

Prove di carico su pali strumentati

Ing. Rocco TOLVE, Geol. Raffaele SESSA



BRAINSTORMERS
LABORATORIO PER LA CONOSCENZA DELLE SCIENZE TECNICHE



Sommario: Sono riportati i risultati di una prova di carico su palo trivellato di piccolo diametro, strumentato con sensori a corda vibrante. Sono presentate e discusse le modalità operative, la metodologia per la determinazione del modulo elastico, le curve carico-cedimento, le curve di mobilitazione delle resistenze alla punta e laterale, e le curve di trasferimento del carico lungo il fusto; è inoltre identificato ed analizzato il fenomeno di attrito negativo. Vengono infine segnalate alcune conclusioni di carattere generale estrapolabili dall'esperienza descritta.

1 - PREMESSA

Il territorio di Bari è caratterizzato dalla presenza nel sottosuolo di una successione di rocce calcareo-dolomitiche del Cretaceo inferiore, riferibili alla Formazione del Calcarea di Bari. A contatto con il substrato cretacico poggia un banco di terra rossa siltoso-argillosa, costituito in gran parte da materiale residuale carsico (dati contenuti nella relazione geologica redatta dalla dott.ssa Rosanna Caputo).

In questo quadro, i problemi di fondazione sono stati diverse volte risolti mediante l'adozione di pali di fondazione di diametro variabile, ora appoggiati sulla formazione calcarea, talora sospesi nei terreni argillosi. La tipologia prevalente è quella dei pali trivellati.

In sede di progetto, la previsione del comportamento dei pali trivellati, ed in particolare quelli di grande diametro, è condotta mediante procedimenti semiempirici, la cui affidabilità è chiaramente legata alla qualità ed alla quantità delle osservazioni sperimentali disponibili nello specifico ambito territoriale [Viggiani, Vinale, 1993].

I moderni sviluppi tecnologici e strumentali, cresciuti esponenzialmente nell'ultimo decennio, la particolare sensibilità e richiesta di informazioni non ottenibili da prove di carico tradizionali e la delicata situazione in Area San Paolo del comune di Bari, dove nei pressi del distributore di carburanti Total-Erg cedimenti dell'ordine di 1 m hanno compromesso la fruibilità dell'impianto, hanno consentito la realizzazione di un palo pilota strumentato con diversi estensimetri a corda vibrante e sottoposto a prova di carico. In questa nota vengono presentati i risultati raccolti nel corso della prova e delineate alcune interpretazioni.

2 - PROVA SU MICROPALO STRUMENTATO IN AREA SAN PAOLO - BARI

L'area nei pressi dell'impianto di distribuzione carburanti Total Erg è schematicamente costituita da: Materiale di riporto, tra 0 e 5 m circa (con prevalenza di sabbie limose negli ultimi 2-3 metri); calcareniti tra i 5 m e i 9 m; argille limose tra i 9 e i 16 m, con grado di consolidazione generalmente molto basso (laddove appaiono sovra consolidate se interessate da fenomeni di essiccamento), e calcilutiti tra i 16 e i 25 m circa, con valori di resistenza tipici di rocce e comportamento deformativo fortemente condizionato dalla presenza di discontinuità.

Nella figura 1 è riportato un modello schematico del sottosuolo ed una sintesi delle proprietà geotecniche più significative.

PROFONDITA'	Descrizione del terreno	Spessore (m)	γ (kN/mc)	c (kPa)	ϕ (°)	cu (kPa)	falda
Da 0.0 m a 3.5-5.5 m	materiale di riporto costituito da ghiaie eterometriche in terreno sabbioso di colore dall'avana al rossastro	3.5-5.5	13-20	-	-	-	15-20 m
Da 3.5-5.5 m a 9.0-10.0 m	calcareniti di colore avana-giallino, poco addensata e friabile, con livelli di lamellibranchi, talvolta molto porosa, gli ultimi dm sono limi sabbiosi compatti che passano gradualmente alle argille limose sottostanti	4.0-6.0	16	0	30	-	
Da 9.0-10.0 m a 16.0 m	argille limose di colore marroncino-giallastro, compatte/argille limose di colore rossastro con inclusioni sabbiose e ghiaiose di natura calcarea	5.0-7.0	18.5	5	27.6	60	
Da 16.0 m	calcilutiti di colore grigio-biancastro in strati medi e sottili, da fratturati a molto fratturati con intercalazioni di terra rossa	-	20	25	33	-	

Fig. 1 – Modello geologico e geotecnico

L'area ha registrato nel tempo cedimenti significativi, che hanno raggiunto valori prossimi al metro, di fatto incompatibili con l'attività di impianto. Lo stato dei fatti dei luoghi è visibile in figura 2.



Fig. 2 – stato di fatto dei luoghi

Le opere di fondazione previste nel progetto esecutivo di variante sono costituite da circa 200 pali trivellati di piccolo diametro ($D = 300$ mm) spinti fino alla profondità di 15 m. Le teste dei pali si inseriscono in una platea in c.a. dello spessore di 30 cm, al di sopra della quale verrà steso uno strato di ghiaia ed il manto bituminoso. I pali sono in calcestruzzo armato, con gabbia di armatura in acciaio B450C, costituita da 8 ϕ 16 e staffa ϕ 8 elicoidale con passo 20 cm, e calcestruzzo di classe C28/35, consistenza S4 ed esposizione XC2.

2.1 – PALO DI PROVA

In fase di progettazione esecutiva, al fine di ottenere ulteriori informazioni, è stata programmata una prova su palo pilota. Tale palo è stato realizzato con la medesima tecnologia esecutiva e materiali dei pali di progetto. Il palo è stato strumentato in 6 sezioni mediante la messa in opera di estensimetri a corda vibrante modello OG100VW del tipo embedment con risoluzione 1 μ -strain, precisione 0,5% FS, non linearità < 0,5 % FS e sensore di temperatura integrato. I sensori (installati alle quote di 1 m, 2 m, 4 m, 5,7 m, 8,5 m e 12 m da p.c.) sono stati resi solidali ai ferri di armatura. Particolare attenzione è stata posta all'installazione, con i cavi di collegamento protetti da guaina in pvc e collegati ai ferri di armatura longitudinale. La figura 3 mostra alcuni particolari dell'installazione dei sensori.



Fig. 3 – Particolari dell'installazione dei sensori a corda vibrante

Il controllo del corretto funzionamento dei sensori è stato eseguito in fase di installazione, dopo il posizionamento della gabbia di armatura, in fase di getto e dopo la maturazione del calcestruzzo del palo. Tutti i sensori sono risultati perfettamente funzionanti ed utilizzabili per le elaborazioni della prova. Per contrastare il carico da applicare si è utilizzata una trave in acciaio S275, del tipo HE 280 B, collegata a due pali di ancoraggio di diametro $D=300$ mm e posti a distanza pari a $4D$ dal palo di

prova allo scopo di limitarne le interferenze. La figura 4 mostra lo schema di prova con trave di contrasto.



Fig. 4 – Schema di prova e trave di contrasto

2.2 APPLICAZIONE E MISURA DEL CARICO, DISPOSITIVI DI MISURA DEGLI ABBASSAMENTI E MODALITA' DI APPLICAZIONE DEL CARICO

La sommità del palo di prova è stata cerchiata con un tubo di materiale plastico e su di essa è stata posizionata, in posizione perfettamente orizzontale, una piastra di acciaio di diametro 300 mm e spessore 25 mm per assicurare l'uniformità di distribuzione del carico applicato.

Il carico verticale è stato applicato per mezzo di un martinetto idraulico con ritorno a molla di portata 496 kN (mod. CMP50N50 della EPP). Il martinetto è stato posizionato in modo da dare luogo ad una sollecitazione perfettamente centrata (e garantendo la verticalità del carico grazie alla piastra di ripartizione autolivellante). Al martinetto è stata collegata una pompa idraulica a semplice effetto da 700 bar con manometro digitale fondo scala 1000 bar sensibilità 0,1 bar per la lettura del carico. Considerati i bassi valori del carico di prova (carico di esercizio pari a 147,1 kN), e, conseguentemente, delle perdite di carico presenti nel sistema, si è ritenuta superflua l'effettiva misura del carico mediante cella di carico frapposta tra il martinetto e la trave di contrasto.

Gli abbassamenti della testa del palo sono stati misurati mediante due comparatori centesimali con sensibilità 0,01 mm posizionati su due bracci metallici porta comparatori muniti di dispositivo a vite micrometrica collegati ad una struttura di sostegno telescopica in alluminio lunga 2,5 m e distante

dall'area di prova. Si è ritenuto opportuno eseguire una misura di controllo dell'innalzamento della trave di contrasto mediante un terzo comparatore centesimale.

Per quanto riguarda le modalità di applicazione del carico, pur mantenendo come linea guida generale le raccomandazioni dell'AGI sugli incrementi con passo costante e sul mantenimento del carico in corrispondenza di abbassamenti stabilizzati, si è ritenuto opportuno non eseguire alcun ciclo di scarico prima di raggiungere il carico di rottura.

2.3 MISURE ESTENSIMETRICHE

Gli estensimetri a corda vibrante consentono di determinare, in ciascun livello strumentato, le deformazioni subite dal palo e quindi, noto il legame sforzi-deformazioni, la sollecitazione agente sulla sezione. L'interpretazione delle misure richiede un attento esame critico di tutti gli elementi disponibili, quali la risoluzione strumentale, l'influenza della temperatura sulla frequenza di vibrazione della corda, la stabilità della lettura a parità di condizioni esterne, ecc... .

Pertanto, prima di cominciare la prova di carico si è atteso che si esaurissero i processi di maturazione del calcestruzzo, si è eseguito un controllo incrociato delle letture dei sensori per valutarne la stabilità, ed è stata effettuata una lettura di zero subito prima di eseguire la prova. Tutti i sensori sono quindi stati collegati ad una centralina di acquisizione automatica con registrazione temporizzata dei dati.

2.4 DETERMINAZIONE DEL MODULO ELASTICO

Per un palo isolato (assenza di attrito laterale) il modulo tangente del materiale composito (acciaio-calcestruzzo) è assimilabile ad una retta

$$E_t = d\sigma/d\varepsilon = A \varepsilon + B$$

Che può essere integrata in:

$$\sigma = (A/2) \varepsilon^2 + B \varepsilon \quad (\text{assumendo la costante di integrazione pari a } 0)$$

Noto il legame sforzo deformazioni:

$$\sigma = E_s \varepsilon \quad (\text{dove } E_s \text{ è il modulo secante del materiale composito)}$$

Si ottiene

$$E_s = 0.5 A \varepsilon + B$$

Nei sensori a corda vibrante all'interno dei pali, al crescere della profondità di installazione, i primi incrementi di carico sono ridotti in modo sostanziale dalla resistenza laterale che si sviluppa nella porzione di palo al di sopra del punto di installazione del sensore. Risulta quindi che la variazione di carico letta al sensore è inferiore all'incremento di carico di prova. Inizialmente, pertanto, i valori

del modulo tangente calcolati come rapporto tra la variazione di carico di prova e di deformazione letta al sensore saranno molto alti. Man mano che si la resistenza laterale del sistema palo-terreno viene mobilizzata, tali valori diventano più bassi, e si avvicinano asintoticamente al valore reale.

In figura 4 è riportato il diagramma per la determinazione del modulo tangente, utilizzando i dati dei primi 4 sensori a corda vibrante installati nel palo.

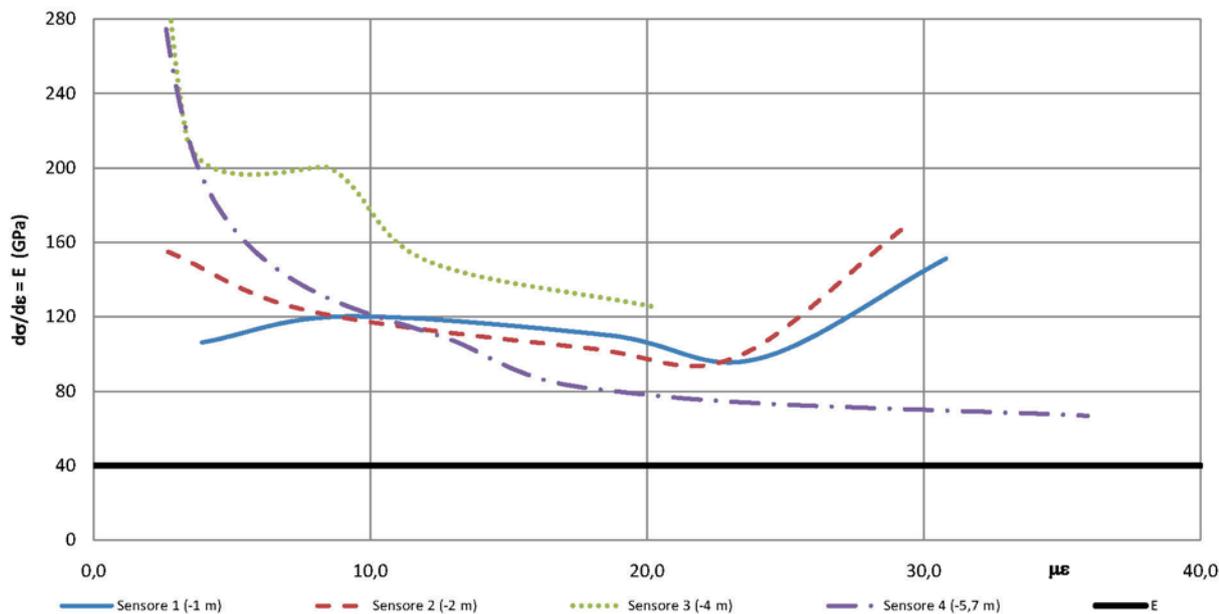


Fig. 5 – Determinazione del modulo tangente per il palo di prova

E' opportuno evidenziare, nell'elaborazione e nel calcolo del modulo tangente e secante da utilizzare per l'identificazione numerica del legame sforzo – deformazioni, che i valori del carico applicato sono relativamente bassi (carico di esercizio di 147 kN) e pertanto le deformazioni dei sensori a corda vibrante sono dell'ordine di qualche decina di $\mu\varepsilon$. Tali valori, oltre a fornire dati palesemente inesatti nella parte iniziale della curva (il primo step di carico genera deformazioni inferiori a 5 $\mu\varepsilon$ che danno un errore del 20% solo per via della risoluzione strumentale, inoltre vanno portati in conto gli effetti di linearità del sensore, eventuali variazioni termiche anche di un decimo di grado che possono aumentare o diminuire di 1 o 2 microepsilon la lettura, microfessurazioni nel cls o altro) non consentono l'identificazione di un trend univoco (come presumibilmente avverrebbe con carichi/deformazioni in gioco molto più elevati). Appare quindi sensato utilizzare come valore del modulo tangente quello che appare come un possibile asintoto inferiore nelle curve, e quindi da utilizzare su tutte le sezioni strumentate. $E_t = E_s = 40$ GPa.

2.5 COMPORTAMENTO DEL PALO NELLA PROVA DI CARICO

Lo scopo della prova di carico commissionata era quello di studiare il comportamento carichi-cedimenti del palo fino al raggiungimento del carico di rottura Q_{lim} . La condizione è stata chiaramente individuata in corrispondenza dei seguenti valori del carico e del cedimento della testa del palo: $Q_{lim} = 257,4 \text{ kN}$; $w = 10,77 \text{ mm}$. In figura 6 sono riportati i dati sperimentali.

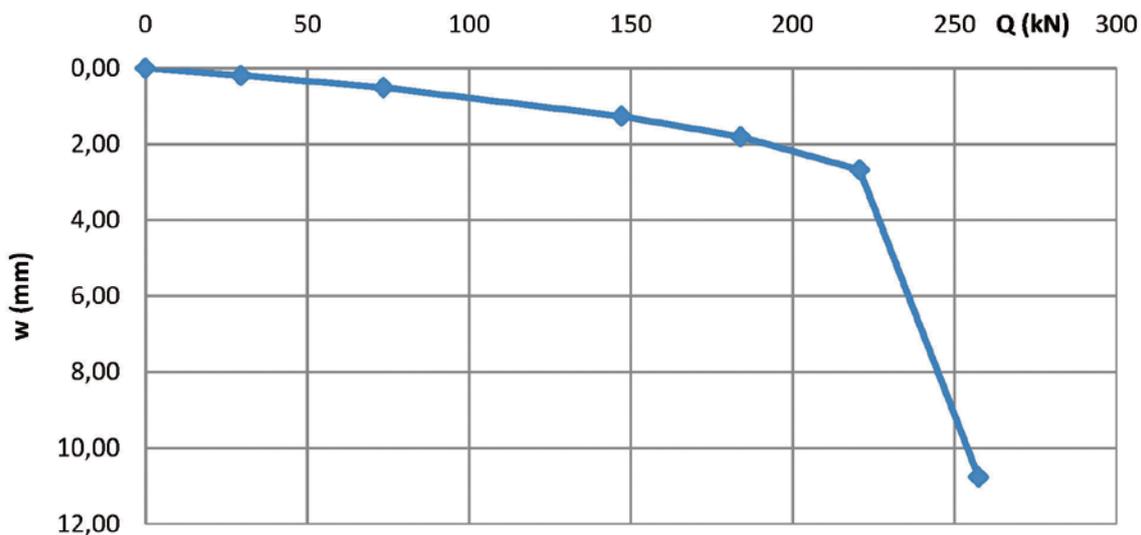


Fig. 6 – Curva carichi cedimenti

Le misure di deformazione eseguite con i sensori a corda vibrante, hanno consentito di determinare in ciascuna fase della prova le sollecitazioni trasmesse alle varie sezioni strumentate del palo. In conseguenza è stato possibile conoscere come il palo andava reagendo al carico Q applicato in testa mobilitando la propria resistenza alla punta P e laterale S , fino al loro limite P_{lim} ed S_{lim} .

I risultati sperimentali sono riportati in figura 7 come curva di mobilitazione di P ed S ed in figura 8 le curve di mobilitazione della resistenza alla punta e laterale sono riportate normalizzando i cedimenti rispetto al diametro del palo e i carichi rispetto al loro valore limite.

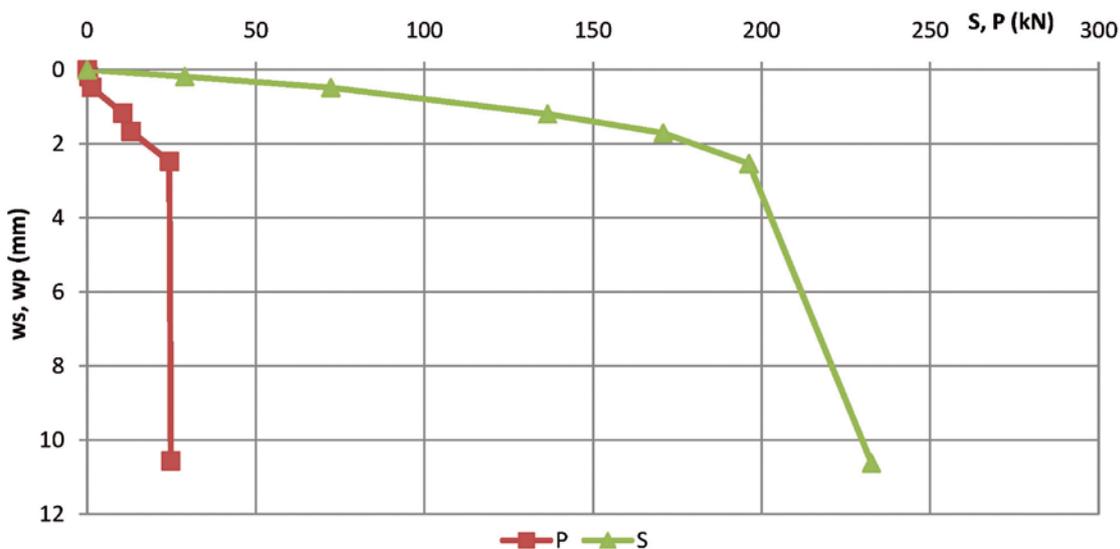


Fig. 7 – Curva di mobilitazione di P ed S

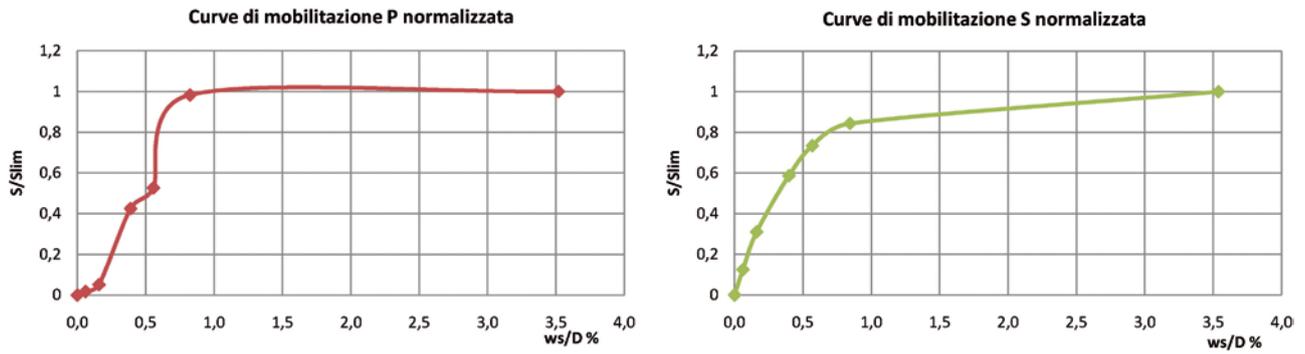


Fig. 8 – Curve di mobilitazione P ed S normalizzate

Un esame approfondito del comportamento carichi-cedimenti non può prescindere in genere dalla conoscenza delle leggi di mobilitazione della resistenza alla punta P e della resistenza laterale S. Nel palo in prova è stata raggiunta la condizione limite sia per P che per S.

$$P_{lim} = 24,82 \text{ kN} = 0,096 Q_{lim}$$

$$S_{lim} = 232,61 \text{ kN} = 0,904 Q_{lim}$$

Inoltre si evidenzia come $P_{lim} = 10,7\%$ di S_{lim} che appare in buon accordo con il 15% indicato nei micropali (con tutte le differenze del caso per la marcata dipendenza dalle tecnologie esecutive nel caso dei micropali).

2.6 TRASFERIMENTO DEL CARICO LUNGO IL FUSTO

Con riferimento alla definizione del modulo tangente e secante indicato al par. 2.4 per la definizione numerica del legame sforzo-deformazioni, le misure estensimetriche sono state elaborate in termini di curve di distribuzione del carico assiale. I risultati sono diagrammati in figura 9.

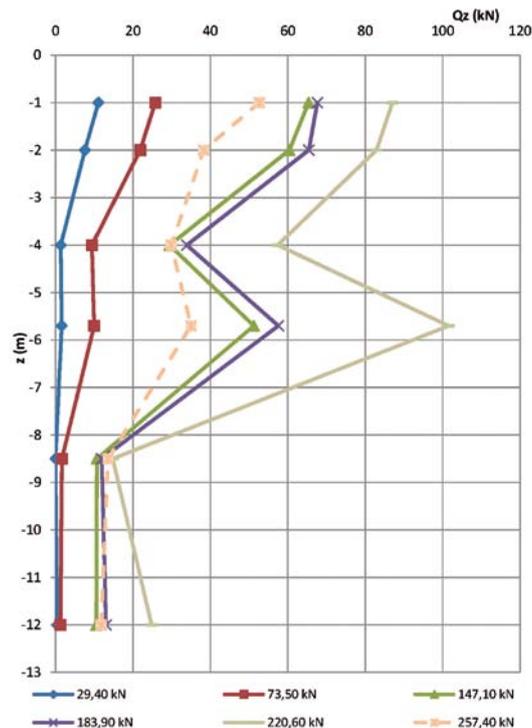


Fig. 9 – Curve di distribuzione dei carichi assiali

Il diagramma di figura 9 permette di notare come per i due primi step di carico la trasmissione dei carichi al fusto sia uniforme, laddove a partire dal carico di esercizio la sezione strumentata a 5,7 m di profondità registra un incremento del carico assiale. Tale “anomalia”, eliminate le possibilità di un sensore mal funzionante o con dati inconsistenti, è generalmente associata al fenomeno dell’attrito negativo, con una porzione di terreno estremamente compressibile o “cedevole”, che genera un campo di sollecitazioni di taglio dirette verso il basso con relativo incremento di sforzo normale. Schematicamente in figura 10 è riportato tale fenomeno.

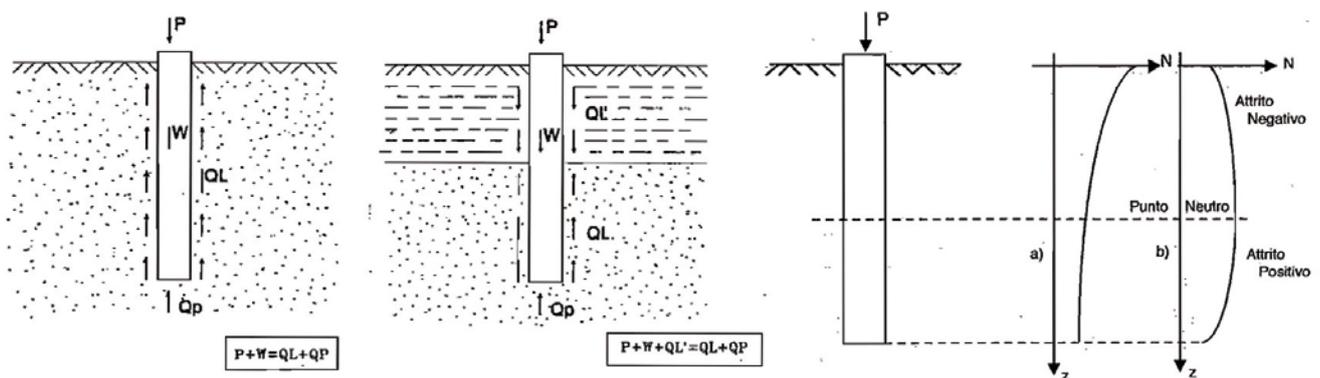


Fig. 10 – Fenomeno di attrito negativo

2.7 DISTRIBUZIONE DELLA RESISTENZA LATERALE

La conoscenza del carico assiale Q_z nelle diverse sezioni strumentate consente di risalire al legame tra la resistenza laterale e cedimenti, e alla distribuzione delle τ_z lungo il fusto.

Le relazioni di riferimento sono:

$$\tau_z = -1/(\pi D) * (dQ_z/dz)$$

$$w(z) = w - 4/(\pi D^2 E) \int Q_z dz$$

Ovviamente, per la distanza tra le sezioni strumentate è possibile solo determinare la resistenza laterale media ed il cedimento relativi a tronchi finiti di palo tra sezioni strumentate successive.

La curva di distribuzione delle τ_z lungo il fusto diagrammata in figura 11 appare di particolare interesse.

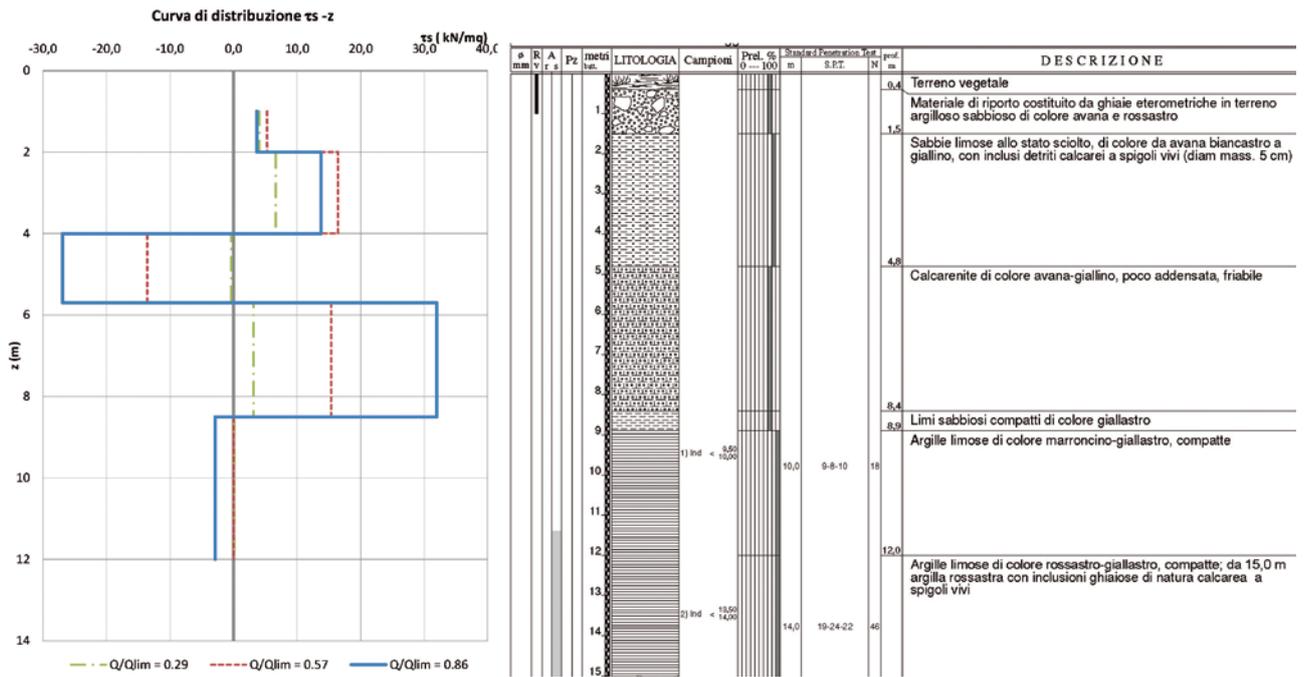


Fig. 11 – Curva di distribuzione τ_z e correlazione stratigrafica

La curva indica una crescita nel tratto tra i 2 e i 4 m, e soprattutto tra i 5,7 e gli 8,5 m di profondità; evidenzia in modo inequivocabile il fenomeno dell'attrito negativo che si genera tra i 4 e i 5,7 m di profondità. Inoltre al di sotto degli 8,5 m di profondità la τ_z attinge valori pressoché nulli. Gli andamenti della τ_z appaiono ben correlati alla stratigrafia dell'area, riportata accanto al diagramma. Un maggior numero di sezioni strumentate avrebbe consentito una migliore discretizzazione della curva di distribuzione.

In figura 12 sono infine riportate le curve di trasferimento del carico che consentono ulteriori elaborazioni.

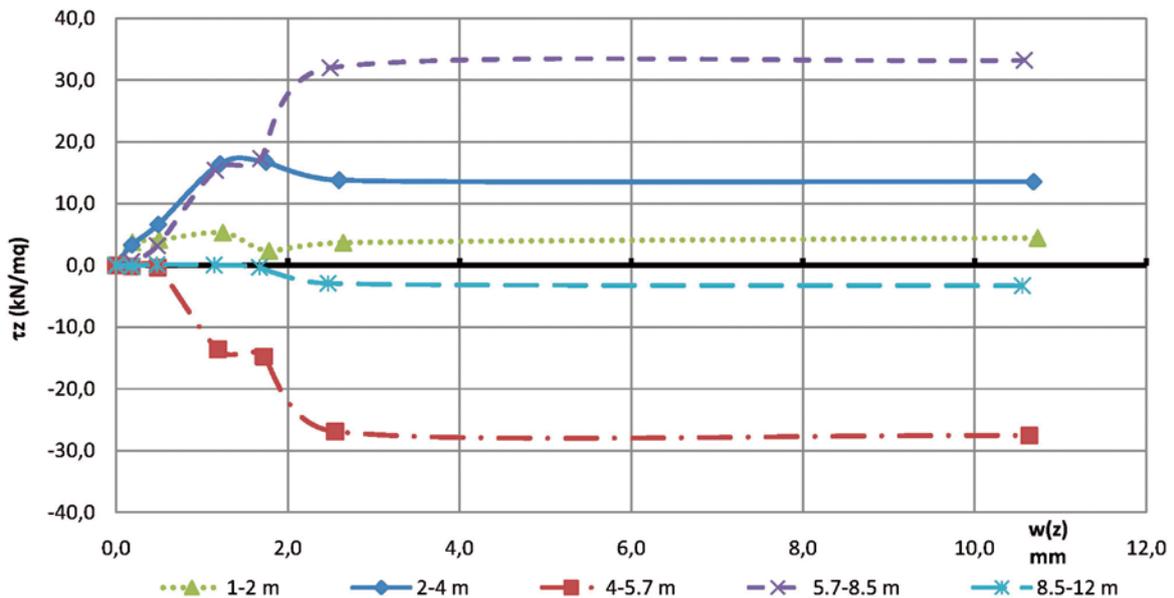


Fig. 12 – Curve di trasferimento del carico

Le curve evidenziano, una caduta della τ_z per l'ultimo valore del carico per il tratto tra i 2 e 4 m. Viene confermato un trasferimento negativo tra i 4 e i 5,7 m (zona ad attrito negativo) e il contributo pressoché trascurabile del tratto tra gli 8,5 m e i 12 m di profondità e del terreno di riporto nei primi 2 m. I valori di cedimento sotto i quali le curve di trasferimento attingono i loro valori massimi sono molto bassi, circa 2 mm.

3 CONCLUSIONI

Una prova di carico su palo strumentato consente di acquisire un numero di informazioni che è di fatto assolutamente precluso alle prove di carico statiche tradizionali.

L'esperienza ha evidenziato l'importanza di una corretta e meticolosa attenzione nell'installazione dei sensori al fine di ottenere dati coerenti per procedere alle elaborazioni. Infatti numerosi sono i casi in letteratura di sperimentazioni con difficoltà di misure, strumentazione che si è comportata in modo non soddisfacente, sensori fuori uso. Considerati i fattori tecnologici di esecuzione dei pali, che in quelli di piccolo diametro sono significativi, e visti i piccoli carichi in gioco nella prova in esame, le elaborazioni possono essere considerate affette da un ridotto margine di soggettività, in particolare nella determinazione del modulo elastico del legame sforzo –deformazioni.

I risultati ottenuti sono comunque soddisfacenti. Il palo strumentato durante la prova ha consentito la determinazione delle curve di mobilitazione della resistenza alla punta e della resistenza laterale, con identificazione dei relativi valori limite; la curva di distribuzione dei carichi assiali e delle τ_z ha consentito l'identificazione di un campo di sollecitazioni di taglio negative, circoscrivendo il fenomeno di attrito negativo ad una precisa porzione stratigrafica di terreno. Infine le curve di trasferimento del carico hanno evidenziato i comportamenti duttili, fragili e di attrito negativo nei vari tronchi di palo strumentati. Le curve di mobilitazione, distribuzione e trasferimento, opportunamente normalizzate o adimensionalizzate, possono rappresentare utili elementi progettuali.

Bibliografia

- Castelli F., Maugeri M, Motta E. (1993) – *Modellazione del fenomeno di attrito negativo nei pali* – Rivista italiana di geotecnica, n. 2
- Fellenius, B. H., (2001) - *From strain measurements to load in an instrumented pile*. Geotechnical News Magazine, Vol. 19, No. 1, pp 35 - 38.
- Fellenius, B. H., (2001) - *Determining the true distribution of load in piles*. American Society of Civil Engineers, ASCE, International Deep Foundation Congress, An International Perspective on Theory, Design, Construction, and Performance, Geotechnical Special Publication No. 116, Edited by M.W. O'Neill, and F.C. Townsend, Orlando, Florida, February 14 - 16, 2002, Vol. 2, pp. 1455 – 1470.
- Fellenius B.H., Tech. (1999) – *Design of piles and pile groups considering capacity, settlement, and negative skin friction*. Background Notes for Demo Example for UniPile at www.unisoftltd.com.
- Poulos H. G., Davis H.E. (1987,2002) – *Analisi e progettazione di fondazioni su pali*. Dario Flaccovio Editore.
- Mandolini A. (1995) – *Prove di carico su pali di fondazione*. Hevelius Edizioni.
- Viggiani C. , Vinale (1983) – *Comportamento di pali trivellati di grande diametro in terreni piroclastici*. Rivista italiana di geotecnica, n.2.
- Viggiani C. (1993, 2003) – *Fondazioni*. Hevelius Edizioni.