,3 m, di 68 t a 15,8 m e di 48 t alla punta. Questo comportamento sembra in parte giustificato sia dagli stati di sollecitazione impressi con la prova di carico sia per il fatto che il palo fa parte di una pila formata da 4 pali.

3. Indagine B

In questa indagine il palo è pure in calcestruzzo leggermente armato, lungo 32,5 m, di 1,50 m di diametro, con un bulbo in punta avente diametro medio dell'ordine di 3 m, del tipo trivellato a fango e fa parte della fondazione di una pila di un ponte.

Il comportamento del palo (fig. 12) è stato anche qui controllato inserendo quattro celle di pressione dello stesso tipo usato nell'indagine A e poste nel palo alla profondità di 2, 12, 26 e 32,5 m sotto il piano campagna. Le celle erano ancorate abbastanza rigidamente alla gabbia delle armature in ferro.

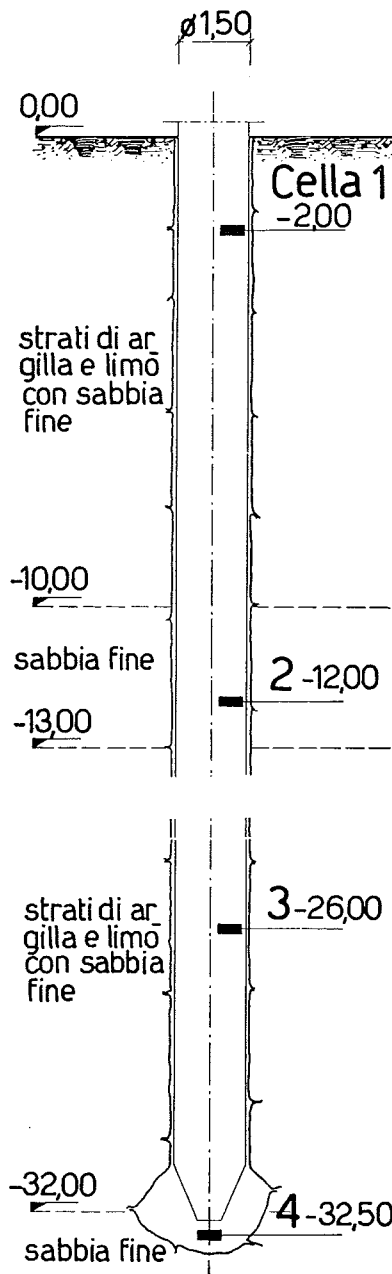


Fig. 12. - palo B: sezione schematica.

Il terreno interessato dal palo (fig. 13) è costituito fino a 32 m circa da una continua alternanza di straterelli di argilla, limo argilloso e sabbioso, interrotti da qualche strato, con spessore dell'ordine del metro, di sabbia fine e limosa; oltre i 32 m vi è sabbia fine con qualche strato di torba compatta e straterelli di limo argilloso. Si tratta

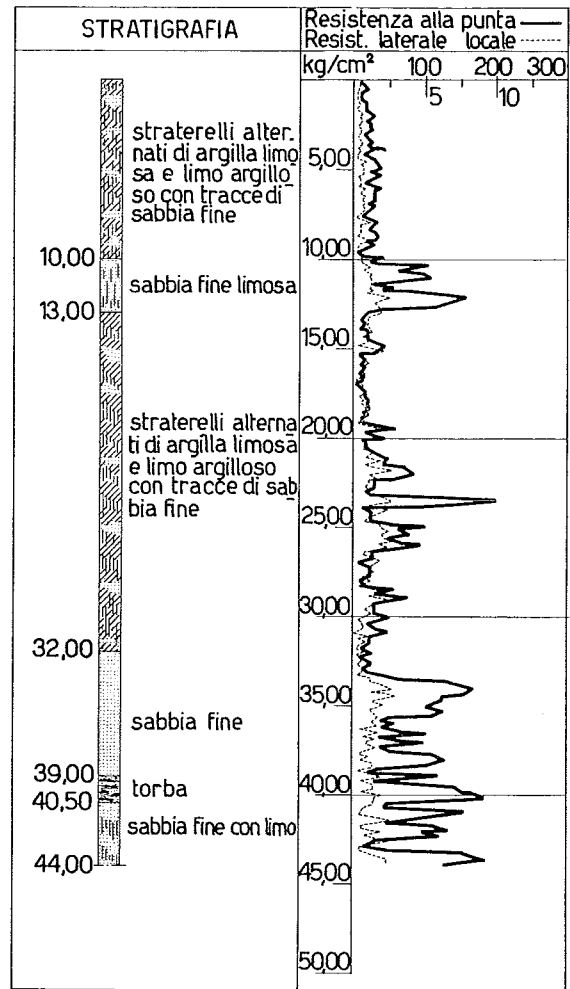


Fig. 13. - palo B: condizioni del terreno.

principalmente di terreno argilloso di media ed alta consistenza, con i valori più elevati negli strati a profondità inferiore a 20 m. La resistenza laterale locale misurata con la prova penetrometrica non scende sotto a 0,5 kg/cm² ma mediamente varia tra 1 e 2 kg/cm².

Le misure alle celle hanno avuto inizio prima del getto e sono continuate fino al completamento e alla messa in esercizio del manufatto.

Anche qui nelle celle oltre alla pressione veniva sempre letta la temperatura; si è potuto osservare (fig. 14) che, con il getto, la temperatura è aumentata fino a circa 25-30° dai circa 12° iniziali, per poi diminuire gradatamente fino a raggiungere valori oscillanti principalmente intorno ai 14-18° dopo circa un mese.

Le quattro celle in via qualitativa nel primo mese dopo il getto hanno avuto un comportamento abbastanza simile (fig. 15) a quello riscontrato anche nel palo A e da altri ricercatori [MAC CAMMON, GOLDBER], cioè compressione immediatamente dopo il getto e successivamente una diminuzione della tensione dando luogo ad una va-

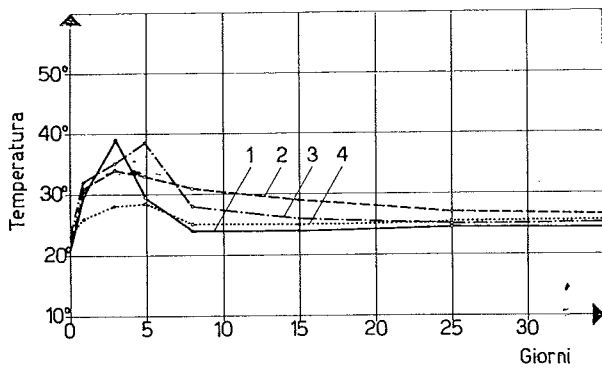


Fig. 14. - palo B: temperatura nel calcestruzzo nel primo mese dopo la costruzione.

riazione complessiva di sollecitazione dell'ordine di $3-4 \text{ kg/cm}^2$, salvo che per la cella alla punta nella quale il fenomeno quantitativamente è stato quasi trascurabile.

Dopo circa quattro mesi dal getto del palo, è stata eseguita una prova di carico a due cicli

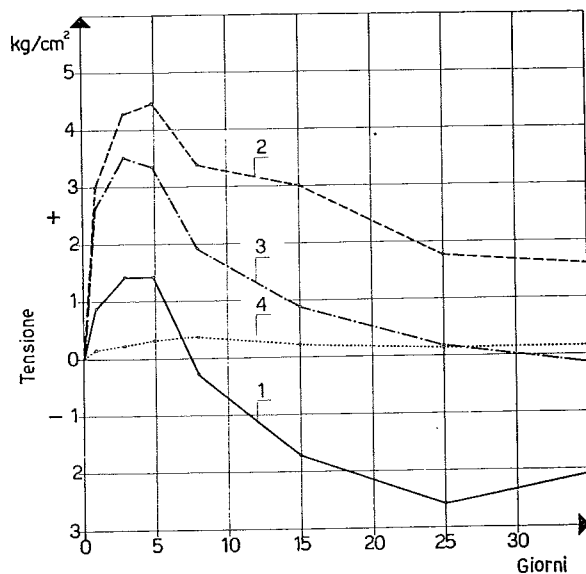


Fig. 15. - palo B: tensioni nel calcestruzzo nel primo mese dopo la costruzione.

(fig. 16). In un primo ciclo è stato raggiunto il carico massimo di 465 t , che è stato mantenuto per 16 ore con un cedimento totale della testa del palo di $1,88 \text{ mm}$; nel secondo ciclo è stato raggiunto un carico massimo di 560 t , che è stato mantenuto per solo un'ora a causa di inconvenienti alla struttura di contrasto, con un cedimento totale di $2,85 \text{ mm}$ ed un cedimento permanente di $1,16 \text{ mm}$.

Le misure effettuate alle celle durante la prova di carico, pur tenendo conto della distribuzione alterata delle tensioni sembrano significative principalmente sul piano qualitativo, ma abbastanza anche su quello quantitativo.

Nel diagramma di fig. 17 sono riportati i carichi ai diversi livelli calcolati con le tensioni misurate alle celle applicando alle misure alle celle 1, 2 e 3 uno stesso coefficiente di correzione.

Nel diagramma di fig. 18 sono riportate le resistenze medie d'attrito laterale dei vari tratti di palo e la resistenza di punta in funzione del cedimento della testa del palo.

Si può così osservare che il palo, fino al carico di 560 t , resiste solo per attrito laterale con una diminuzione di carico abbastanza graduale con la profondità. Si ha infatti con il cedimento massimo di $2,85 \text{ mm}$ una resistenza laterale di $5,07 \text{ t/m}^2$ per il tratto tra 0 e 12 m , di $3,17 \text{ t/m}^2$

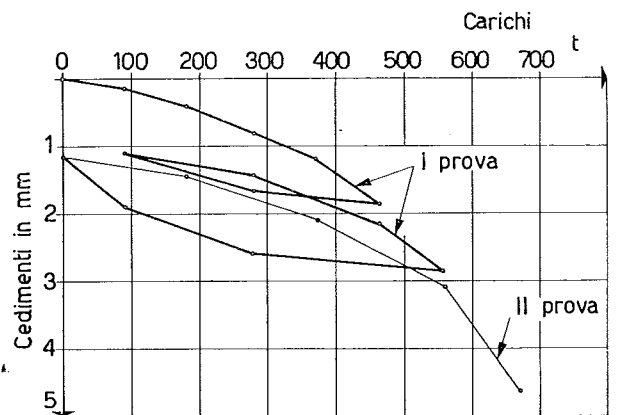


Fig. 16. - palo B: diagramma carichi-cedimenti della prova di carico.

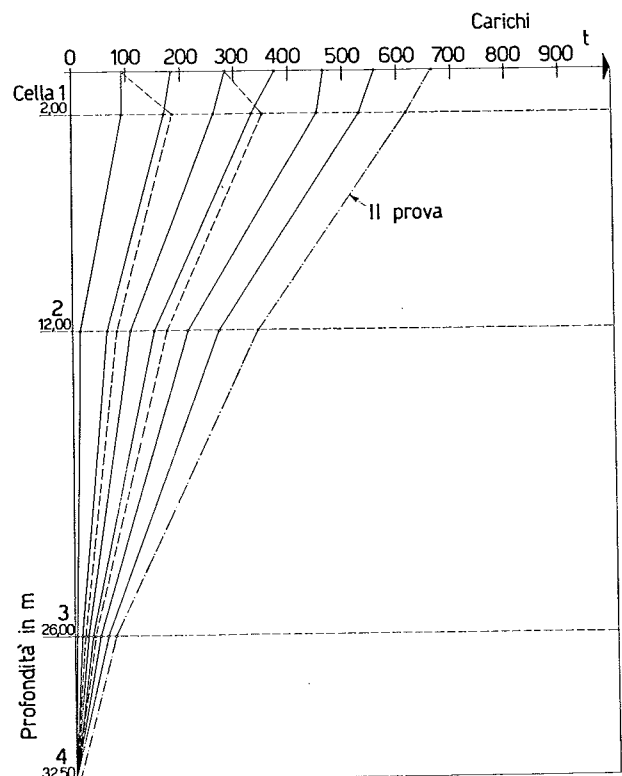


Fig. 17. - palo B: distribuzione dei carichi alle varie profondità nella prova di carico.

per il tratto tra 12 e 26 m e di 1,97 t/m² per il tratto tra 26 e 32 m e risulta poi evidente che non è stato raggiunto ancora il massimo della resistenza laterale.

Dopo 20 giorni la prova di carico fu ripresa, dopo aver provveduto ad irrobustire notevolmente la struttura di contrasto influenzando alquanto il palo di prova, ma fu interrotta sotto il carico

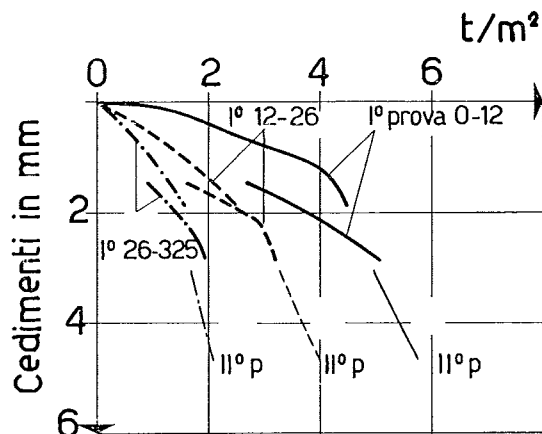


Fig. 18. - palo B: diagramma delle resistenze d'attrito laterali in funzione dei cedimenti per la prova di carico.

di 665 t ed un cedimento di 3,48 mm per la rottura del martinetto. Il comportamento del palo è stato del tutto analogo a quello riscontrato nella prima prova come risulta dalle figg. 17 e 18 nelle quali è stata riportata la distribuzione dei carichi ai vari livelli per 665 t sulla testa del palo e le resistenze laterali corrispondenti ai carichi di 560 e 665 t.

Dopo 5 mesi circa la prova di carico è stata ripetuta, facendo contrasto sulla struttura della pila ulteriormente irrobustita ed appesantita dalle travi dell'impalcato raggiungendo un carico massimo pari a 750 t mantenuto per circa 20 ore con un incremento di cedimento rispetto alle precedenti prove di 3,76 mm.

Le celle in quest'ultima prova hanno indicato grosso modo un comportamento analogo a quello riscontrato nella prima prova con delle irregolarità però nelle celle a 2 e 12 m di profondità dovute molto probabilmente ai lavori ed azioni di vario tipo eseguiti sulla pila e vicino ad essa, anche in relazione alla prova di carico.

Dopo circa 3 mesi dalla terza prova è stato eseguito il collaudo facendo scorrere sul ponte un carico di circa 200 t. Con il carico sulla pila, mantenuto per circa un'ora, le misure alle celle, corrette con le stesse modalità adottate per la prova di carico, hanno indicato un carico sulla cella a 2 m pari a 62 t, su quella a 12 m di 43 t, su quella a 26 m di 14 t e nullo su quella in

punta; quindi valori accettabili in relazione al carico di collaudo, ma indicanti anche una distribuzione della resistenza laterale del palo spostata verso il basso rispetto a quanto misurato con le prove di carico.

Dopo quattro mesi dall'apertura al traffico del ponte si sono misurati alle quattro celle incrementi di carico di 146, 81, 28 e 11 t dalla sommità alla punta del palo.

4. Osservazioni conclusive

L'indagine eseguita su pali facenti parte della fondazione di manufatti ora in esercizio, pur con le limitazioni di vario tipo legate al fatto che si trattava di pali non costruiti appositamente per questa indagine ed a quelle dipendenti dalla strumentazione adottata, ha permesso sia di mettere in luce alcuni fenomeni particolari che di confermare alcuni dati fondamentali sul comportamento del singolo palo, dati già riscontrati da altri ricercatori.

Così si è visto che la resistenza d'attrito laterale, almeno nel caso dei pali trivellati a grande diametro, viene messa in gioco con cedimenti minori di quelli necessari per sviluppare la resistenza di punta e quindi prima; questo fatto si è verificato con condizioni del terreno abbastanza diverse.

In relazione a ciò è evidente che si pone il problema della scelta del coefficiente di sicurezza nel calcolo del carico ammissibile sul singolo palo volendo tenere conto dei cedimenti che possono essere osservati nelle prove di carico e pur trascurando quelli a lungo termine per consolidazione.

All'atto dello scarico dei pali si è osservata la presenza di attrito negativo ed il fenomeno ha assunto particolare rilievo per il palo nel quale si è avuta una resistenza di punta notevole e corrispondentemente ad un cedimento elevato. In questo caso a palo scarico si è visto uno sforzo alla punta non trascurabile, indicativo anche del manifestarsi di stati di sollecitazione piuttosto complessi.

Le osservazioni prolungate nel tempo hanno indicato un certo spostamento della resistenza verso il basso.

B I B L I O G R A F I A

- MANSUR C. I., KAUFMAN R. I. (1956) - *Pile tests, Low-Sill structure, Old River, La.* J. of the Soil Mechanics and Foundation Div. ASCE - October - p. 1080.
 KERISEL J., ADAM M. (1962) - *Foundations Profondes.* Annales de l'Institut du Bâtiment et des Travaux publics n. 179 - Novembre - pp. 1069-1081.

- MOHAN D., JAIN G. S., KUMAR V. (1964) - *Load-bearing capacity of piles*. Géotechnique vol. XIV - pp. 76-86.
- TCHENG Y. (1966) - *Foundations profondes en milieu pulvérulent a diverses compacités*. Annales de l'Institut technique du Bâtiment et des Travaux publics - n. 219-220 - Mars - Aprile - pp. 333-360.
- WHITAKER T., COOKE R. W. (1966) - *An investigation of the shaft and base resistances of large bored piles in London Clay*. Proceedings of the symposium organized by the Institution of Civil Engineers and Reinforced Concrete Association at the Institution of Civil Engineers - February - pp. 7-49.
- BOZOZUK M., LABERCQUE A. (1969) - *Downdrag measurements on 270-Ft composite piles*. Performance of deep foundations - ASTM STP 444 - pp. 15-40.
- KERISEL J., ADAM M. (1969) - *Charges limites d'un pieu en milieux argilleux et limoneux*. Proceedings 7th Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering - vol. 2 - Mexico.
- MCCAMMON N. R., GOLDER H. Q. (1970): *Some loading tests on long pipe piles*. Géotechnique vol. 20 - pp. 171-184.
- VESIC A. S. (1970) - *Tests on instrumented piles, ogeechee river site*. J. of the Soil Mechanics and Foundation Div. ASCE - March - pp. 561-584.

S U M M A R Y

On the behaviour of large diameter bored piles.

The results gathered on the behaviour of two bored concrete piles 1,20 m and 1,50 m in diameter are here reported.

The pile behaviour was surveyed by means of various instrumentation since their construction up to working of the structures and during the loading tests.

The measurements have allowed to evaluate the distribution between frictional resistance and base resistance upon different loads and corresponding settlements. Negative skin friction phenomena on unloading, in particular with consistent settlements, were observed too.

The controlled data have emphasized the importance of settlements on the mobilization of the soil resistance.