

Comportamento sotto carico assiale di un palo modello infisso in terreno incoerente

A. MAZZUCATO *

SOMMARIO: Nel presente articolo vengono riportati i risultati ottenuti dall'infissione e durante le prove di carico su un palo modello strumentato. L'infissione è avvenuta in un pozzo di prova riempito con materiale incoerente di diverse densità.

Durante le varie prove sono state determinate le resistenze di punta, di attrito laterale, le curve sforzi-cedimenti alla punta ed alla sommità del palo e le curve di trasferimento al terreno dei carichi applicati al palo.

1. Premesse

Lo studio dell'interazione palo terreno nella fase di rottura e di esercizio, è stato oggetto di numerose ricerche rivolte principalmente alla individuazione di schemi di comportamento sufficientemente rappresentativi e tali da consentire, nella fase di progetto, la previsione del trasferimento dei carichi applicati dal palo al terreno.

I metodi di calcolo usuali si rivolgono alla determinazione del carico di rottura del terreno sia alla punta che lungo il fusto del palo secondo vari modelli di comportamento più o meno verificati per via sperimentale. Tali modelli, se da un lato permettono una valutazione del carico massimo che può sopportare un palo, non consentono tuttavia di seguire l'evoluzione dello stato tensione-deformazione nel terreno durante la costruzione o infissione e man mano che il palo viene sollecitato. Si tratta di una limitazione assai importante, poiché è ormai riconosciuta l'importanza di tale aspetto sul comportamento dei pali di fondazione e quindi sulla scelta del carico di esercizio da affidare ad essi.

Negli ultimi venti anni numerose sono state le pubblicazioni di varie scuole ed autori che hanno cercato di analizzare, attraverso prove di carico su pali modello ed in situ strumentati, la mobilizzazione della resistenza per vari tipi di palo eseguiti in terreni di diversa natura. Da questi studi sono emersi dei risultati molto interessanti sia dal punto di vista teorico che applicativo; nel primo caso è stato possibile apportare delle modifiche agli schemi di comportamento classici, nel secondo dare ai progettisti di palificate una serie di informa-

zioni senza dubbio molto utili per la previsione del comportamento dei pali. Nell'ambito di tali intenti, nel periodo 1975-77, si è svolto presso l'Istituto di Costruzioni Marittime e di Geotecnica dell'Università di Padova, un programma di ricerca rivolto allo studio di un palo modello strumentato infisso in terreno incoerente e sollecitato con carichi verticali assiali.

2. Descrizione del palo modello e del pozzo di prova

Il palo modello è stato realizzato mediante un tubo metallico, liscio, in acciaio inossidabile, della lunghezza di circa 170 cm, di 10.2 cm di diametro, dello spessore di 3 mm e con una punta conica con un angolo di 60°. Il palo è strumentato lungo il fusto con quattro celle a trasformatore differenziale per la misura degli accorciamenti lungo il fusto, con una cella di carico di tipo estensimetrico sistemata alla punta e con due sensori di temperatura rispettivamente alla testa ed alla punta. Nella figura 1, è schematicamente indicata la strumentazione utilizzata ed il suo posizionamento relativo all'interno del palo.

Una volta eseguito l'assemblaggio dei diversi elementi di misura si è proceduto alla taratura del complesso con cicli di carico-scarico fino a 10 t. Il comportamento del palo si è dimostrato in questa fase praticamente elastico-lineare in ogni tratto strumentato e l'omogeneità di comportamento dei vari elementi è stata una indicazione del minimo disturbo arrecato al tubo di supporto dagli strumenti di misura nella fase di costruzione.

Contemporaneamente alla costruzione del modello si è preparato il pozzo di prova da riempire con il materiale sabbioso. Il pozzo è attrezzato per l'utilizzazione con diametri di

* Dott. Ing. Alberto MAZZUCATO, Istituto di Costruzioni Marittime e di Geotecnica, Facoltà di Ingegneria. Università di Padova. Studio eseguito con il contributo del C.N.R.

112 e di 200 cm con profondità di 200 cm. Ai suoi lati sono sistemate le barre metalliche di contrasto per l'attrezzatura di carico avviate in bulloni annegati in plinti di calcestruzzo. Que-

ste barre metalliche hanno inoltre la funzione di supporto per la capriata metallica che viene utilizzata come elemento di contrasto del martinetto di carico agente sulla testa del palo (Fig. 2).

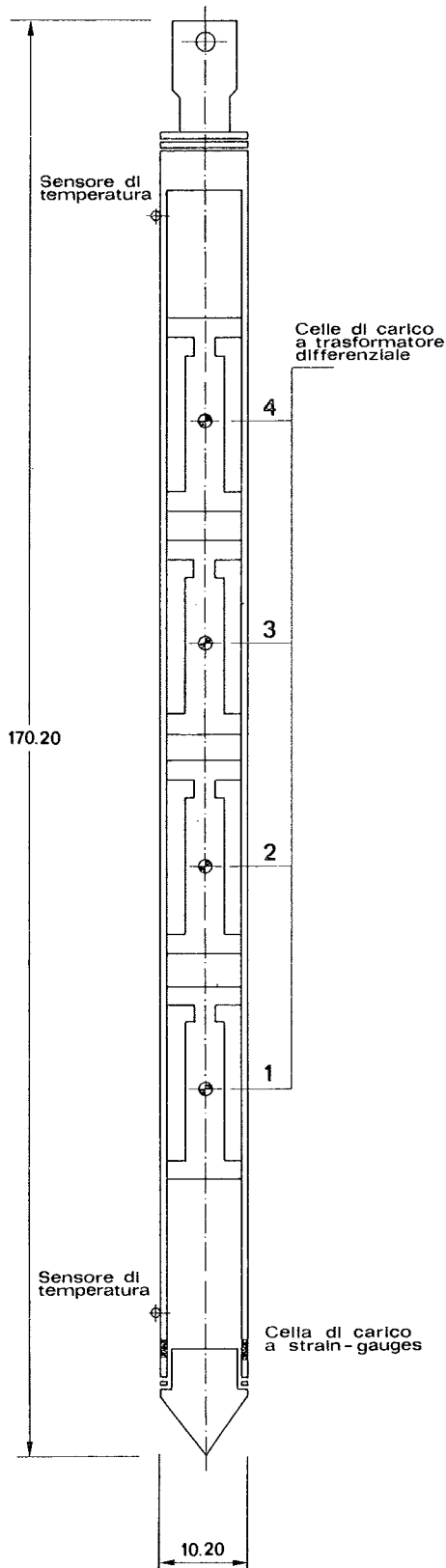


Fig. 1. - Schema del palo strumentato.

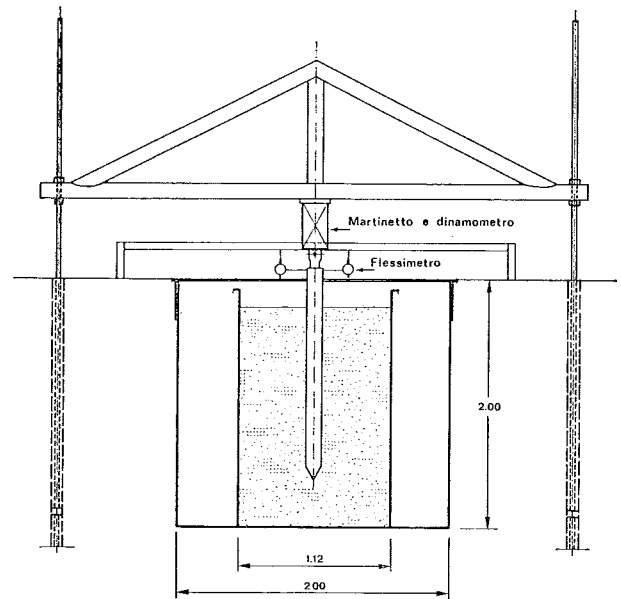


Fig. 2. - Apparecchiatura per le prove di infissione e di carico.

3. Caratteristiche del materiale granulare impiegato per le prove e metodologia di riempimento del pozzo

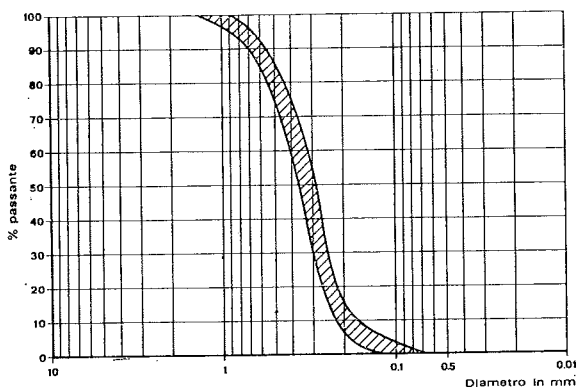
Le prove cui fa riferimento il presente articolo sono state eseguite impiegando una sabbia proveniente dal fiume Adige. Questa sabbia ha una granulometria uniforme (Fig. 3a) con dimensioni dei grani comprese tra $0.1 \div 0.9$ mm; il peso specifico è di 2.7 t/m^3 . La densità massima, ottenuta con la prova AASHO Standard, risulta pari a 1.59 t/m^3 , mentre con la prova AASHO Modificato essa raggiunge il valore di 1.68 t/m^3 (Fig. 3b).

Nella tabella I sono riportati i valori dell'angolo di attrito interno della sabbia determinati con prove triassiali su campioni di sabbia secca di dimensioni 3.8×8.6 cm e con densità pari a 1.45, 1.52 e 1.60 t/m^3 (Fig. 3c).

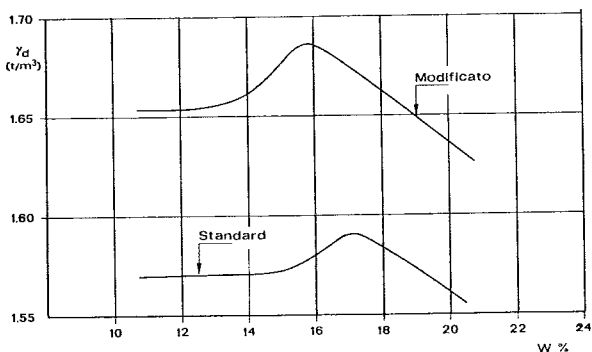
TABELLA 1

γ_d	φ
1.45	37°
1.52	39°
1.60	42°

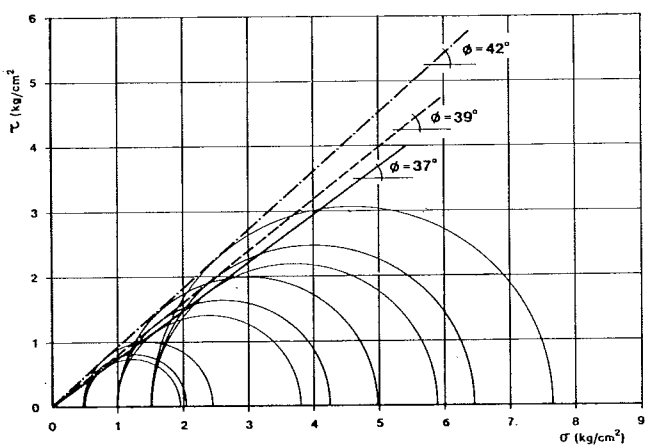
Le due prove di infissione fino ad oggi eseguite sono caratterizzate da densità secche rispettivamente pari a 1.45 e 1.55 t/m³. Questi valori si sono ottenuti sia come rapporto tra il peso del materiale impiegato ed il volume



a) curva granulometrica



b) curve di costipamento



c) risultati delle prove triassiali.

Fig. 3. - Caratteristiche del materiale sabbioso impiegato:

noto del recipiente di prova sia mediante misure locali nei singoli strati. La prima densità si è realizzata per strati di 20 cm lasciando cadere la sabbia simultaneamente, da altezza

costante, da un vaglio di diametro di poco inferiore a quello del pozzo di 112 cm, che di volta in volta veniva riempito con una quantità di sabbia tale da realizzare strati di spessore costante.

Per la seconda prova si è impiegato il pozzo di diametro pari a 200 cm, riempito per strati di 25 cm di spessore utilizzando il vaglio di 110 cm e costipando i singoli strati con energia costante.

Alla fine delle infissioni e prima di iniziare le prove di carico il livello della sabbia è stato elevato, in ambedue i casi, di circa 8 cm.

4. Indagine sperimentale

a) Prova di carico N. 1

In questa prova, come già precedentemente detto, si è realizzata una densità secca della sabbia di 1.45 t/m³. Il pozzo, della profondità di 200 cm e del diametro di 112 cm, è stato riempito con sabbia per circa 163 cm.

L'infissione del palo è avvenuta per fasi successive di circa 10 cm ciascuna; durante l'infis-

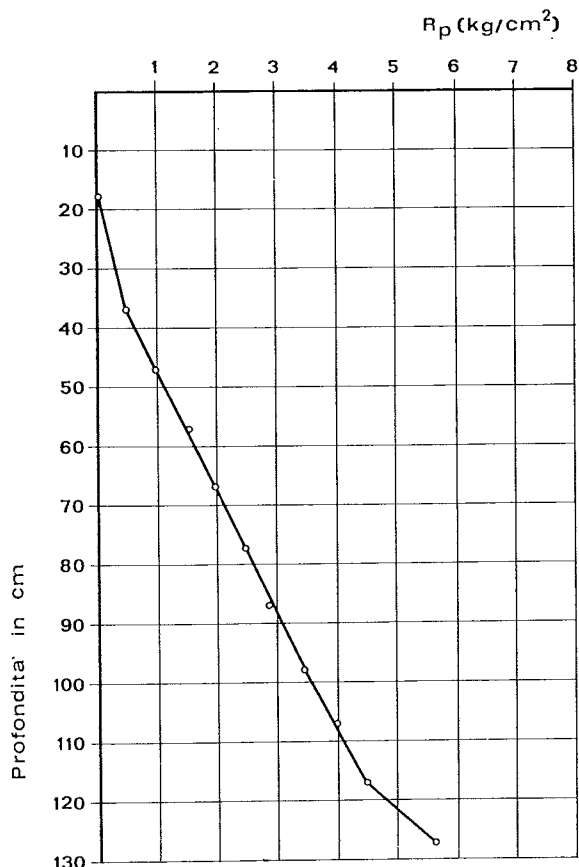


Fig. 4. - Resistenza di punta alle varie profondità durante l'infissione con sabbia di densità secca pari a 1.45 t/m³.

sione si è registrato il carico alla testa, con un dinamometro, e il carico ai vari livelli strumentati.

La resistenza di punta del palo è risultata pressoché crescente linearmente con la profondità ed ha raggiunto il valore massimo di 5.7 kg/cm² (Fig. 4). Il primo dato di resistenza alla punta si trova in corrispondenza di 17 cm di profondità poiché il palo per solo peso proprio si è infisso di tale quantità nella sabbia.

Terminata l'infissione sono iniziate le prove di carico che prevedevano vari cicli con circa la metà del carico massimo raggiunto nella infissione e prove a rottura. Il carico applicato al palo si è controllato con l'ausilio di un dinamometro interposto tra il martinetto e la capriata di contrasto e gli spostamenti mediante due flessimetri diametralmente opposti rispetto al palo. Nella figura 5 sono riassunte

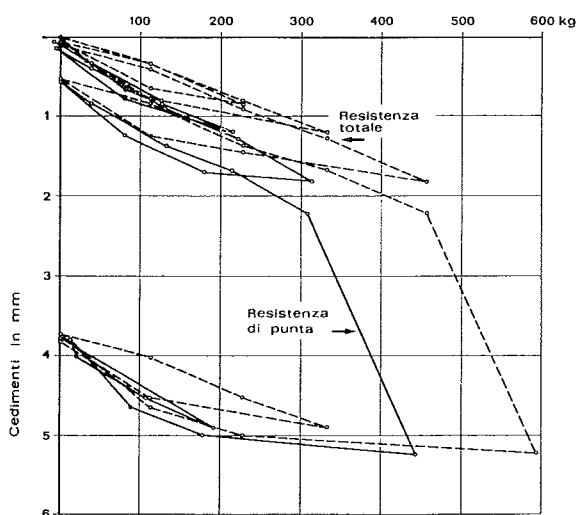


Fig. 5. - Prove di carico N. 1: andamenti delle resistenze totali e di punta in funzione del cedimento totale.

le prove eseguite e vengono messi a confronto i carichi applicati alla sommità con quelli registrati alla base. Dal diagramma si osserva un comportamento quasi elastico del complesso palo-terreno fino ad un carico di circa 450 kg, dopodiché, per valori superiori, si può osservare la rottura per penetrazione del palo nel terreno. La resistenza di punta rappresenta una forte percentuale del carico totale applicato, ma d'altra parte si deve ricordare che la superficie laterale è molto liscia. È interessante osservare come al di là del carico di rottura, di circa 450 kg, l'incremento di resistenza totale sia offerto dalla sola resistenza di punta. Le curve di trasferimento del carico assiale

lungo il fusto durante la prova (Fig. 6) mostrano una pendenza abbastanza elevata tra le celle superficiali 3 e 4 in confronto a quelle più profonde. Tale pendenza presenta un leggero incremento al crescere dello sforzo assiale e diventa praticamente costante con i carichi più elevati. La resistenza al taglio media

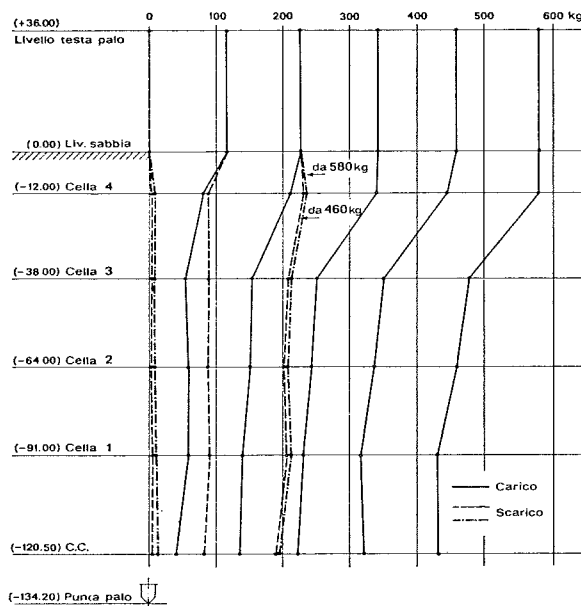


Fig. 6. - Valori dei carichi assiali registrati alle varie profondità durante la prova di carico N. 1.

massima tra le celle 3 e 4 è di circa 1.3 t/m² mentre tra le rimanenti la resistenza laterale è di gran lunga minore. Durante le varie fasi di carico e scarico si è osservata una ripetibilità delle letture ai vari livelli strumentati. Le curve di trasferimento relative agli scarichi (Fig. 6) indicano che le resistenze di punta e lungo il fusto, a parità di sforzo applicato al palo, sono sempre superiori a quelle riscontrate durante il carico e che la resistenza di attrito laterale è quasi sempre trascurabile. A questo diverso comportamento si può tentare di dare una spiegazione tenendo presente che nella fase di carico, pur caratterizzata da spostamenti dell'ordine di alcuni millimetri, forse sono possibili degli spostamenti relativi palo-terreno più elevati che non quelli che si verificano nella fase di scarico per la quale, non mobilizzando l'attrito laterale, il carico alla punta risulta essere più elevato.

Si vuole infine osservare che un carico residuo, a fine infissione, abbastanza piccolo e dello stesso ordine di grandezza della sensibilità degli strumenti di misura è stato individuato con un valore massimo di circa 35 kg in corrispondenza della cella n. 2.

b) Prova di carico N. 2

La seconda prova di carico si è effettuata con una densità secca della sabbia pari a 1.55 t/m^3 . Per questa prova in previsione di carichi più elevati si è adoperato il pozzo di prova di 200 cm di diametro e profondo della stessa quantità riempito per circa 190 cm. Tale scelta è stata fatta per rendere trascurabile l'interferenza delle pareti del pozzo sul comportamento del palo caricato.

L'infissione è avvenuta con lo stesso tipo di apparecchiatura utilizzata nella prima prova in modo più lento avendo incontrato delle resistenze di punta molto più elevate (Fig. 7) di

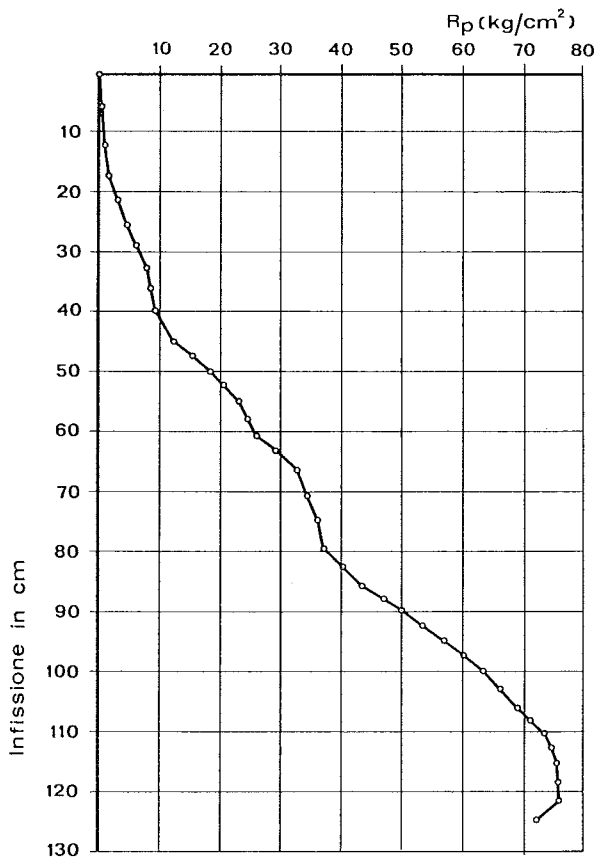


Fig. 7. - Resistenza di punta alle varie profondità durante l'infissione con densità della sabbia pari a 1.55 t/m^3 .

quelle riscontrate nella prova con densità minore della sabbia impiegata. Il valore di R_p cresce con la profondità e raggiunge un massimo di circa 75 kg/cm^2 con un rapporto L/D pari a 11, resistenza mantenuta fino alla profondità finale raggiunta.

Alla fine dell'infissione si è registrato un sensibile carico residuo nella zona più vicina alla punta con un carico alla cella N. 1 di circa

2500 kg. Tale carico sembra si annulli in una zona di terreno di limitato spessore e precisamente entro i 56 cm compresi tra la cella N. 2 e quella di carico alla punta (Fig. 8). Du-

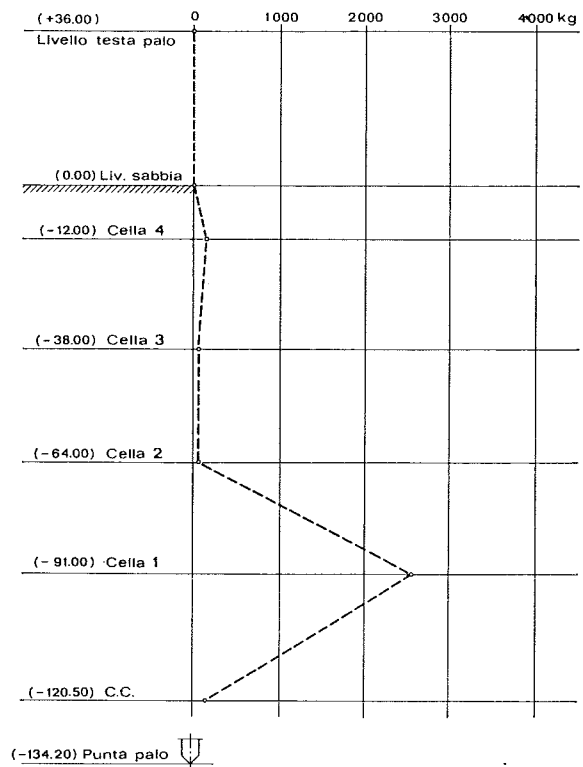


Fig. 8. - Carico registrato alla fine dell'infissione del palo.

rante l'infissione si è potuto seguire abbastanza in dettaglio l'evoluzione di tale fenomeno. Esso si è instaurato quasi bruscamente appena raggiunta la profondità di circa 90 cm e quindi con un rapporto L/D pari a 9. Con il procedere dell'infissione il valore del carico residuo è incrementato ed ha raggiunto il valore finale sopra riportato.

L'esistenza di una zona che rimane sollecitata in corrispondenza alla punta è confermata inoltre dalle pressioni misurate con due celle di carico a corda vibrante del diametro di 6 cm, entrambe sul fondo del pozzo e distanza di circa 60 cm dalla punta, l'una sulla verticale, l'altra spostata lateralmente di 30 cm. La pressione residua alla cella sulla verticale è risultata di 1 kg/cm^2 mentre per quella laterale la pressione è pressoché nulla. La pressione verticale registrata dalla cella centrale durante la fase finale dell'infissione è stata di circa 1.78 kg/cm^2 mentre quella laterale ha fornito ancora dei valori praticamente nulli. Sembra quindi che in questo caso la zona interessata

dalle sollecitazioni derivanti dal carico alla punta sia abbastanza limitata specialmente per dimensioni trasversali. Nel diagramma di fig. 9 sono riportati gli andamenti dei carichi alla sommità del palo ed in punta registrati durante le prove di carico. Per la determinazione

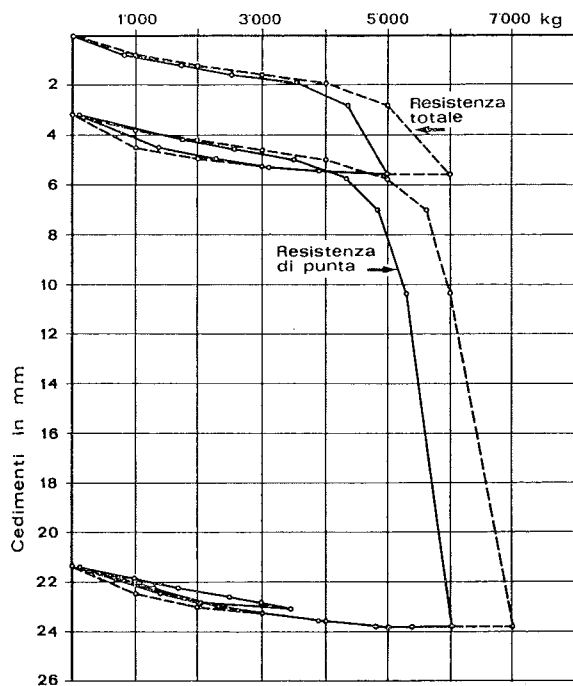


Fig. 9. - Prove di carico N. 2: andamenti delle resistenze di punta e totale in funzione del cedimento.

dei carichi e degli spostamenti si sono utilizzati un dinamometro e due micrometri. Al di là dei 6000 kg, il palo penetra nel terreno con spostamenti elevati e l'incremento di resistenza è offerto particolarmente dalla sola resistenza di punta. In corrispondenza del carico massimo raggiunto la resistenza unitaria di punta è di 74 kg/cm^2 mentre la resistenza laterale media è di 2.3 t/m^2 ; in realtà l'attrito laterale è più elevato e pari a 3 t/m^2 nella zona di palo compresa tra la cella di punta e la n. 3, come si può osservare dal diagramma di fig. 10, che indica la distribuzione del carico assiale lungo il fusto con il crescere dei carichi applicati, assumendo come zero la lettura di fine infissione.

La figura 11 riporta il carico lungo il fusto ed alla punta del palo durante il primo ciclo fino a 4000 kg; nella parte più superficiale è presente un attrito negativo probabilmente generato dalla elevazione, dopo l'infissione, del livello della sabbia.

Dal confronto delle figure 10 e 11 che mostrano la distribuzione dei carichi in due successive fasi caratterizzate rispettivamente dalla

rottura e da un comportamento di tipo elastico del complesso palo-terreno, si osserva una analogia di comportamento ad eccezione della zona compresa tra la cella N. 1 e quella di punta.

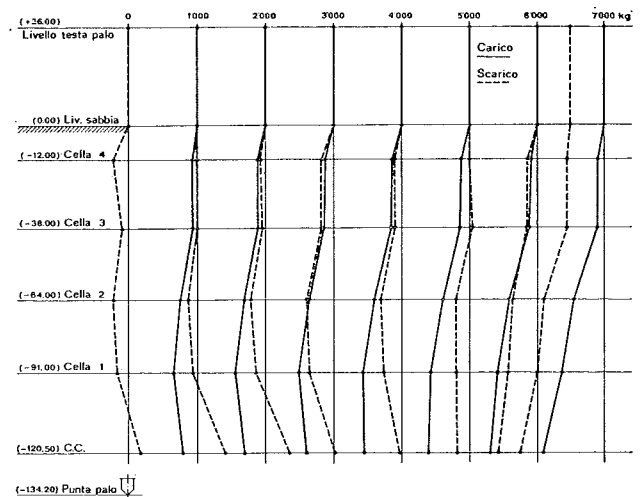


Fig. 10. - Distribuzione del carico assiale alle varie profondità nel ciclo di carico fino alla rottura nella prova N. 2.

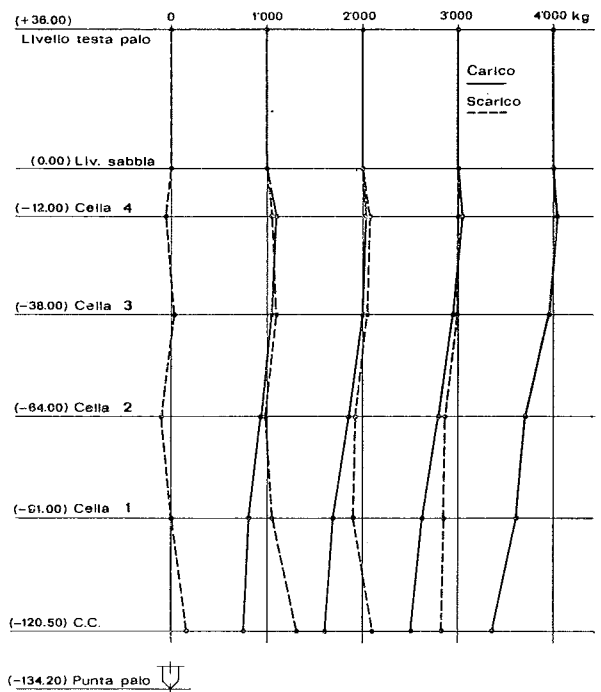


Fig. 11. - Distribuzione del carico assiale lungo il fusto del palo nel primo ciclo a 4000 kg nella prova N. 2.

Nella prova di carico fino a 4000 kg la spezzata che congiunge i carichi lungo il fusto, per un certo valore dello sforzo applicato, ha mediamente una pendenza costante che corrisponde ad un attrito laterale positivo ovvero ad un trasferimento di carico dal palo al terreno.

Quando si esamina, invece, la distribuzione dello sforzo nel ciclo successivo fino a rottura, la parte di spezzata, compresa tra la cella alla punta e quella immediatamente superiore, ha una pendenza di segno opposto a quella delle celle rimanenti e di quella osservata con il carico precedente di 4000 kg; appena superato tale valore la pendenza della parte finale della spezzata cambia di segno e rimane invariata anche con carichi successivi. La ripetizione del carico di 4000 kg, dopo il ciclo a rottura, ha fornito delle curve di trasferimento coincidenti con quelle ottenute nella prima parte del ciclo fino a 7000 kg.

Il confronto tra la distribuzione dei carichi nella fase di carico e scarico (Fig. 10 e Fig. 11) permette le seguenti osservazioni:

— gli sforzi allo scarico sono sempre superiori a quelli osservati durante il carico e questa differenza è più elevata in corrispondenza dei carichi inferiori ai 6000 kg;

— lo scarico dopo la prova a rottura fino a 6000 kg presenta delle curve di trasferimento praticamente parallele a quello di carico con attrito laterale sempre positivo;

— al di sotto dei 6000 kg lo scarico è caratterizzato dalla presenza di attriti laterali negativi lungo il fusto.

Tali differenze di comportamento sono molto probabilmente la conseguenza dei diversi spostamenti relativi palo-terreno che si verificano durante le varie fasi delle prove di carico e che sembrano funzione del livello di sollecitazione raggiunto.

5. Osservazioni sui risultati ottenuti

I risultati ottenuti dalle prove sul palo modello hanno messo in evidenza una serie di comportamenti che possono essere analizzati alla luce degli usuali metodi di calcolo dei pali infissi in sabbia.

L'espressione classica della capacità portante è

$$Q = q_0 A_p + f_s \cdot A_s$$

dove A_p e A_s sono rispettivamente l'area di punta e quella laterale e q_0 ed f_s le resistenze unitarie di punta e di attrito laterale.

La resistenza di punta viene valutata considerando un modello di comportamento per il terreno di tipo rigido-plastico e più recente-

mente di tipo elastico-plastico. Si perviene normalmente ad una espressione del tipo

$$q_0 = q N_q$$

dove q è la pressione verticale effettiva alla base del palo ed N_q è un fattore di capacità portante che dipende dalle caratteristiche di resistenza e di deformazione del terreno, dallo stato tensionale circostante il palo, dalla dimensione e dalla forma del palo stesso. Anche il termine di attrito laterale risulta funzione delle variabili sopra menzionate e si suole esprimere usualmente con la espressione

$$f_s = k_s q_v \operatorname{tg} \delta$$

dove $k_s q_v$ è la pressione orizzontale alle varie profondità e $\operatorname{tg} \delta$ il coefficiente di attrito palo-terreno.

Dai risultati e dalle osservazioni eseguite durante l'infissione e la prima prova di carico, con densità della sabbia secca pari a 1.45 t/m³, sembra che il palo penetri nel terreno con sensibili movimenti della sabbia che assorbe abbastanza facilmente il palo senza offrire resistenze elevate. In questo caso il fattore di capacità portante, considerando che la resistenza di punta unitaria a rottura è di 5.3 kg/cm² ed assumendo la densità del terreno costante anche ad infissione avvenuta, risulta pari a 30.

Per la seconda prova risulta più difficile interpretare il comportamento del terreno attorno al palo quando viene infisso e successivamente caricato fino a rottura. Tuttavia l'esame delle misure alla punta e sulle celle immediatamente sopra di essa conduce alle seguenti osservazioni:

— a fine infissione è presente un carico residuo sulla sola cella N. 1 che sembra permanere anche durante le prove successive;

— con riferimento alle figg. 10 e 11 la cella di carico in punta e quelle lungo il fusto seguono durante la prova, assumendo come zero il carico residuo, l'andamento dei carichi applicati ed allo scarico indicano dei valori residui molto bassi, dell'ordine dei 100 kg.

Si può allora forse dire che il carico residuo a fine infissione nella cella N. 1 è collegato a rifluimenti plastici che si verificano al di là di una certa profondità man mano che il palo penetra nel terreno, mentre le misure alla punta appaiono piuttosto collegate ad un comportamento di tipo elastico del terreno immediata-

mente a contatto. Ciò significa che vi è una zona, che si estende fino a circa 5 diametri al disopra della punta del palo, che è caratterizzata da uno stato tensionale assai complesso e variabile con l'infissione del palo nel terreno.

Il fattore di capacità portante N_q in questo caso, con riferimento ad una resistenza di punta di 74 kg/cm^2 ed assumendo per il terreno un comportamento rigido-plastico, è stato valutato pari a 360.

Dalla prova di carico risulta che la resistenza laterale è trascurabile fino ad una profondità di 38 cm ed è pari a circa 3 t/m^2 per la rimanente parte del fusto. Questi bassi valori sembrano imputabili alla superficie laterale del palo che è molto liscia e all'effetto arco collegato alla diminuzione di densità in un sottile anello attorno al fusto, che determina la riduzione delle pressioni orizzontali attorno al palo, come già osservato da altri autori [ROBINSKI, SAGAR, MORRISON, 1975]

Si vuole infine ricordare che alle prove di compressione per i due pali sono seguite delle prove a trazione a cui hanno fatto seguito ancora prove di compressione.

Il carico necessario per l'estrazione è risultato circa eguale alla sola resistenza laterale osservata durante l'applicazione dei carichi verticali.

6. Conclusioni

Le conclusioni di maggiore interesse riguardano la diversità di comportamento al variare della densità del materiale sabbioso impiegato per riempire il pozzo di prova. La resistenza di punta passa infatti da valori di 5.7 kg/cm^2 con densità pari a 1.45 t/m^3 a 74 kg/cm^2 nel caso in cui la densità abbia il valore di 1.55 t/m^3 e tale differenza sembra essenzialmente legata al diverso meccanismo di assorbimento del volume del palo da parte del terreno sabbioso.

È questo un notevole risultato se si tiene presente la usuale metodologia di calcolo dei pali infissi.

La resistenza laterale in queste prove ha avuto un ruolo quasi secondario nei confronti della resistenza totale ed ha raggiunto valori abbastanza piccoli.

La resistenza di punta alla rottura è stata mobilizzata con cedimenti di alcuni millimetri pari comunque al $4 \div 6\%$ del diametro del palo. Tale resistenza, con densità della sabbia molto

bassa, cresce linearmente con l'infissione, mentre con la densità più elevata cresce fino ad una profondità di circa 11 D, dopodiché si mantiene costante; le resistenze massime ottenute durante l'infissione si sono ripetute anche nella fase di rottura del palo.

Nel caso della densità più elevata, durante la fase di infissione, superata la profondità di 9 D, una zona di palo circostante la punta rimane sollecitata con un carico di compressione sul palo pari al 35% del carico di rottura; tale sollecitazione sembra rimanere inalterata anche durante le prove di carico cui è stato assoggettato il palo.

Ringraziamenti

Si vuole ringraziare il geom. Francesco Daminato per la collaborazione prestata durante la messa a punto della strumentazione e le prove di carico.

BIBLIOGRAFIA

- BIAREZ J., GRESILLON J.M. (1972) - *Essais et suggestions pour le calcul de la force portante des pieux en milieu pulvérulent*. Géotechnique, Vol. 22, no. 2, pp. 433-450.
- COLOMBO P. (1974) - *Osservazioni sul comportamento di pali a grande diametro*. Rivista Italiana di Geotecnica, no. 3, pp. 3-12.
- FORAY P., PUECH A. (1976) - *Influence de la compressibilité sur la force portante a la rupture des pieux en milieu pulvérulent*. Annales I.T.B.T.P., no. 339, pp. 3-19.
- GREGERSEN O.S., AAS G., DIBIAGIO E. (1973) - *Loads tests on friction piles in loose sand*. Proc. 8th Int. Conf. on S.M. and F.E., Vol. 2.1, pp. 109-117.
- HANNA T.H., TAN R.H. (1973) - *The behavior of long piles under compressive loads in sand*. Can. Geot. J., Vol. 10, no. 3, pp. 311-340.
- KERISEL J. (1961) - *Fondations profondes en milieu sableu: variation de la force portante limite en fonction de la densité, de la profondeur, du diamètre et de la vitesse d'enfoncement*. Proc. 5th Int. Conf. on S.M. and F.E., Vol. 2, pp. 73-83.
- KERISEL J., ADAM M. (1962) - *Fondations profondes*. Annales I.T.B.T.P., no. 179, pp. 1055-1081.
- KERISEL J., ADAM M. (1969) - *Charges limites d'un pieu en milieux argileux et limoneux*. Proc. 7th Int. Conf. on S.M. and F.E., Vol. 2, pp. 131-139.
- KOIZUMI ET AL. (1971) - *Field tests on piles in sand*. BCP Committee. Soil and Foundations, Vol. 11, no. 2, pp. 29-49.
- MANSUR C.I., HUNTER A.H. (1970) - *Pile tests - Arkansas River project*. J. of the S.M. and F.E. Div. ASCE, Vol. 96, SM 5, pp. 545-582.
- MARCHETTI L., D'ANGELO L. (1976) - *Misure di sollecitazione nei pali di fondazione in calcestruzzo*. Rivista Italiana di Geotecnica, no. 3, pp. 178-205.
- MAZZUCATO A. (1977) - *Recenti orientamenti sull'interpretazione del comportamento del singolo palo soggetto a compressione assiale*. Memorie e Studi dell'Ist. di Costruzioni Marittime e di Geotecnica, Rapporto no. 8, pp. 1-23.
- MEYERHOF G.G. (1976) - *Bearing capacity and settlement of pile foundations*. J. of Geot. Eng. Div. ASCE, Vol. 102, GT 3, pp. 197-228.

- FANET M. (1972) - *Etude des fondations sur sable en modèle réduit*. Annales I.T.B.T.P., no. 291, pp. 61-84.
- ROBINSKY E. I., MORRISON C. F. (1964) - *Sand displacement and compaction around friction piles*. Can. Geot. J., Vol. 1, no. 2, pp. 81-93.
- ROBINSKY E. I., SAGAR W. L., MORRISON C. F. (1964) - *Effect of shape and volume on the capacity of model piles in sand*. Can. Geot. J., Vol. 1, no. 4, pp. 189-204.
- TCHENG Y. (1966) - *Fondations profondes en milieu pulvérulent a diverses compacités*. Annales I.T.B.T.P., no. 219-220, pp. 333-360.
- TCHENG Y. (1975) - *Mesures expérimentales en milieu pulvérulent*. Annales I.T.B.T.P., no. 332, pp. 91-115.
- VESIC A. S. (1963) - *Bearing capacity of deep foundations in sand*. HRB - Record, no. 39, pp. 112-153.
- VESIC A. S. (1965) - *Ultimate loads and settlement of deep foundations in sand*. Proc. Symposium held at Duke Univ., pp. 53-68.
- VESIC A. S. (1969) - *Experiments with instrumented pile group in sand. Performance of deep foundations*. A.S.T.M. - STP 444, pp. 177-222.
- VESIC A. S. (1970) - *Tests on instrumented piles Ogeerchee River site*. J. S. M. and F. E. Div. ASCE, Vol. 96, SM 2, pp. 561-584.
- VESIC A. S. (1975) - *Principles of pile foundation design*. Duke Univ. School of Engineering, Soil Mech. Series, no. 38, pp. 1-46.

SUMMARY

Behaviour of an instrumented model steel axially loaded pile jacket into sand.

The results of driving and load-tests of a steel model pile are reported in this paper.

The pile has been instrumented (Fig. 1) with four diffe-

rential transformer load cells equally spaced along the shaft, with one strain-gage load cell on the point and with two gages at the extreme ends of the pile to allow temperature measurements.

A pit 112-200 cm in diameter was used as testing site (Fig. 2); such pit was filled with uniform sand of the Adige riverbed having an angle of internal friction ranging from 37° with a dry density of 1.45 to 42° with $\gamma_d = 1.60$ t/m³. The maximum density found with Standard and Modified AASHO tests have been respectively of 1.59 and 1.68 t/m³.

The reaction-contrast equipment was obtained by means of a truss anchored with four tension rods.

The axial load was given to the pile with a jack acting on a dynamometer and then on the pile itself. The displacements were controlled by means of two dial gages symmetrically placed with respect to the pile axis.

Two tests have been performed with sand density respectively of 1.45 and 1.55 t/m³; the former case showing a point resistance linearly growing with depth and with a maximum value of 5.7 kg/cm² (Fig. 4), again in the latter case the point resistance grows with depth until the value of 74 kg/cm² is reached at a depth of 11 D and then it remains constant (Fig. 7). In the following stages of load testing, point and shaft resistances as well as load-transfer curves and load-settlements curves at top and tip have been determined.

The point resistances at the failure stages is equal to those observed during the pile driving and is mobilized with displacements of 4-6% of the pile diameter.

Low values of shaft resistance (1-3 t/m²) were measured, this might be explained considering the smooth shaft surface and a possible sleeve effect due to loosening of sand while the pile was jacked.

A residual load was measured at the final stage of driving of the second test, such load regards the lower section of the pile (Fig. 8) and appears after having reached the depth of 90 cm.