

RICERCHE SULLA PORTATA DEI PALI TRIVELLATI IN ARGILLA

R. SANSONI (*)

SOMMARIO - Dopo aver ricordato le ultime teorie in materia di resistenza dei pali trivellati in sabbia e in argilla l'Autore si sofferma su due serie di esperienze da lui eseguite, in sito, su pali in calcestruzzo, in terreni argillosi. Si è dimostrato come la modalità di esecuzione dei pali influisca sulla resistenza al taglio dell'argilla e come solo una aliquota di questo valore possa essere considerato nel calcolo dell'aderenza laterale.

1 - Generalità

La portata di un palo è comunemente indicata come la somma della resistenza R_b all'affondamento della sua base e della resistenza di attrito laterale R_a .

$$R = R_b + R_a$$

Sia

- q_o = la resistenza unitaria del terreno di base
- f_o = la resistenza di attrito superficiale unitaria
- D = il diametro del palo
- A = l'area della sezione di base
- S = la superficie totale di attrito
- q_u = il carico di rottura a compressione del terreno (a espansione laterale libera)
- c = la coesione del terreno
- φ = l'angolo di attrito interno
- γ = il peso specifico del terreno
- h = la profondità di infissione.

La resistenza unitaria della base può essere rappresentata (TERZAGHI 1948) da:

$$q_o = 1,3 c N_c + \gamma h N_q + 0,6 \gamma \frac{D}{2} N_\gamma \quad (1)$$

in cui N_c , N_q ed N_γ sono i noti coefficienti di portata (Fig. 1) funzioni di φ . La portata di base sarà:

$$R_b = q_o \cdot A \quad (2)$$

e la portata di attrito laterale

$$R_a = f_o S \quad (3)$$

Esaminiamo i casi limiti di terreni incoerenti ($c = 0$) e di terreni coerenti ($\varphi = 0$).

2 - Portata dei pali in sabbia ($c = 0$)

In terreno incoerente la resistenza unitaria di base sarà:

$$q_o = \gamma h N_q + 0,6 \gamma \frac{D}{2} N_\gamma \quad (4)$$

Quando il rapporto h/D è grande il secondo termine della (4) può essere trascurato. Per $\varphi = 30^\circ$ ad esempio, e per $h/D = 25$ il secondo termine influisce per circa l'1% sul valore di q_o .

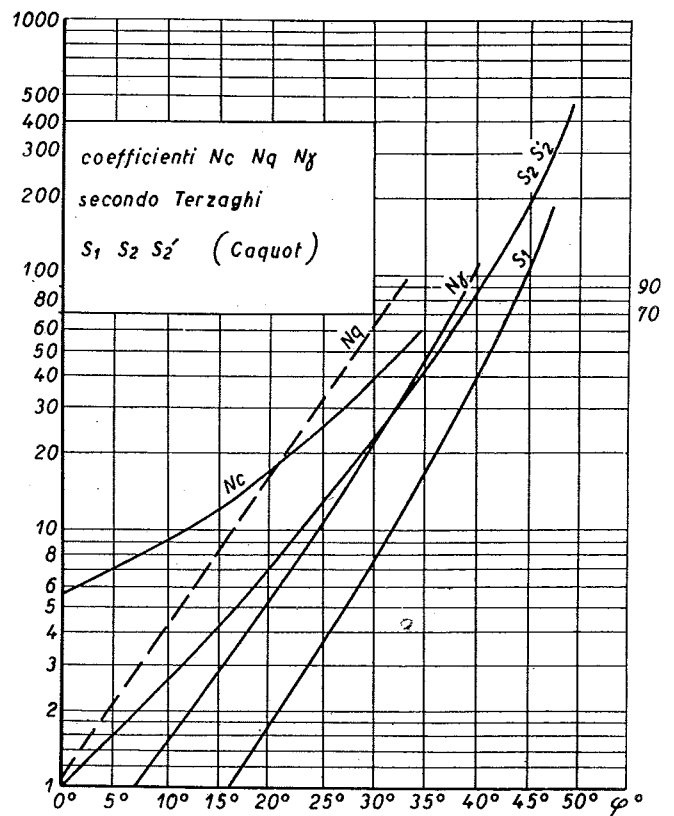


Fig. 1

(*) Dott. Ing. Renato SANSONI, Direttore Tecnico della S. A. Cementazioni per Opere Pubbliche.

Avremo pertanto

$$q_0 = \gamma h N_q \quad (5)$$

e il problema si riduce alla determinazione di N_q .

Le soluzioni teoriche più conosciute sono quelle di TERZAGHI (1943), di CAQUOT (1934), di MEYERHOFF (1951), di HANSEN (1951). Importanti esperienze sono state eseguite da KERISEL (1939), MEYERHOFF (1950), BISHOP (1948), PLANTEMA (1948) e SKEMPTON per la determinazione sperimentale di N_q .

TERZAGHI scrive

$$N_q = \frac{\left[e^{\left(\frac{3}{4} \pi - \frac{\varphi}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi} \right]^2}{2 \cos^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)} \quad (6)$$

e CAQUOT

$$N_q = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} (1 + 0,32 \operatorname{tg} \varphi) = SS' \quad (7)$$

Le due espressioni danno valori pressoché simili per $\varphi \leq 30^\circ$.

Per $\varphi = 0^\circ$ entrambi i valori di N_q sono uguali a 1. MEYERHOFF scrive la (5) nella seguente forma

$$q = K_s \gamma h N_q \quad (8)$$

ed indica con K_s un coefficiente di pressione del terreno sul palo in vicinanza della base, che varia secondo la densità del terreno da 0,5 a 1. Fornisce però per il coefficiente di portata N_q i valori

TABELLA I

Autore	$\varphi =$	10°	20°	30°	35°
Meyerhoff	$N_q =$	4	15	60	110
Terzaghi	$N_q =$	3	7,5	22	45
Caquot	$N_q =$	2,5	6,7	20,5	38

superiori a quelli di CAQUOT e di TERZAGHI.

HANSEN (1951) ha suggerito empiricamente l'espressione

$$N_q = 3 \left[\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} \right] \quad (9)$$

circa il triplo cioè del valore di CAQUOT, in quanto il secondo moltiplicatore S' di quest'ultima in genere è trascurabile.

SKEMPTON riferisce (1) di tre teorie elaborate dall'Imperial College e basate sull'ipotesi che la rottura

(1) A. W. SKEMPTON: *Théorie de la force portante des pieux dans le sable* - Inst. Technique du Batiment, Annales 1953.

si produca lungo superfici curve le cui tracce su un piano verticale siano archi di cerchio con origine dalla punta del palo e con tangente verticale al livello della base del palo. Il diagramma riportato da SKEMPTON è quello della Fig. 2. Si vede come per $\varphi = 34^\circ$ circa tutte le teorie diano dei risultati assai simili. I valori di HANSEN sono sensibilmente uguali a quelli di MEYERHOFF.

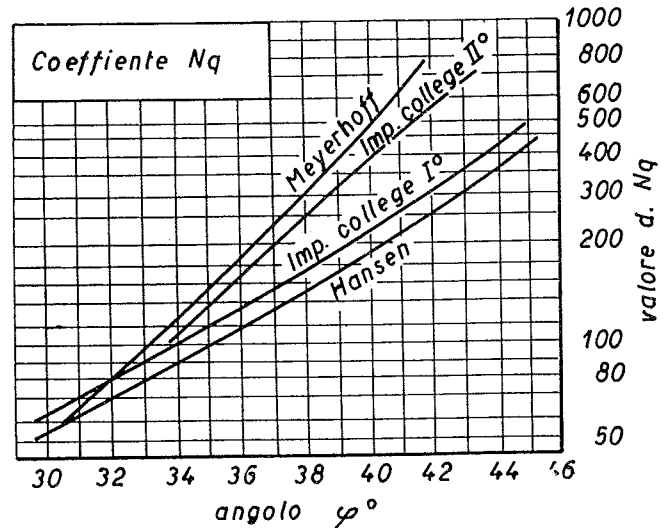


Fig. 2

La resistenza unitaria di attrito laterale f_0 può essere rappresentata da

$$f_0 = C_a + p_a \operatorname{sen} \psi \quad (10)$$

essendo

C_a = l'aderenza unitaria

p_a = la pressione unitaria del terreno contro la superficie del palo

ψ = l'angolo di attrito tra terreno e palo.

Nei materiali incoerenti è $C_a = 0$ per cui la (10) diventa

$$f_0 = p_a \operatorname{sen} \psi \quad (11)$$

ossia

$$f_0 = p_a \cos \psi \operatorname{tg} \psi \quad (12)$$

In effetto $p_a \cos \psi$ è la componente orizzontale della pressione del terreno sul palo, cioè

$$p_a \cos \psi = \gamma h k_s$$

essendo k_s il coefficiente di pressione caratteristico.

Volendo introdurre al posto di k_s il coefficiente medio di pressione su tutto il fusto del palo \bar{k}_s avremo

$$p_a \cos \psi = \frac{\pi D \int_0^h \gamma h k_s dh}{\pi D h} = \frac{\gamma \bar{k}_s \int_0^h h dh}{h} = \frac{1}{2} \gamma \bar{k}_s$$

e sostituendo nella (12)

$$f_o = \frac{1}{2} \gamma h \bar{k}_s \operatorname{tg} \psi$$

il coefficiente \bar{k}_s di pressione medio del terreno su tutta la lunghezza del palo può essere desunto da prove di attrito lungo il tubo di un penetrometro. Varia in genere da 0,5 a 1 \bar{k}_s .

In generale la portata dei pali in sabbia e ghiaia è dovuta quasi intieramente dalla resistenza di base; l'attrito laterale unitario f_o è una frazione assai piccola di q_o e l'intera resistenza di attrito non supera il 10÷20% della resistenza di base.

3 - Portata dei pali in argilla ($c \neq 0$)

In terreno argilloso la portata unitaria di base diventa

$$q = 1,3 c N_c + \gamma h N_q \quad (14)$$

trascurando, come si è visto, il terzo termine della (1).

Nei terreni argillosi l'angolo di attrito interno è molto piccolo e per piccoli valori di φ il coefficiente di pressione N_q è molto vicino a 1.

Ricordiamo che la resistenza a compressione libera di un'argilla, al limite di rottura è

$$q_o = 2 c \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

da cui

$$c = \frac{q_o}{2} \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Se $\varphi = 0$

$$c = \frac{q_o}{2} \quad N_q = 1$$

e la (14) diventa

$$q_o = 1,3 c N_c + \gamma h \quad (15)$$

Per l'applicazione della formula ha grande importanza pertanto la determinazione sperimentale di q_o ed il valore di N_c .

Secondo TERZAGHI (per $\varphi = 0$) è

$$N_c = 5,7$$

da cui

$$q_o = 7,4 c + \gamma h \quad (16)$$

Il coefficiente 7,4 di TERZAGHI, specialmente a partire da profondità maggiori di 4÷5 volte il diametro sembra troppo piccolo.

BISHOP nel 1948 ha constatato che il coefficiente N_c poteva essere assunto non minore di 9; SKEMPTON ha riferito al Congresso di Meccanica del Terreno tenuto a Parigi nel 1952 che nel caso di fondazioni cir-

colari e di pali il coefficiente di maggiorazione è in media 9, mentre nel caso di fondazione continua e di muri è circa 7,5.

WILSON, con elementi teorici è arrivato a 8,5, mentre MEYERHOFF con altra teoria basata sulla plasticità è giunto al coefficiente 9,5. GIBSON ha elaborato una teoria il cui risultato è funzione dell'elasticità dei materiali; con i valori comuni del modulo di elasticità dell'argilla, il coefficiente di maggiorazione è compreso tra 8,5 e 9,5.

La questione è, come si vede, all'ordine del giorno ma in effetti ha un valore puramente teorico: in pratica la portata di un palo infisso in terreno argilloso è in gran parte dovuta alla resistenza di attrito laterale e questa dipende in modo essenziale dal grado di sensibilità dell'argilla e dal modo di infissione del palo. Posto $\psi = 0$ l'attrito unitario f_o diventa

$$f_o = C_a \quad (17)$$

Ricordiamo che C_a è l'aderenza superficiale tra terreno e palo.

In un palo trivellato, gettato in terreno senza rivestimento esterno, il calcestruzzo viene a contatto direttamente con l'argilla e l'acqua contenuta nel beton bagna l'argilla diminuendo la sua resistenza.

Nel caso dei pali battuti l'infissione provoca il rimaneggiamento dell'argilla e l'aderenza superficiale corrisponde al valore della coesione dell'argilla completamente rimaneggiata, senza cambiamento di tenore in acqua. Nelle argille così dette *sensibili* la riduzione della resistenza al taglio è veramente importante. Se l'argilla è *non sensibile* si potrà assumere $C_a = c$. Sembra che il limite superiore del valore di C_a per le argille non sensibili sia 11 t/mq (MORTENSEN) e che effettivamente esista un limite superiore dell'aderenza del terreno al palo e che le caratteristiche di compressibilità del terreno abbiano un effetto importante sulle variazioni della resistenza al taglio lungo il palo.

Se i pali sono gettati in opera, le ricerche di MEYERHOFF e di altri sulle argille fessurate di Londra hanno dimostrato che l'attrito laterale è sensibilmente inferiore a quello che risulta dalla resistenza al taglio dell'argilla intatta intorno al palo e che si avvicina al valore dell'argilla completamente bagnata.

Il rapporto tra l'attrito osservato e quello massimo teorico basato sulla resistenza dell'argilla intatta scende da 0,4 per le argille compatte [$0,33 < c < 0,8$] a 0,25 per le argille molto dure [$0,8 < c < 1,6$].

4 - Prove di carico a rottura: Prima serie di esperienze

Lo scrivente ha eseguito una serie di esperienze in situ in Roma su pali trivellati in argilla (v. Tabella II). I pali furono eseguiti con un tubo forma di 9" (225 mm) che veniva di mano in mano estratto durante il getto di calcestruzzo. Il terreno era uniforme e tolto uno strato di 2 metri di humus argilloso era costituito tutto di argilla gialla stratificata che all'esame di Laboratorio ha dato i risultati della Tabella III.

TABELLA II

Palo	Lunghezza m	Cal- cestruzzo m ²	Diametro medio mm	Cam- pione N°
1	4,60	0,20	235	40
2	5,50	0,24	236	49
3	5,70	0,25	236	38
4	5,50	0,24	236	41
5	5,50	0,25	240	26
6	5,50	0,25	240	48

TABELLA III

Cam- pione N°	Conte- nuto acqua	Li- mite fluido	Limite plasti- co	Indice plasti- cità	Peso specif. gr/cm ³	Coe- sione kg/cm ²	Angolo φ°
26	0,270 0,255						
40	0,236 0,271	0,453	0,252	0,201	2,02 1,95	0,80	15' ÷ 18'
48	0,269 0,269 0,229	0,577	0,277	0,300	1,97	0,75	14' ÷ 17'
49	0,255 0,258	0,398	0,254	0,144	2,00	0,95	20' ÷ 24'
38 rimaneg- giato	0,236	0,453	0,252	0,201	2,01	0,65	15' ÷ 18'

N. B. - I pali furono caricati a rottura con i risultati indicati nella Tabella IV.

Nelle colonne 3-4-5-6 sono indicati i risultati sperimentali desunti dalla prova di carico. Dalle colonne 9-10-11 si deducono i valori teorici risultanti dal calcolo della resistenza con la formula

$$R = A (9c + \gamma h) + f_0 S_0 \quad (18)$$

ponendo $f_0 = c$.

I valori ottenuti con la (18) sono assai simili al carico di rottura riscontrato nelle prove, leggermente in difetto; fa eccezione — come era prevedibile — la prova sul plinto di 3 pali in cui la R teorica supera notevolmente la resistenza effettiva del gruppo di pali.

La colonna 12 indica il valore massimo della capacità teorica di attrito basata sulla resistenza al taglio dell'argilla intatta: dal confronto con la 13 e dal

rapporto $\frac{R_a}{R_a^*}$ (colonna 14) si vede come la effettiva

resistenza di attrito sia una ben piccola parte di quella massima teorica. Dal valore medio di 0,30 detto rapporto scende a 0,19 nella prova sui tre pali (interasse 80 cm = 3,5 volte il diametro).

Il rapporto $\frac{f_0}{c}$ (colonna 8), che è circa uguale a 1

nei pali isolati, scende a 0,83 nel gruppo di tre pali. E' questa una conferma come la resistenza di attrito di un gruppo di pali non sia mai la somma delle resistenze dei singoli pali supposti isolati. La diminuzione di resistenza è circa del 15%.

Notiamo che, se nella (18) al posto di $f_0 = c$, poniamo f_0 uguale alla coesione ottenuta nel campione di argilla rimaneggiata $c_r = 6,5 \text{ t/m}^2$ si ha

$$R = 90,3 \text{ ton.}$$

TABELLA IV

1	S ₀ m ²	Dalla prova di carico				(1) q _u ton/m ²	f ₀ c	Dalla teoria			(4) Resist. massima di attrito R _a * ton	(5) Resist. di attrito effettiva R _a ton	R _a R _a *
		carico per z = 3 mm ton	carico rottura ton	limite elastico ton	f ₀ medio ton/m ²			(2) R ₀ ton	(3) R _a ton	R ton			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Palo n. 1	3,3	20	30	10	8	30	1	3,5	26,5	30	100	26,5	0,265
Palo n. 5	4	32	42	10	9,5	30	1,2	3,7	32	35,7	120	38,3	0,318
Palo n. 6	4	25	32	10	7,1	26,5	0,95	3,5	30	33,5	106	28,5	0,269
Pali n. 2-3-4 (plinto)	12	73	108	50	7,9	42	0,83	12,3	114	126,3	504	95,7	0,190

1) la q_u è calcolata con la formula $q_u = 2c \operatorname{tg} (45^\circ + \frac{\varphi}{2})$

2) la R₀ è calcolata con $R_0 = (9c + \gamma h) A$

3) la R_a è calcolata con $R_a = c S_0$, posto $f_0 = c$

4) calcolato con $R^* = q_u S_0$

5) calcolata con $R = \text{carico effettivo di rottura} - R_0$

La resistenza *effettiva* in questo caso è intermedia tra il valore ottenuto tenendo conto della coesione dell'argilla intatta e quella dell'argilla completamente rimaneggiata. I risultati ottenuti dallo scrivente sono in armonia con i risultati di prove analoghe eseguite da RODIN e TOMLINSON (2) e da GOLDER (3).

5 - Seconda serie di esperienze

Lo scrivente ha eseguito una serie di prove di carico su pali trivellati in argilla durante la costruzione delle fondazioni di un grande stabilimento nel Matese. Furono eseguiti circa 1200 pali trivellati e oltre 20 prove di carico. I risultati di queste prove non sono privi di interesse, e lo scrivente ha avuto modo di constatare come effettivamente la resistenza di attrito nelle argille varia in funzione della sensibilità dell'argilla e come la diversa esecuzione del palo (sia durante la fase di infissione del tubo che durante il getto) provochi una variazione nelle caratteristiche di resistenza del terreno circostante. Nella Tabella V sono indicate le caratteristiche dell'argilla, di una zona del cantiere dove furono eseguiti circa 400 pali e 4 prove di carico.

TABELLA V

Cam- pione N°	γ medio	w contenu- to acqua	q_u ton/m ²	φ° medio	coesione c ton/m ²
1	1,86	0,34	2,3	19°	8,1
2-3	1,96	0,30	2,0	13°	7,9
4	1,95	0,30	3,6	11°	14,7

La coesione c è calcolata con la formula

$$c = \frac{q_u}{2} \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Le prove di carico sui pali hanno dato i seguenti risultati:

TABELLA VI

Prova N°	Lungh. palo m	Dia- metro m	S_0 m^2	A m^2	Limite elastico ton	Dal calcolo		Carico di prova ton	Massimo cedi- mento mm	$R_a + R_b$ ton	R_a^* ton	$\frac{R_a}{R_a^*}$
						R_b ton	R_a ton					
3	20	0,45	22,5	0,16	35	27	90	75	3,8	117	450	0,20
10	17,5	0,45	19	0,16	40	17	76	65	7,5	93	380	0,20
2	20	0,40	20	0,13	30	22	80	61	2	102	400	0,20
16	20	0,45	22,5	0,16	45	27	90	75	2	117	450	0,20

la S_0 non tiene conto dei primi 4 metri di palo in terreno vegetale

la R_b è calcolata con la formula $R_b = (9c + \gamma h)$ essendo c la coesione del terreno di base

Il rapporto tra la resistenza $\Sigma (R_a + R_b) = R$ teorica e il carico limite di proporzionalità ottenuto dalle prove di carico è dello stesso ordine di grandezza di quello riscontrato nelle prove di rottura nei modelli ridotti. Il che lascia supporre che la resistenza teorica R sia dello stesso ordine di grandezza di quella che si sarebbe ottenuta prolungando la prova di carico al limite di rottura.

Abbiamo voluto confrontare i risultati ottenuti con i metodi descritti con quelli che si ottengono applicando la più nota tra le formule statiche, quella del DÖRR. Non è il caso qui di ripeterci (4) circa le critiche mosse alla formula del DÖRR ed a tutte le formule statiche in genere, che considerano l'attrito proporzionale al quadrato della profondità. Nel confronto che segue si è applicata la formula modificata per $h \geq 12$ m e si è assunto il coefficiente di attrito $f = \operatorname{tg} \varphi$.

Per il palo n° 3 si ottiene:

Tratto 4 - 10

$$\begin{aligned} \gamma &= 1,80 & \varphi &= 19' & f &= 0,35 & K &= 1,10 \cdot 0,45 = 0,500 \\ R_{a10} &= K h^2 & &= 50 t & & & & R_{10} - R_4 = 42 t \\ R_{a4} &= 0,5 \cdot 16 & &= 8 t & & & & \end{aligned}$$

Tratto 10 - 18

$$\begin{aligned} \gamma_m &= 1,9 & \varphi &= 14 & f &= 0,25 & K &= 0,79 \cdot 0,45 = 0,355 \\ R_{18} &= 24 \cdot 0,355 (18 - 6) & &= 102 & & & & R_{18} - R_{10} = 66,5 t \\ R_{10} &= 0,355 \cdot 100 & &= 35,5 & & & & \end{aligned}$$

Tratto 18 - 20

$$\begin{aligned} \gamma &= 1,9 & \varphi &= 11 & f &= 0,20 & K &= 0,62 \cdot 0,45 = 0,280 \\ R_{20} &= 24 \cdot 0,28 \cdot 14 & &= 94 & & & & R_{20} - R_{18} = 13 t \\ R_{18} &= 24 \cdot 0,28 \cdot 12 & &= 81 & & & & \end{aligned}$$

(2) RODIN e TOMLINSON - *Journée de Mécanique du sol* - Annales 1952.

(3) GOLDER - *Some tests on bored piles in London clay* - Geotechnique 1954.

(4) R. SANSONI - *Pali e Fondazioni su Pali* - Hoepli 1955, pag. 142 e seg.

la R_a è calcolata con $R_a = f_0 S_0$ essendo f_0 la metà della coesione c del campione indisturbato

la R_a^* è calcolata con $R_a^* = q_u S_0$.

e in definitiva

$$R_a = 42 + 66 + 13 = 121 \text{ ton.}$$

La R_b è data da

$$0,16 \text{ tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \Sigma \gamma h$$

cioè

$$R_b = 8,5 \text{ ton}$$

$$R_a + R_b = \sim 130 \text{ ton.}$$

La resistenza ottenuta con la formula del DÖRR (modificata) è maggiore di quella formata dalla (18), mentre la R_b nella formula del DÖRR è assai inferiore a quella calcolata con la (18). E' da notare la grande incertezza che si ha nel valore del coefficiente di attrito f che arbitrariamente è stato assunto uguale a $\text{tg } \varphi$ mentre, una volta determinata la resistenza q_u dell'argilla ed il suo angolo di attrito, la (18) può essere applicata con sufficiente tranquillità. Per applicare la formula del DÖRR avremmo potuto prendere un valore di φ e di f del tutto convenzionale in modo da tener conto della coesione del terreno: il che è del tutto arbitrario e rappresenta uno dei lati negativi della formula stessa.

Le altre prove di carico eseguite nello stesso cantiere hanno confermato nello scrivente l'opinione che la formula del DÖRR non è applicabile neppure nella forma modificata e che nelle argille ha grande importanza la modalità di esecuzione del palo. Citiamo ad esempio tre prove di carico eseguite nella stessa zona a pochi metri di distanza: le prove 15-6 e 5.

Il terreno ha le seguenti caratteristiche:

- da 0 a 4 m: terreno vegetale misto ad argilla e torba
- da 4 a 14,70 m: argilla compatta dal giallo all'azzurro
- da 14,70 a 15 m: sabbia argillosa con acqua
- da 15 a 18 m: argilla azzurra.

Il palo di prova n° 15 è lungo 15 metri ed appoggia sul piano dell'argilla ma senza attraversarlo: attraversa invece uno strato sabbioso con acqua tanto che il getto è stato eseguito con la benna in continua presenza d'acqua; i pali n° 5 e 6 sono lunghi 18 metri.

I risultati delle prove di carico sono stati:

Pur non avendo determinato direttamente il valore q_u dell'argilla si presume che il suo valore non si discosti molto da quello dei campioni 1, 2, 3 visti in precedenza. Le prove 5 e 6 danno per R_b il valore

$$R_b = (9c + \gamma h) A = (9,8 + 1,8 \cdot 18) 0,12 = 12,5 \text{ ton}$$

e per

$$R_a = 70 \quad (f_o = \frac{c}{2} = 4 \text{ t/m}^2)$$

per cui

$$R = \sim 82 \text{ t}$$

in armonia con la prova n° 2.

Nelle stesse condizioni la prova n° 15 fornisce:

$$R_a = 13,8 \cdot 4 = 55 \text{ t}$$

$$R_b = 0,12 (9,8 + 1,8 \cdot 15) = 12 \text{ t}$$

$$R = \sim 67 \text{ t}$$

Il carico di rottura risultante dalla prova di carico è circa 60 tonn: i coefficienti N_q e f_o hanno in realtà valori ancora inferiori a quelli considerati.

Le prove 5 e 6 mettono ancora una volta in evidenza (5) come la diversa velocità di carico nei pali infissi in argilla, influisca sull'andamento dei cedimenti.

6 - Conclusioni

A conclusione di queste note possiamo fare alcune osservazioni a carattere generale:

a) nel calcolo della portata dei pali trivellati in argilla è sconsigliabile l'uso della formula del DÖRR o di altre formule statiche per le quali occorrerebbe assumere un angolo ed un coefficiente di attrito del tutto convenzionali.

b) se l'argilla è molto compatta l'aderenza superficiale (f_o) da assumere nella formula $R_a = S_o f_o$ può essere quasi uguale a c . Se l'argilla è soggetta a

(5) Confronta di G. MEARDI la relazione presentata al 1° Convegno di Geotecnica in Italia.

TABELLA VII

Palo n°	Carico per $z=2 \text{ m/m}$ ton	Carico stabile ton	Cedimento max mm	A m^2	S_o m^2	R_b ton	R_a ton	Durata della prova	f_o ton/ m^2
15	22	—	18	0,12	13,8	—	60	10 h	3,65
5	44	60	1,95	0,12	17,3	12	70	6 h 30'	4
6	60	60	0,7	0,12	17,3	12	70	11 h	4

rammollimenti perché il getto avviene in presenza d'acqua il valore di f_0 è non più della metà del valore di c .

c) la resistenza unitaria di base può essere uguale a $q_u = 9c + \gamma h$ sempre che il palo sia infisso per una certa profondità nello strato considerato. Diversamente dovremo assumere un valore inferiore di c ed un coefficiente $N_q < 9$.

d) la portata di un gruppo di pali è sempre inferiore alla somma delle portate dei singoli pali. Per

un gruppo di tre pali si è riscontrata una diminuzione del 15% circa, il che corrisponde grosso modo alla diminuzione di resistenza dovuta al rimaneggiamento dell'argilla.

e) la velocità di carico, cioè il tempo intercorso per sottoporre il palo al carico massimo influisce sempre sui risultati della prova. Il cedimento permanente del palo n° 5 a 60 tonn (caricato in 6 ore e 30') è stato circa 3 volte superiore al cedimento del palo n° 6 sottoposto allo stesso carico in 11 ore.

SOMMAIRE - Après avoir rappelé les dernières théories sur la résistance des pieux forés dans la sable et dans l'argile l'Auteur s'arrête sur deux séries d'expériences faites, in situ, sur pieux in beton, dans les soils argilleux. Ou est démontré comment la modalité d'exécution des pieux influe sur la résistance au cisaillement de l'argile et comment une partie de ce valeur peut être considéré dans le calcul de la frottement lateral.

SUMMARY - After recalling the latest theories about the resistance of bored piles in sand and clay-soils, the Author dwells on two series of experiments carried out by him, in situ, on concrete-piles, in clay-soils.

It has been proved that the way of carrying out piles affects the cutting resistance of clay, and that only a part of this value may be considered in the calculation of lateral friction.