ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA
QUINTO CONVEGNO DI GEOTECNICA
Palermo, Marzo 1961

IL PENETROMETRO STATICO NELLO STUDIO DELLE PALIFICATE E DEI TERRENI DI FONDAZIONE (*)

A. PELLEGRINO (**)

SOMMARIO - Nello studio dei terreni di fondazione con particolare riferimento al calcolo delle palificate il penetrometro statico rappresenta uno dei mezzi di indagine più adatti. L'impiego di questo apparecchio si è largamente diffuso per lo meno in alcuni Paesi europei; purtuttavia la comprensione dei fenomeni che si svolgono nel terreno durante una prova penetrometrica, e di conseguenza l'interpretazione dei risultati a fini applicativi, presenta gravi lacune.

Si è pertanto ritenuto non privo di interesse intraprendere una ricerca, che pur essendo tuttora in corso ha consentito di chiarire alcuni aspetti del problema. Sono stati effettuati il rilievo di profili penetrometrici, prove di carico su pali, la determinazione in laboratorio delle caratteristiche dei terreni.

Una prima interpretazione dei risultati così raccolti viene svolta sulla scorta delle attuali teorie sul comportamento dei terreni in regime plastico, tenendo altresì conto delle esperienze condotte da altri ricercatori.

Premessa

1. Da alcuni anni l'obiettivo predominante della ricerca sulle palificate di fondazione è la messa a punto dei procedimenti di calcolo già esistenti.

Nel campo delle teorie si cerca di ridurre il divario esistente fra la realtà e le ipotesi sulle quali le teorie stesse sono basate. Interessanti indagini a carattere sperimentale sono state svolte allo scopo di fissare con maggiore precisione i valori dei parametri che caratterizzano il comportamento del terreno nell'intorno del palo, tenendo conto non solo delle proprietà intrinseche del terreno, ma anche delle modifiche apportate dalla costruzione del palo alle proprietà anzidette.

Nel campo dei metodi semiempirici — il cui impiego si va sempre più diffondendo — la ricerca è volta ad analizzare i risultati delle prove allo scopo di delineare quei criteri che consentano una più agevole applicazione dei metodi stessi e permettano di conseguire risultati più soddisfacenti.

In questo ampio piano di indagini si inserisce la ricerca sul penetrometro statico in corso presso l'*Istituto di Tecnica delle Fondazioni e Costruzioni in Terra (Geotecnica)* dell' Università di Napoli con il finanziamento del *C.N.R.*

Il programma della ricerca è molto esteso e finora è stato possibile svolgerlo soltanto in parte; tuttavia riteniamo non privo di interesse illustrare nella presente comunicazione l'oggetto della ricerca ed i primi risultati conseguiti.

Com'è noto, il penetrometro statico venne ideato all'incirca venticinque anni fa in Olanda, per progettare le palificate di fondazione sulla scorta di risultati di prove eseguite sui terreni in sito e sottoposti ad uno stato tensionale simile a quello che si ha nel terreno stesso sotto i carichi trasmessi da un palo di fondazione.

Il penetrometro (v. Figg. 1 e 2) consiste in una punta conica montata all'estremità inferiore di una serie di barre metalliche; queste possono scorrere liberamente all'interno di una colonna di tubi. Un apparecchio propulsore spinge nel terreno separatamente la punta e la colonna dei tubi; opportuni dispositivi misurano le resistenze incontrate dalla punta e dalla colonna durante il loro avanzamento nel terreno. Queste due resistenze vengono denominate rispettivamente: « *resistenza alla punta* » « r_p » e « *resistenza laterale* » « r_l ».

(*) Questo studio rientra nel piano di indagini che l'*Istituto di Tecnica delle Fondazioni e Costruzioni in Terra (Geotecnica)* dell' Università di Napoli va attuando sotto la direzione del Prof. Ing. Arrigo CROCE con il finanziamento del *Consiglio Nazionale delle Ricerche.*

(**) Dott. Ing. Arturo PELLEGRINO, assistente straordinario presso l'*Istituto di Tecnica delle Fondazioni e Costruzioni in Terra (Geotecnica)* dell' Università di Napoli.

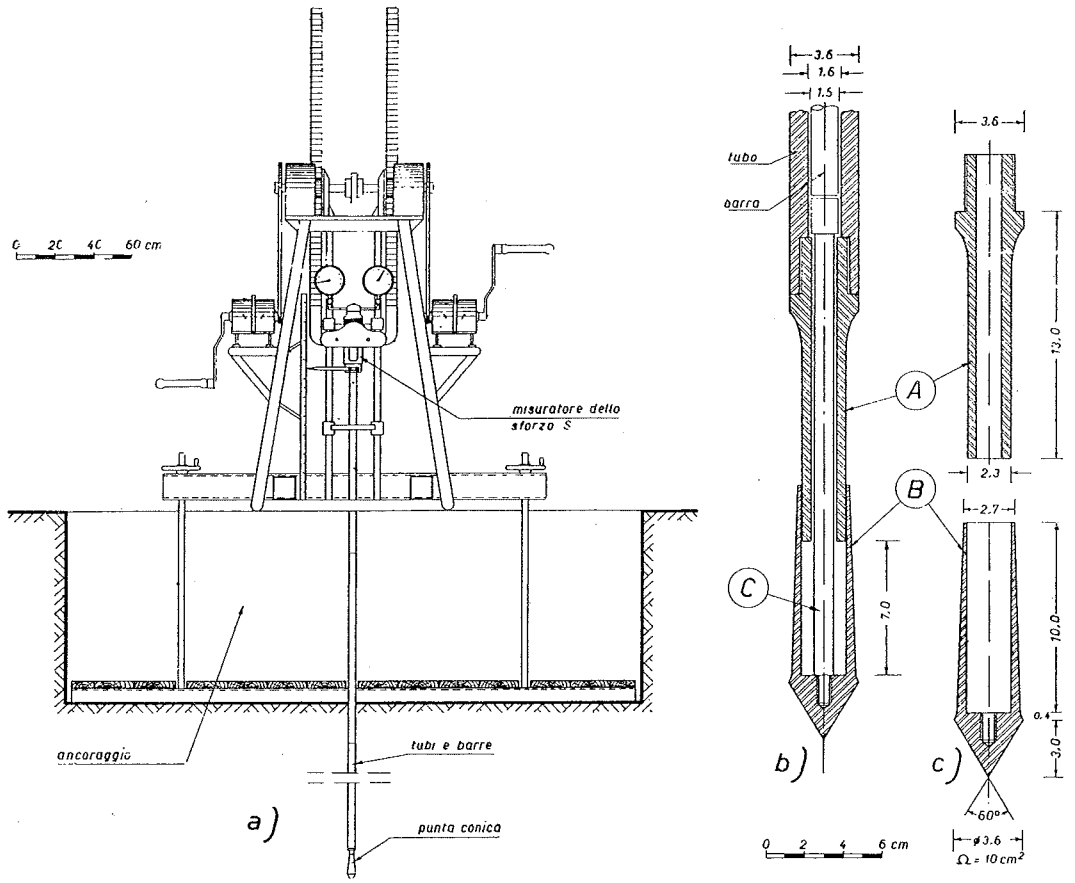

Fig. 1 - Penetrometro statico di tipo olandese (portata max = 10 ton): *a)* insieme; *b)* particolari della punta conica (A, B, C) e della colonna dei tubi e delle barre; *c)* particolari degli elementi A e B della punta conica.

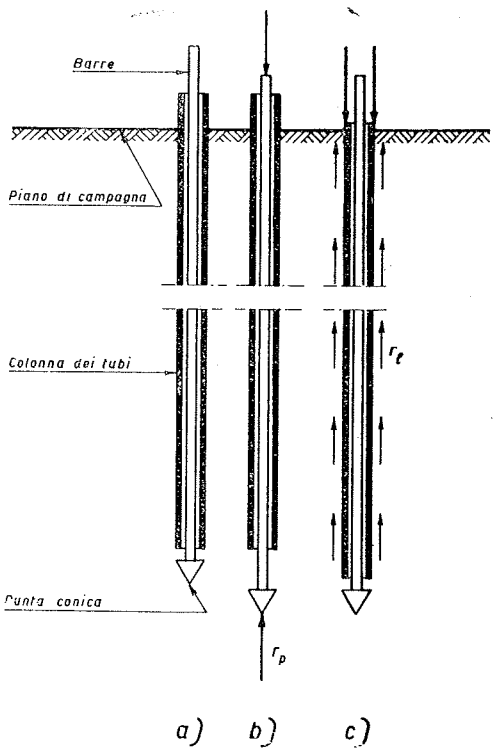

Fig. 2 - Schema della prova penetrometrica: *a)* posizione iniziale; *b)* avanzamento della punta e misura della « r_p »; *c)* avanzamento della colonna dei tubi e misura della « r_t ».

Il calcolo del « *carico limite* » o « *resistenza totale* » del palo viene svolto nell'ipotesi che le resistenze unitarie alla punta e sulla superficie laterale del palo siano uguali a quelle misurate col penetrometro: nel passare cioè dal penetrometro al palo ci si limita a considerare la similitudine geometrica. E' facile intendere come un tale procedimento sia molto grossolano, poiché esso trascura numerosi aspetti del problema, diversi a seconda che si tratti del penetrometro o del palo.

Le sollecitazioni che durante l'applicazione del carico esterno insorgono sulla superficie laterale ed alla base sia del palo sia del penetrometro dipendono da numerosi fattori, fra i quali sono da considerare il diametro, la natura ed in particolare lo stato della superficie esterna del materiale costituente il palo od il penetrometro. Su questi punti evidentemente non vi è corrispondenza fra palo e penetrometro.

Nel corso della prova penetrometrica si verificano due distinti fenomeni di rottura del terreno: il primo alla punta ed il secondo lungo la superficie laterale dei tubi. Nel palo invece i due fenomeni avvengono contemporaneamente.

E' ancora da tener presente che l'applicazione dei carichi al terreno col penetrometro avviene molto più rapidamente che col palo. Questa differenza, potrebbe esercitare una notevole influenza nel caso di terreni a grana fina e di ridotta permeabilità,

Infine le modifiche che si verificano nella struttura del terreno in seguito all'avanzamento della punta e dei tubi del penetrometro non sono in genere paragonabili a quelle determinate dalla costruzione del palo.

In conclusione quindi la correlazione fra prova penetrometrica e comportamento di un palo di fondazione è assai complessa e non può essere ridotta ad un semplice rapporto di similitudine geometrica. Le indagini, tuttavia, finora condotte sull'argomento sono assai meno numerose e conclusive di quanto la diffusione del penetrometro statico lascerebbe supporre ed anzi dimostrano la necessità di approfondire i vari aspetti del problema.

E' sembrato pertanto non privo di interesse intraprendere una ricerca che abbia come oggetto l'interpretazione dei fenomeni che si svolgono nel terreno durante una prova penetrometrica ed il confronto con gli analoghi fenomeni che si verificano nel terreno medesimo sotto l'azione delle sollecitazioni trasmesse dai pali di fondazione.

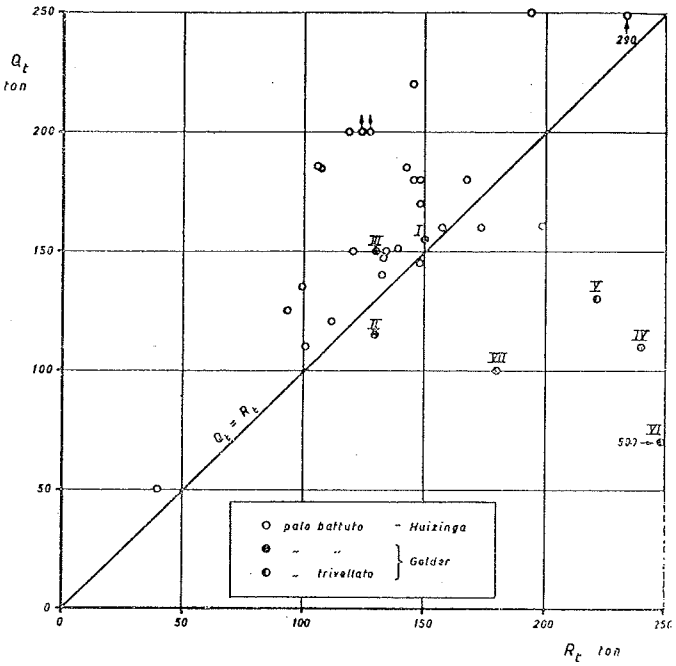

Fig. 3 - Resistenza totale: esperienze di HUIZINGA e di GOLDER.

Confronto globale fra penetrometro e pali di fondazione

2. Prima di intraprendere la ricerca nel senso poc'anzi indicato si è ritenuto opportuno indagare nelle grandi linee sulla corrispondenza esistente fra prova penetrometrica e pali di fondazione tenendo conto dei terreni che più frequentemente si rinvengono nel Napoletano e dei tipi di pali che usualmente vengono ivi adoperati. A tale scopo abbiamo effettuato un certo numero di prove penetrometriche e di prove di carico su pali.

Prima di esporre i risultati così conseguiti esaminiamo le indagini analoghe svolte in precedenza da altri. HUIZINGA (1) ha raccolto i dati relativi a 27 pali battuti costruiti in differenti località dell'Olanda e sui quali sono state effettuate prove di carico statico. Per ciascun palo si conosce quindi la resistenza totale, Q_t (2).

Nelle vicinanze degli stessi pali sono state effettuate prove penetrometriche. In base ai risultati di queste ed adottando il semplice criterio di similitudine geometrica l'A. ha calcolato per ciascun palo la resistenza laterale, R_l, la resistenza alla punta, R_p, e la resistenza totale $R_t = R_p + R_l$.

Purtroppo l'A. non riporta alcun dato sulla natura e sulle caratteristiche dei terreni: tutto quanto ci è noto a tale proposito si riduce alle generiche notizie relative al sottosuolo dell'Olanda costituito molto spesso per alcuni metri da terreni cedevoli e poi da sabbie.

I risultati di HUIZINGA sono riportati nella Fig. 3 sulla quale torneremo fra poco.

Una seconda ricerca è stata effettuata da GOLDER (3) (v. Tabella 1 e Fig. 3). I pali sono stati costruiti nei dintorni di Londra, nel cui sottosuolo sono presenti ghiaie per lo più ricoperte da una sottile coltre di

(1) T. K. HUIZINGA - *Application of Results of Deep Penetration Tests to Foundation Piles* - National Research Council of Canada - Building Research Congress 1951.

(2) Qui di seguito sono riportati i simboli adoperati nella presente nota:

S = sforzo genericamente esercitato dall'apparecchio propulsore del penetrometro;
P = peso proprio delle barre e della punta conica;
F = $P + S$ = forza genericamente trasmessa dalla punta conica al terreno;
Δ = corsa della punta conica;
r_p = resistenza alla punta del penetrometro;
r_l = resistenza laterale del penetrometro;
R_p = resistenza alla punta del palo calcolata in base ad r_p;
R_l = resistenza laterale del palo calcolata in base ad r_l;
R_t = $R_p + R_l$ = resistenza totale del palo dedotta dai risultati della prova penetrometrica;
Q_t = resistenza totale del palo misurata con prova di carico statico;
Q_p = resistenza alla punta misurata o dedotta dalla prova di carico statico;
Q_l = resistenza laterale del palo misurata o dedotta dalla prova di carico statico;
Q_t^* = carico massimo applicato sul palo in una prova di carico nella quale non sia stata raggiunta la condizione di equilibrio limite del palo; pertanto $Q_t^* < Q_t$;
f = cedimento massimo del palo nella prova di carico statico.

Caratteristiche dei terreni:

w = contenuto d'acqua;
w_L = limite di fluidità;
w_p = limite di plasticità;
n = porosità;
γ = peso dell'unità di volume;
c = coesione = intercetta sull'asse delle tensioni tangenziali della retta, che in via di prima approssimazione viene sostituita alla curva di rottura (diagrammi tensioni tangenziali-tensioni normali);
φ = angolo di attrito = angolo che la retta anzidetta forma con l'asse delle tensioni normali.

(3) H. Q. GOLDER - *Some Loading Tests to Failure on Piles* - Proc. III. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. 1953.

TABELLA 1 - *Indagini di* GOLDER

Palo n.	Terreni	Palo				Penetrometro	Prova di carico
		Tipo	Diametro ø Lato a (m)	Lunghezza (m)	Estremità inferiore	R_t (ton)	Q_t (ton)
I	Argilla cedevole; successivamente ghiaia e sabbia del Tamigi ed infine argilla di Londra	battuto, prefabbricato	$a = 0{,}36$	14	infissa nella argilla di Londra per m 2,70	150	155
II	Argilla; successivamente ghiaia del Tamigi	"	$a = 0{,}30$	9	infissa nella ghiaia per m 3	130	115
III	"	"	"	"	"	"	150
IV	Argilla cedevole; successivamente ghiaia del Tamigi	battuto, costruito in sito	ø = 0,47	12	appoggiata sulla ghiaia	240	110
V	Argilla di Londra	trivellato	ø = 0,46	9,5	—	221	130
VI	Argilla cedevole; successivamente ghiaia del Tamigi	"	ø = 0,46	5,5	infissa nella ghiaia per m 1,20	500	70
VII	Ghiaia	"	ø = 0,40	—	—	180	100

argille cedevoli e materiali torbosi, oppure argilla compatta — la cosiddetta « *argilla di Londra* » — che si rinviene in superficie o al di sotto dei terreni innanzi detti. La falda freatica è presente a pochi metri di profondità dal piano di campagna.

Esaminiamo nel loro insieme i risultati ottenuti nelle indagini ora citate.

Dalle esperienze di HUIZINGA su pali battuti (v. Fig. 3) risulta che i valori della resistenza totale R_t dedotti in base ai profili penetrometrici sono uguali od inferiori ai valori Q_t misurati nelle prove di carico: in genere si ha $Q_t = 1 \div 1{,}5\ R_t$.

A risultati nettamente differenti è pervenuto GOLDER. Per alcuni pali battuti e cioè per i pali I, II e III i due valori della resistenza totale differiscono di poco; per il rimanente palo battuto IV risulta $R_t >> Q_t$. E' da notare che quest'ultimo palo si differenzia dai tre precedenti per quanto riguarda l'appoggio della base inferiore: infatti il palo in questione è semplicemente appoggiato su un banco di ghiaia, di spessore non precisato; i pali I, II e III invece sono innestati per circa tre metri in un banco di argilla o di ghiaia.

Oltre che per i pali battuti, GOLDER riporta i risultati di analoghe indagini su tre pali trivellati, due dei quali (VI e VII) erano stati realizzati in ghiaie poste al di sotto della falda freatica, ed un altro (V) era stato costruito nell'argilla di Londra. Per questi pali si verifica $R_t >> Q_t$.

Il divario fra penetrometro e prove di carico riscontrato con i pali VI e VII potrebbe essere attribuito ad una non perfetta esecuzione dei pali. Sono note infatti le difficoltà che presenta la costruzione di pali trivellati in materiali sabbio-ghiaiosi in presenza della falda freatica. Nel considerare il dato relativo al palo V si deve tener presente che da indagini svolte da altri sperimentatori è risultato che in seguito alla costruzione di pali trivellati la resistenza al taglio delle argille subisce una notevole riduzione.

Tenuto conto delle divergenze che sussistono fra realtà e risultati ai quali si perviene in base alle teorie attualmente avanzate e sulle quali torneremo in seguito, sembra lecito desumere dalle indagini di HUIZINGA e di GOLDER che il penetrometro costituisce un valido mezzo di indagine per la determinazione della resistenza totale dei pali battuti. Lo stesso sembrerebbe non accada per i pali trivellati, benché le esperienze relative a questo tipo di palo siano in numero molto limitato.

3. Alle indagini innanzi citate sono da aggiungere quelle da noi eseguite e che qui appresso illustreremo.

In cinque diverse località sono stati costruiti e sottoposti a prove di carico pali trivellati e pali battuti e sono stati rilevati numerosi profili penetrometrici (v. Figg. da 4 a 8 e Tab. 2).

TABELLA 2 - *Indagini dell'Istituto di Geotecnica di Napoli*

Palo n.	Località	Terreni	Palo: Tipo	Palo: Diametro (m)	Palo: Lunghezza (m)	Penetrometro: R_p(4) (ton)	Penetrometro: R_l (ton)	Penetrometro: $R_t=R_p+R_l$ (ton)	Prova di carico: Q_t = (ton) Q_t*=(ton); f=(mm)
1	Napoli - Via F. Cilea	Terreni piroclastici - Falda assente	trivellato	0,4	10	116,5	11,5	128,0	Q_t =115
2	Napoli - Viale Augusto	Terreni piroclastici - Falda assente	trivellato	0,4	10	67,9	12,6	80,5	Q_t =91
3			"	0,5	10	112,1	15,7	127,8	Q_t =110
4	Napoli - Via Traccia	Terreni di varia origine, in prevalenza vulcanica, trasportati e depositati dalle acque. Presenti intercalazioni di materiali torbosi. Falda a qualche metro dal piano di campagna.	trivellato	0,4	21,50	41,5	57,6	99,1	Q_t*=73,5; f=2,4
5			"	0,4	18,15	68,0	60,8	128,8	Q_t =68,9
6	Napoli - Via Galileo Ferraris	Terreni di riporto per i primi 4÷5 m; successivamente sabbie vulcaniche di varia granulometria con intercalazioni, a partire da m 14 dal p.c., di cenere vulcanica in lenti di spessore fino a circa 1 m. Falda a 2 m dal piano di campagna	trivellato	0,40	11,60	155,9	34,2	190,1	Q_t =60
7			"	0,40	13,50	164,4	53,3	217,7	Q_t =60
8			battuto, costruito in sito, base espansa	0,42	9	179,0	21,7	200,7	Q_t*=90; f=4,5
9			"	0,42	9	146,3	20,5	166,8	Q_t*=90; f=3,3
10			"	0,42	9	185,6	20,5	206,1	Q_t*=90; f=3,5
11			"	0,50	9	216,2	24,4	240,6	Q_t*=120; f=4,0
12	Pianura del Garigliano - Punta Fiume	Sabbie di duna; successivamente terreni di trasporto e deposito fluviale. Falda a qualche metro dal piano di campagna	trivellato	0,42	19,20	39,2	96,3	135,5	Q_t =70
13			"	0,42	25,80	70,9	>120	>190,9	Q_t =70

I pali 1, 2 e 3 sono ubicati in due differenti zone della città di Napoli, nel cui sottosuolo si rinvengono terreni piroclastici, costituiti in prevalenza da cenere vulcanica (pozzolana). La falda non è stata incontrata nei sondaggi esplorativi che sono stati spinti a profondità maggiori di quelle raggiunte con le estremità inferiori dei pali. I tre pali sono del tipo trivellato; la loro costruzione non ha presentato alcuna difficoltà.

I pali trivellati 4 e 5 sono stati costruiti nella zona orientale della città. Il sottosuolo è costituito da materiali di varia origine, in prevalenza vulcanica, trasportati e rimescolati dalle acque superficiali e successivamente depositati; si rinviene anche qualche intercalazione di materali torbosi molto compressibili. La falda è presente a qualche metro di profondità dal piano di campagna. E' da osservare che le caratteristiche del sottosuolo sono certamente poco adatte al-

(4) Nei profili penetrometrici rappresentati nelle figure sono indicati i valori di r_p e di r_l posti alla base dei calcoli. Per la r_p è stato adottato il criterio proposto da VAN DER VEEN e BOERSMA.

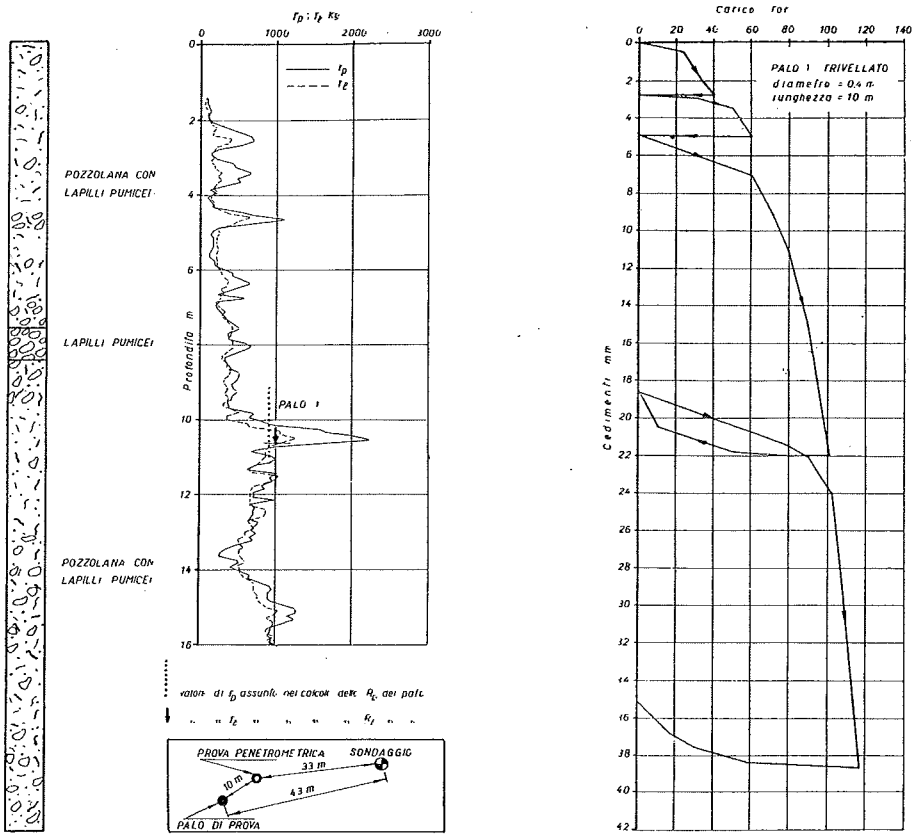

Fig. 4 - Palo 1 (Napoli, Via F. Cilea).

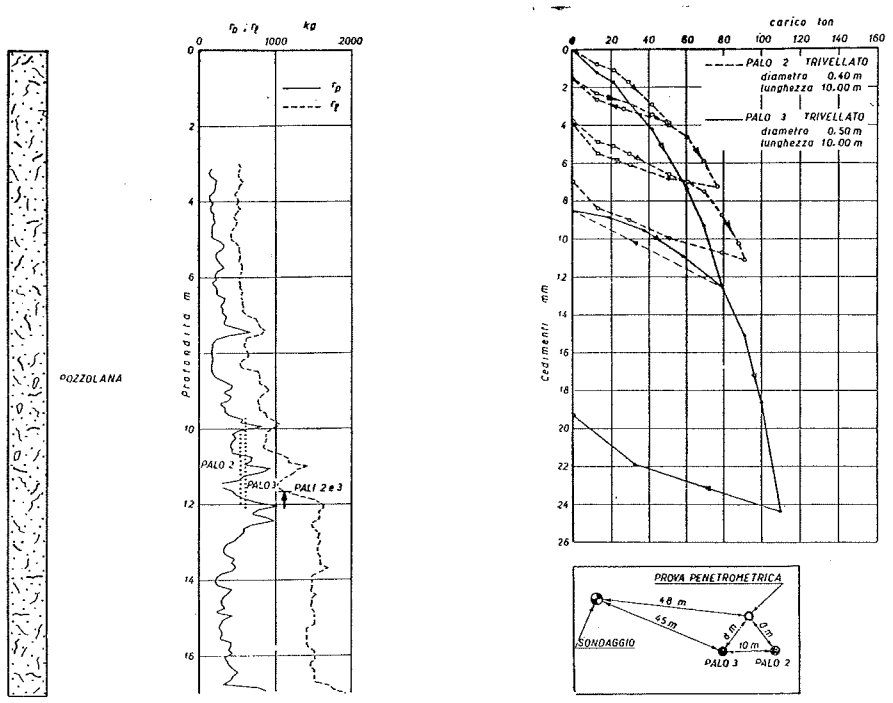

Fig. 5 - Pali 2 e 3 (Napoli, Viale Augusto).

l'esecuzione di pali trivellati: nel corso della trivellazione si possono verificare rifluimenti del terreno; il getto del calcestruzzo può presentare qualche difficoltà.

Un'altra indagine è stata effettuata in una località posta al limite orientale della città, a non grande distanza dalla Stazione Centrale delle FF.SS. In questa zona, al di sotto di una coltre dello spessore di alcuni metri costituita da terreni di riporto e da cenere vulcanica mista a lapilli pumicei, si rinvengono sabbie vulcaniche di varia granulometria ed intercalate, a partire dai 14 m dal piano di campagna, da lenti di cenere vulcanica. La falda è stata incontrata a qualche metro di profondità dal piano di campagna.

Per questa zona disponiamo di risultati di prove di carico eseguite su pali trivellati (6 e 7) e su pali battuti (8, 9, 10 e 11). Per quanto concerne le difficoltà esecutive dei pali trivellati vale quanto detto innanzi. I pali battuti sono stati realizzati con infissione della colonna metallica fino alla prefissata profondità, con getto del calcestruzzo in colonna e successiva pistonatura fino ad ottenere un sufficiente rifiuto del maglio.

Infine i pali trivellati 12 e 13 sono stati costruiti in località Punta Fiume alla foce del F. Garigliano. In questa zona si rinviene in superficie una coltre dello spessore di una diecina di metri di sabbie di duna, che ricoprono una formazione costituita da terreni di varia granulometria, ma in prevalenza « *limosi* ». La falda è presente a qualche metro di profondità dal piano di campagna.

Nel confrontare i valori della resistenza totale Q_t misurati nelle prove di carico e quelli R_t calcolati in base ai profili penetrometrici distingueremo fra pali trivellati e pali battuti.

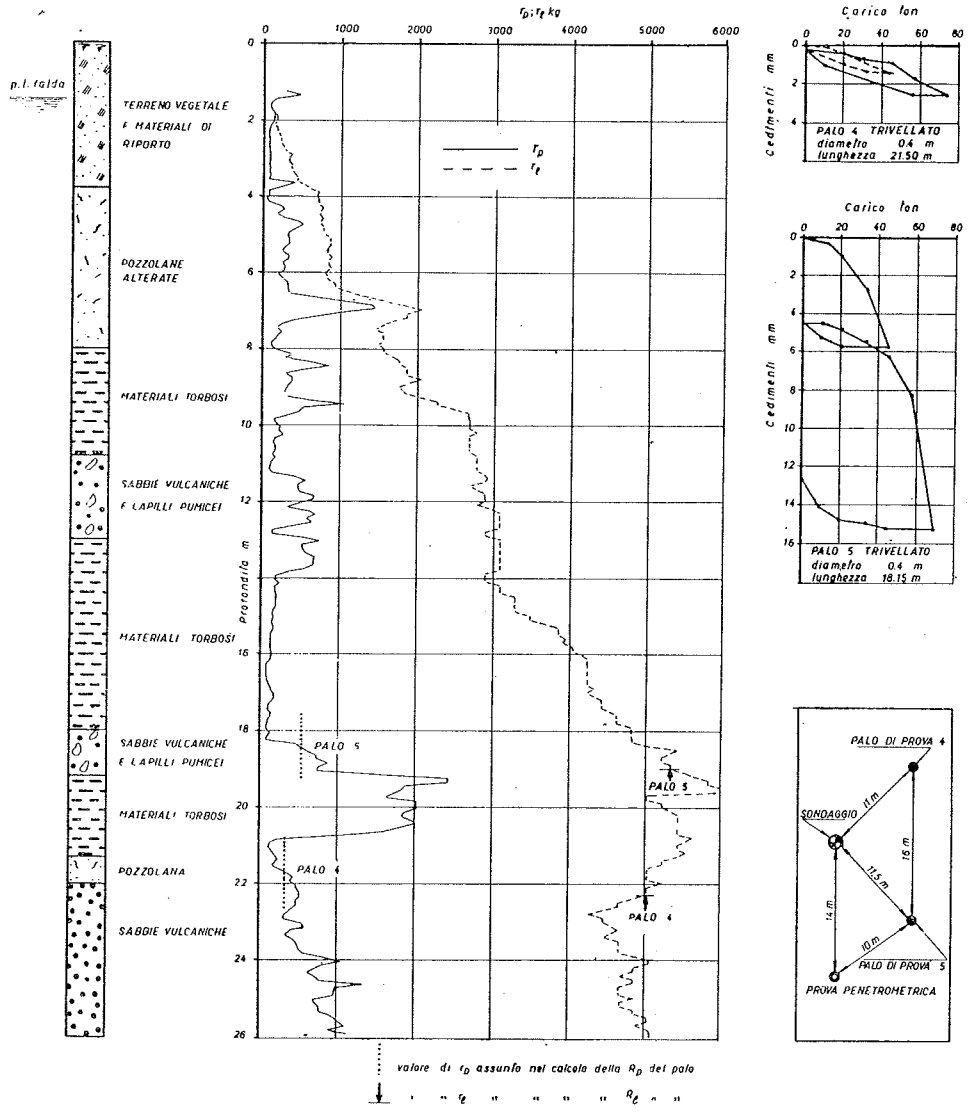

Fig. 6 - Pali 4 e 5 (Napoli, Via Traccia). Il sottosuolo della zona varia da verticale a verticale: il profilo dei terreni riportato in figura è quindi da considerare come indicativo.

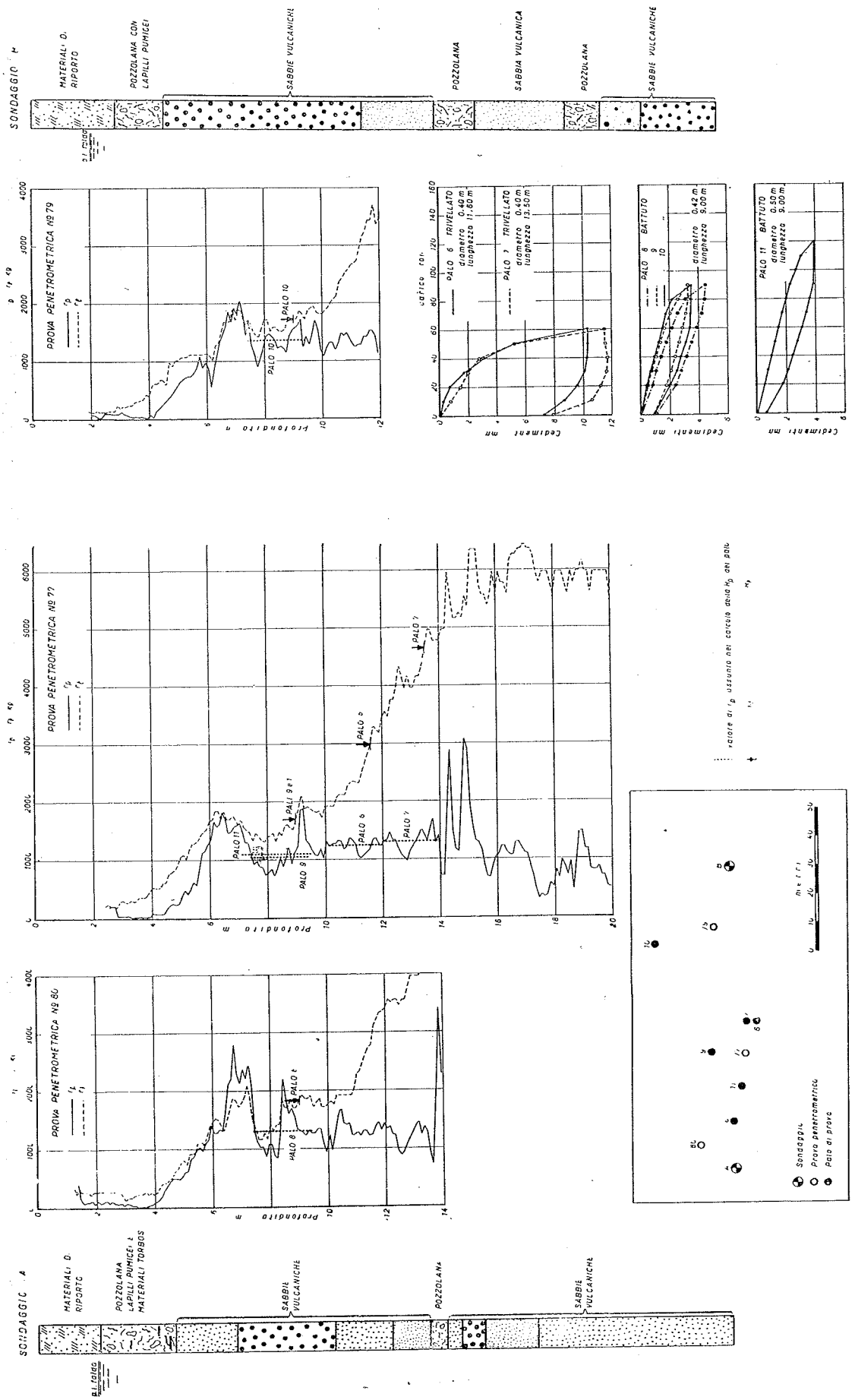

Fig. 7 - Pali da 6 a 11 (Napoli, Via Galileo Ferraris).

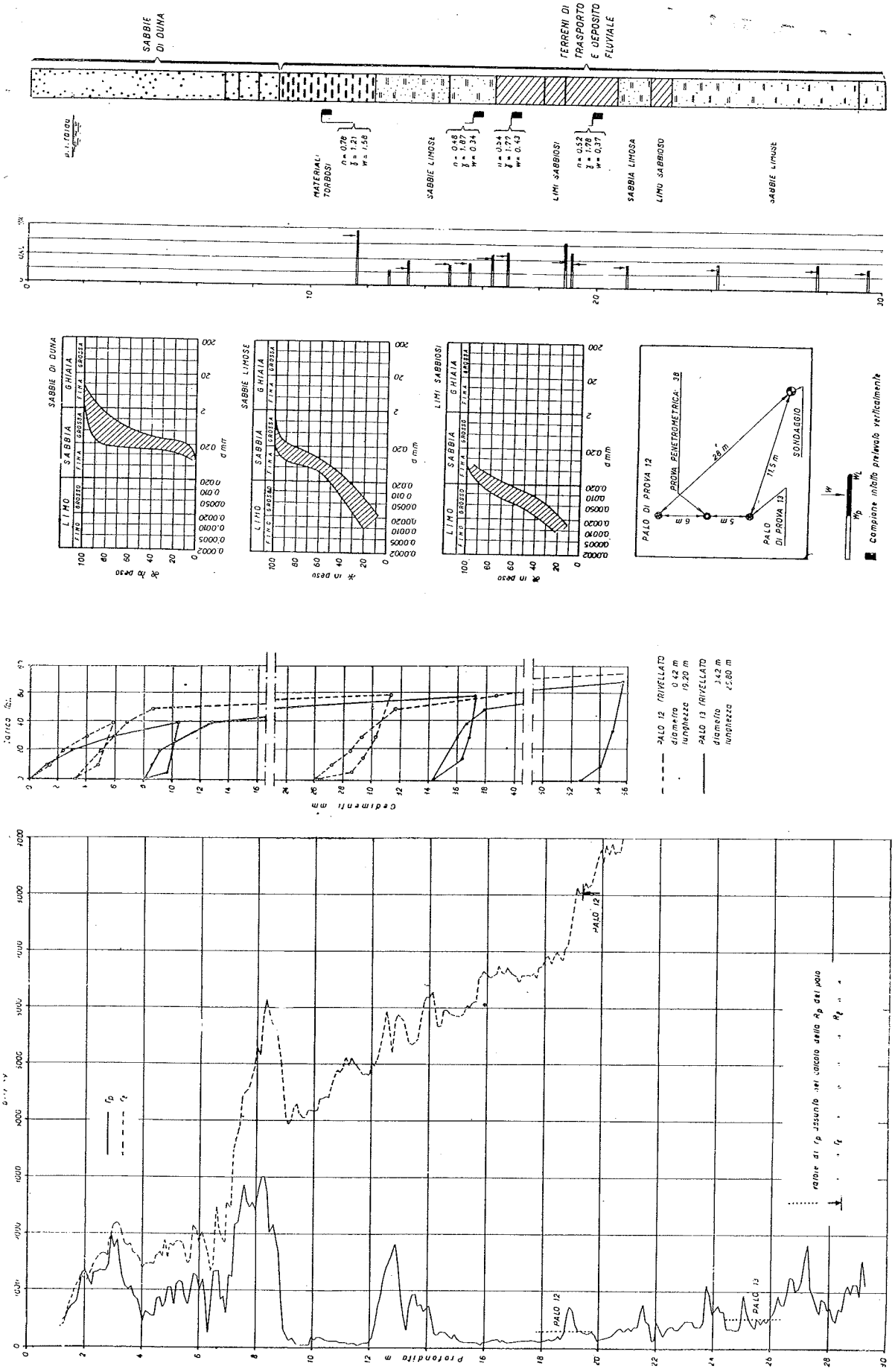

Fig. 8 - Pali 12 e 13 (Pianura del Garigliano, Punta Fiume). Nella prova penetrometrica è stata misurata la resistenza laterale solo fino alla profondità di m 21,50, poiché a questa profondità la resistenza anzidetta ha raggiunto un valore pari alla portata dell'apparecchio. Il calcolo della R_l del palo 13 è stato svolto in base al valore $r_l = 10.000$ kg.

Nella Fig. 9 sono riportati i risultati relativi ai nove pali trivellati. I punti sperimentali si dividono in due gruppi: al primo appartengono i pali 1, 2 e 3 costruiti in terreni piroclastici in assenza di falda freatica. Per questi tre pali il penetrometro e le prove di carico danno risultati poco differenti fra loro.

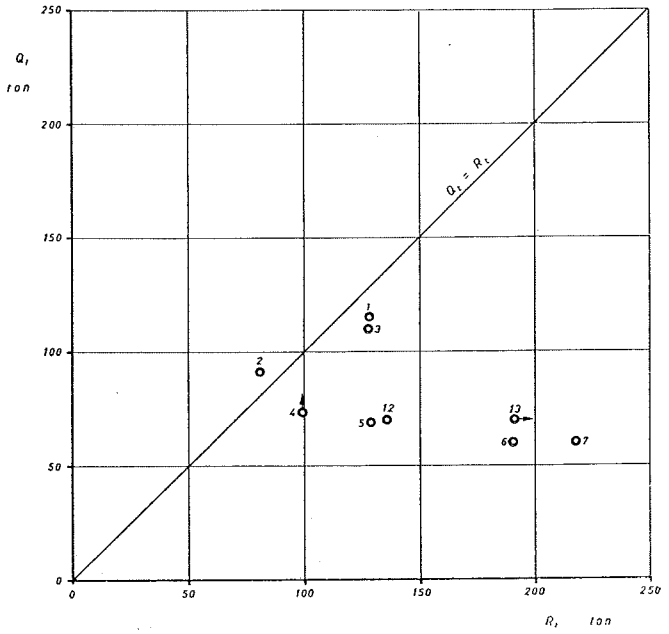

Fig. 9 - Resistenza totale.
Esperienze dell'Istituto di Geotecnica di Napoli su pali trivellati.

Il secondo gruppo è costituito dai rimanenti sei pali costruiti in terreni di differente natura ed in presenza della falda freatica. Per questo gruppo si ha $R_t >> Q_t$, salvo che per il palo 4.

I quattro pali battuti (v. Fig. 10) sono stati costruiti nella stessa zona dei pali trivellati 6 e 7, dei quali si è parlato poco innanzi. Nelle prove di carico non è stato raggiunto il valore della resistenza totale (v. Fig. 7) e pertanto sull'asse delle ordinate della Fig. 10 è riportato Q_t^* anziché Q_t.

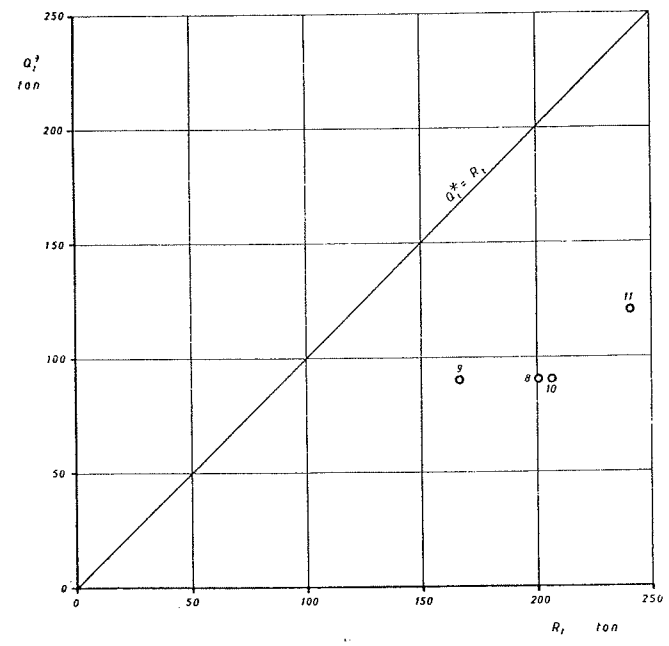

Fig. 10 - Resistenza totale.
Esperienze dell'Istituto di Geotecnica di Napoli su pali battuti.

Tenendo conto sia dei risultati delle indagini di HUIZINGA e di GOLDER sia dei risultati da noi ottenuti, ci sembra lecito trarre alcune conclusioni da considerare valide entro i limiti delle esperienze finora svolte.

Nel caso dei « *pali battuti* » (HUIZINGA, GOLDER, ISTITUTO DI GEOTECNICA DI NAPOLI) i valori della resistenza totale R_t, calcolati in base ai dati dei profili penetrometrici e seguendo i semplici criteri attualmente in uso, sono dello stesso ordine di grandezza dei valori della resistenza totale Q_t che si misurano in prove di carico statico. Anche per i « *pali trivellati* » si verifica una discreta concordanza fra valori calcolati e valori misurati, purché si tratti di pali costruiti in terreni vulcanici nei quali sia assente o sia molto profonda la falda freatica (ISTITUTO DI GEOTECNICA DI NAPOLI). In presenza di falda in terreni argillosi e in ghiaie (GOLDER) e in terreni sabbio-limosi (ISTITUTO DI GEOTECNICA DI NAPOLI) i valori della resistenza totale calcolati e quelli misurati sono assai diversi e si può addirittura dire che siano di differente ordine di grandezza. L'esame di dettaglio dei dati da noi raccolti, e che per brevità omettiamo, lascia chiaramente intravedere come per i pali trivellati si verifichino nelle prove di carico a volte valori della resistenza totale paragonabili a quelli dei pali battuti — ed allora valori calcolati e valori misurati concordano almeno nel loro ordine di grandezza — a volte valori della resistenza totale molto minori — ed allora gli scarti sono molto gravi.

4. Finora abbiamo posto a confronto i valori della resistenza totale misurati nelle prove di carico statico e quelli calcolati in base ai dati dei profili penetrometrici. Ricordando che la resistenza totale è somma della resistenza alla punta e della resistenza laterale, è opportuno considerare le esperienze finora condotte a tale riguardo.

Un interessante ciclo di indagini è stato effettuato da HUIZINGA [1] su 26 coppie di pali battuti. I due pali di ciascuna coppia vennero costruiti a breve distanza fra loro; su uno di essi fu eseguita una normale prova di carico e fu così misurato Q_t ottenendo i risultati già esaminati nel paragrafo 2; sull'altro palo venne effettuata la prova allo sfilamente. L'A. ammette che la resistenza allo sfilamento sia uguale alla resistenza laterale Q_l del palo e confronta quindi questi valori di Q_l con i valori della resistenza laterale R_l calcolati in base ai profili penetrometrici (v. Fig. 11): la resistenza laterale misurata Q_l è maggiore di quella calcolata R_l. E' interessante osservare che la differenza $(Q_l - R_l)$ è dello stesso ordine di grandezza della differenza $(Q_t - R_t)$ fra valore misurato e valore calcolato della resistenza totale (v. Figura 3): se ne dedurrebbe una buona concordanza fra resistenza effettiva alla punta Q_p e quella calco-

lata R_p. In altri termini sembrerebbe dalle esperienze citate che sia press'a poco soddisfatta l'ipotesi di uguaglianza fra sollecitazioni unitarie medie agenti sulla punta del palo e quelle agenti sulla punta del penetrometro, ma che essa non sia più accettabile per la superficie laterale.

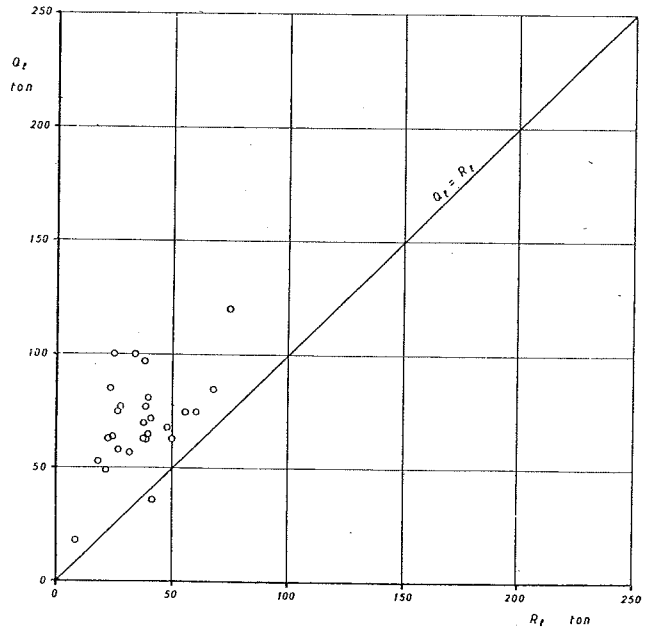

Fig. 11 - Resistenza laterale: esperienze di HUIZINGA.

Anche le esperienze di PLANTEMA (5) porterebbero a ritenere che per la resistenza alla punta sussista un buon accordo fra sollecitazioni unitarie nel palo e nel penetrometro, mentre scarti relativamente notevoli e di entrambi i segni si dedurrebbero dalle esperienze effettuate da VAN DER VEEN e BOERSMA (6) su pali battuti.

Dalle esperienze fin qui illustrate e volte a porre a confronto la resistenza totale che si misura nelle prove di carico dei pali e quella che si può calcolare con i criteri usuali in base ai profili penetrometrici appare chiaramente come a seconda della diversa influenza dei fattori in gioco sussiste o meno una discreta corrispondenza fra i due valori della resistenza totale innanzi detti. Le esperienze finora compiute non sono numerose, ma sembrano a nostro avviso suscettibili di condurre ad utili risultati sul piano applicativo e pertanto sarebbe conveniente proseguirle ed ampliarne i limiti.

Se però si vuole indagare più da vicino sull'argomento è necessario tendere all'interpretazione dei fenomeni che si svolgono nel terreno nel corso di una prova penetrometrica al fine di chiarire i rapporti che intercorrono fra la resistenza misurata dal penetrometro e la natura e le proprietà dei terreni. Qualora quest'ultimo obiettivo venisse raggiunto, i profili penetrometrici potrebbero essere utilizzati non solo per un più attendibile calcolo dei pali di fondazione, ma anche per determinare alcune proprietà dei terreni in sito. La nostra ricerca è stata pertanto orientata anche in questa seconda direzione ed i risultati ottenuti formano oggetto dei successivi paragrafi di questa nota.

Resistenza alla punta

5 - *Influenza della natura e delle proprietà dei terreni*

Come si è visto nel paragrafo 1, col penetrometro si misurano separatamente la resistenza laterale « r_l » e la resistenza alla punta « r_p ». La resistenza « r_l » è la risultante delle sollecitazioni tangenziali distribuite lungo la colonna dei tubi nel tratto compreso fra il piano di campagna e la profondità raggiunta con l'estremità inferiore della colonna stessa. Il valore della resistenza laterale dipende quindi dalle proprietà dei terreni presenti lungo il tratto anzidetto. Il valore della resistenza « r_p », invece, è strettamente legato alle caratteristiche del terreno posto nelle immediate vicinanze della punta stessa. Per lo studio delle proprietà dei terreni costituenti il sottosuolo di una data zona appare quindi più semplice far riferimento alla resistenza alla punta anziché alla resistenza laterale e pertanto porteremo per ora la nostra attenzione sull'influenza della natura e delle proprietà dei terreni sulla resistenza alla punta.

Le considerazioni che qui di seguito verranno svolte sono basate sui risultati di numerose prove penetrometriche eseguite nella città di Napoli ed in alcune località ubicate nelle pianure dei fiumi Volturno e Garigliano. Le indagini sono state effettuate in terreni di natura e proprietà diverse e che possono essere così raggruppati (7):

Terreni di trasporto e deposito fluviale

Sono presenti nelle pianure del basso Volturno e del basso Garigliano. Sono costituiti per lo più da materiali a granulometria molto fina dotati di media o alta plasticità (« *limi* » ed « *argille* »). Questi terreni sono stati trasportati e depositati dalle acque dei fiumi e si sono lentamente consolidati sotto l'azione del peso proprio. Il loro contenuto d'acqua è alquanto elevato e pertanto l'indice di consistenza è compreso fra valore prossimi allo zero e valori inferiori all'unità. La compressibilità è notevole.

Talvolta nei terreni in esame sono presenti lenti di materiali torbosi.

(5) G. PLANTEMA - *Results of a Special Loading-test on a Reinforced Concrete Pile, a So-called Pile Sounding; Interpretation of the Results of Deep-soundings, Permissible Pile Loads and Extended Settlement Observations* - Proc. II Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. - 1948.

(6) C. VAN DER VEEN e L. BOERSMA - *The Bearing Capacity of a Pile, Pre-determined by a Cone Penetration Test* - Proc. IV Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. - 1957.

(7) La nomenclatura da noi seguita è quella proposta dal PENTA in: *Rocce sciolte: caratteristiche, denominazioni e classifiche*, 1959; ed adottata anche in: PENTA, CROCE, ESU: *Engineering Properties of Volcanic Soils* - Proc. V Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. - 1961.

Terreni di trasporto e deposito eolico: « *dune* »

Si rinvengono lungo il litorale del golfo di Gaeta. Sono costituiti da « *sabbie* » a granulometria uniforme.

Terreni vulcanici: « *terreni piroclastici* » o « *tufi vulcanici incoerenti* »

Costituiscono il sottosuolo della città di Napoli e dei suoi dintorni. Essi possono essere così specificati:

— cenere vulcanica, o « *pozzolana* », costituita in prevalenza da minuti frammenti di vetro vulcanico più o meno soffiato misti a piccole pomici ed a frammenti cristallini di svariata natura. Per la maggior parte le particelle hanno dimensioni comprese nel campo $0{,}02 < d < 2$ mm; inoltre sono presenti in discreta percentuale particelle con diametro inferiore a 0,02 mm;

— lapilli pumicei, o « *pomici* »: brandelli lavici fortemente soffiati e vetrificati, dall'aspetto spugnoso. Le particelle hanno dimensioni comprese fra alcuni millimetri ed alcuni centimetri;

— lapilli lapidei: « *sabbia vulcanica* » costituita da frammenti di lava di forma varia e dimensioni dell'ordine di alcuni millimetri e talvolta dell'ordine del centimetro.

Questi terreni si rinvengono nelle più varie condizioni: a volte essi costituiscono banchi nettamente distinti, anche se di forma molto irregolare, a volte risultano variamente mescolati fra loro e spesso anche con materiali di origine diversa. E' inoltre di particolare interesse rilevare che la falda freatica si incontra in alcune zone a breve profondità dal piano di campagna, in altre a profondità di diecine di metri sicché ai fini dei problemi di fondazione — che qui interessano — i terreni in discorso non sono sede di falda di acqua (8).

Nelle Figg. da 12 a 15 abbiamo riportato quattro profili della resistenza alla punta, che ci sembrano tipici dei terreni or ora descritti. Dal loro esame risulta immediata l'influenza del tipo di terreno sulla resistenza alla punta « r_p »: nei terreni costituiti in prevalenza da « *limo* » con indici di consistenza inferiori all'unità la « r_p » assume valori pari a qualche centinaio di chilogrammi (v. Fig. 12 e tratto inferiore della Fig. 13).

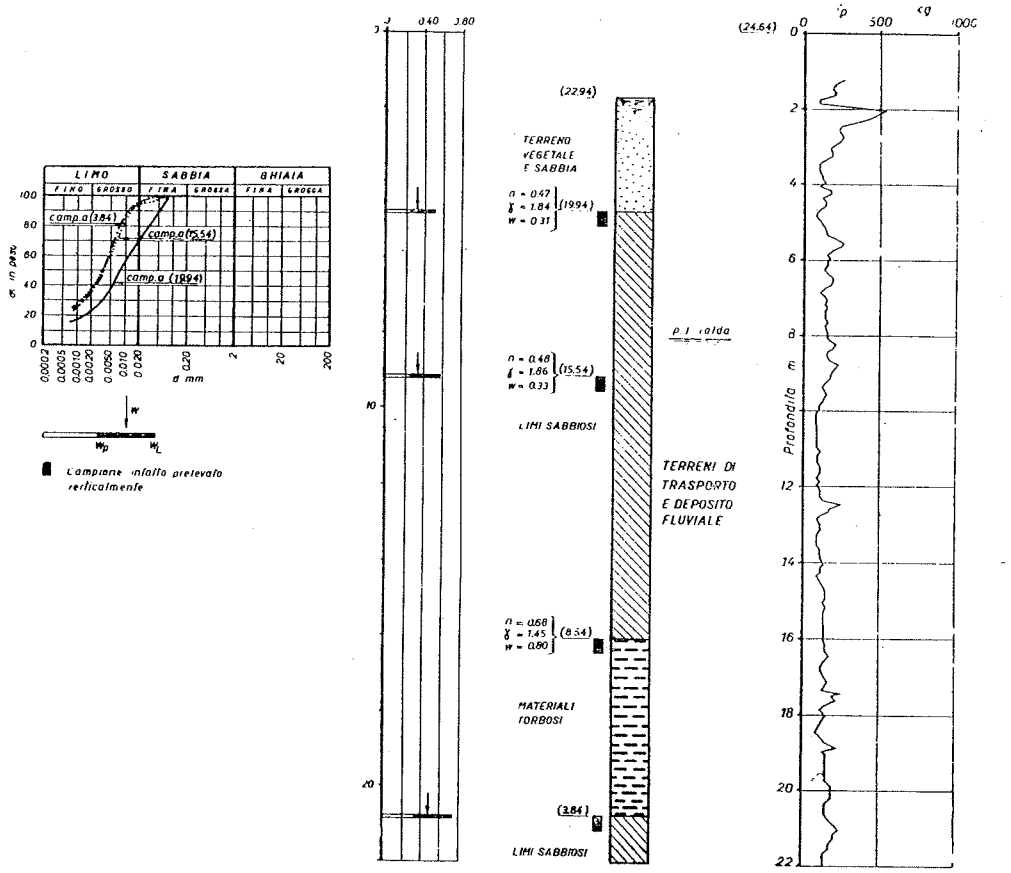

Fig. 12 - Terreni di trasporto e deposito fluviale (Capua, F. Volturno).

(8) La cenere vulcanica ed i lapilli pumicei sono presenti in numerose località della città di Napoli ed in particolare sulle colline che circondano il golfo di Napoli. In queste zone si rinvengono banchi costituiti dall'uno e dall'altro dei due terreni o da entrambi. La falda freatica è assente.

Gli stessi terreni dilavati, trasportati e depositati dalle acque superficiali si rinvengono nelle zone basse della città in presenza della falda freatica.

Lapilli lapidei misti a lapilli pumicei costituiscono il sottosuolo di una larga fascia lungo il litorale.

Nella zona industriale, ubicata al limite orientale della città, si incontrano terreni vulcanici mescolati con terreni di altra origine, trasportati e depositati dalle acque superficiali; frequenti le intercalazioni di materiali torbosi. La falda è a qualche metro dal piano di campagna.

Nei terreni sabbiosi sono stati misurati valori della resistenza alla punta nettamente maggiori dei precedenti e che raggiungono frequentemente alcune migliaia di chilogrammi (v. Figg. 13 e 15 (9)).

Nei terreni vulcanici di tipo pozzolanico (v. Fig. 14) la resistenza alla punta « r_p » assume valori compresi fra alcune centinaia e qualche migliaia di chilogrammi. I profili penetrometrici in questi terreni presentano un aspetto caratteristico che può essere rilevato nella stessa Fig. 14: la resistenza alla punta assume valori all'incirca costanti per tratti di lunghezza variabile, ma sempre superiore ad alcuni metri.

e composizione mineralogica, granulometria, limiti di consistenza e così via. Fra un terreno « *omogeneo* » nel senso ora detto ed un terreno omogeneo in senso rigoroso sussistono sempre, inevitabilmente, differenze più o meno importanti.

Se allora si considerano i profili penetrometrici rilevati in terreni « *omogenei* », si osserva che la resistenza alla punta subisce continue variazioni, di entità modesta nei terreni limosi (v. Fig. 12) ed elevata nei terreni sabbiosi (v. tratto superiore della Fig. 13).

Questo andamento della resistenza alla punta, che, come si è detto, è caratteristico di qualsiasi profilo

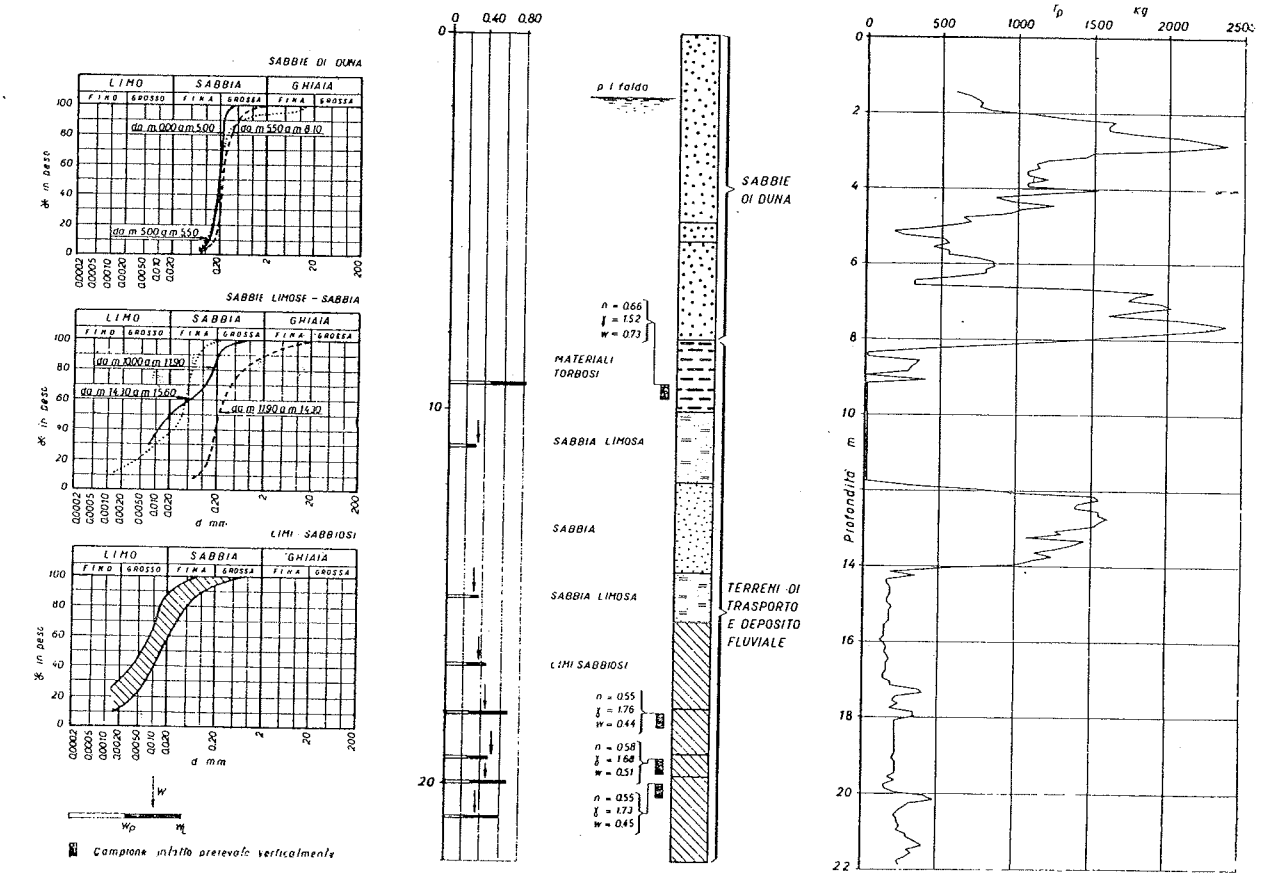

Fig. 13 - Sabbie di duna e terreni di trasporto e deposito fluviale (Punta Fiume, F. Garigliano).

Il valore medio della « r_p » nei tratti anzidetti aumenta con la profondità. Ciò dimostra che procedendo dall'alto verso il basso si incontrano terreni sempre più compatti come d'altro canto è confermato dai risultati di prove di laboratorio eseguite su campioni intatti (si vedano ad esempio i dati relativi ai campioni intatti riportati nella già citata Fig. 14).

Quanto abbiamo ora esposto vale a porre in evidenza gli ordini di grandezza assunti dalla « r_p » ed il generico andamento della « r_p » medesima con la profondità dal piano di campagna. Ma, ai fini di interpretare i valori assunti dalla « r_p » in relazione alle proprietà dei terreni, è necessario considerare più da vicino quale sia l'andamento della « r_p » in un dato terreno. Si vuol fare qui riferimento ad un terreno che risulti « *omogeneo* » in base all'esame visivo dei campioni prelevati nei sondaggi ed all'ispezione diretta nei pozzi e simili nonché in base alla sua natura

penetrometrico rilevato in terreni naturali, è stato riscontrato anche da altri sperimentatori. A nostro avviso esso è da attribuire al fatto che in un terreno « *omogeneo* » le proprietà del terreno stesso assumono in effetti valori diversi da punto a punto. Si tratta in generale di differenze molto modeste che possono sfuggire non solo all'esame visivo dei terreni, ma anche ad una indagine svolta con un gran numero di determinazioni di laboratorio; tuttavia esse sono sufficienti a dar luogo a variazioni della « r_p » chiaramente misurabili. Infatti, come si vedrà nel paragrafo 8, il legame che intercorre fra la resistenza alla punta « r_p » e le caratteristiche di resistenza al taglio del terreno è

(9) Dal profilo della Fig. 15 si rileva che, quando si è a conoscenza della presenza nel sottosuolo di una formazione lapidea, il penetrometro può essere utilmente impiegato per rilevare la posizione del tetto della formazione stessa.

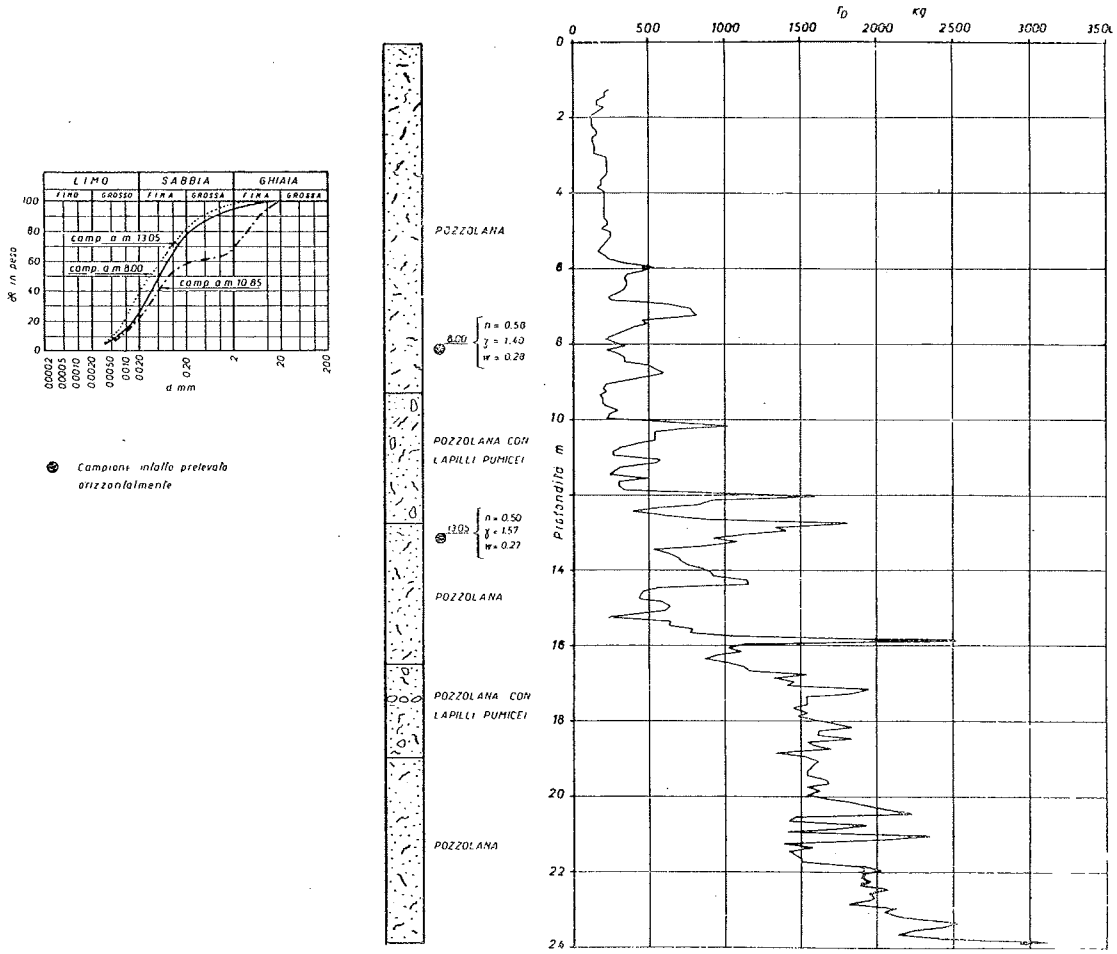

Fig. 14 - Terreni piroclastici: pozzolana e lapilli pumicei (Napoli, Via Campegna).

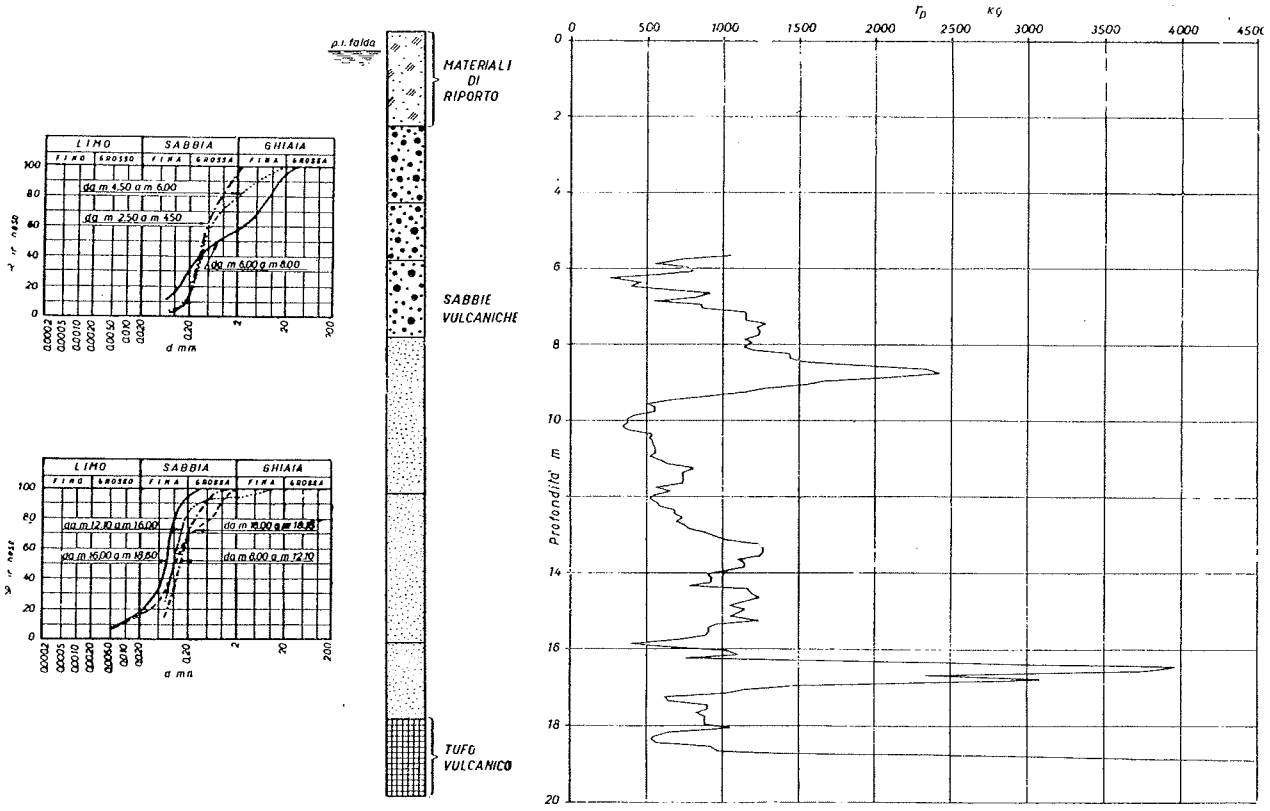

Fig. 15 - Terreni piroclastici: sabbie vulcaniche (Napoli, S. Giovanni a Teduccio).

tale che a modeste variazioni di queste ultime corrispondono sensibili variazioni della « r_p ». Si veda ad esempio la Fig. 16, nella quale sono rappresentati il profilo della resistenza alla punta « r_p » rilevato in golo di attrito φ compresi entro il ristretto campo $33^0 \div 35^0$.

E' appena il caso di aggiungere che questa variabilità della « r_p » si riscontra non solo lungo una stessa

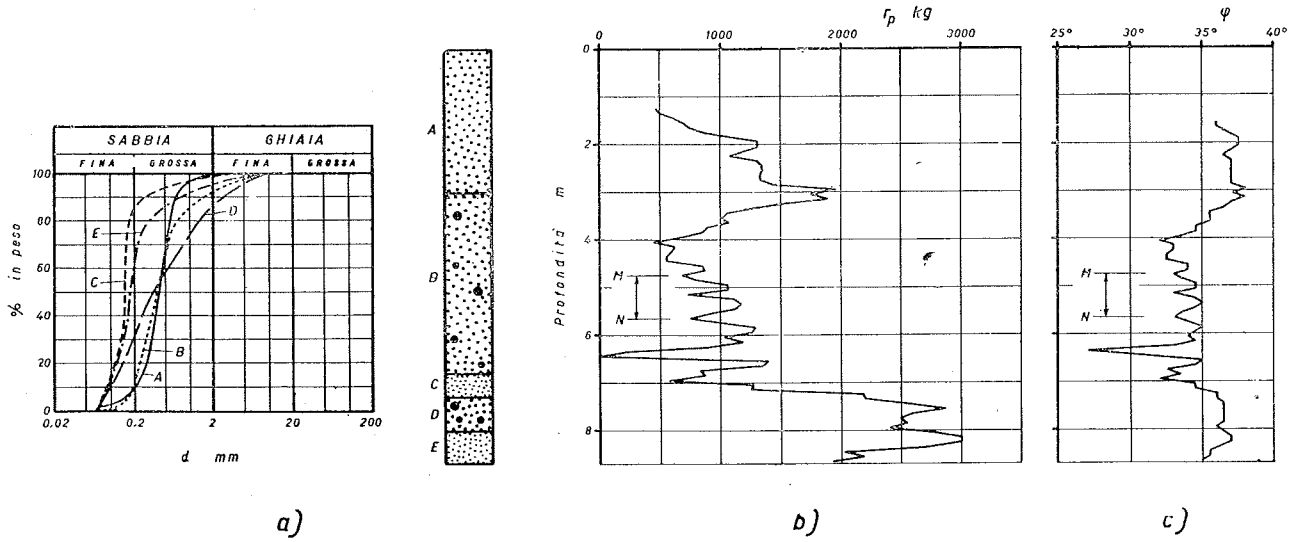

Fig. 16 - Andamento della resistenza alla punta in terreni « omogenei » (sabbie di duna): *a*) profilo e granulometria dei terreni; *b*) profilo della resistenza alla punta « r_p »; *c*) diagramma dei valori dell'angolo di attrito φ dedotti dalla « r_p » in base alla teoria di MEYERHOF.

sabbie di duna ed il diagramma dei valori dell'angolo di attrito φ dedotti per via teorica dai valori di « r_p » ([10]). Nel tratto MN (v. Fig. 16 b) sono stati

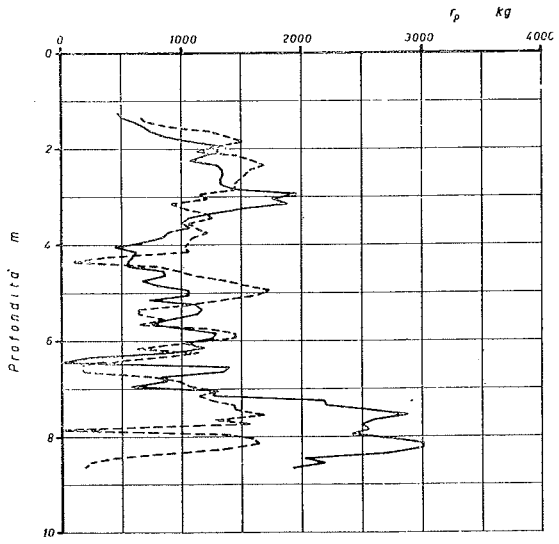

Fig. 17 - Profili penetrometrici rilevati alla distanza di 30 m in una formazione di sabbie di duna.

misurati valori di « r_p » variabili fra 700 e 1150 kg; ad essi corrispondono (v. Fig. 16 c) valori dell'angolo di attrito φ variabili fra 33^0 e 36^0.

(10) Il calcolo è stato svolto con la teoria di MEYERHOF nell'ipotesi che la coesione delle sabbie sia nulla e che il peso dell'unità di volume sia costante con la profondità.

verticale in un dato terreno, ma anche passando da verticale a verticale (v. Fig. 17).

6 - *Fenomeni che si svolgono durante la corsa della punta conica*

Ricordiamo che per misurare col penetrometro la resistenza alla punta si compie la seguente manovra: la punta è inizialmente ad una generica profondità z_i dal piano di campagna (v. Fig. 18 a). Tramite la colonna delle barre viene trasmesso alla punta lo sforzo S esercitato dall'apparecchio propulsore. Per conseguenza la punta stessa avanza nel terreno per un tratto Δ raggiungendo la profondità $z_i + \Delta$ (v. Figura 18 b).

Esaminiamo ora nel dettaglio quanto avviene nel corso dell'avanzamento della punta conica dalla profondità z_i alla profondità $z_i + \Delta$.

Qui di seguito si indicherà con F la forza trasmessa al terreno dalla punta conica; questa forza è la risultante del peso proprio P della colonna delle barre e della punta e dello sforzo S esercitato dall'apparecchio propulsore.

Prima che abbia inizio il movimento della punta si ha $F = P$. Il terreno posto nell'intorno della punta ha già subito delle modifiche durante le precedenti fasi della prova penetrometrica: esso è stato sottoposto a successivi cicli di carico e scarico di entità via via crescenti man mano che la punta conica e la colonna dei tubi avanzavano nel terreno. Inoltre non si può escludere che il terreno della zona in que-

stione sia stato già interessato da fenomeni di rottura prima ancora che venisse raggiunto dalla punta conica, ossia quando questa si trovava a profondità minori della z_i (v. Fig. 19).

Allo stato attuale non è possibile determinare l'entità delle modifiche anzidette. Lo studio non può essere effettuato per via teorica poiché i fattori in gioco sono molteplici e non è nota l'influenza che ciascuno di essi esercita; sarebbe necessario porre alla base dello studio una schematizzazione molto spinta del fenomeno, ma in tal modo si giungerebbe a conclusioni poco aderenti alla realtà. Altrettanto difficoltosa ed incerta è la risoluzione del problema per via sperimentale.

La condizione iniziale qui in discorso può essere rappresentata, per quanto riguarda le forze in gioco, dal punto 1 nel diagramma di Fig. 20, nel quale sull'asse delle ascisse sono riportati i valori della forza F trasmessa al terreno e sull'asse delle ordinate le profondità raggiunte dalla punta conica.

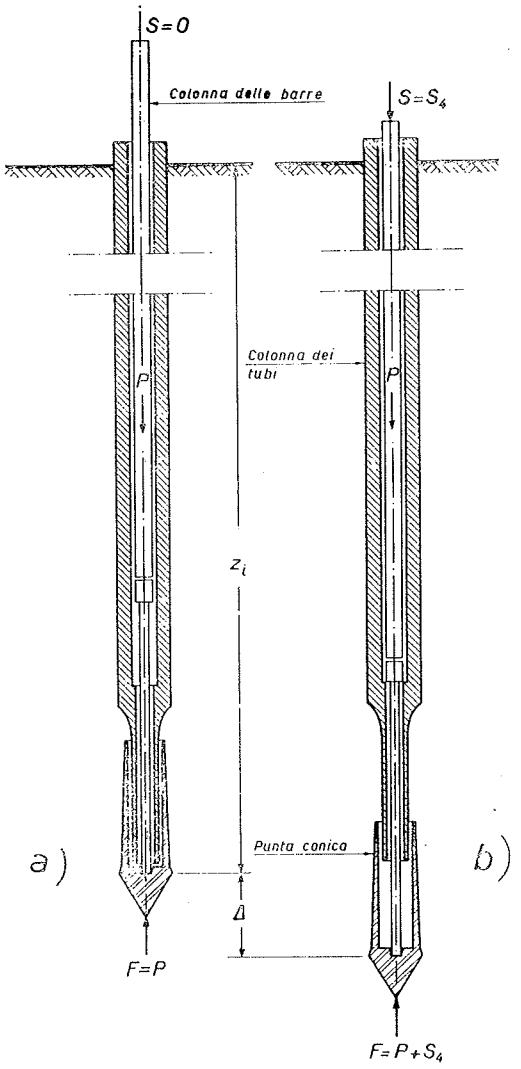

Fig. 18 - Posizioni della punta conica: *a*) all'inizio della corsa, $S = 0$; *b*) al termine della corsa, $S = S_4$

Con l'applicazione dello sforzo S le sollecitazioni nell'intorno dela punta conica aumentano ed il terreno si deforma consentendo in tal modo l'avanzamento della punta stessa. Inizialmente le deformazioni sono elastiche [11] e come tali di entità relativamente modesta: a piccoli spostamenti della punta conica corrispondono notevoli incrementi della forza F (tratto 1-2 del diagramma di Fig. 20).

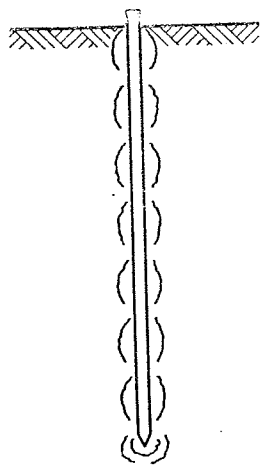

Fig. 19

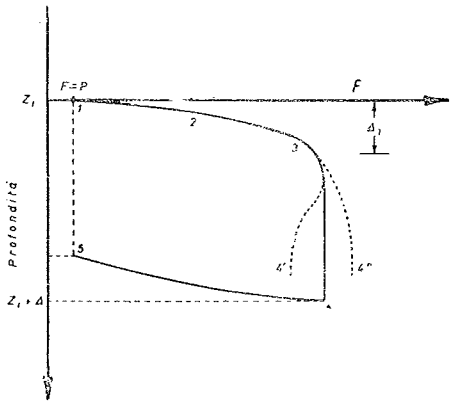

Fig. 20 - Andamento della forza F durante la corsa della punta.

Aumentando ulteriormente la forza F, le sollecitazioni nel terreno in qualche punto raggiungono i valori limiti di resistenza con conseguenti deformazioni plastiche: il terreno posto immediatamente al di sotto della punta conica incomincia a rifluire lateralmente lasciando libero un volume che viene immediata-

(11) I termini "*elastico*" e "*plastico*" sono qui adoperati nel senso indicato dal TERZAGHI nell'opera "*Theoretical Soil Mechanics*".

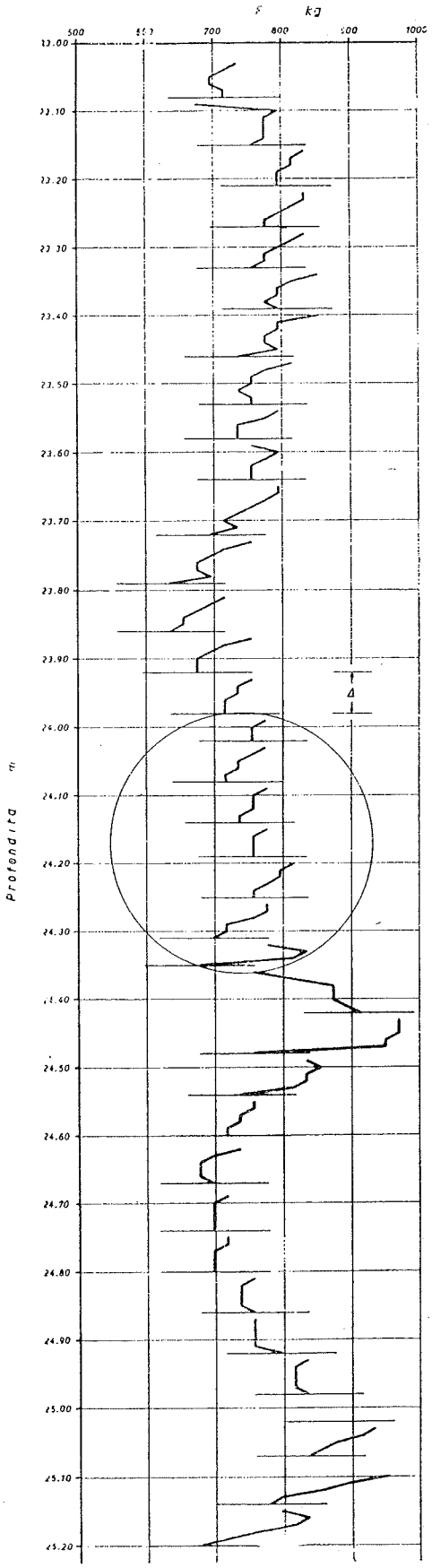

Fig. 21 - Risultati di misure della forza F eseguite ad intervalli pari ad 1 cm durante la corsa, Δ, della punta. Le prove sono state eseguite in terreni pozzolanici. Per il particolare v. Fig. 22.

mente occupato dalla punta del penetrometro (tratto 2-3 del diagramma).

Continuando l'avanzamento della punta le deformazioni plastiche prendono il sopravvento e si verifica allora nel terreno un fenomeno di rottura che si propaga a profondità via via crescenti. In questa fase all'aumentare della profondità la forza F può assumere valori costanti (tratto 3-4) oppure leggermente variabili (tratti 3-4′ e 3-4″). Raggiunta la profondità $z_i + \Delta$, l'operatore interrompe rapidamente l'applicazione dello sforzo S; nell'intorno della punta si verifica una decompressione del terreno e di conseguenza la punta stessa si sposta verso l'alto (tratto 4-5).

Ai fini della nostra ricerca abbiamo ritenuto non privo di interesse misurare durante la corsa della punta i valori della resistenza offerta dal terreno in corrispondenza di ogni centimentro di avanzamento. Questi rilievi sono stati eseguiti in terreni di natura vulcanica costituiti in prevalenza da cenere (pozzolana). A titolo di esempio in Fig. 21 è rappresentato uno dei profili così rilevati. Si tenga presente che al termine di ciascun avanzamento Δ della punta è stato annullato lo sforzo S; nel diagramma della Fig. 21 è stata omessa però la rappresentazione completa della fase di carico e scarico, che invece risulta dalla Fig. 22.

In tutti i rilievi da noi eseguiti si osserva chiaramente che lo spostamento Δ_1 (v. Fig. 20), dopo il quale il terreno passa decisamente in regime plastico, assume valori intorno ad 1 centimetro. L'ulteriore andamento del diagramma sforzi-spostamenti risulta nel 90% dei casi del tipo 3-4′ della Fig. 20 e solo nel 10% dei casi del tipo 3-4″ della stessa figura.

Allo scopo di offrire una visione più precisa dei risultati delle nostre esperienze, per ciascuna di queste abbiamo calcolato il rapporto fra i valori via via assunti dalla forza F durante la corsa della punta conica ed il valore F_1 assunto dalla stessa F in corrispondenza del punto 4 della Fig. 20. I risultati sono riportati nei diagrammi di Fig. 23 distinguendo le esperienze anzidette in base al valore della corsa Δ ed in base all'andamento del diagramma sforzi-spostamenti. Se ne traggono alcune conclusioni, la cui validità è limitata ai terreni nei quali sono state effettuate le prove:

— è sufficiente un avanzamento della punta conica dell'ordine del centimetro perché il terreno si porti decisamente in regime plastico;

— il fenomeno di rottura si propaga a profondità via via crescenti. La forza F varia durante l'avanzamento della punta ed in generale, dopo aver raggiunto un massimo, decresce;

— nelle nostre esperienze al termine della corsa Δ ($\Delta = 5 \div 7$ cm) la F non aveva ancora raggiunto un valore costante; non possiamo quindi precisare quale sia il suo andamento per $\Delta > 7$ cm.

Prima di chiudere l'argomento è opportuno ricordare che nelle prove penetrometriche il valore dello sforzo F che viene registrato è quello relativo all'istante finale della corsa e che abbiamo chiamato F_4. Nel-

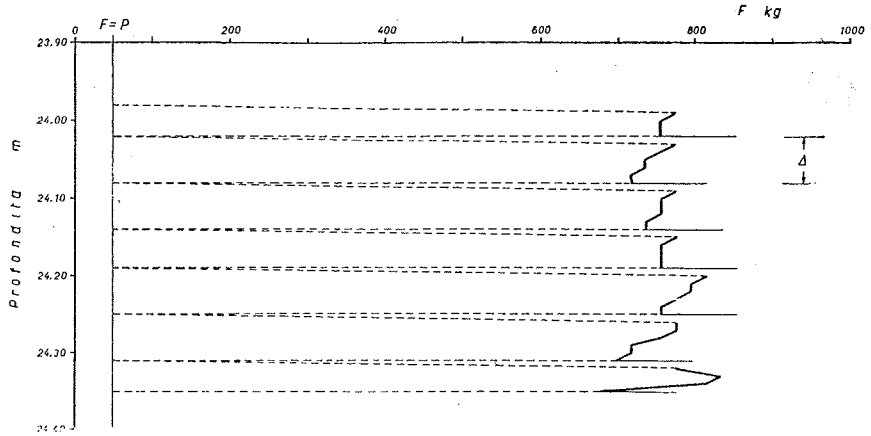

Fig. 22 - Rappresentazione completa del diagramma riportato in Fig. 21, fra le profondità di m 23,98 e m 24,35 dal piano di campagna.

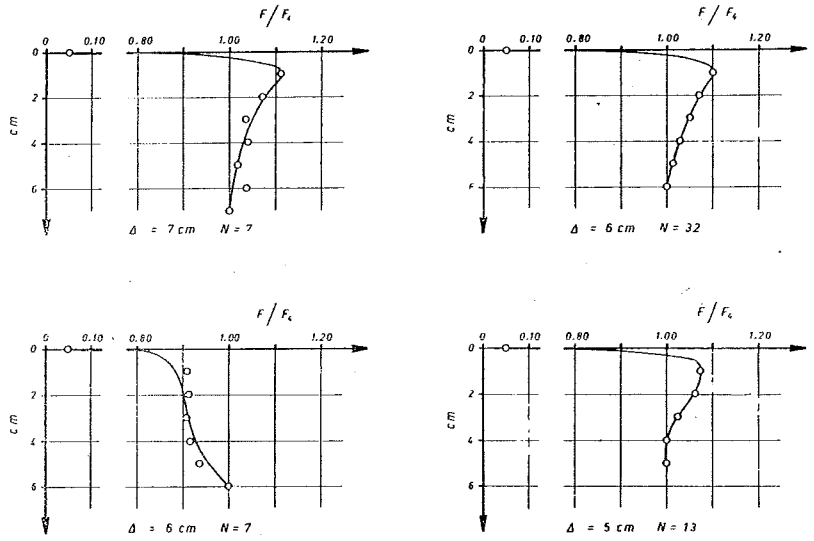

Fig. 23 - Valori medi del rapporto F/F_4 in funzione dell'avanzamento. Esperienze eseguite in terreni pozzolanici. Δ = corsa della punta. N = numero delle esperienze.

le esperienze sopra illustrate questo valore differiva all'incirca del $\pm$ 10% dal valore che la stessa F assumeva all'inizio del fenomeno di rottura del terreno.

7 - *Ripartizione della forza* F *fra la base e la superficie laterale della punta conica*

La forza F, della quale si è parlato nel precedente paragrafo, viene trasmessa al terreno tramite l'elemento B della punta conica. Questo elemento (v. Fig. 1) ha forma conica nella parte inferiore e tronco-conica nella parte superiore; le dimensioni risultano dalla figura citata. I due diametri estremi del tronco di cono sono poco differenti fra loro e pertanto sembra lecito sostituire idealmente al tronco di cono un cilindro di pari altezza ed uguale superficie esterna. In definitiva nelle considerazioni che immediatamente esporremo faremo riferimento ad una punta schematizzata come in Fig. 24. Sulla superficie laterale del cilindro agiscono sollecitazioni normali e tangenziali: le prime, σ, hanno direzione orizzontale e di conseguenza non assorbono alcuna aliquota della forza verticale F. Le sollecitazioni tangenziali sono dirette in direzione verticale; la loro risultante, F'_c, può essere posta uguale ad $\omega_c \cdot \mathbf{a}$, essendo ω_c la superficie laterale del cilindro ed **a** il valore medio delle sollecitazioni tangenziali per unità di superficie, che chiameremo « ***adesione*** » fra il metallo del cilindro ed il terreno circostante. Il valore dell'adesione dipende da numerosi parametri quali lo stato tensionale esistente nell'intorno della punta e lo stato della superficie metallica a contatto col terreno. Dipende inoltre dalla natura e dalle proprietà dei terreni, per i quali possiamo considerare i due casi estremi di terreno privo di attrito ($\varphi = 0$; $c \neq 0$) e di terreno del tutto incoerente ($\varphi \neq 0$; $c = 0$).

In terreni privi di attrito l'adesione **a** sarà compresa fra lo zero ed il valore c corrispondente alla coesione del terreno stesso. Facendo riferimento al valore massimo di **a** ($\mathbf{a} = c$) ed essendo nel penetrometro da noi impiegato la superficie esterna ω_c pari a 100 cm^2, si ha $F_c = 100 \cdot c$, avendo espresso la coesione c in kg/cm^2.

La forza $F - F_c$ trasmessa al terreno tramite il cono può porsi, come si vedrà nel successivo paragrafo, uguale a ω_b $(\gamma h + B^* c)$ in cui ω_b è l'area alla base del cono ($\omega_b = 10$ cm^2), γh è la pressione effettiva verticale alla profondità h raggiunta dalla punta e B^* è un coefficiente il cui valore massimo è uguale a circa 10. Si ha quindi che il rapporto F_c/F, cioè l'aliquota della forza F che viene trasmessa al terreno at-

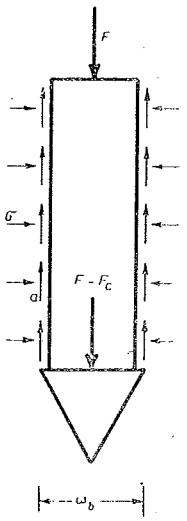

Fig. 24 - Elemento B della punta conica. Ripartizione della forza F fra superficie laterale e base.

traverso la superficie cilindrica, dipende dalle proprietà fisico-meccaniche del terreno (γ, c) e dalla profondità raggiunta con la punta conica (h); il rapporto in questione può assumere valori compresi fra zero ed un mezzo. Valori prossimi a quello limite superiore si hanno per modeste profondità o per elevati valori della coesione; è evidente che in tali condizioni la forza F_c non può essere trascurata.

Nei terreni incoerenti si può porre $\mathbf{a} = \sigma \operatorname{tg} \delta$, in cui σ (v. Fig. 24) è la sollecitazione normale media per unità di superficie e $\operatorname{tg} \delta$ è il coefficiente d'attrito metallo-terreno. Sono incogniti sia σ che $\operatorname{tg} \delta$.

In via di prima approssimazione poniamo la sollecitazione orizzontale σ proporzionale alla sollecitazione verticale σ_v agente, prima dello svolgimento della prova penetrometrica, sul generico elemento piano orizzontale posto alla stessa profondità della punta. La precedente espressione della adesione diventa allora: $\mathbf{a} = k\, \sigma_v \operatorname{tg} \delta$.

La sollecitazione σ_v è data da γh, dove γ è il peso dell'unità di volume del terreno; si può poi attribuire a $k \operatorname{tg} \delta$ un valore compreso fra $0{,}25 \div 0{,}50$, come risulta da misure della resistenza laterale fra i tubi del penetrometro ed il terreno.

Ponendo infine approssimativamente $\gamma = 2$ ton/m^3 si ha $F_c = 5 \div 10\ h$ kg essendo h espresso in m. Ad esempio alla profondità di 10 m dal piano di campagna la F_c può al massimo raggiungere i 100 kg, mentre negli stessi terreni ed alla stessa profondità la forza F raggiunge normalmente valori dell'ordine di $500 \div 1.000$ kg ed anche maggiori.

Da quanto esposto innanzi sembrerebbe lecito trarre le seguenti conclusioni:

— della forza F applicata sulla punta conica l'aliquota F_c viene trasmessa al terreno dalla superficie laterale e la rimanente aliquota $F - F_c$ viene trasmessa dalla base. La forza F_c sembrerebbe assuma valori modesti nei terreni incoerenti, ma può raggiungere valori non trascurabili nei terreni privi di attrito;

— per conseguenza nell'interpretare i profili penetrometrici e nel trasferire i risultati così ottenuti ai pali di fondazione, nel caso dei terreni dotati prevalentemente di coesione occorre non perdere di vista che la resistenza alla punta F misurata con il penetrometro viene trasmessa solo parzialmente attraverso la base.

8 - *Confronto fra risultati sperimentali e deduzioni teoriche*

Come già innanzi si è detto, a seguito dell'avanzamento della punta conica il terreno posto nell'intorno della punta stessa subisce deformazioni in regime plastico. Volendo quindi indagare per via analitica sulla resistenza alla punta, occorre far ricorso alla teoria della plasticità.

Com'è noto, le equazioni indefinite dell'equilibrio vengono completate con l'equazione di COULOMB che stabilisce il legame esistente in regime plastico fra sollecitazione normale e sollecitazione tangenziale.

Note le condizioni ai limiti, dall'integrazione delle equazioni differenziali si deduce la distribuzione delle sollecitazioni. Senonché l'integrazione delle equazioni stesse presenta notevoli difficoltà e finora sono stati risolti soltanto alcuni casi elementari, fra i quali quello della fondazione superficiale poggiata su di un terreno privo di peso proprio (PRANDTL).

Per i casi più complessi che si presentano nella realtà (fondazioni superficiali e profonde poggiate su terreni con peso dell'unità di volume non nullo) si fa ricorso a teorie che sono state dedotte in base a varie ipotesi semplificative.

Fra le numerose teorie proposte faremo riferimento a quelle di CAQUOT-KERISEL, di TERZAGHI e di MEYERHOF, i quali considerano il caso (v. Fig. 25) di un carico q applicato su di una area piana ed orizzontale posta alla profondità h dal piano di campagna. Nell'applicare alla prova penetrometrica le teorie citate occorre

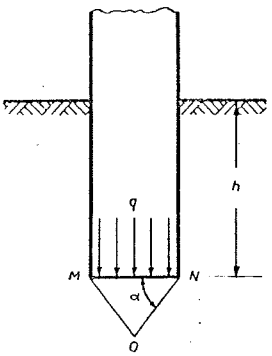

Fig. 25 - Schema adottato nelle teorie del carico limite: superficie piana ed orizzontale MN. L'angolo α varia da φ a $(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$ a seconda delle teorie.

tener presente che la punta del penetrometro ha forma conica e non piana (v. Fig. 26). Si può però osservare che le teorie formulano l'ipotesi della formazione, al disotto dell'area MN (v. Fig. 25), di una superficie di scorrimento conica di generatrici OM ed ON. Pertanto le due condizioni di carico schematizzate nelle Figg. 25 e 26 presentano differenze assai meno sensi-

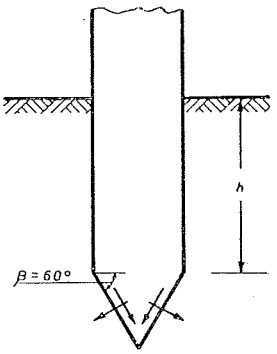

Fig. 26 - Schema dei carichi trasmessi al terreno dalla punta del penetrometro.

bili di quanto possa apparire a prima vista. Le due condizioni si identificano nel caso in cui sia $\alpha = \beta$ e l'angolo di attrito e l'adesione metallo-terreno siano rispettivamente uguali all'angolo d'attrito ed alla coesione del terreno stesso.

E' però da tener presente che l'angolo alla base α di Fig. 25 dipende dall'angolo di attrito del terreno ed assume differenti valori nelle tre teorie prese in esame; nel caso del penetrometro invece l'angolo β è costante. Di conseguenza solo eccezionalmente si può verificare l'identità anzidetta; in generale sussisterà qualche differenza la cui influenza però è modesta nei riflessi dei problemi qui appresso presi in esame.

Facendo adunque riferimento alle citate teorie, ricordiamo come esse considerino dapprima il caso di un carico normale ed uniformemente distribuito su una striscia orizzontale di lunghezza indefinita (problema piano) e pervengono per il carico limite q alla formula:

$$q = A\,\gamma\,h + B\,c + C\,\gamma\,b \qquad (1)$$

in cui A, B e C sono coefficienti che assumono differenti valori nelle tre teorie e che dipendono dall'angolo di attrito del terreno; γ è il peso dell'unità di volume del terreno; h è la profondità della fondazione rispetto al piano di campagna e b è la larghezza della fondazione; c indica la coesione del terreno.

Nel caso di area di carico circolare di raggio r la espressione del carico limite rimane formalmente la stessa e cioè:

$$q^* = A^*\,\gamma\,h + B^*\,c + C^*\,\gamma\,r \qquad (2)$$

I valori dei coefficienti A^*, B^* e C^* sono dedotti dai coefficienti A, B e C relativi alla striscia, tenendo conto della differente forma dell'area di carico mediante coefficienti correttivi.

Al fine di applicare questa formula alla punta del penetrometro osserviamo dapprima che, essendo r molto piccolo, il termine $C^*\,\gamma\,r$ assume valori trascurabili. Quanto ai coefficienti A^* e B^*, i rispettivi valori sono riportati nelle Figg. 27 e 28. Appare evidente che le

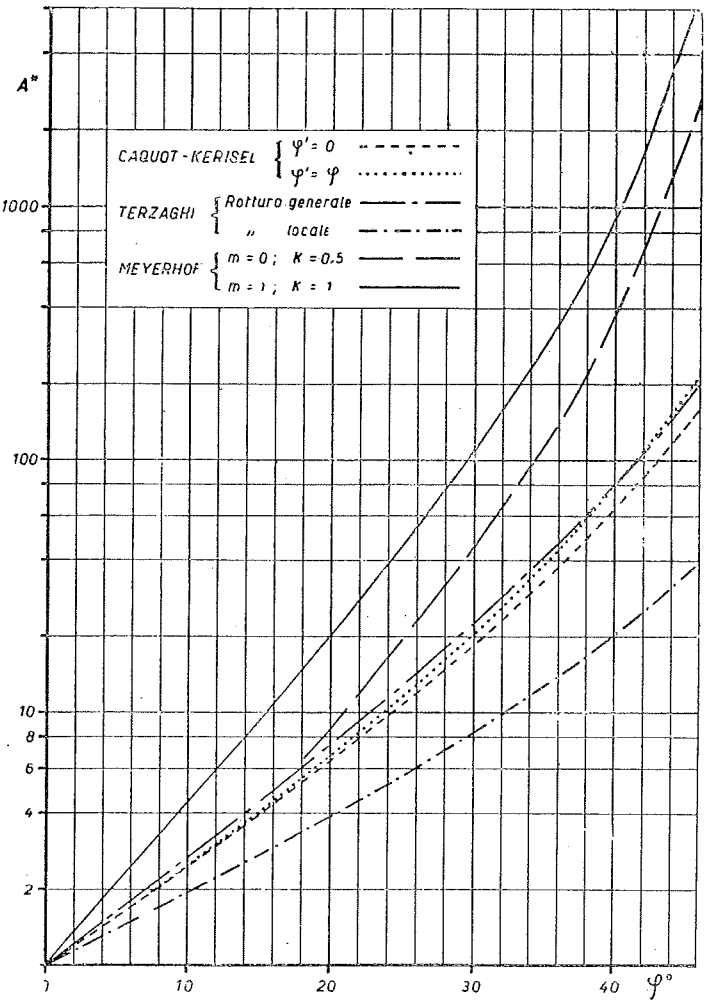

Fig. 27 - Teorie del carico limite: coefficiente A^*. Per il significato dei simboli v. Appendice.

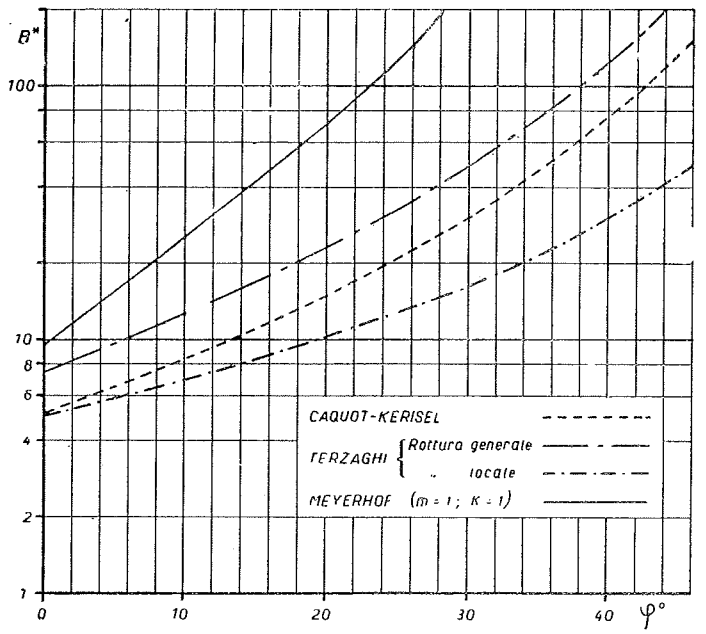

Fig. 28 - Teorie del carico limite: coefficiente B^*. Per il significato dei simboli v. Appendice.

tre teorie conducono a valori del carico limite q^* nettamente diversi fra loro; ciò è dovuto alle differenze che sussistono fra le ipotesi sulle quali le tre teorie sono fondate (12).

Applicando quindi l'una o l'altra delle citate teorie al calcolo della resistenza alla punta dei pali di fondazione si giunge a differenti valori e ciò determina notevoli perplessità. Al fine di chiarire l'argomento sono state svolte alcune ricerche a carattere sperimentale che possono essere suddivise in due gruppi. Al primo appartengono quelle indagini nelle quali i risultati delle prove di carico effettuate su pali sono state poste a confronto con i valori dedotti dalle teorie e tenendo conto delle proprietà dei terreni determinate con prove di laboratorio. Poiché il confronto è limitato alla resistenza totale, non se ne traggono attendibili indicazioni per quanto riguarda resistenza alla punta. Talvolta è stata considerata specificamente la resistenza alla punta ed allora il valore calcolato è stato posto a confronto con il valore ottenuto sottraendo dalla resistenza totale misurata nella prova di carico la resistenza laterale calcolata a sua volta. Le indagini anzidette, svolte in massima parte in terreni privi di attrito o quasi, presentano indiscutibilmente notevole interesse ai fini applicativi, ma apportano un contributo molto modesto alla risoluzione del problema in esame. Il secondo gruppo di ricerche è costituito da indagini effettuate su modello in laboratorio. Si è ricorsi alla sperimentazione su modello per superare le notevoli difficoltà che si incontrano nelle prove su pali in vera grandezza, in particolare per quanto riguarda la misura della resistenza alla punta e della resistenza laterale separatamente.

Anche queste prove presentano difficoltà non indifferenti, essenzialmente per quanto concerne la preparazione del modello. Ciò spiega perché le ricerche siano in numero esiguo e limitate al campo delle sabbie (MEYERHOF 1950; SKEMPTON 1953). Inoltre nell'esaminare queste indagini è da tener presente che esse sono state svolte al fine di dedurre alcuni coefficienti correttivi da introdurre nelle teorie. Di qui una marcata insufficienza anche delle ricerche di questo secondo gruppo.

Una via che potrebbe forse condurre a qualche interessante risultato è quella di confrontare i valori della resistenza alla punta r_p misurati col penetrometro con i valori della resistenza alla punta $r_{p,t}$ calcolati in base alle teorie esistenti e tenendo conto delle proprietà dei terreni determinate con prove di laboratorio su campioni intatti.

Per quanto si è detto innanzi si ha:

$$r_{p,t} = \omega_b \, q^* + \omega_c \cdot \mathbf{a} \qquad (3)$$

nella quale:

ω_b = area alla base del cono = 10 cm^2,

ω_c = area della superficie laterale del cilindro posto al di sopra del cono = 100 cm^2,

q^* = carico limite di un'area di carico piana e circolare uguale alla base del cono,

$\mathbf{a}$ = adesione terreno-metallo.

(12) Cfr. appendice.

Consideriamo dapprima il caso di terreni a grana fina dotati di sola coesione.

Abbiamo effettuato alcune esperienze in due località della piana del Volturno e del Garigliano, su terreni a grana fina (limi ed argille) dotati di media od alta plasticità e con contenuti d'acqua generalmente elevati; l'indice di consistenza è per lo più molto basso e sempre inferiore all'unità. In queste località sono state effettuate prove penetrometriche ed, a breve distanza, sondaggi meccanici con prelievo di campioni intatti.

La $r_{p,t}$ è stata calcolata facendo riferimento alla teoria di MEYERHOF e ponendo nella (3) l'adesione terreno-metallo uguale alla coesione del terreno ($\mathbf{a} = c$) (13).

Nel diagramma di Fig. 29 sull'asse delle ascisse sono riportati i valori medi della resistenza alla punta, r_p *media*, misurati col penetrometro in tratti della lunghezza di un metro; sull'asse delle ascisse sono riportati i valori dei rapporti fra la resistenza alla punta, $r_{p,t}$, calcolata in base alle caratteristiche meccaniche di campioni intatti prelevati in corrispondenza dei tratti anzidetti, ed i valori della r_p *media*.

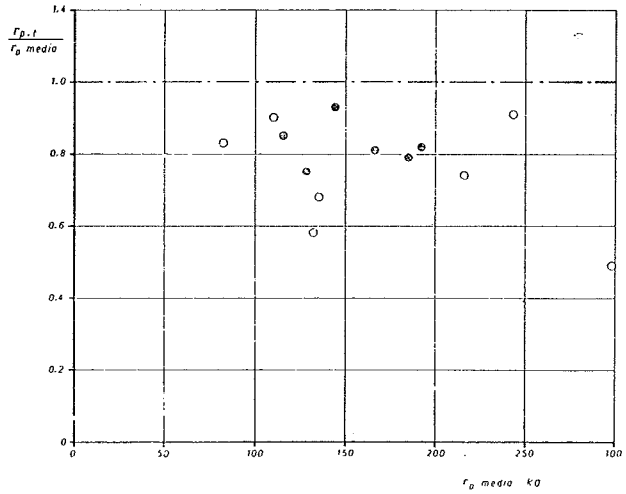

Fig. 29 - Terreni a grana fina. ● = Piana del Volturno (v. Figura 12); o = Piana del Garigliano (v. Fig. 13).

Si osserva che nelle nostre esperienze il rapporto $r_{p,t}/r_p$ *media* è sempre inferiore all'unità. Si rileva ancora che il rapporto anzidetto è indipendente dal valore della r_p *media* e si aggira intorno a 0,8. E' appena il caso di aggiungere che se invece dei valori medi della r_p, ai quali si riferisce la Fig. 29, si considerano i singoli valori della r_p il rapporto $r_{p,t}/r_p$ subisce notevoli variazioni rispetto al valore di 0,8.

Non si prendono in esame le teorie di CAQUOT-KERISEL e di TERZAGHI poiché con queste si ottengono valori di $r_{p,t}$ ancora inferiori a quelli calcolati in base

(13) Nelle indagini in esame sono stati prelevati dieci campioni intatti. Su otto di essi la resistenza al taglio è stata determinata con prove di compressione triassiale del tipo "Q". In queste prove sono stati misurati valori della coesione differenti da zero e valori dell'angolo di attrito per lo più uguali a zero; soltanto in qualche caso si sono avuti valori dell'angolo di attrito differenti da zero, ma sempre molto modesti. Per i rimanenti due campioni la coesione è stata dedotta da prove di compressione a dilatazione trasversale libera.

alla teoria di MEYERHOF (14); i valori del rapporto $r_{p,t}/r_p$ *media* sarebbero quindi ancora inferiori a quelli riportati nella Fig. 29.

Analogo confronto abbiamo svolto per le rocce sciolte piroclastiche del Napoletano, in base ai risultati di esperienze effettuate in due differenti località.

La prima indagine è stata eseguita a Secondigliano. Dal piano di campagna fino a profondità superiori ai trenta metri è presente una formazione di pozzolana. Nella zona sono presenti numerose cave per l'estrazione della pozzolana stessa e dall'esame dei fronti appare evidente la potenza e la omogeneità della formazione.

Abbiamo effettuato cinque prove penetrometriche in corrispondenza di un allineamento della lunghezza di centoventi metri. Abbiamo poi prelevato un gran numero di campioni intatti nell'interno di una galleria in costruzione, il cui asse coincide con l'allineamento delle prove penetrometriche. La galleria è ubicata ad una ventina di metri di profondità dal piano di campagna. Sia i profili penetrometrici che le determinazioni di laboratorio confermano quanto detto innanzi sulla omogeneità dei terreni della zona.

Ai fini del confronto fra penetrometro e teorie abbiamo considerato per ciascun profilo penetrometrico il tratto della lunghezza di tre metri posto alla stessa quota della galleria. In questi tratti sono stati misurati col penetrometro valori della resistenza alla punta compresi fra 600 e 1200 kg circa con un valore medio pari a 950 kg.

Dalle numerose prove di laboratorio effettuate risulta che la resistenza al taglio della pozzolana è compresa fra le seguenti coppie di valori:

$$\begin{cases} c = 0{,}4 \text{ kg/cm}^2 \\ \varphi = 32^0 \end{cases} \qquad \begin{cases} c = 0{,}2 \text{ kg/cm}^2 \\ \varphi = 38^0 \end{cases}$$

In base a queste coppie di valori sono state calcolate le resistenze alla punta $r_{p,t}$ con le teorie di TERZAGHI, CAQUOT-KERISEL e MEYERHOF e trascurando, per quanto si è detto nel paragrafo 7, il termine $\omega_c \cdot \mathbf{a}$ della (3).

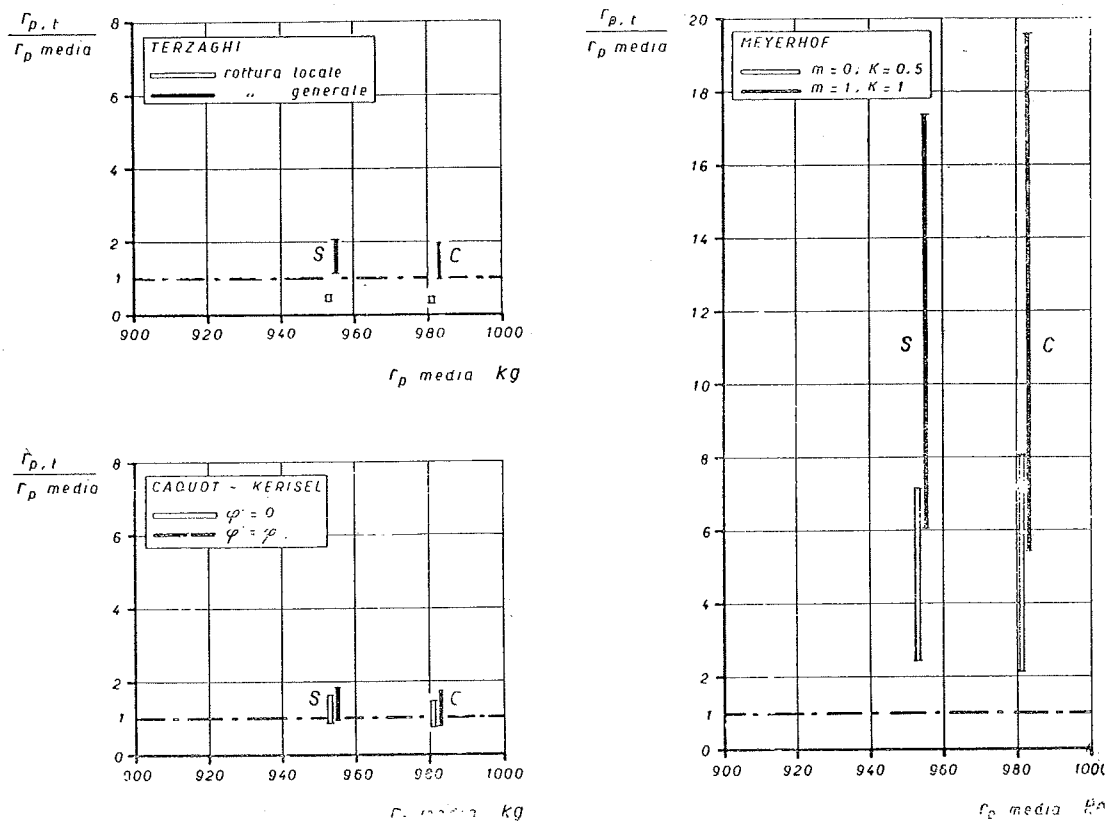

Fig. 30 - Terreni pozzolanici. S = Secondigliano. C = Via Campegna.

Poiché ciascuna teoria contempla (v. Figg. 27 e 28) due condizioni estreme, siamo pervenuti in definitiva a quattro valori di $r_{p,t}$ per ognuna delle tre teorie. I risultati ottenuti sono riportati nei diagrammi della Fig. 30 analoghi al diagramma della Fig. 29 della quale si è parlato innanzi.

La seconda indagine è stata svolta in Via Campegna (Fuorigrotta). Anche in questa zona è presente una formazione di materiali pozzolanici di notevole potenza. Abbiamo effettuato una prova penetrometrica ed abbiamo prelevato dei campioni intatti sulle pareti di un pozzo posto alla distanza di alcuni metri dalla prova penetrometrica.

Abbiamo considerato un tratto della lunghezza di un metro entro il quale sono stati prelevati i cam-

(14) Nel caso di terreni dotati di sola coesione ($c \neq 0$; $\varphi = 0$) l'espressione del carico limite q^* è:

$$q^* = \gamma h + B^* c$$

nella quale B^* assume nelle tre teorie da noi considerate i seguenti valori:

CAQUOT-KERISEL	$B^* = 5{,}14$
TERZAGHI	$B^* = 4{,}9 \div 7{,}4$
MEYERHOF	$B^* = 9{,}5$

pioni. In questo tratto sono stati misurati col penetrometro valori della resistenza alla punta compresi fra 400 e 1800 kg con una media pari a 980 kg.

Dalle prove di compressione triassiale effettuate sui campioni intatti si è dedotto che la resistenza al taglio è compresa fra le seguenti coppie di valori:

$$\begin{cases} c = 0{,}7 \text{ kg/cm}^2 \\ \varphi = 32^0\ 30' \end{cases} \qquad \begin{cases} c = 0{,}4 \text{ kg/cm}^2 \\ \varphi = 39^0\ 30' \end{cases}$$

I risultati di queste esperienze sono stati elaborati seguendo gli stessi criteri adottati per l'indagine precedente.

Dall'esame della Fig. 30 si rileva che con le due indagini si è pervenuti a risultati molto prossimi fra loro.

In attesa di estendere le indagini stesse sembrerebbe lecito concludere che nelle « *pozzolane* »:

— fra le tre teorie considerate quelle di TERZAGHI e di CAQUOT-KERISEL danno luogo a risultati più prossimi ai valori sperimentali;

—con la teoria di TERZAGHI il rapporto $r_{p,t}/r_p$ *media* è inferiore all'unità se si fa riferimento alle condizioni di rottura locale. Per la condizione di rottura generale il rapporto anzidetto è prossimo all'unità se i calcoli vengono svolti in base alla resistenza minima del terreno;

— le due condizioni considerate da CAQUOT-KERISEL danno luogo a risultati poco differenti fra loro; anche in questo caso il rapporto $r_{p,t}/r_p$ *media* è prossimo all'unità se si considera la resistenza minima del terreno;

— con la teoria di MEYERHOF si giunge sempre a valori della resistenza alla punta $r_{p,t}$ nettamente maggiori di quelli misurati.

Esaminando ora nel loro insieme le nostre esperienze si osserva che siamo pervenuti a conclusioni differenti nei due casi considerati. Per i terreni dotati di sola coesione i valori della resistenza alla punta calcolati per via teorica sono sempre inferiori a quelli misurati col penetrometro; fra le tre teorie considerate quella di MEYERHOF dà luogo a valori più vicini alla realtà. Per i terreni caratterizzati da una modesta coesione e da un elevato valore dell'angolo di attrito accade l'inverso: i valori teorici sono in generale maggiori di quelli misurati col penetrometro; con le teorie di CAQUOT-KERISEL e TERZAGHI si giunge a risultati fra loro poco diversi e che corrispondono all'esperienza meglio di quelli che si ottengono con la teoria di MEYERHOF.

Presumibilmente questa discordanza che si riscontra passando dall'uno all'altro tipo di terreno è dovuta ad una delle seguenti cause o ad entrambe:

— le condizioni del terreno nell'intorno della punta conica sono differenti da quelle dei campioni intatti sui quali vengono eseguite le prove di laboratorio: è assai probabile che l'entità di queste differenze siano diverse da terreno a terreno;

— la formazione di superficie di scorrimento nell'intorno della punta conica è accompagnata da variazioni di volume del terreno. Nella schematizzazione del fenomeno, posta a base delle teorie, si trascura questo aspetto del fenomeno stesso; nel passare però alle applicazioni numeriche delle formule risolutive vengono introdotti alcuni coefficienti correttivi che dovrebbero consentire di tener conto dell'influenza della compressibilità del terreno. Tali coefficienti sono per ora definiti in modo sommario; non è da escludere che chiarendone meglio il significato e ponendoli in particolare in rapporto con il tipo di terreno si possa giungere a più soddisfacenti risultati.

Un'analisi separata delle due cause presenta difficoltà notevoli. Proseguendo ed estendendo le indagini illustrate innanzi sarà tuttavia possibile precisare meglio i limiti di validità delle varie teorie ed il loro grado di approssimazione.

* * *

Come si è detto al principio della presente nota la ricerca da noi intrapresa è tuttora in corso. Le indagini finora svolte ne costituiscono la prima fase; esse sono valse a delineare i vari aspetti del problema ed a lumeggiare i fattori che intervengono nel determinare l'andamento del fenomeno in istudio. Senza ritornare sulle varie questioni particolari, ci limiteremo a poche, brevi considerazioni conclusive.

Ci sembra innanzi tutto di poter riconoscere con chiarezza l'opportunità che la ricerca sull'argomento abbia a proseguire secondo due direttrici: l'una a scopo immediatamente applicativo, anche se di contenuto spiccatamente empirico, e cioè nel senso di stabilire direttamente per via sperimentale i criteri per passare dai risultati di un profilo penetrometrico alla valutazione del carico limite di un palo di fondazione; l'altra, volta ad indagare sui fenomeni che hanno luogo nel terreno nel corso di una prova penetrometrica, sì da giungere ad una razionale interpretazione dei profili penetrometrici.

Altra conclusione che ci sembra emerga distintamente dalle indagini finora svolte è che sull'andamento del fenomeno in esame esercita una marcata influenza la natura e, se si vuole, il tipo di terreno. Sembrerebbe potersi dire che gli schemi posti a base delle varie teorie debbano essere perfezionati in modo da renderli più aderenti alla realtà ovvero che le deduzioni di carattere teorico debbano prendere le mosse da schemi in qualche misura differenti a seconda del tipo di terreno. Di qui l'esigenza che ogni ulteriore svolgimento della ricerca venga continuamente ed instancabilmente preceduto, accompagnato e seguito dall'esperienza, per quanto lunga e difficile questa possa essere.

Istituto di Tecnica delle Fondazioni e Costruzioni in Terra dell' Università

Napoli, febbraio 1961

APPENDICE

Qui di seguito vengono brevemente esaminate le ipotesi in base alle quali sono state dedotte le teorie di CAQUOT-KERISEL, di TERZAGHI e di MEYERHOF sul carico limite.

Per quanto riguarda la profondità h nella teoria di TERZAGHI ed in quella di CAQUOT-KERISEL si considera il caso di una struttura cilindrica ad asse verticale e di raggio r, la cui base inferiore sia a profondità relativamente piccola dal piano di campagna. Il MEYERHOF invece imposta la sua teoria per un qualsivoglia valore di h.

Come è noto, in tutte e tre le teorie si considera il caso di un terreno omogeneo nel quale sotto l'azione del carico

agente si verifichi un fenomeno di scorrimento; questo interessa un certo volume di terreno delimitato da una superficie, chiamata "*superficie di scorrimento*", della quale ciascuna teoria assegna preliminarmente l'andamento. Il valore del carico limite viene dedotto dalle condizioni di equilibrio delle forze agenti sul volume di terreno innanzi detto, nell'ipotesi che lungo l'intera superficie di scorrimento le sollecitazioni nel terreno siano uguali a quelle limiti di resistenza.

$$\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$$

$$r = \overline{NO} \cdot e^{\theta \operatorname{tg} \varphi}$$

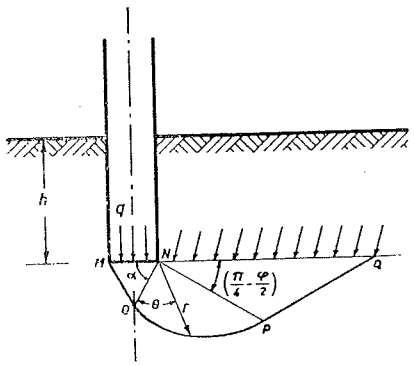

Fig. a - Teoria di CAQUOT-KERISEL.

$$\alpha = \varphi$$

$$r = \overline{NO'} \cdot e^{\theta \operatorname{tg} \varphi}$$

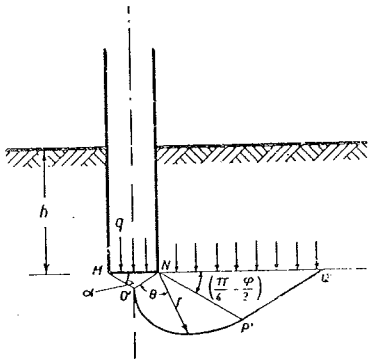

Fig. b - Teoria di TERZAGHI.

La superficie di scorrimento fissata da CAQUOT-KERISEL è quella a suo tempo ottenuta da PRANDTL per il caso del terreno privo di peso proprio (v. Fig. a). Anche TERZAGHI fa riferimento alla soluzione di PRANDTL, ma suppone che al contatto fra la fondazione ed il terreno vi siano non solo sollecitazioni normali, ma anche sollecitazioni tangenziali; pertanto la superficie di scorrimento ne risulta modificata (v. Fig. b). Sia TERZAGHI che CAQUOT-KERISEL trascurano la resistenza del terreno posto al di sopra del piano MN, ma ammettono due diverse distribuzioni delle sollecitazioni sul piano medesimo: nella teoria di TERZAGHI si suppone (v. Fig. b) che agiscano sollecitazioni normali di intensità pari al peso del terreno sovrastante; nella teoria di CAQUOT-KERISEL (v. Fig. a) le sollecitazioni anzidette sono inclinate rispetto alla verticale di un angolo, il cui valore dipende dall'angolo di attrito φ' del terreno posto al di sopra di MN.

MEYERHOF, come si è già detto, considera fondazioni poste a qualsiasi profondità dal piano di campagna e pertanto (v. Fig. c) estende la superficie di scorrimento anche al terreno posto più in alto: detta superficie raggiunge o meno il piano di campagna a seconda che h sia relativamente piccola o no (per questo secondo caso v. Fig. c).

$$\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$$

$$r = \overline{NO} \cdot e^{\theta \operatorname{tg} \varphi}$$

$$p_o = K \gamma h; \quad K = 0{,}5 \div 1$$

$$s_u = m\,(c + p_o \operatorname{tg} \delta)$$

$$m = 0 \div 1$$

$$\eta = \begin{cases} \dfrac{\pi}{4} - \dfrac{\varphi}{2} & (m = 0) \\ 0 & (m = 1) \end{cases}$$

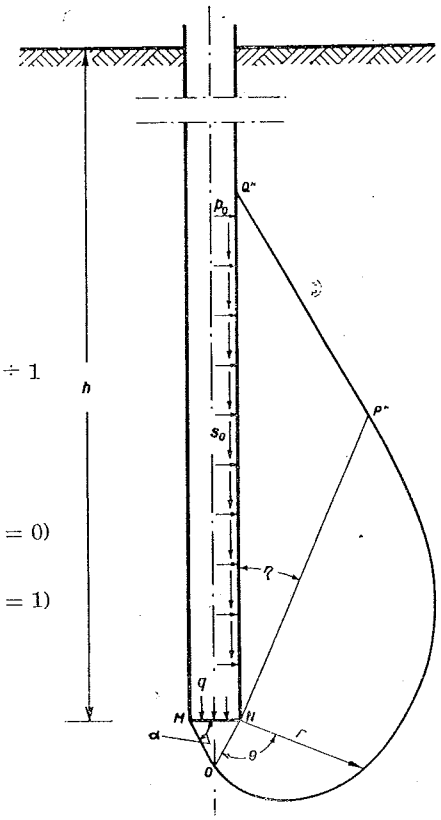

Fig. c - Teoria di MEYERHOF.

Il MEYERHOF suppone inoltre che sul tratto NQ'' agiscano sollecitazioni normali e tangenziali; per quanto riguarda queste ultime egli considera i due casi limiti: sollecitazioni tangenziali nulle ($m = 0$) e sollecitazioni tangenziali uguali a quelle limiti di resistenza ($m = 1$).

SOMMAIRE - Dans l'étude des terrains de fondation particulièrement par rapport au calcul des fondations sur pieux le pénétromètre statique représente un des moyens de recherche les plus appropriés.

L'emploi de cet appareil s'est largement répandu dans certains pays européens; toutefois la compréhension des phénomènes qui ont lieu dans le sol pendant un essai pénétrométrique et par conséquent l'interprètation des résultats pour l'application pratique, présente de graves lacunes.

On a donc cru nécessaire entreprendre une recherche qui a permis, tout en étant encore en cours, d'éclairer quelques aspects du problème. On a effectué le relief de profils pénétrométriques, des essais de charge sur pieux, l'établissement des caractéristiques des sols fait en laboratoire.

Une première interprétation des résultats ainsi recueillis est faite d'après les théories actuelles sur le comportement des sols en régime plastique, tenant compte aussi des expériences d'autres rechercheurs.

SUMMARY - Among the various methods of subsoil investigation, with special reference to the pile foundation design, one of the more suitable method is the use of the Static Dutch Penetrometer.

This apparatus has been till now widely used, at least in some European Countries, but the undestanding of the phenomena that happen in the subsoil during sounding and, consequently, the interpretation of the test results are not yet well known.

Therefore a scientific research, that is actually in progress but by which some aspects of the problem are already been clarified, was undertaken carrying out field penetration and pile loading tests together with laboratory tests.

In this paper a preliminary interpretation of the research results is given according to the present theories of the plastic behaviour of soils and taking in account the experiences carryied out by other authors.