Modellazione del fenomeno di attrito negativo nei pali

F. CASTELLI, M. MAUGERI, E. MOTTA*

SOMMARIO. Nel presente lavoro vengono analizzati gli effetti indotti su un palo dal fenomeno di attito negativo, causato dai cedimenti di consolidazione del terreno in cui è immerso il palo. A tal fine è stato implementato un apposito codice di calcolo per la valutazione dell'incremento di sforzo normale e del cedimento subito da un palo soggetto al fenomeno di attrito negativo. La simulazione numerica di alcune esperienze in vera grandezza, ha permesso la validazione del modello; l'analisi parametrica di diverse simulazioni teoriche ha consentito di individuare i fattori che maggiormente influenzano il fenomeno.

Tra questi particolare importanza assume la posizione del punto neutro. Nei pali sospesi la posizione del punto neutro varia nel tempo con i cedimenti di consolidazione fino ad attestarsi ad una profondità pari a circa il 73-80% della lunghezza del palo; nei pali portanti prevalentemente di punta la posizione del punto neutro è prossima allo strato rigido di base.

1. Introduzione

Un palo immerso in un terreno compressibile, che per una qualunque causa manifesta dei cedimenti, è soggetto ad un campo di sollecitazioni di taglio dirette verso il basso, che induce un cedimento del palo medesimo; questo effetto di trascinamento viene comunemente denominato «attrito negativo».

Nell'ambito della profondità entro cui lo spostamento del terreno è maggiore di quello del palo, le forze di attrito determinano un carico aggiuntivo per il palo. In Fig.1a e 1b vengono schematicamente rappresentate le distribuzioni delle azioni e reazioni sul palo, rispettivamente nel caso di presenza ed assenza di attrito negativo.

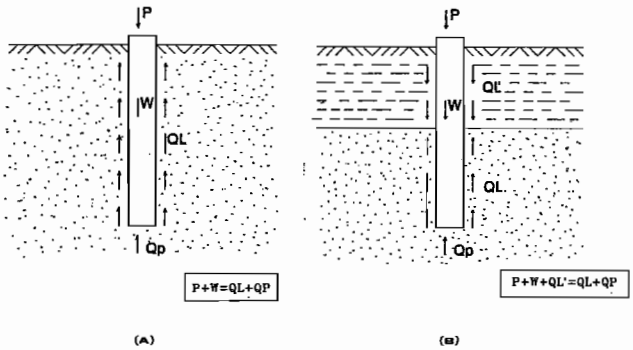

Fig.1. Azioni agenti sul palo in caso di attrito positivo A) e di attrito negativo B).

Varie misure eseguite da JOHANNESSEN e BJERRUM [1965], su pali di notevole lunghezza in acciaio, che attraversano uno strato di argilla cedevole, hanno mostrato che le forze dirette verso il basso possono essere talmente elevate da superare il carico ammissibile anche nel caso di pali con prevalente portata di punta. Nasce di conseguenza un cedimento ulteriore del palo che può rivelarsi incompatibile con la sovrastruttura; comunque ne deriva una riduzione del coefficiente di sicurezza previsto in sede progettuale. L'attrito negativo si può verificare in presenza di terreni molto compressibili ed è dovuto in generale a processi di consolidazione. Tra le cause che provocano tale fenomeno si possono citare: l'abbassamento naturale di un deposito di argilla per effetto di modificate condizioni idrauliche al contorno [ENDO *et al.*, 1969]; l'applicazione di un sovraccarico sul piano di campagna; l'adozione di determinate tecnologie di esecuzione di pali battuti che possono comportare l'insorgere di sovrapressioni neutre [FELLENIUS e BROMS, 1969].

Indipendentemente dalle cause, lo spostamento relativo tra palo e terreno, comporta l'insorgere di tensioni tangenziali che inducono sforzi di compressione sul palo stesso. In corrispondenza di una certa quota del palo, definita «punto neutro» [TERZAGHI, 1943], si ha un'inversione nel segno delle tensioni tangenziali e conseguentemente, l'inversione dell'attrito da negativo a positivo.

Il diagramma degli sforzi di compressione, dapprima crescente,raggiunge un massimo in corrispondenza del punto neutro, ossia dove lo spostamento del palo uguaglia quello del terreno, quindi decresce (Fig.2).

La situazione riportata in Fig.2 non è di equilibrio stazionario;il fenomeno di consolidazione presenta un certo decorso nel tempo, pertanto anche la posizione del punto neutro è soggetta a variazioni,nel senso che al progredire della consolidazione si sposta via via verso il basso, fino a raggiungere una situazione di equilibrio alla fine della consolidazione. Se il palo è poggiante su un substrato rigido, il punto neutro si abbassa gradualmente nel tempo, fino a

* F. Castelli, Contrattista CNR; M. Maugeri, Professore Straordinario di Geotecnica; E. Motta, Ricercatore Confermato di Geotecnica. Facoltà di Ingegneria - Università di Catania.

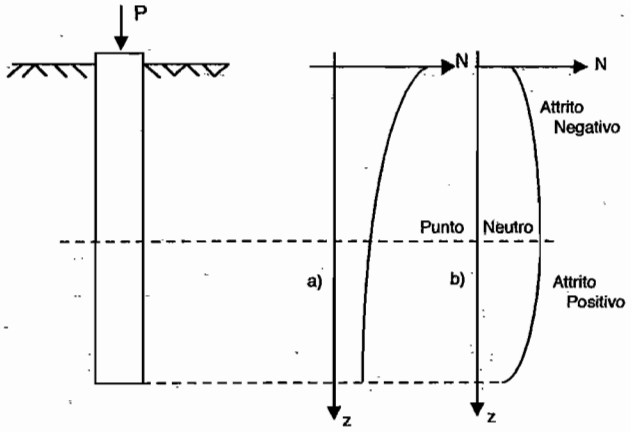

Fig.2. Distribuzione del carico assiale N lungo un palo: A) Assenza di attrito negativo; B) Presenza di attrito negativo.

posizionarsi quasi in prossimità della punta stessa del palo.

Nell'ipotesi di un comportamento del terreno di tipo rigido-plastico, la situazione di Fig. 2 può essere rappresentata secondo la schematizzazione di Fig. 3 [Broms, 1979].

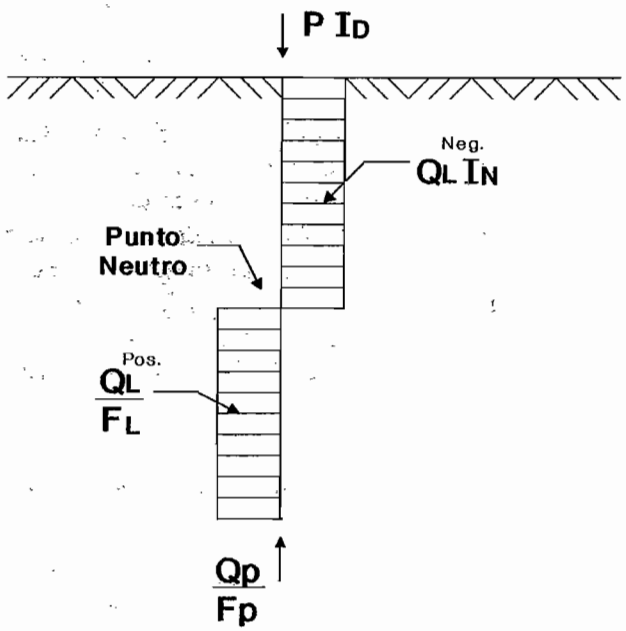

Fig.3. Schematizzazione del fenomeno di attrito negativo [Da Broms, 1979].

Al di sopra del punto neutro gli sforzi tangenziali mobilitati all'interfaccia palo-terreno provocano un incremento del carico applicato, al di sotto del punto neutro, rappresentano la resistenza al carico mobilitata lateralmente.

Dall'esame della figura si nota che il carico applicato P ed il suo incremento a seguito del fenomeno di attrito negativo, possono essere opportunamente aumentati considerando i Fattori di Carico I_D e I_N. La portata mobilitata alla punta e quella mobilitata lateralmente, vengono invece ridotte mediante dei coefficienti di sicurezza parziali, rispettivamente alla resistenza laterale F_L ed alla resistenza alla punta F_P. I fattori di carico ed i coefficienti di sicurezza introdotti tengono conto delle incertezze connesse alla determinazione della posizione del punto neutro e quindi all'effettiva portata mobilitata. Essi possono essere determinati utilizzando metodi di tipo statistico, anche se la loro scelta è tutt'altro che semplice ed è ancora oggi oggetto di analisi. Indicativamente si riportano i seguenti valori [Fleming *et al.*, 1985; Van Der Veen, 1986]:

$$I_D, I_N = 1.0 \div 1.2 \qquad F_L = 1.3 \div 2.5 \qquad F_P = 1.5 \div 2.5$$

2. Modellazione dell'interazione terreno-struttura

2.1 *Metodi di Analisi*

Vari Autori [Zeevaert, 1960; De Beer, 1976] hanno fornito soluzioni analitiche del fenomeno di attrito negativo sia che tale fenomeno si manifesti in condizioni non drenate che in condizioni drenate.

Numerosi modelli proposti, ipotizzano che il terreno circostante il palo si comporti come un materiale di tipo elastico-lineare con modulo di elasticità costante con la profondità [Buisson *et al.*, 1960; Salas e Belzunce, 1965; Verruijt, 1969; Davis e Poulos, 1969; Poulos e Davis, 1972, 1973, 1975].

La distribuzione delle tensioni indotte nel terreno da un fenomeno di attrito negativo viene in questo caso valutata adoperando le soluzioni di Mindlin basate sulla Teoria dell' Elasticità.

Altri Autori [Brinch-Hansen, 1968; Sawaguchi, 1971; Kaniraj e Ranganatham, 1977] hanno proposto modelli che ipotizzano un comportamento del terreno di tipo elasto-plastico, assumendo che i cedimenti del terreno circostante il palo siano tali da mobilitarne completamente la resistenza laterale. In ogni caso le soluzioni analitiche comportano schematizzazioni del terreno non sempre aderenti alla realtà.

Per ovviare a ciò, sono state sviluppate delle applicazioni con il Metodo degli Elementi Finiti, che permettono l'esame di situazioni più complesse considerando l'estrema variabilità delle caratteristiche geotecniche del terreno [Walker e Darvall, 1970; Desai *et al.*, 1978].

Tuttavia la molteplicità dei fattori che intervengono e la difficoltà nel poterne separare gli effetti, hanno indotto alcuni Autori [Tomlinson, 1957, 1970; Broms, 1966, 1976; Broms *et al.*, 1969; Bjerrum, 1969; Endo *et al.*, 1969; Fellenius, 1972; Cognon, 1972; Burland, 1973; Garlanger, 1974] ad affrontare il problema con semplici formule di tipo semi-empirico, ricavate mediante indagini sperimentali in vera grandezza.

La determinazione delle azioni di attrito negativo può ricavarsi mediante l'integrazione estesa dalla sommità del palo alla quota ipotizzata z del punto neutro, della distribuzione delle tensioni tangenziali τ lungo la superficie del palo [TERZAGHI, PECK 1948; BROMS, 1976]:

$$N = \int_0^z \tau \cdot A_L \cdot dz \qquad (1)$$

in cui:

N = Risultante delle azioni di attrito negativo;
τ = Tensione tangenziale limite tra terreno e palo;
A_L = Superficie laterale unitaria.

La valutazione della tensione tangenziale limite tra palo e terreno può essere fatta ragionando in termini di tensioni totali oppure in termini di tensioni efficaci.

Nel primo caso la resistenza d'attrito unitaria limite viene espressa come:

$$\tau_{lim} = \alpha \cdot c_u \qquad (2)$$

in cui:

α = Coefficiente empirico di proporzionalità;
c_u = Resistenza al taglio non drenata.

In condizioni drenate la resistenza d'attrito unitaria limite può essere assunta pari a:

$$\tau_{lim} = \sigma'_v \cdot K \cdot tg(\delta) = \beta \cdot \sigma'_v \qquad (3)$$

essendo:

σ'_v = Tensione efficace verticale;
K = Coefficiente di spinta laterale;
δ = Angolo di attrito all'interfaccia terreno-palo;
β = Coefficiente di proporzionalità.

Come è facile intuire, la difficoltà maggiore nel valutare la resistenza d'attrito mediante le relazioni riportate, consiste nel determinare i valori da assegnare ai coefficienti empirici α e β.

La maggior parte degli studi sperimentali condotti sul fenomeno dell'attrito negativo sono stati finalizzati alla determinazione di questi coefficienti, allo scopo di fornirne un criterio di scelta in situazioni progettuali prossime a quelle di prova.

In genere i valori di α e β sono uguali o leggermente inferiori a quelli impiegati per il calcolo dell'attrito positivo,ed a questi pertanto si può fare riferimento; in Tab. I e Tab. II, vengono comunque riportati i valori che per questi coefficienti sono stati trovati nel caso specifico di esperienze di attrito negativo.

In aggiunta ai metodi di analisi già esistenti, nel presente lavoro si propone una trattazione del fenomeno dell'attrito negativo basata su una modellazione attraverso le funzioni di trasferimento. Tale metodo, ampiamente utilizzato nel caso di palo soggetto a carico assiale, può essere ulteriormente impiegato per valutare gli effetti prodotti su un palo da un campo di spostamenti indotto dal terreno circostante. Sul metodo in generale delle funzioni di trasferimento e sulla sua possibile utilizzazione nel caso di un fenomeno di attrito negativo, si riferirà nei paragrafi successivi.

TABELLA I

AUTORE		α	NOTE
TOMLINSON	(1957)	0.2÷0.4	Argille Preconsolidate
TOMLINSON	(1957)	=1	Argille Molli
BROMS	(1966)	0.8÷1.0	Argille (Cu>50 KPa)
ENDO *et al.*	(1969)	=1	Argille di Media Plasticità
BROMS *et al.*	(1969)	< 1	Argille
TOMLINSON	(1970)	0.65÷0.85	Argilla di Londra
FELLENIUS	(1972)	< 1	Argille di Media Plasticità
COGNON	(1972)	0.15÷1.5	Terreni Torbosi
BURLAND	(1973)	0.3÷1.5	Terreni vari

TABELLA II

AUTORE		β	NOTE
ENDO *et al.*	(1969)	0.2÷0.35	Argilla (Pali in Acciaio)
BJERRUM	(1969)	0.18÷0.26	Argilla (Pali in Acciaio)
BURLAND	(1973)	0.25	Argille Molli
GARLANGER	(1974)	0.20÷0.25	Argilla
GARLANGER	(1974)	0.25÷0.35	Limo
GARLANGER	(1974)	0.35÷0.50	Sabbia
BROMS	(1976)	0.30	Argilla (Ip<50%)
BROMS	(1976)	0.20	Argilla (Ip>50%)
PICARELLI, SAPIO	(1979)	0.21	Argilla

2.2 *Modellazione attraverso le funzioni di trasferimento*

Lo studio del comportamento di un palo soggetto a carico assiale, così come anche ad altre condizioni di carico,viene sovente risolto attraverso il metodo delle funzioni di trasferimento, per la possibilità di realizzare in questo modo, delle procedure di tipo numerico di agevole soluzione, che ben riproducono il fenomeno di interazione palo-terreno [CASTELLI *et al.*, 1992; FLEMING, 1992].

Il metodo consente di cogliere alcuni degli aspetti più importanti del meccanismo di interazione palo-terreno, a cominciare dalla non linearità dei cedimenti prodotti dal carico applicato.

L'introduzione di curve di trasferimento ricavate attraverso più moderne indagini sperimentali, ha permesso di mettere in conto un altro importante aspetto del meccanismo d'interazione, ovvero la zona entro

cui nel terreno circostante si risente della presenza della struttura [KRAFT *et al.*, 1981].

Nel lavoro di CASTELLI *et al.* [1992], la funzione utilizzata per simulare il meccanismo di trasferimento del carico è di tipo iperbolico, con equazione:

$$q(z) = \frac{w(z)}{\frac{1}{KI(z)} + \frac{w(z)}{q_{lim}(z)}} \qquad (4)$$

dove:

w(z) = Cedimento del palo alla profondità z;

q(z) = Reazione unitaria mobilitata alla profondità z;

KI(z) = Valore iniziale della rigidezza ovvero pendenza della tangente all'origine della funzione di trasferimento;

$q_{lim}(z)$ = Resistenza limite.

Questa espressione è stata differenziata per quanto attiene i valori dei parametri caratteristici, a secondo che si esprima la resistenza mobilitata lungo la superficie laterale del palo o la reazione in corrispondenza della punta (Fig. 4).

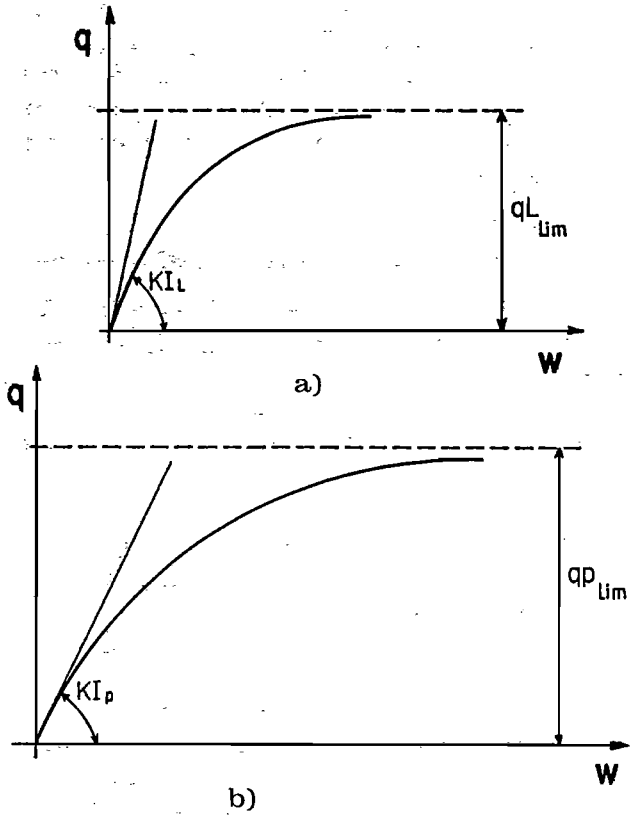

Fig.4. Funzione di trasferimento: A) Portata laterale; B) Portata alla punta.

Secondo questo modello, la rigidezza iniziale laterale (KI_L) e la rigidezza iniziale alla punta (KIp), sono i parametri che insieme alla resistenza limite del terreno, definiscono completamente le funzioni di trasferimento utilizzate per simulare l'interazione del palo con il mezzo circostante.

Mentre la valutazione della resistenza del terreno può essere perseguita con relativa facilità, la pendenza della tangente all'origine delle funzioni di trasferimento è un parametro di più difficile determinazione, la cui corretta valutazione presuppone l'esecuzione di prove di carico su pali strumentati in vera grandezza.

Le difficoltà sperimentali che peraltro si incontrano nell'esplorare il reale andamento del tratto iniziale di una curva carichi-cedimenti inducono alcune incertezze sul valore di rigidezza iniziale che meglio rappresenta le caratteristiche di deformabilità del terreno in situ.

Per tutte queste ragioni tale parametro viene comunemente determinato attraverso relazioni di tipo teorico,o più spesso di tipo empirico o semi-empirico, in cui il valore è legato ad alcune proprietà geotecniche dei terreni ed alle caratteristiche geometriche del palo.

Nel caso specifico, la rigidezza iniziale delle funzioni di trasferimento può essere ottenuta mediante una relazione direttamente ricavata dalla teoria in campo elastico proposta da RANDOLPH e WROTH [1978].

In corrispondenza dell'origine, la tangente alle curve di trasferimento laterale ed alla punta,si può esprimere con le relazioni:

$$KI_L = \frac{G_o}{R_o \cdot \ln (R/R_o)} \qquad (5)$$

$$KIp = \frac{G_o}{R_o \cdot \ln(R'/R_o)} \qquad (6)$$

dove:

G_o = Modulo di taglio iniziale del terreno;

R_o = Raggio del palo;

R = Raggio della zona entro cui si risente della presenza della struttura;

R' = Raggio della zona entro cui si risente della presenza della struttura alla profondità della punta.

Nell'Eq.(5) R rappresenta il raggio della zona entro cui si risente, significativamente, dell'effetto del palo; esso può anche essere definito come la distanza radiale dal palo in prossimità della quale la tensione laterale mobilitata diviene trascurabile.

Il suo valore può essere determinato secondo relazioni proposte da vari Autori:

$\ln (R/R_o) \approx 3 \div 5$	BAGUELIN e FRANK [1975]	(7)
$R = 2{,}5 \cdot (1-\nu) \cdot L$	RANDOLPH e WROTH [1978]	(8)
$R = 10 \cdot D$	COOKE *et al.*, [1979]	(9)

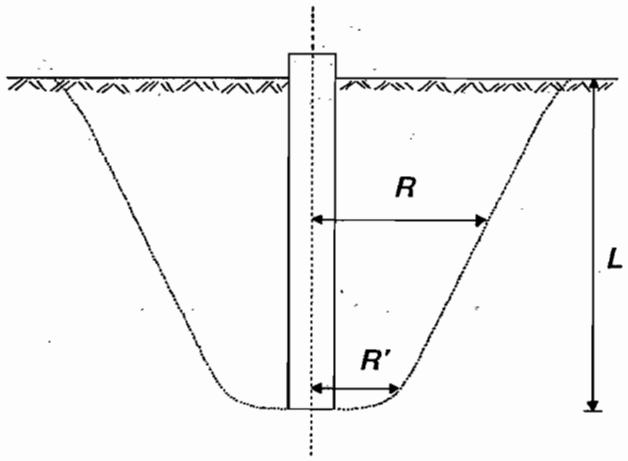

Fig.5. Campo di interazione palo-terreno [Da Randolph e Wroth, 1978].

dove:
ν = Coefficiente di Poisson;
L = Lunghezza del palo;
D = Diametro del palo.

Le Eq. (7), (8) e (9) esprimono un valore medio del raggio d'influenza del palo, poiché la zona in cui si risente della presenza della struttura [RANDOLPH e WROTH, 1978], ha in realtà un andamento variabile con la profondità (Fig.5). Per effetto di questa variazione la rigidezza iniziale della funzione di trasferimento laterale, va calcolata relativamente ad una zona circostante il palo che non è di dimensione costante, ma che si riduce con la profondità.

Dall'esame dell'Eq. (5) è possibile rilevare che una diminuzione del valore di R, comporta un corrispondente aumento della rigidezza iniziale delle funzioni di trasferimento poste lungo il palo.

Così come proposto anche da altri Autori [KRAFT *et al.*, 1981], per eseguire le simulazioni numeriche si può utilizzare una rigidezza crescente linearmente con la profondità per tenere conto di questo effetto. L'adozione di una legge di variazione lineare si dimostra adeguata per i casi presi normalmente in esame, non essendo allo stato attuale ancora nota una legge di variazione che permetta di riprodurre in modo più fedele la reale conformazione della zona d'influenza del palo. Peraltro soluzioni analitiche semplificate [CASTELLI *et al.*, 1992] mostrano che valori di rigidezza equivalente, costanti con la profondità, interpretano in modo sufficientemente approssimato i dati sperimentali disponibili sul comportamento dei pali. Tale valore è quello che si ricava dall'Eq. (5), utilizzando un raggio d'influenza R costante con la profondità e deducibile dalle Eq. (7), (8) e (9).

In sede previsionale, allorché non si disponga dei valori dei parametri caratterizzanti le funzioni di trasferimento da una prova di carico su palo opportunamente strumentato, l'adozione di una rigidezza di calcolo costante lungo il palo può essere sufficiente per una valutazione di massima dei cedimenti.

Ai fini della completa definizione dei parametri caratterizzanti il modello,è richiesta la valutazione del raggio R' dell'Eq. (6), per poter definire anche alla profondità della punta, la zona entro cui si risente della presenza del palo.

Con un procedimento inverso a quello seguito per la determinazione della rigidezza iniziale laterale, è possibile risalire all'ampiezza della zona entro cui si risente della presenza del palo alla profondità della punta ottenendo:

$$R' = (1 \div 1{,}5) \cdot D \qquad (10)$$

essendo D il diametro del palo.

Tale valore risulta notevolmente più piccolo di quello assunto per il calcolo della rigidezza iniziale laterale, come del resto era prevedibile dato l'andamento qualitativo della zona d'influenza riportato in Fig. 5.

Questo risultato d'altronde mostra un certo accordo con quanto rilevato da altri Autori con procedimenti di calcolo di tipo diverso da quello preso in esame; OTTAVIANI [1975], analizzando mediante il Metodo agli Elementi Finiti il comportamento di un palo singolo soggetto a carico assiale, trova che in corrispondenza della punta lo sforzo tangenziale diviene trascurabile ad una distanza inferiore a tre volte il diametro del palo stesso.

2.3 *Modello di calcolo nel caso di attrito negativo*

La relazione cedimento-carico di un palo è descritta analiticamente da un'equazione differenziale del tipo:

$$-EAw'' = t \qquad (11)$$

dove:
E = Modulo di elasticità del calcestruzzo;
A = Area della sezione trasversale del palo;
w = Spostamento verticale del palo;
t = Carico applicato lungo il fusto del palo.

L'interazione palo-terreno può essere convenientemente espressa attraverso una funzione di trasferimento che lega il carico applicato allo spostamento relativo palo-terreno; tuttavia l'Eq. (11) risulta integrabile solo se il legame costitutivo è di tipo semplice, per esempio elastico-lineare, con legge:

$$t = K \cdot [v(z) - w(z)] \qquad (12)$$

con K costante e v(z), campo degli spostamenti verticali del terreno, funzione continua nota.

In realtà come già ricordato, il legame relativo al

trasferimento del carico difficilmente risulta essere lineare, se non per valori di v(z) assai piccoli. Più verosimilmente le curve di trasferimento sono di tipo non-lineare ed è pertanto necessario per la simulazione del fenomeno, l'utilizzo di tecniche di risoluzione di tipo numerico.

A tal proposito, il modello prevede che il palo venga discretizzato in conci e che ciascuno di questi conci,sia vincolato al terreno circostante attraverso una funzione di trasferimento di tipo non-lineare (Fig. 6).

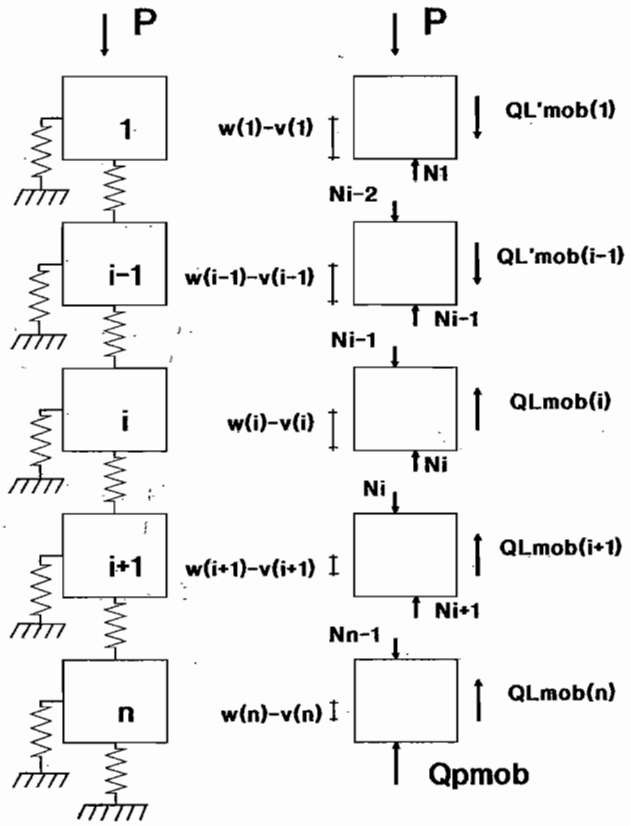

Fig.6. Discretizzazione del complesso palo-terreno.

Esiste una vasta letteratura riguardante la valutazione delle funzioni di trasferimento nel caso di pali caricati alla sommità, mentre sono molto scarse le informazioni relative al trasferimento del carico indotto sul palo da un terreno in fase di consolidazione.

In prima approssimazione si è ritenuto che le funzioni di trasferimento nei due casi siano similari, pertanto l'attrito negativo può essere ricondotto ad un incremento di carico a cui il palo viene sottoposto se attraversa uno strato di terreno suscettibile di consolidare.

Tale incremento di carico,in accordo con l'Eq. (4), può essere espresso come segue:

$$q'(z) = \frac{v(z)}{\dfrac{1}{KI(z)} + \dfrac{v(z)}{q_{lim}(z)}} \qquad (13)$$

dove:

v(z) = Cedimento di consolidazione del terreno;

q'(z) = Carico unitario sul palo.

Combinando la (4) e la (13), si ottiene in definitiva il legame costitutivo di tipo non lineare dell'interazione palo-terreno in presenza di attrito negativo (Fig. 7):

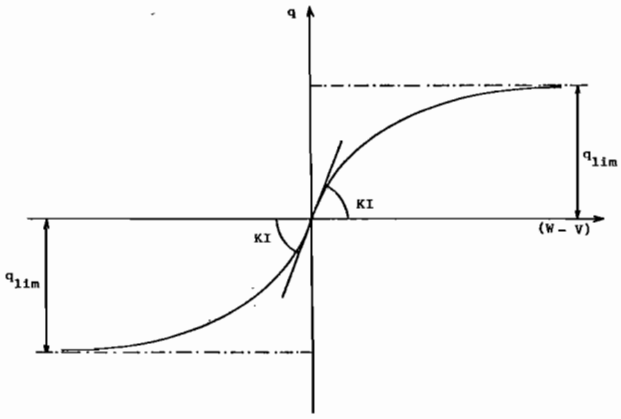

Fig.7. Funzione di trasferimento per il caso di attrito negativo.

$$q(z) = \frac{v(z) - w(z)}{\dfrac{1}{KI(z)} + \dfrac{|v(z) - w(z)|}{q_{lim}(z)}} \qquad (14)$$

in cui la resistenza limite q_{lim} (z) del terreno andrebbe in realtà differenziata nel valore dei coefficienti che la esprimono,a secondo che ci si trovi in una zona di attrito positivo o negativo. In realtà si è visto che non si commette un errore notevole se si assegnano ai coefficienti α e β dell'Eq. (2) e (3) gli stessi valori che si adottano comunemente nel calcolo del carico limite dei pali di fondazione.

Ciascuno degli n conci in cui viene discretizzato il palo, sarà soggetto alle mutue forze di contrasto N_i con i conci adiacenti, ed alla tensione mobilitata all'interfaccia palo-terreno espressa dall'Eq. (14). Tale azione costituirà un carico aggiuntivo QL_i' per il palo nell'ambito della profondità entro cui lo spostamento v(z) del terreno è maggiore di quello w(z) del palo al di sotto di tale profondità, è presente la reazione laterale aL_i (Fig. 6).

Oltre alle azioni evidenziate sul primo concio potrà essere presente un carico applicato P, mentre l'ultimo concio sarà soggetto alla reazione mobilitata alla punta del palo Qp. L'equilibrio alla traslazione verticale delle forze agenti su tutti i conci in cui è stato suddiviso il palo,consente di ottenere il sistema risolvente di equazioni.

La risoluzione del sistema con un procedimento di tipo iterativo, consente di ricavare il cedimento assoluto, nonché il cedimento relativo palo-terreno,

per ciascuno degli n conci in cui è stato suddiviso il palo. In funzione di tale cedimento l'Eq.(14) consente di esprimere la corrispondente tensione laterale mobilitata sulla superficie del concio i-esimo; il passaggio da una zona in cui tale tensione è di segno positivo, ad una in cui è di segno negativo, permette di individuare lungo la profondità del palo, la posizione del punto neutro.

L'implementazione su calcolatore del modello descritto è stata ottenuta mediante l'elaborazione di un codice di calcolo, che ha consentito la simulazione numerica di esperienze in vera grandezza.

3. Confronto con esperienze in vera grandezza

Al fine di verificare che il modello proposto interpreti in modo sufficientemente approssimato il fenomeno di attrito negativo, si è proceduto con l'ausilio del codice di calcolo, alla simulazione numerica di alcune esperienze in vera grandezza.

A causa dell'esiguo numero di sperimentazioni prodotte suquesto argomento, lo studio ha riguardato soltanto due indagini realizzate da ENDO *et al.* [1969] e PICARELLI e SAPIO [1979].

Il primo dei due casi analizzati, riguarda il fenomeno di attrito negativo verificatosi su alcuni pali-test in seguito ai cedimenti di consolidazione indotti da un fenomeno di subsidenza.

I pali del tipo infisso in acciaio, sono stati disposti nel terreno a più di 10 metri l'uno dall'altro, in modo da minimizzarne le mutue interferenze. Sono stati impiegati 4 diversi tipi di palo, ma per compatibilità con il codice di calcolo e per la maggiore disponibilità di dati forniti, è stato esaminato il comportamento di quelli denominati CE43 e CF31.

La zona nella quale sono infissi i pali è formata prevalentemente da strati alluvionali, intervallati da straterelli di limo sabbioso e sabbia limosa. Le proprietà dei terreni sono state ricavate mediante sondaggi ed indagini di laboratorio.

Il peso dell'unità di volume del terreno è di circa 18 KN/m^3, mentre per la resistenza al taglio nondrenata c_u, si può individuare una legge di variazione approssimativamente di tipo lineare con la profondità, con valore di 25 KPa alla testa del palo e 150 KPa ad una profondità di circa 40 metri dal piano campagna. Conseguentemente la rigidezza iniziale della funzione di trasferimento laterale è stata assunta con valore crescente linearmente con la profondità, così da tenere in conto il miglioramento delle caratteristiche meccaniche dei terreni attraversati dal palo.

A seguito dell'abbassamento della falda inizialmente posta a 1,5 metri dal piano campagna per il pompaggio dell'acqua a scopo industriale, la superficie del terreno ha ceduto con una velocità di circa 15 cm per anno. Le misurazioni dei cedimenti del terreno, così come anche quelle dei pali, sono state protratte per un periodo di tempo di circa due anni.

La simulazione numerica del fenomeno di attrito negativo, riguarda rispettivamente il palo CE43 dopo 340 e 672 giorni dall'infissione, ed il palo CF31 dopo 672 giorni dall'infissione.

Il CE43 è un palo tubolare in acciaio di lunghezza 43 m, diametro di 0,61 m e spessore di 9,5 mm. Esso è stato infisso nel terreno fino a raggiungere uno strato di sabbia alluvionale con caratteristiche di resistenza migliori di quelle offerte dagli strati sovrastanti di natura limosa.

In realtà dal comportamento evidenziato durante l'osservazione sperimentale, non sembra si tratti proprio di un palo portante di punta, il che potrebbe dipendere dalle discrete caratteristiche di resistenza dei terreni attraversati,o dal fatto che dopo 672 giorni dall'infissione, i cedimenti di consolidazione del terreno non sono ancora quelli finali.

La simulazione del comportamento del palo è stata condotta considerando che al progredire della consolidazione si ha un miglioramento delle caratteristiche di resistenza del terreno.

Nel modello proposto, tale effetto può essere ottenuto attraverso un aumento della resistenza limite e della rigidezza iniziale del terreno attraversato dal palo.Pertanto se la situazione verificatasi dopo 340 giorni dall'infissione del palo (Fig. 8) è stata vali-

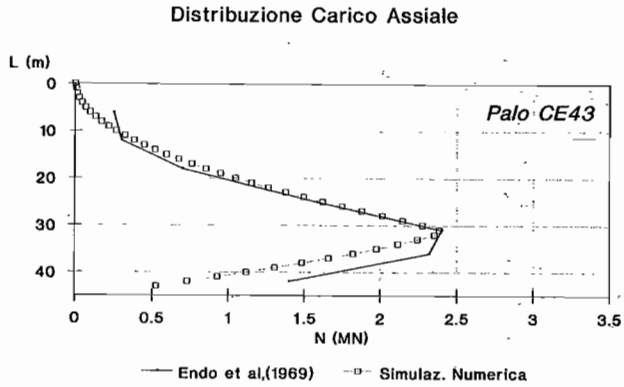

Fig.8. Simulazione numerica dell'esperienza di ENDO *et al.*, [1969] per il palo CE43 dopo 340 gg. dall'infissione.

damente simulata assumendo una rigidezza iniziale del terreno crescente con la profondità dal valore di 15 MN/m^3 al valore di 160 MN/m^3, la successiva situazione a 672 giorni dall'infissione (Fig. 9), è stata simulata aumentando rispettivamente questi valori a 25 MN/m^3 e 200 MN/m^3.

Il palo CF31 ha lo stesso diametro del precedente ma lunghezza di soli 31 m; la punta non arriva ad attestarsi nello strato di terreno più resistente, ed esso pertanto è un cosiddetto palo «sospeso». Considerato che i due pali in studio sono infissi nella mede-

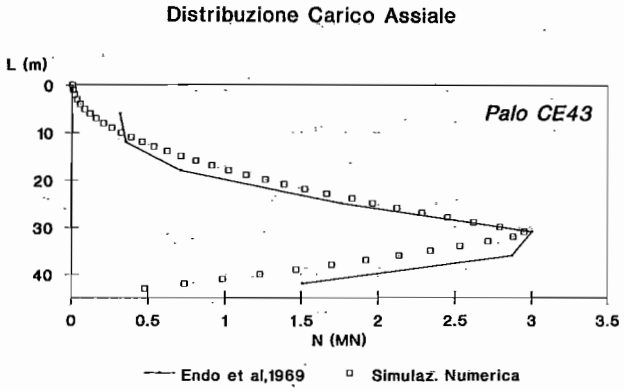

Fig.9. Simulazione numerica dell'esperienza di ENDO *et al.*, [1969] per il palo CE43 dopo 672 gg. dall'infissione.

sima zona, la simulazione del comportamento del CF31 è stata condotta assegnando ai parametri caratterizzanti il modello, gli stessi valori utilizzati in precedenza per lo studio del comportamento del palo CE43 (Fig. 10).

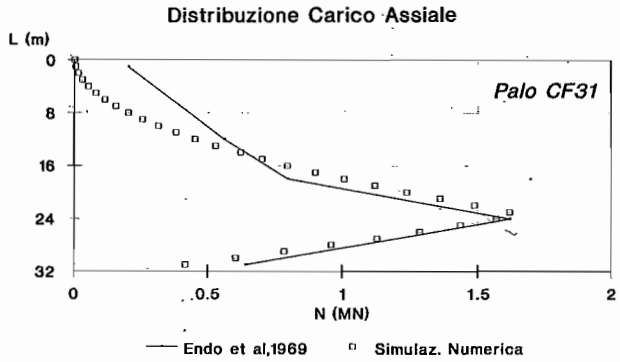

Fig.10. Simulazione numerica dell'esperienza di ENDO *et al.*, [1969] per il palo CF31 dopo 672 gg. dall'infissione.

La simulazione del comportamento del palo CF31 è stata effettuata dopo 672 giorni dall'infissione, perché solo a questa data sono noti i rilievi sperimentali del carico assiale sul palo.

L'altro caso preso in esame si riferisce ad una indagine sperimentale eseguita da PICARELLI e SAPIO [1979], riguardante un caso di attrito negativo verificatosi su di un palo trivellato di grande diametro, realizzato in terreni prevalentemente organici.

Il palo avente diametro di 1 metro e lunghezza di 22 metri circa, è stato realizzato fino a raggiungere un substrato di roccia lapidea tenera ed a penetrare in esso per circa 2,50 metri.

Il palo è stato sottoposto agli sforzi insorti per attrito negativo a seguito dei cedimenti prodotti nel terreno circostante, dall'applicazione sul piano di campagna, di un sovraccarico realizzato con un rilevato in pietrame.

Il rilevato di 15 metri di lato, è stato eseguito in due fasi: in una prima fase è stato portato ad un'altezza di 2 metri, in una seconda fase dopo circa 1 mese, si è raggiunta un'altezza complessiva di 4 metri.

Il peso dell'unità di volume del terreno costituente il rilevato era di circa 18.5 KN/m^3, di conseguenza le pressioni applicate sul piano di campagna hanno assunto nelle due fasi, valori rispettivi di 36 e 72 KPa.

Dai risultati sperimentali è possibile rilevare che l'assestimetro posto ad una distanza di 4 metri dal palo, ha fornito sempre cedimenti maggiori di quelli registrati dall'assestimetro installato ad una distanza di 1 metro soltanto, con una differenza che è diminuita passando dalla prima alla seconda fase di carico. Tale differenza può essere motivata dal fatto che il terreno nell' immediato intorno del palo, incontra una serie di resistenze a contatto con la struttura, per cui tende ad «aggrapparsi» a questa ed a cedere di meno in prossimità di essa.

Non altrettanto giustificato sembra l'andamento dei cedimenti registrati ai punti assestimetrici più profondi, dove in rapporto al ridotto spessore ed alla minore deformabilità del terreno sottostante, ci si attende dei cedimenti di comsolidazione minori di quelli misurati a profondità inferiori. Tra le varie ipotesi che potrebbero avanzarsi per giustificare l'andamento dei cedimenti registrato, gli stessi Autori dell'esperienza propongono quella riguardante la tecnica di installazione dell'assestimetro.

Le caratteristiche di resistenza del terreno sono state valutate attraverso la resistenza alla punta misurata nel corso di una prova penetrometrica statica. In particolare utilizzando la relazione che ne lega il valore alla resistenza al taglio in condizioni non drenate c_u, è stato possibile risalire al valore di tale parametro per ciascuno degli strati di terreno circostanti il palo.

I risultati di una serie di prove eseguite su campioni del substrato tufaceo su cui è posta la punta del palo, hanno fornito un valore medio della resistenza a rottura per compressione a dilatazione libera di circa 3 MPa.

Sulla base dei valori della coesione non drenata c_u determinata tramite la prova penetrometrica e dei valori del coefficiente α consigliati dalle Raccomandazioni AGI, si ottiene una resistenza unitaria laterale pressocché costante per i primi 12 metri, con valore di circa 25 KPa. Nei restanti 10 metri si riscontrano migliori caratteristiche di resistenza dei terreni, con valore medio della resistenza unitaria laterale di 70 KPa. La resistenza unitaria alla punta è stata assunta di 3 MPa così come fornito dalle prove di laboratorio sui campioni del substrato tufaceo in cui è attestata la punta del palo.

Per quanto riguarda la pendenza iniziale della funzione di trasferimento laterale, si sono ottenuti risultati numerici concordi con quelli sperimentali, assumendo una rigidezza costante iniziale di 5 MN/m^3.

La pendenza iniziale della funzione di trasferimento alla punta è stata assunta notevolmente più

grande di quella laterale, in considerazione del fatto che la punta del palo si trova immersa in uno strato di terreno molto resistente e che quindi il caso in esame è quello classico di un palo con punta poggiante su substrato rigido.

La simulazione numerica dell'esperienza in vera grandezza è stata condotta imponendo nel calcolo i cedimenti misurati dall'assestimetro posto ad una distanza di 4 metri dal palo, verificando che lo spostamento relativo palo-terreno ottenuto dalla simulazione, corrispondesse all'incirca con quello misurato dall' assestimetro posto ad una distanza di 1 metro dal palo. In Fig.11 è riportato il confronto tra

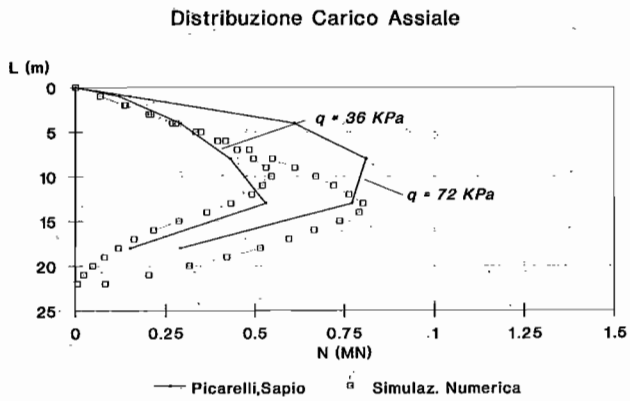

Fig.11. Simulazione numerica dell'esperienza di PICARELLI e SAPIO [1979].

i dati della prova reale e quelli ricavati dalla corrispondente simulazione con il codice di calcolo. L'esame dei risultati, tenuto conto della rimarchevole distanza tra 2 assestimetri contigui, consente di riscontrare una discreta corrispondenza tra la posizione del punto neutro rilevata nel corso dell'esperienza e quella ottenuta dalla simulazione numerica, così come abbastanza prossimi sono i valori massimi dello sforzo assiale agente sul palo per effetto dei cedimenti verificatesi nel terreno circostante la struttura.

La simulazione numerica dell'esperienza permette di cogliere in questo caso come in quello di ENDO *et al.*, [1969], gli aspetti più importanti del fenomeno di attrito negativo, e cioè la posizione del punto neutro e l'incremento di carico assiale che bisogna considerare agente sul palo nel caso in cui questo sia soggetto oltre ad un carico assiale, anche all'azione indotta da cedimenti del terreno circostante.

Non altrettanto corrispondenti sono i risultati relativi alla seconda fase di carico, quando cioè il rilevato è stato portato all'altezza complessiva di 4 metri, con una pressione sul piano di campagna di 72 KPa.

Nel corso dell'esperienza in vera grandezza è stato osservato un innalzamento della posizione del punto neutro. In realtà gli stessi Autori si aspettavano un diverso comportamento della struttura, poiché in un caso di palo con punta poggiante su substrato rigido, come quello in esame, deve attendersi un abbassamento della posizione del punto neutro al progredire dei cedimenti di consolidazione.

Tale divergenza è stata spiegata dalla possibile presenza di un «cuscino» di detriti depositatosi al fondo del foro trivellato per il getto del palo, tale da far assumere alla struttura un comportamento intermedio tra palo appoggiato e palo sospeso.

Dalla simulazione numerica tuttavia, per i cedimenti di consolidazione rilevati in situ, pur ottenendo un valore dello sforzo assiale massimo sul palo prossimo a quello misurato, si ricava una posizione del punto neutro più bassa rispetto che alla prima fase di carico, e questo anche nell'eventualità che il palo venga considerato sospeso.

4. Simulazioni numeriche

4.1 *Palo soggetto ad un campo di spostamenti*

Una sperimentazione numerica è stata eseguita considerando il comportamento di pali immersi in terreni di diverse caratteristiche geotecniche, al fine di pervenire ad una soddisfacente comprensione del fenomeno di interazione palo-terreno.

In tutte le simulazioni effettuate il palo è stato considerato privo di peso, in maniera tale che i cedimenti su di esso prodotti fossero dovuti esclusivamente al carico trasferito dal fenomeno di attrito negativo e dall'eventuale carico applicato.

Considerando il caso teorico di un palo di dimensioni tipo L = 20 m e diametro D = 0.80 m, sono state esaminate alcune situazioni tipiche in cui l'insorgere di cedimenti nel terreno circostante la struttura, può provocare delle sollecitazioni di taglio dirette verso il basso che rappresentano l'effetto indotto dal fenomeno di attrito negativo.

Il codice di calcolo prevede la possibilità di introdurre tali cedimenti del terreno secondo una legge di variazione di tipo lineare o secondo una legge di variazione di tipo qualsiasi. Il primo caso può essere rappresentativo dei cedimenti finali di consolidazione indotti in uno strato di terreno omogeneo, da un sovraccarico q posto sul piano di campagna.

Utilizzando una relazione riportata da ALONSO *et al.*, [1984], è stato possibile valutare l'entità dei cedimenti di consolidazione prodotti da un sovraccarico considerato infinitamente esteso, in uno strato di terreno argilloso in cui si ipotizza un andamento costante delle sovrapressioni interstiziali iniziali:

$$v(Z,T) = \frac{H \cdot q}{E_{ed}} \cdot [1 - Z - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{8}{(2m+1)^2 + \pi^2} \cdot \exp\left(\frac{-\pi^2(2m+1)^2}{4} T\right) \cdot \cos\left(\frac{2m+1}{2} \pi Z\right)] \quad (15)$$

dove:

v = Cedimento di consolidazione del terreno;
H = Altezza strato di terreno;
T = Fattore tempo;
z = Profondità;
Z = z/H;
q = Sovraccarico applicato sul piano di campagna;
E_{ed} = Modulo edometrico.

Nelle Figg. 12 e 13 viene rispettivamente riportato al variare del grado di consolidazione medio, l'andamento dei cedimenti di consolidazione del terreno lungo un palo sospeso e lungo un palo con punta poggiante su substrato rigido. Questi stessi cedimenti sono stati poi utilizzati in alcune simulazioni numeriche in cui si è voluto esaminare il fenomeno dell'attrito negativo al progredire del processo di consolidazione.

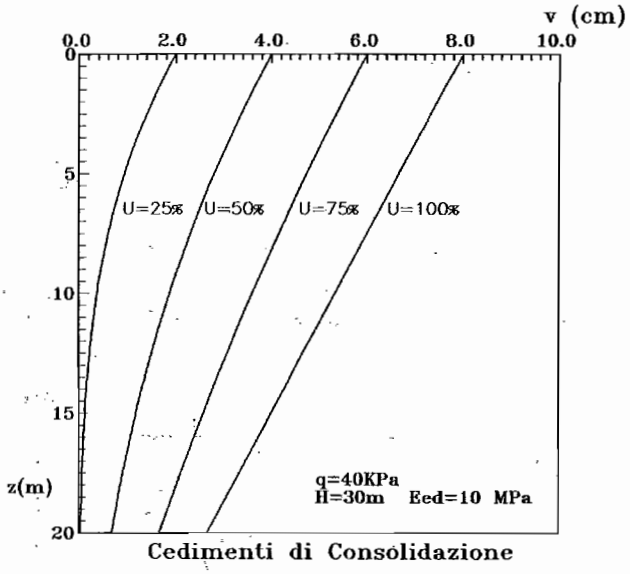

Fig.12. Cedimenti del terreno al variare del grado di consolidazione U, per altezza dello strato superiore alla lunghezza del palo.

Dall'esame delle figure è possibile rilevare come l'entità del cedimento del terreno aumenta con il grado di consolidazione e diminuisce con la profondità; la situazione finale (U = 100%) è rappresentata da un andamento dei cedimenti di tipo lineare. In quest'ultimo caso, esaminando il comportamento di un palo con punta poggiante su un substrato rigido, si assumerà per una lunghezza pari a quella del palo, una distribuzione dei cedimenti nel terreno di tipo triangolare, con cedimento nullo alla quota corrispondente alla punta del palo stesso.

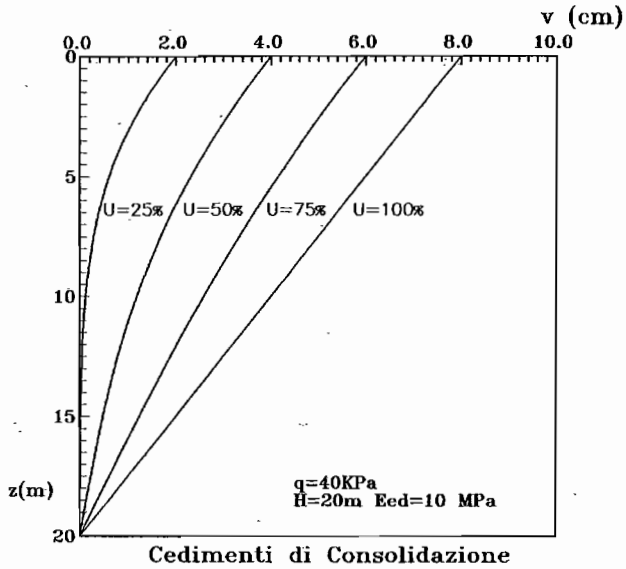

Fig.13. Cedimenti del terreno al variare del grado di consolidazione U, per altezza dello strato uguale alla lunghezza del palo.

Se invece viene esaminato il caso di un palo sospeso in terreno cedevole, si assumerà una variazione dei cedimenti nel terreno di tipo trapezoidale, con valore minore alla profondità corrispondente alla punta del palo.

Le simulazioni numeriche sono state effettuate facendo progredire il cedimento ottenuto secondo l'Eq. (15), sia partendo da un grado di consolidazione U = 25% fino ad una situazione finale con U = 100%, sia considerando i cedimenti ottenuti per un grado di consolidazione U = 100%, al variare del sovraccarico applicato sul piano di campagna; in quest'ultimo caso si ottiene sempre una variazione di tipo lineare, ma crescente con il valore del sovraccarico applicato (Fig. 14).

Relativamente al meccanismo di trasferimento del carico, il modello adottato prevede un'interazione tra palo e terreno realizzata attraverso un numero

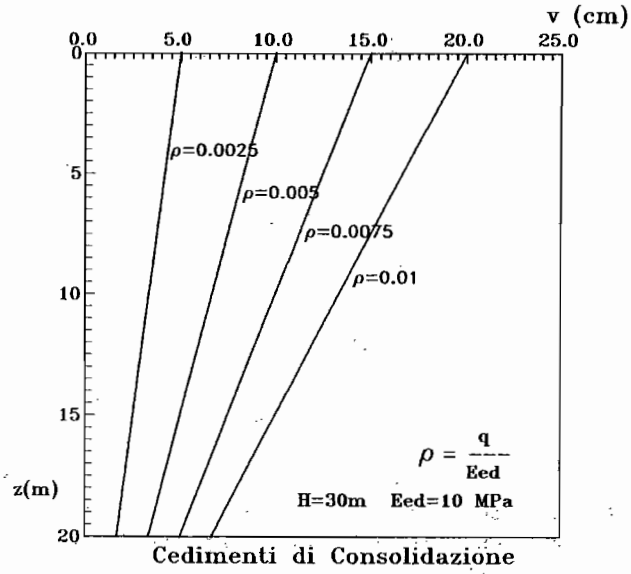

Fig.14. Cedimenti finali di consolidazione del terreno al variare del sovraccarico applicato sul piano di campagna.

finito di funzioni di trasferimento di tipo elastico non-lineare; facendo variare il campo di spostamenti del terreno e dei parametri caratteristici di tali funzioni di trasferimento, si è operato un confronto tra i risultati ottenuti e quelli attesi.

Dapprima si è considerato il caso di un palo sospeso valutando la resistenza limite in condizioni drenate.

La resistenza laterale unitaria è stata calcolata tramite l'Eq. (3), mentre la resistenza unitaria alla punta è stata determinata ipotizzando un valore del coefficiente adimensionale $N_q' = 30$.

Le relazioni (5) e (6) sono state utilizzate per la valutazione della pendenza iniziale delle funzioni di trasferimento laterale ed alla punta del palo, nell'ipotesi in cui R sia fornito dall'Eq. (7) assumendo che $\ln(R/R_o) = 3$ e R' sia fornito dall'Eq. (10) assumendo che $R' = 1{,}5 \times D$.

Il palo è stato considerato privo di carico applicato e soggetto soltanto all'azione trasferita dai cedimenti del terreno circostante.

In un primo momento è stato esaminato il caso in cui questi cedimenti progrediscono all'aumentare del grado di consolidazione (Fig. 15), secondo l'andamento dei cedimenti del terreno riportato in Fig. 12; successivamente il comportamento del palo è stato studiato considerando il cedimento finale, per un grado di consolidazione U = 100% , crescente con il sovraccarico applicato sul piano di campagna (Fig. 16), secondo l'andamento dei cedimenti del terreno riportato in Fig. 13.

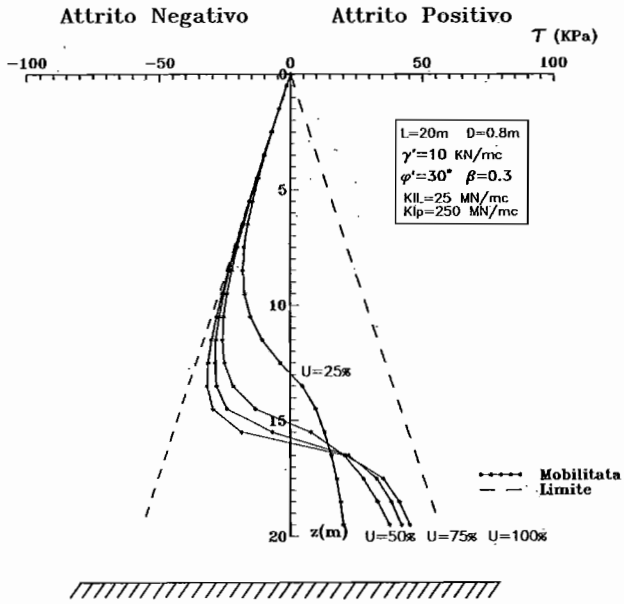

Fig.15. Tensioni mobilitate in un palo sospeso soggetto ai cedimenti del terreno rappresentati in Fig.12.

Le Figg. 17 e 18 riportano rispettivamente per i due casi esaminati la distribuzione del carico assiale lungo il palo; dal loro esame è possibile rilevare l'incremento di carico a cui questo sarebbe sottoposto se nella realtà si verificassero i cedimenti di consolidazione ipotizzati nella simulazione numerica.

L'esame delle figure consente di osservare inoltre l'evoluzione della posizione del punto neutro, più evidente quando il cedimento cresce in maniera graduale con il fenomeno di consolidazione, per attestarsi nella situazione finale di equilibrio ad una quota di circa 15 ÷ 16 m dal piano di campagna.

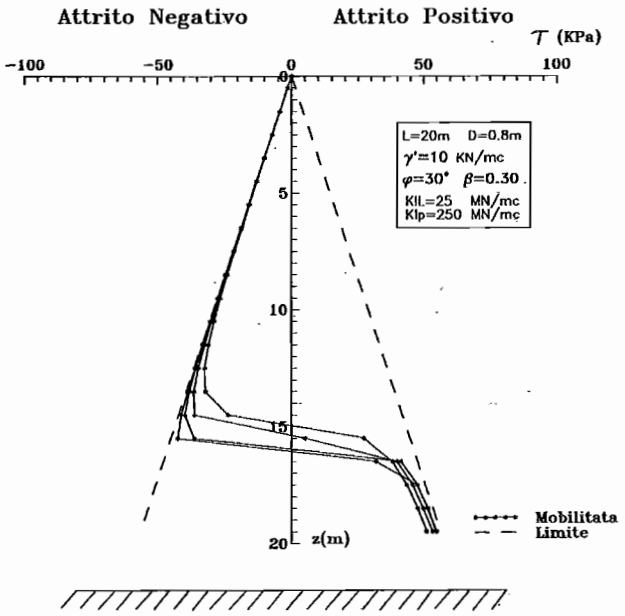

Fig.16. Tensioni mobilitate in un palo sospeso soggetto ai cedimenti del terreno rappresentati in Fig.14.

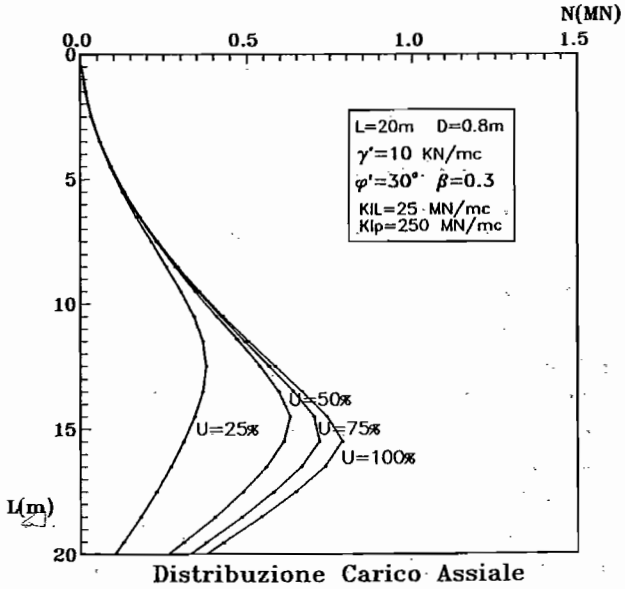

Fig.17. Distribuzione del carico assiale sul palo indotto dalle tensioni mobilitate rappresentate in Fig.15.

La tensione d'attrito unitaria laterale raggiunge negli strati più superficiali molto rapidamente il valore limite, in considerazione della legge di variazione lineare assunta.

È stato quindi studiato il comportamento del palo con punta poggiante su substrato rigido, soggetto al

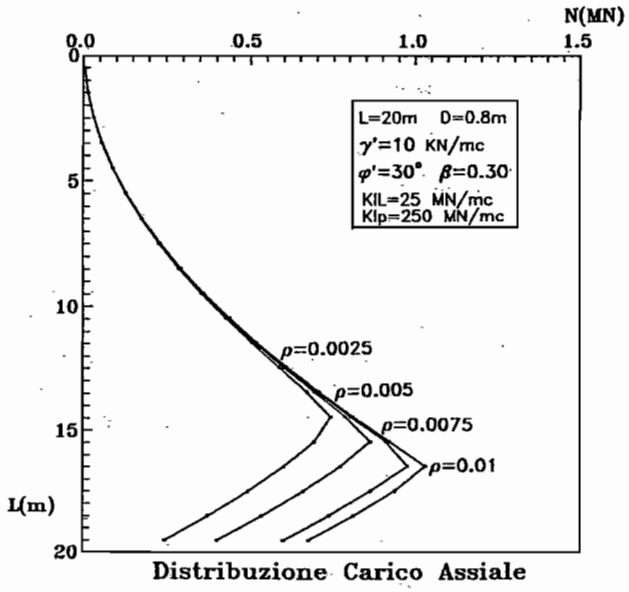

Fig.18. Distribuzione del carico assiale sul palo indotto dalle tensioni mobilitate rappresentate in Fig.16.

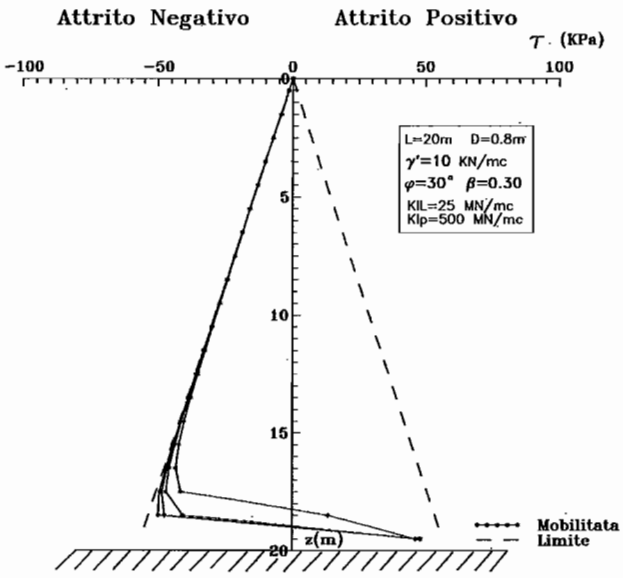

Fig.20. Tensioni mobilitate in un palo portante di punta soggetto ai cedimenti del terreno rappresentati in Fig.14.

medesimo ordine di cedimenti di consolidazione del terreno dei casi esaminati in precedenza.

In questo caso la resistenza unitaria alla punta è superiore alla resistenza unitaria laterale; la pendenza iniziale della funzione di trasferimento alla punta è pertanto considerevolmente superiore a quella della funzione di trasferimento relativa alla superficie laterale.

Così come atteso, in questo caso, la posizione del punto neutro al progredire dei cedimenti di consolidazione, si sposta via via verso il basso, fino a sistemarsi quasi in prossimità della punta del palo quando questo è sottoposto ai cedimenti finali di consolidazione (Fig. 19). La Fig.20 si riferisce al caso di cedimenti finali di consolidazione ottenuti al variare del sovraccarico applicato sul piano di campagna.

Da tale figura si evince come la situazione finale di equilibrio raggiunta per una certa distribuzione dei cedimenti nel terreno, venga successivamente mantenuta all'aumentare dei carichi. Le Figg. 21 e 22 riportano rispettivamente per i due casi esaminati, la distribuzione del carico assiale lungo il palo.

Benché come sottolineato da più Autori [CHANDLER, 1968; JANBU, 1976; PICARELLI e SAPIO, 1979] l'attrito negativo sia un fenomeno tipicamente drenato, sono state eseguite per confronto alcune simulazioni numeriche in condizioni nondrenate.

La resistenza laterale unitaria in questo caso è stata calcolata utilizzando l'Eq. (2), mentre la resistenza unitaria alla punta è stata determinata ipotizzando un valore del coefficiente adimensionale $N_c' = 8$.

Dall'esame di alcune simulazioni numeriche ese-

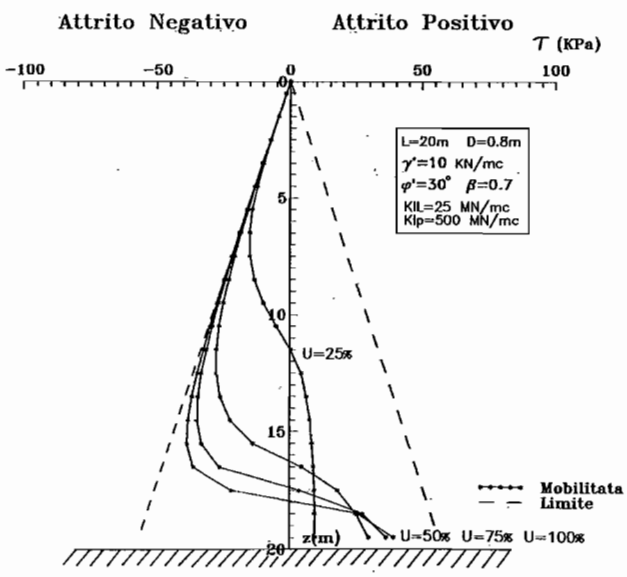

Fig.19. Tensioni mobilitate in un palo portante di punta soggetto ai cedimenti del terreno rappresentati in Fig.13.

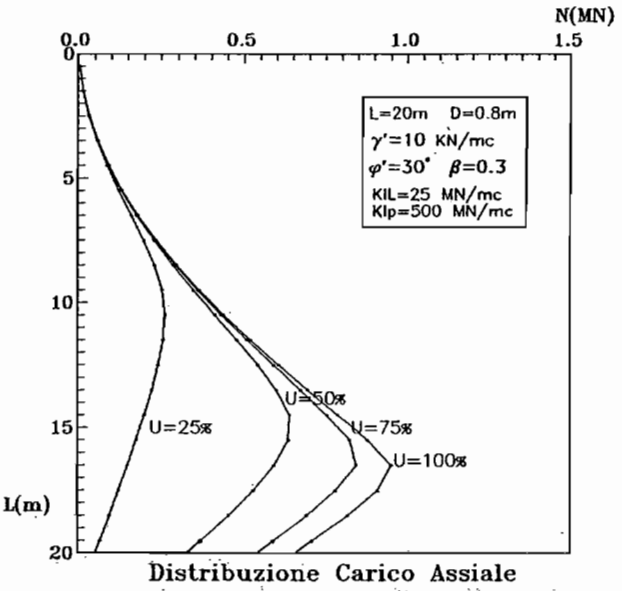

Fig.21. Distribuzione del carico assiale sul palo indotto dalle tensioni mobilitate rappresentate in Fig.19.

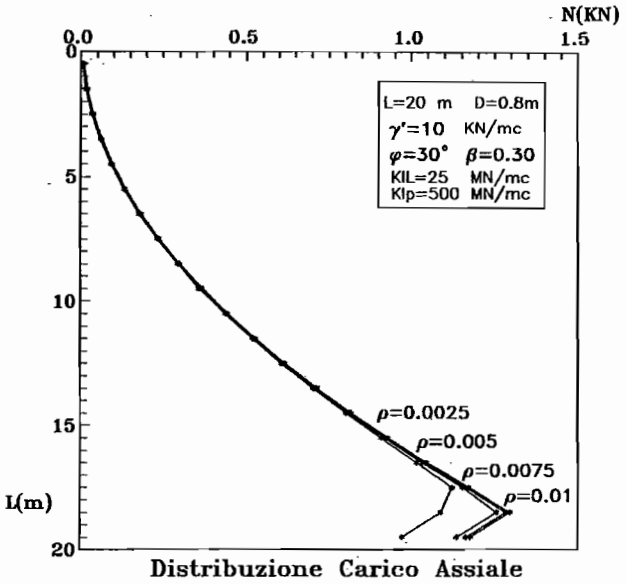

Fig.22. Distribuzione del carico assiale sul palo indotto dalle tensioni mobilitate rappresentate in Fig.20.

guite considerando una resistenza al taglio non drenata c_u costante lungo il palo (Fig. 23), si rileverebbe una posizione del punto neutro localizzabile ad una profondità dal piano di campagna pari all'incirca al 60% della lunghezza del palo.

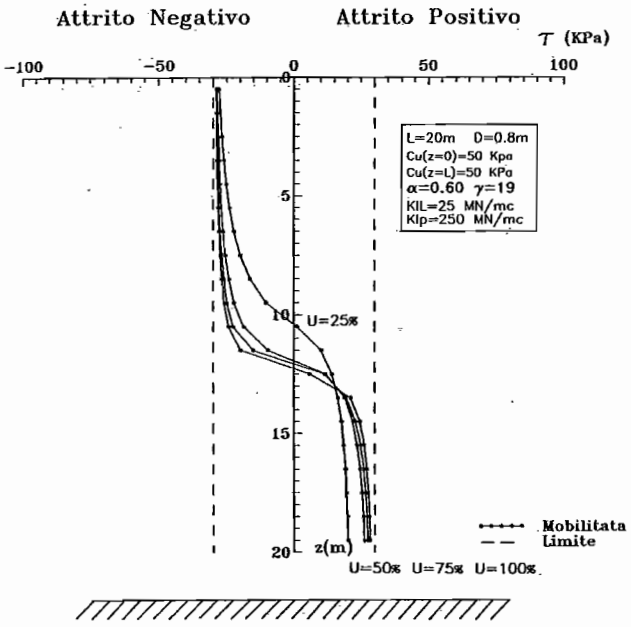

Fig.23. Tensioni che si mobiliterebbero in condizioni non drenate in un palo sospeso soggetto a cedimenti del terreno rappresentati in Fig.12.

Questo risultato è in contrasto sia con quanto ottenuto dalle simulazioni precedenti, sia soprattutto con quanto sperimentalmente osservato.

ENDO *et al.*, [1969] sulla base di osservazioni sperimentali condotte su pali di notevole lunghezza in acciaio immersi in argilla, hanno individuato la posizione del punto neutro ad una profondità rispetto al piano di campagna variabile tra $(0{,}73 \div 0{,}78) \times L$, avendo indicato con L la lunghezza del palo nello strato compressibile. La divergenza tra il risultato della simulazione numerica ed il risultato sperimentale trovato da ENDO *et al.*, [1969], potrebbe derivare dal fatto che in quest'ultimo caso, così come evidenziato dalle prove in situ, il terreno era caratterizzato da un valore di c_u crescente con la profondità. In ogni caso poiché il fenomeno dell'attrito negativo è tipicamente drenato, l'esempio fornito è puramente teorico e non trova riscontro nella realtà, pertanto la posizione del punto neutro varia nell'ambito dei valori $(0{,}73 \div 0{,}78) \times L$ precedentemente indicati.

4.2 *Palo soggetto a carico assiale e ad un campo di spostamenti.*

Sino a questo momento tutte le simulazioni numeriche effettuate hanno riguardato il caso di palo privo di carico applicato e soggetto esclusivamente alle sollecitazioni trasferite ad esso dal fenomeno di attrito negativo.

Nella realtà gli sforzi indotti sul palo dai cedimenti del terreno circostante, costituiscono un incremento del carico di esercizio a cui questo è normalmente sottoposto. A questo scopo due delle simulazioni numeriche già effettuate (Figg. 15 e 16), sono state ripetute considerando applicato sul palo un carico assiale di circa 0.8 MN.

Tale carico è stato convenzionalmente valutato dividendo il carico limite ottenuto per lo stesso palo nel caso di solo attrito positivo, per un coefficiente di sicurezza pari a 2.5, secondo Normativa.

Le Fig. 24 e 25 riportano la distribuzione delle ten-

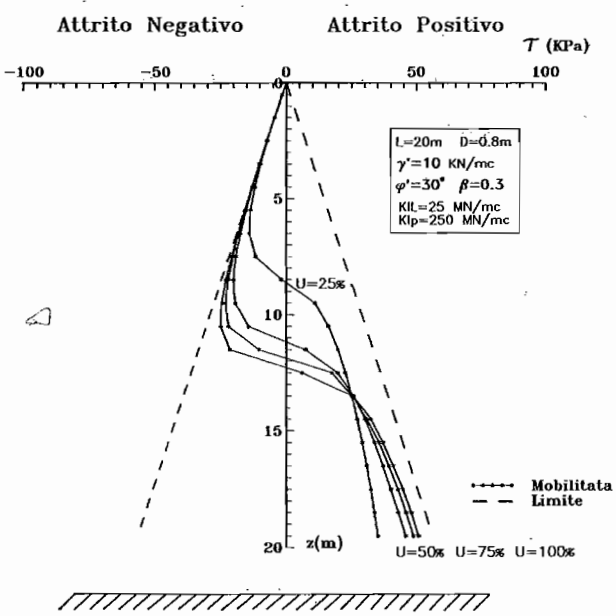

Fig.24. Tensioni mobilitate in un palo sospeso soggetto ad un carico assiale ed ai cedimenti del terreno rappresentati in Fig.12.

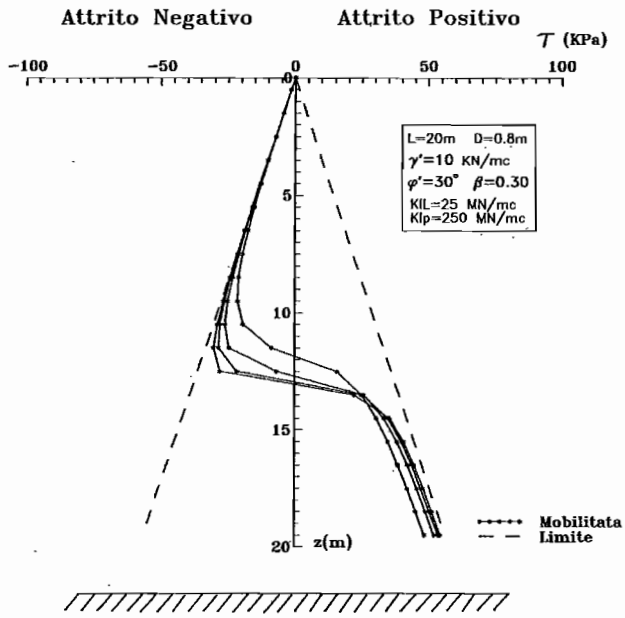

Fig.25. Tensioni mobilitate in un palo sospeso soggetto ad un carico assiale ed ai cedimenti rappresentati in Fig.14.

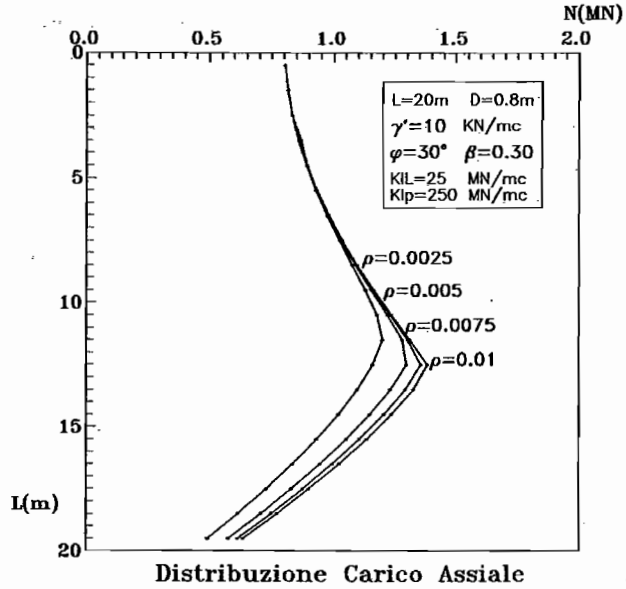

Fig.27. Distribuzione del carico assiale sul palo indotto dalle tensioni mobilitate rappresentate in Fig.25.

sioni laterali mobilitate nei due casi in cui il palo sia rispettivamente sottoposto ai progressivi cedimenti di consolidazione già raffigurati in Fig. 12, ed ai cedimenti finali ottenuti al variare del sovraccarico sul piano di campagna come in Fig. 14, nonché, successivamente, al carico applicato.

In entrambe i casi è possibile osservare un innalzamento della posizione del punto neutro a seguito dei cedimenti prodotti sul palo dal carico assiale su di esso applicato. Benché si abbia un aumento della zona del palo in cui si sviluppa l'attrito positivo, permane pur sempre un'ampia zona in cui i cedimenti del terreno prevalgono su quelli del palo.

Per effetto di questa zona di attrito negativo il palo è sottoposto ad un carico assiale aggiuntivo (Figg. 26 e 27) valutabile nella situazione finale di equilibrio, intorno a 0.65 MN. Tale carico supplementare risulta dello stesso ordine di grandezza di quello applicato alla testa del palo; si può quindi intuire quali conseguenze avrebbe sulla struttura se in sede progettuale fosse trascurato.

In Fig. 28 vengono riportate le curve carico-cedimenti che si ottengono considerando il palo sottoposto sia al solo carico assiale sia, oltre ad esso, al carico causato dal cedimento di consolidazione prodotto da un sovraccarico di 25 KPa posto sul piano di campagna.

Al carico di esercizio di 0.8 MN, corrisponde nel primo caso un cedimento alla testa del palo di circa 2 mm, nel secondo caso un cedimento di circa 2 cm.

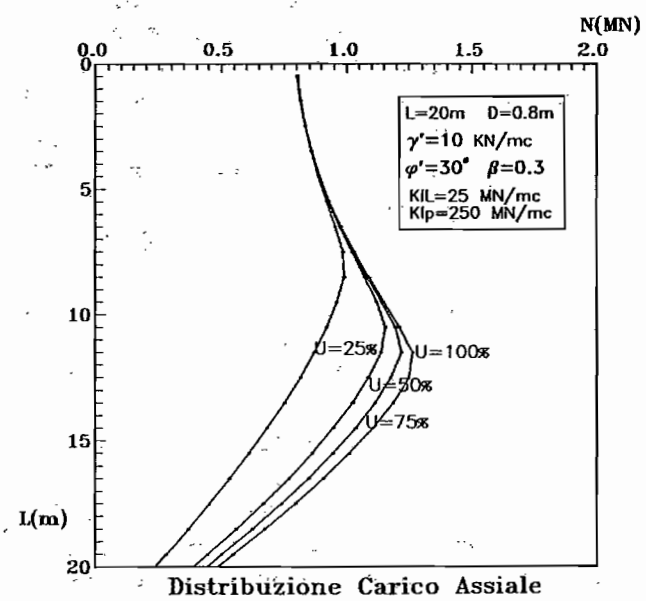

Fig.26. Distribuzione del carico assiale sul palo indotto dalle tensioni mobilitate rappresentate in Fig.24.

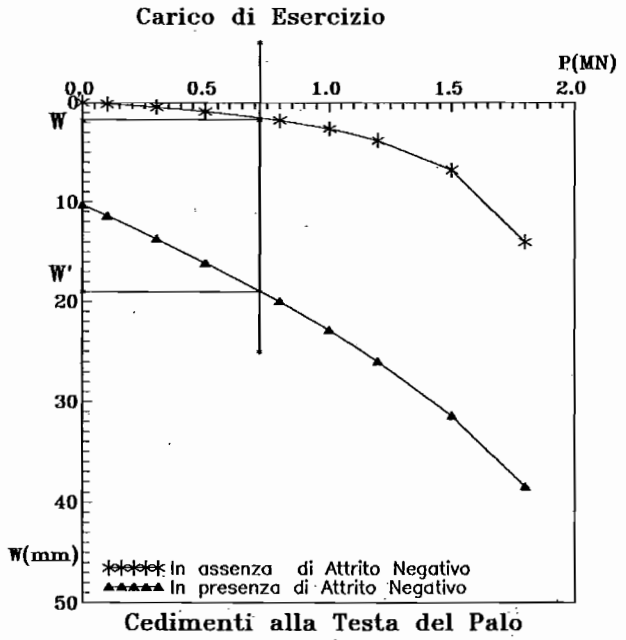

Fig.28. Variazione della curva carichi-cedimenti dovuta al fenomeno di attrito negativo.

Il passaggio da una situazione all'altra, determina sulla testa del palo un cedimento che è circa 10 volte più grande di quello prodotto dal solo carico assiale.Diventa allora di fondamentale importanza per la stabilità della sovrastruttura, poter conoscere in sede progettuale l'ordine di grandezza del cedimento finale che si verificherà alla testa del palo, quando in presenza di terreni compressibili, questo potrà essere sottoposto ad un incremento di carico prodotto da un fenomeno di attrito negativo.

4.3 *Indagine sulla posizione del punto neutro*

Sulla base del modello descritto ed impiegato per simulare il fenomeno dell'attrito negativo, viene eseguita una indagine numerica sul punto neutro,al fine di individuare quali parametri, tra quelli caratterizzanti il modello, possono influenzarne sensibilmente la posizione.

Per una maggiore generalità della trattazione si è fatto uso dei seguenti parametri adimensionali:

$\varepsilon = H/L$ — rapporto tra l'altezza H dello strato compressibile e la lunghezza L del palo;

$\delta = q/Eed$ — rapporto tra il sovraccarico q applicato sul piano di campagna ed il modulo edometrico Eed del banco compressibile;

$\Sigma = \frac{(Kp \cdot Ap)}{(K_L \cdot A_L)}$ — rapporto tra le pendenze assegnate alle funzioni di trasferimento della portata laterale ed alla punta, moltiplicate per le aree corrispondenti;

$\mu = Z^*/L$ — rapporto tra la posizione del punto neutro Z^* e la lunghezza del palo L.

L'indagine è stata eseguita al variare di tali parametri, ovvero considerando situazioni diverse per quanto riguarda le caratteristiche geometriche e meccaniche del banco compressibile e di quello resistente alla base, nonché del sovraccarico che determina i cedimenti di consolidazione.

L'esame della Figura 29 permette di rilevare che l'effetto prevalente sulla posizione del punto neutro, è quello prodotto dall'entità dei cedimenti del terreno circostante il palo. Le caratteristiche meccaniche dello stato compressibile ed il rapporto tra queste e quelle dello stato resistente, hanno influenza minore sulla posizione del punto neutro e sull'entità dei cedimenti assoluti del palo, e giocano invece un ruolo importante sull'entità dell'incremento di carico assiale prodotto dal fenomeno di attrito negativo. Il progredire della consolidazione determina un miglioramento delle caratteristiche di resistenza, ed il corrispondente aumento della rigidezza del terreno ha come conseguenza quella di produrre,a parità di cedimenti,un maggiore carico assiale sul palo. L'effetto è naturalmente compensato dai minori cedimenti di consolidazione del terreno esibiti dalle argille sovraconsolidate rispetto alle argille soffici, normalmente consolidate.

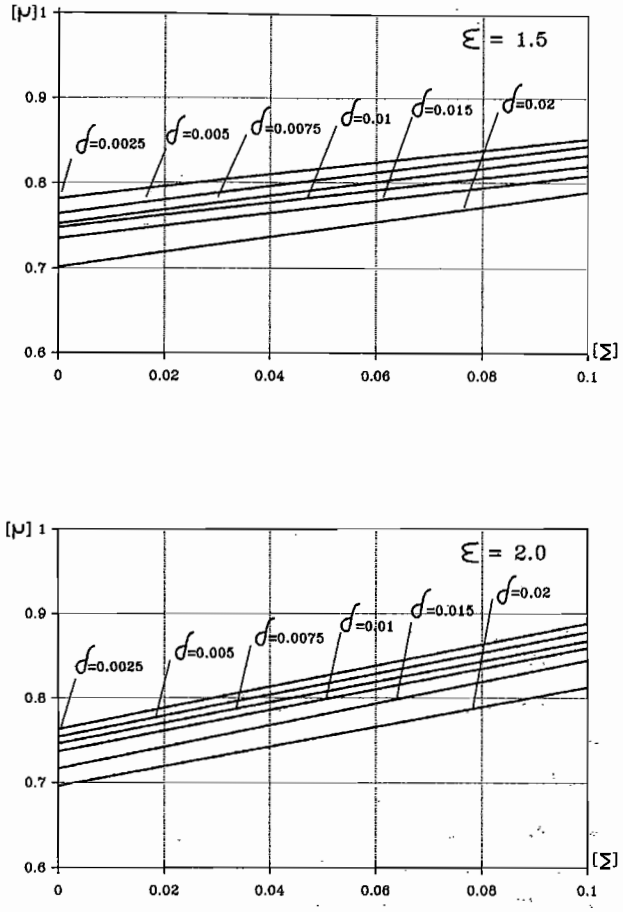

Fig.29. Analisi parametrica della posizione del punto neutro.

L'indagine sulla posizione del punto neutro è stata ovviamente riferita al solo caso di palo sospeso, poiché nell'eventualità di palo portante di punta, si conosce già che per cedimenti finali di consolidazione del terreno, la posizione del punto neutro tende a portarsi in prossimità della punta del palo. Peraltro sempre dalla Fig. 29 si rileva come tale posizione al variare dei parametri considerati, si trovi ad una profondità rispetto al piano di campagna variabile tra $(0.70 \div 0.83) \times L$, in ragionevole accordo con quanto sperimentalmente osservato.

5. Considerazioni conclusive

L'incremento di carico prodotto dai cedimenti di consolidazione del terreno circostante un palo, può essere in alcuni casi talmente elevato da superare il carico di progetto, se non addirittura quello limite.

Anche se le condizioni di sicurezza fossero rispettate, i carichi aggiuntivi che vengono così a determinarsi, provocano ulteriori cedimenti del palo, che possono rilevarsi incompatibili con la sovrastante struttura.

Per il dimensionamento di un palo soggetto al fenomeno di attrito negativo, sono disponibili alcune relazioni teorico-sperimentali che permettono la valutazione dell'incremento di carico dovuto a tale fenomeno [ZEEVAERT, 1960; POULOS e DAVIS, 1972; DE BEER, 1976].

Questi metodi sono tuttavia basati su ipotesi semplificative che non ne permettono una generale utilizzazione, conducendo spesso ad eccessivi valori del carico assiale sul palo, che talvolta assume proporzioni tali da renderne praticamente impossibile il dimensionamento.

Per la molteplicità dei fattori in gioco, l'analisi del fenomeno si presta poco a schematizzazioni di immediata risoluzione, e solo modelli più complessi permettono di riprodurre fedelmente quanto avviene nella realtà.

Una procedura come quella illustrata nel presente lavoro, consente un calcolo relativamente semplice che permette, con le incertezze connesse alla natura stessa del problema geotecnico, di simulare in maniera sufficientemente approssimata, il comportamento di un palo soggetto ad attrito negativo, anche in situazioni di terreno con caratteristiche comunque variabili con la profondità.

I risultati ottenuti dal modello, validati dal confronto con i risultati sperimentali ottenuti da vari Autori, mostrano che il fenomeno dell'attrito negativo induce cedimenti e sollecitazioni notevoli sui pali riducendone considerevolmente la zona resistente, giacché il punto neutro si attesta ad una profondità compresa tra il 73% e l'80% circa della lunghezza del palo.

Tale situazione, molto severa per il dimensionamento del palo, può essere in parte ovviata qualora l'applicazione del carico su di esso avvenga dopo che si sia manifestato buona parte del cedimento di consolidazione del terreno. Ciò comporta un duplice vantaggio; da un lato la struttura viene parzialmente interessata dal cedimento indotto dall'attrito negativo nel palo, dall'altro l'applicazione del carico sul palo dovuto alla struttura, produce un'innalzamento del punto neutro, con conseguente aumento della zona resistente del palo medesimo.

BIBLIOGRAFIA

ALONSO E.E., JOSA A., LEDESMA A. (1984) - *Negative skin friction on piles: a simplified analysis and prediction procedure*. Géotechnique, 34, n. 3, pp.341-357.

BAGUELIN F., FRANK J. (1975) - *La Capacité Portante des Pieux*. Annales Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Supplement 330, Serie SF/116, July-Aug.

BJERRUM L. (1969) - *Discussions*. Canadian Geotechnical Journal, vol. VI, n.3, pp.366-367.

BRINCH HANSEN J. (1968) - *A Theory for Skin Friction on Piles*. The Danish Geothec. Institute, Bulletin n. 25, pp. 5-12.

BROMS B. (1966) - *Methods of Calculating the Ultimate Bearing Capacity of Piles. A Summary*. Sols-Soils, vol.V, n.18-19, pp. 21-32.

BROMS B. (1976) - *Pile Foundations - Pile Groups*. Proc. VI European Conf. Soil Mech. and Foundation Engineering, vol.II, pp. 103-132.

BROMS B. (1979) - *Negative Skin Friction*. Proceedings of VI Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Singapore, vol. II, pp.41-75.

BUISSON M., AHU J., HABIB P. (1960) - *Le Frottement Negatif*. Annales de l'Institut Français du Bâtiment et des Travaux Publics, Sols et Foundations, n.31, pp.29-46.

BURLAND J. (1973) - *Shaft Friction of Piles in Clay*. Ground Engineering, vol.VI, n.3, pp.30-42.

CASTELLI F., MAUGERI M., MOTTA E. (1992) - *Analisi Non Lineare del Cedimento di un Palo Singolo*. Rivista Italiana di Geotecnica, vol. XXVI, n. 2.

CHANDLER (1968) - *The Shaft Friction of Piles in Cohesive Soils in Terms of Effective Stress*. Civ. Eng. and Publ. Works, Rev., 63, p. 48.

COGNON J.M. (1972) - *Mesure in Situ du Frottement Négatif*. Annal. de l'Institut Techn. du Bât. et des Trav. Publ., n. 293, pp. 1-12.

COOKE R.W., PRICE G., TARR K. (1979) - *Jacked Piles in London Clay*. Journ. Soil Mechan. Found. Div., vol.XCII, SM2, pp.1-26.

DAVIS E.H., POULOS H.G. (1969) - *A Summary of Some Recent Solutions for the Theoretical Behaviour of Piles*. Proc. Specialty Session on Negative Friction and Settlements of Piled Foundation, VII Int.Conf.Soil Mech. and Fond.Engineering, Mexico City, 15 pp. 15.

DE BEER E.E. (1976) - *Bekening van de mantelurijving op ingeheide palen*. Tijdschrift der Openbare Werken van Belgie. vol.XVI, n.1. pp.23-53.

DESAI C.S., CHOW L.L., SIRIWARDANE T.H.J. (1978) - *Analysis and Design for Negative Skin Friction*. Virginia Polytechnic Institute and State University, VPI-E-78.2, Blacksburg, Virginia, 20 pp.

ENDO M., MINOU A., KAWASAKI T., SHIBATA T. (1969) - *Negative Skin Friction Acting on Steel Pipe Pile in Clay*. Proceedings VII Int.Conf. Soil Mech. and Found. Engineering, Mexico. vol.II, pp.85-92.

FELLENIUS B.H., BROMS B.B. (1969) - *Negative Skin Friction For Long Piles Driven in Clay*. Proceedings VII Int.Conf.Soil Mech. and Found. Engineering, Mexico. vol. II, pp.93-98.

FELLENIUS B.H. (1972) - *Down-Drag on Piles in Clay Due to Negative Skin Friction*. Canadian Geotechn. Journal, vol.IX, n.4, pp.323-337.

FLEMING W.G. (1992) - *A new method for single pile settlement prediction and analysis*. Géotechnique 42, n.3, pp.411-425.

FLEMING W.G., WELTMAN A.J., RANDOLPH M.F., ELSON W.K. (1985) - *Piling Engineering*. Surrey Un. Press, London.

GARLANGER J.E. (1974) - *Measurement of Pile Down - Drag Beneath a Bridge Abutment*. Highw. Res. Board, Transp. Research Record, n.517, pp. 61-69.

OTTAVIANI M. (1975) - *Three-dimensional finite element analysis of vertically loaded pile groups*. Géotechnique 25, n.2, pp. 159-174.

PICARELLI L., SAPIO G. (1979) - *L'Attrito Negativo su di un Palo Trivellato in Terreni Prevalentemente Organici*. Rivista Italiana di Geotecnica, vol.XIII, pp.137-154.

POULOS H.G., DAVIS E.H. (1972) - *The Development of Negative Friction with Time in End-Bearing Piles*. Australian Geomechanics Journal, vol.II, n.1, pp.11-20.

POULOS H.G., DAVIS E.H. (1973) - *Theory of Piles in Swelling and Shrinking Soil*. Proc. VIII Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engineering, vol.II, pp. 169-176.

POULOUS H.G., DAVIS E.H. (1975) - *Prediction of Downdrag Forces in End Bering Piles*. Journal Geotechn. Div., Proc. ASCE, vol.CI, n.GT 2, pp.189-204.

JOHANNESSEN I.J., BIERRUM L. (1965) - *Measurements of the compression of a steel Pile to Rock due to Settlement of the Surrounding Clay*. Proceed. VI Int. Conference Soil Mech. Found. Engineering, Montreal. vol. II, pp.261-264.

KANIRAJ S.R., RANGANATHAM B.V. (1977) - *Drag-Load on Piles in Normally Consolidated Clay*. Indian Geotechnical Journal, vol.VII, n.2, pp.83-105.

KRAFT L.M., RAY R.P., KAGAWA T. (1981) - *Theoretical t-z Curves*. Journal of the Geotech. Eng. Division vol.CVII, n.11, pp.1543-1561.

RANDOLPH M.F., WROTH C.P. (1978) - *Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles*. Journal of the Geotech. Engineering Div., Gt12, pp.1465-1488.

SALAS J.A., BELZUNCE J.A. (1965) - *Resolution Téorique de la Distribution des Forces dans des Pieux*. Proc.VI Int. Conference Soil Mech. and Found. Engeneering, Montreal. pp.309-313.

SAWAGUCHI M. (1971) - *Approximate Calculation of Negative Skin Friction of a Pile*. Soils and Foundations, vol.XI, n.3 pp.31-49.

TERZAGHI K. (1943) - *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley, New York.

TERZAGHI K., PECK R.B. (1948) - *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, New York, Second Edition, 729 pp.

TOMLINSON M.J. (1957) - *The Adhesion of Piles Driven in Clay Soils*. Proceed. IV Int. Conf. Mech. Found. Engineering, London, vol.II, pp.66-71.

TOMLINSON M.J. (1970) - *Adhesion of Piles in Stiff Clays*. Constr. Ind. Res. Inf. Assoc., CIRIA, Rep., n.26, 47 pp.

VAN DER VEEN C. (1986) - *A General Formula to Determine the Allowable Pile Bearing Capacity in Case of Negative Skin Friction*. Proc. Int. Conference on Deep Found., Beijing. China Bldg Industry, vol.I.

VERRUIJT A. (1969) - *A Simplified Elastic Method for the Calculation of Negative Skin Friction on Piles*. Proc. Specialty Session on Negative Skin Friction and Settlements of Piled Foundations. VII Int.Conf. Soil Mech. and Found. Engineering, Mexico, Paper 5.

WALKER L.K., DARVALL P.L.P. (1970) - *Some Aspects of Drag- down on Piles*. Proc. II Southeast Asian Conf. Soil Mech. and Found. Engineering, Singapore, pp.121-137.

ZEEVAERT L. (1960) - *Reduction of Point Bearing Capacity of Piles because of Negative Friction*. Proc. I Panam. Conf. Soil Mech. and Found. Engineering, vol.I, pp.331-338.

SUMMARY

The axial load in point bearing piles is increased when the surrounding soil settles under the weight of a fill or under a lowering of the ground water table. This effect is known as negative skin friction and it occurs when the soil moves downward with respects to the pile shaft.

The force due to negative skin friction depends on the location of the neutral point where the settlement of the pile is equal to the settlement of the surrounding soil.

A number of design methods have been proposed for estimating the load which a pile can carry under these circumstances [ZEEVAERT,1960; POULOS e DAVIS, 1972; DE BEER, 1976].

Methods based on theory of elasticity and plasticity have been developed to analyze the negative skin friction both in single piles and in pile groups [BRINCH-HANSEN, 1968; SAWAGUCHI, 1971].

Some of these procedure are based on the assumption that the soil behaves as a linearly-elastic material, while full scale loading test on piles, confirm that soil shows non-linear stress-strain behaviour.

In this paper in order to describe the interaction between a single pile and a consolidating soil, a stress transfer approch at the interface is proposed. To simulate the non-linear soil-pile interaction, the model employs a hyperbolic load-transfer function (Fig.4), used to simulate the behaviour of a single pile subject to axial load [CASTELLI *et al.*, 1992]:

$$q(z) = -\frac{w(z)}{\dfrac{1}{KI(z)} + \dfrac{w(z)}{q_{lim}(z)}} \tag{4}$$

in which w is the settlement of the pile and q is the mobilized level of load.

The function is characterized by two parameters: the initial tangent KI and the limiting tip and side resistance of the pile q_{lim}.

The main difficulty of applying this method is the correct determination of model's parameters and particularly the soil stiffness KI.

The bearing capacity can be estimated from usual in-situ tests or using bearing capacity equations, while the soil stiffness at the shaft pile (KI_L) and at the tip of pile (KIp) can be estimated through some theoretical or empirical relationships, as for example:

$$KI_L = \frac{G_o}{R_o \cdot \ln (R/R_o)} \tag{5}$$

$$KI_p = \frac{G_o}{R_o \cdot \ln(R'/R_o)} \tag{6}$$

in which R_o is the radius of the pile shaft, G_o is the shear modulus at small strain, R and R' are the radial distances where the shear stress becomes neglegible, respectively at the shaft and at the tip of pile.

To consider the effects due to consolidation settlements of soil in which the pile is immersed, the function (4) can be modified as follow:

$$q(z) = -\frac{v(z) - w(z)}{\dfrac{1}{KI(z)} + \dfrac{|v(z) - w(z)|}{q_{lim}(z)}} \tag{14}$$

in which v is the settlement of soil (Fig.7).

To validate the model a computer code was compiled and a comparison between field measurements [ENDO *et al.*, 1969; PICARELLI e SAPIO, 1979] and numerical analysis has been made (Figs.8-11).

The theoretical study of a single friction pile (Figs.1518) and of a single end bearing pile (Figs.19-22), subject at the evolution of negative skin friction with degree of consolidation, with different loads applied, is also proposed. Then the position of neutral point is investigated, including the case when an axial load due to an overstructure is imposed after a considerable amount of consolidation time (Figs.24-28).

The results of this investigation are summarized in a dimensionless formulation of neutral point position (Fig.29).

Numerical analysis confirm that the neutral point is located at 73%-80% of the lenght of pile, with good agreement with experimental results obtained by ENDO *et al.*, [1969]. The netral point moves upward, with considerable extension of the resistent zone of the pile, when an axial load due to overstructure is imposed after a considerable amount of consolidation time.

The computer code is suitable for application in the case of non-homogeneous soil with non linear behaviour.