

Prove di carico su pali di grande diametro mediante l'impiego di celle Osterberg

Bruno Becci,* Roberto Nova,** Augusto Baù,*** Raji Haykal***

Sommario

Scopo del lavoro è presentare e discutere i risultati di due prove di carico su pali di grande diametro, effettuate fino a collasso con l'ausilio di celle di carico Osterberg. L'elevato ordine di grandezza del carico di collasso, circa 60 MN, sconsigliava infatti l'utilizzo di metodi tradizionali. Si presenta innanzitutto il tipo di cella impiegata e si illustra lo schema statico della prova. Si mostrano quindi le condizioni stratigrafiche del sito, i risultati della caratterizzazione geotecnica e la tipologia di fondazione impiegata. Si illustrano i criteri seguiti per il dimensionamento dei pali e le previsioni di comportamento nelle prove di carico. Si presentano infine i risultati sperimentali delle prove condotte, la loro interpretazione e il confronto con le previsioni effettuate. Nel complesso, le celle di carico impiegate si dimostrano un utile mezzo per prove di carico su pali di grande diametro.

1. Introduzione

Per la realizzazione di fondazioni profonde di opere di grande mole, si è andato diffondendo anche in Italia l'uso di pali di diametro sempre maggiore, anche in terreni alluvionali a prevalente, se non esclusiva, natura incoerente (sabbie e ghiaie). Ad esempio, le torri poste ai vertici dell'area del 'Meazza' a Milano, che sostengono la struttura di copertura dello stadio, [BASCIALLA *et al.*, 1991], sono fondate su pali del diametro di 1500 mm, lunghi 43 m, che attraversano uno strato pressochè uniforme di sabbia ghiaiosa. La tecnologia dei pali trivellati è poi largamente utilizzata per le opere infrastrutturali quali, ad esempio, le fondazioni dei viadotti per la linea dell'Alta Velocità fra Milano e Bologna, dove trovano largo impiego pali con diametri compresi fra gli 800 mm e i 1500 mm.

Le loro ragguardevoli dimensioni pongono problemi che riguardano progetto, realizzazione e collaudo di queste opere.

Da un lato, gli elevati livelli di sforzo richiedono particolare attenzione nella valutazione dei parametri di resistenza, quali, per esempio, l'angolo d'attrito alla base del palo. Inoltre le grandi dimensioni del palo rendono del tutto inadeguati i coefficienti di capacità portante utilizzati per pali di piccolo diametro: per un corretto dimensionamento della palificata, che ne garantisca la funzionalità, diventa infatti determinante il calcolo degli spostamenti che essa subisce sotto l'azione dei carichi esterni.

Dall'altro, le ingenti quantità di calcestruzzo impiegate richiedono che particolare cura venga posta nella realizzazione dei singoli pali per garantire l'omogeneità delle proprietà meccaniche del palo; inoltre il ricorso al sostegno dello scavo per mezzo di fanghi bentonitici, tecnologia attualmente prevalente per pali lunghi di grande diametro in terreni incoerenti sommersi, accentua notevolmente l'importanza della sequenza realizzativa affinché la validità del calcolo non sia inficiata da un'esecuzione scorretta [FLEMING e SLIWINSKI, 1977], [O'NEILL e REESE, 1999]. Infine, i notevoli carichi di esercizio, spesso compresi tra i 10 e i 20 MN per palo, comportano problemi anche in fase di collaudo. Per farcene un'idea, basti pensare che, se si volesse collaudare un palo, che in condizioni di esercizio è supposto portare 16 MN, nello stesso modo previsto dalla normativa vigente per pali di diametro inferiore a 800 mm, cioè sottoponendolo ad un carico pari a 24 MN, con il solo utilizzo di carichi esterni, bisognerebbe prevedere la realizzazione di un carico costituito da un cubo di blocchi di calcestruzzo con 10 m di lato, con tutte le inevitabili conseguenze in termini di strutture provvisorie di contrasto e di organizzazione di cantiere.

Un metodo di prova, alternativo a quello tradizionale e che consente di sollecitare pali anche a livelli di carico estremamente elevati, è costituito dall'impiego di celle di carico Osterberg [OSTERBERG, 1989], [SCHMERTMANN e HAYES, 1997]. Queste celle, poste all'interno del palo ad una o più quote prefissate durante la costruzione, vengono messe in pressione a palo ultimato, operando dalla superficie. Nel caso di un'unica cella, la parte superiore del palo agisce come contrasto, mentre la parte inferiore viene spinta verso il basso, come verrà meglio descritto nel seguito. In questo modo, nell'ipotesi

* Ce.A.S. srl, Milano

** Politecnico di Milano

*** Grandi Lavori Fincosit, Genova

che l'attrito laterale sviluppatosi lungo la superficie laterale del palo sia indipendente dalla direzione di movimento, è possibile ricostruire la curva carico-cedimento del palo che si verificherebbe sotto l'azione di carichi esterni. Da questa è poi possibile ricavare la rigidezza del sistema palo-terreno in condizioni di esercizio e stimare il carico di collasso del palo.

Mediante l'uso di queste celle sono state realizzate finora prove di carico per importanti progetti in diverse parti del mondo, con l'applicazione di carichi massimi attualmente dell'ordine dei 230 MN: una completa documentazione relativa a *case histories* è reperibile in LOADTEST [2006].

In questa nota, si illustreranno i risultati sperimentali di due prove a rottura condotte su pali di lunghezza diversa, in occasione della realizzazione delle opere di fondazione del viadotto di attraversamento del fiume Po del tratto di ferrovia ad alta velocità Milano-Bologna, in corso di ultimazione. Si tratta, per quanto è noto agli autori, della prima prova di carico del genere realizzata in Italia. Inoltre il livello di carico totale applicato è tra i più alti mai raggiunti, circa 60 MN. Per poter giungere sino a collasso, infatti, è stato necessario utilizzare, per ciascun palo, due celle Osterberg poste a diverse quote lungo l'asse del palo stesso. Nel seguito verranno presentate le varie fasi di progetto e realizzazione delle prove. I risultati sperimentali ottenuti saranno discussi e interpretati alla luce di analisi basate su metodi di progetto tradizionali, ma caratterizzate da opportune scelte dello schema di calcolo.

Per poter valutare quanto segue, è necessario in primo luogo tenere presente che la sperimentazione condotta aveva il fine specifico di verificare se i metodi di calcolo utilizzati per la progettazione dei pali erano in grado di fornire risultati in accordo con l'esperienza quanto meno su pali di prova.

Questi pali, realizzati in golena per ovvie ragioni di costo e di facilità di esecuzione, sono carat-

terizzati da lunghezze diverse, per le ragioni che si vedranno, da quelle dei pali che avrebbero poi dovuto essere realizzati in alveo, al di sotto delle pile centrali del ponte.

Va tenuto presente inoltre che, trattandosi del progetto di un'opera reale e non di uno studio accademico, un certo numero di vincoli ha limitato la libertà dei progettisti, primo tra tutti quello economico. Ad esempio, numero e tipologia di prove per la caratterizzazione geotecnica del sito sono state definite prima che i progettisti venissero incaricati della progettazione esecutiva. Per il vincolo economico menzionato, non è stato possibile integrare, se non in misura assai limitata, tali prove: ad esempio non è stato possibile effettuare prove soniche in sito per la misura della rigidezza del terreno a piccole deformazioni. Anche la metodologia di calcolo della capacità portante dei pali ha dovuto sottostare a criteri precedentemente definiti. Solo la scelta dei parametri di progetto è risultata essere libera.

2. Schema statico di una prova con celle di carico Osterberg

In linea generale, l'approccio sperimentale della prova Osterberg è intimamente legato alla schematizzazione classica alla base dei metodi di calcolo a rottura dei pali, schema nel quale vengono individuati chiaramente due addendi che concorrono alla portata ultima del palo e cioè la portata laterale e la portata di base.

La procedura di prova in oggetto, infatti, misura separatamente i due contributi o, più in generale, i diversi contributi nella quale la portata del palo può essere scomposta.

La prova consiste nell'inserire, in una sezione intermedia del palo, un martinetto piatto (la cella Osterberg, citata nel seguito come O-cell™, Fig. 1) tramite il quale applicare una coazione O_c , e nel mi-



Fig. 1 – La cella Osterberg connessa alla gabbia d'armatura di un palo $\varnothing 2000$ mm.
Fig. 1 – The Osterberg cell connected to a 2000 mm dia. bored shaft reinforcement.

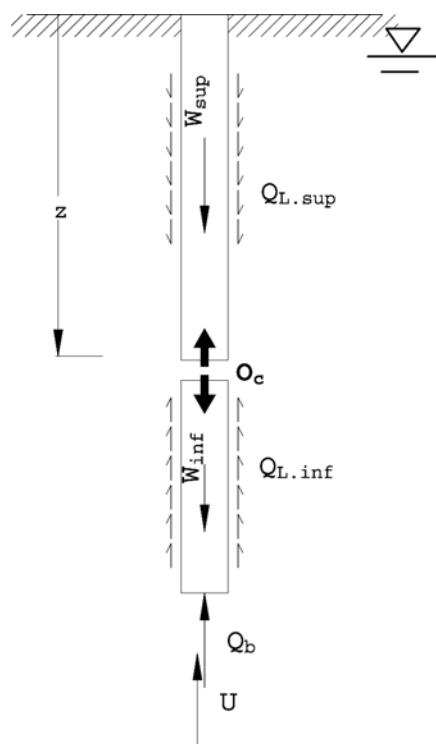


Fig. 2 – Forze in gioco nella prova Osterberg con una cella.

Fig. 2 – Applied forces in a single cell Osterberg test.

surare le deformazioni in punti opportuni lungo il palo.

Si analizzi dapprima il caso di un palo munito di una sola O-cell™ (Fig. 2).

Sia:

O_c la forza impressa tramite la O-cell™;

W_{sup} il peso totale della parte di palo al di sopra della cella;

W_{inf} il peso totale della parte di palo al di sotto della cella;

$Q_{L.sup}$ la reazione di sostegno laterale del terreno, per la parte sopra la cella;

$Q_{L.inf}$ la reazione di sostegno laterale del terreno, per la parte sotto la cella;

Q_b la reazione del terreno alla base del palo;

U la risultante delle pressioni dell'acqua alla base del palo.

Per l'equilibrio:

$$O_c = W_{sup} + Q_{L.sup}$$

$$O_c = (Q_{L.inf} + Q_b) + U - W_{inf}$$

Noto O_c , il peso del palo e U , è possibile stimare, in ogni momento $Q_{L.sup}$ e $(Q_{L.inf} + Q_b)$.

Al crescere di O_c , la curva carico-spostamento di un punto sulla prima porzione di palo in cui si raggiunga una condizione limite si discosterà da un tratto iniziale essenzialmente lineare. La reazione del terreno relativa a questo segmento può essere

assimilata alla portata limite del tratto di palo considerato. Nel caso, puramente teorico, fosse possibile raggiungere il collasso contemporaneamente in entrambi i tratti di palo, potrebbero misurarsi $(Q_{L.sup})_U$ e $(Q_{L.inf} + Q_b)_U$ al limite di collasso. La portata limite del palo Q_U potrebbe essere dedotta, in questo caso, dalla relazione:

$$Q_U = (Q_{L.sup})_U + (Q_{L.inf} + Q_b)_U$$

in cui si è implicitamente assunto che il valore di $Q_{L.sup}$ non dipenda in modo apprezzabile dal verso degli spostamenti: la validità di questa assunzione, fondamentale nel poter accettare il metodo di prova in esame, deriva essenzialmente dal soddisfacente confronto fra questo metodo e prove di carico tradizionali su casi in vera grandezza [OSTERBERG, 1998]; la stessa assunzione poi è riscontrabile come ipotesi alla base di altri studi sperimentali, indipendenti dal ricorso alla cella Osterberg (cfr. p.e. ROLLINS *et al.*, 2005). Nel caso di pali trivellati in terreni incoerenti, la scarsa dipendenza del taglio mobilitabile lungo il fusto dal verso degli spostamenti trova ulteriore fondamento nell'osservazione secondo la quale la resistenza a taglio dipende dal comportamento meccanico di una fascia di terreno assai limitata attorno al palo, a sua volta condizionata dall'entità dello sforzo radiale oltre che dal metodo di realizzazione del palo, piuttosto che da effetti complessivi su larga scala, che potrebbero variare notevolmente a seconda delle deformazioni impresse al palo.

In generale, con una sola O-cell™ il carico limite può essere raggiunto per uno solo dei due tratti. Pertanto è necessario suddividere il palo tramite l'inserimento di più celle, come nel caso in esame, in cui si discute una delle possibili sequenze di prova mediante due celle (Fig. 3):

O-cell™ 1: disposta lungo il fusto;

O-cell™ 2: disposta in prossimità della base.

FASE 1: la cella 1 è bloccata (ripristinando la continuità del palo), mentre la cella 2 viene messa in pressione. In questa fase, il primo meccanismo associato a condizioni limite è, di solito, quello relativo al raggiungimento della portata limite al di sotto della cella 2: $(Q_{L.inf} + Q_b)_U$. Se la cella è molto vicina alla base del palo, tale carico è prossimo alla portata di base Q_{bU} .

FASE 2: la cella 2 è scaricata e lasciata libera di scorrere (non oppone resistenza alcuna), mentre la cella 1 viene messa in pressione. Si ha quindi un palo privo di sostentamento alla base. La posizione della cella 1 è determinata in modo tale da far sì che il primo meccanismo di collasso sia quello relativo al raggiungimento della portata limite al di sotto della cella 1: $(Q_{L.inf})_U$.

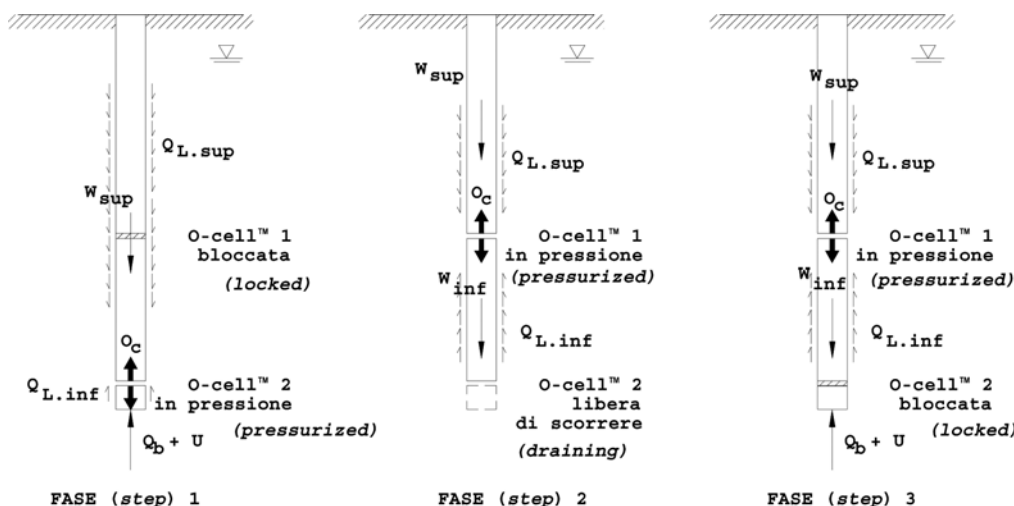


Fig. 3 – Schema di prova a rottura in tre fasi, con due O-cell™.
 Fig. 3 – Test layout in a three steps loading procedure using two O-cells™.

FASE 3: la cella 2 è ora bloccata; viene incrementata la pressione alla cella 1. Se la posizione della cella 1 è stata definita in modo corretto, è possibile attivare il meccanismo di collasso corrispondente al raggiungimento della portata limite al di sopra della cella 1: $(Q_{L.sup})_U$.

Al termine della prova, si porrà:

$$Q_{U.palo} = (Q_{L.inf} + Q_b)_{U.fase\ 1} + (Q_{L.inf})_{U.fase\ 2} + (Q_{L.sup})_{U.fase\ 3}$$

In aggiunta ai valori di portata limite nelle varie fasi, i movimenti assoluti e relativi delle sezioni di

palo dove sono posizionate le celle e le deformazioni assiali lungo il fusto misurate con *strain gauges*, la procedura messa in atto dalla ditta detentrica della tecnologia [LOADTEST, 2006] consente di estrapolare curve carico-spostamento della testa palo intese in senso tradizionale. L'algoritmo di ricostituzione della curva carico-cedimento a testa palo è brevemente descritto, nel caso di prova con una sola cella, nella figura 4; in proposito, come già ricordato più sopra in relazione al verso delle deformazioni taglianti impresse da questo tipo di prova, sono disponibili diversi confronti positivi fra risultati ottenuti

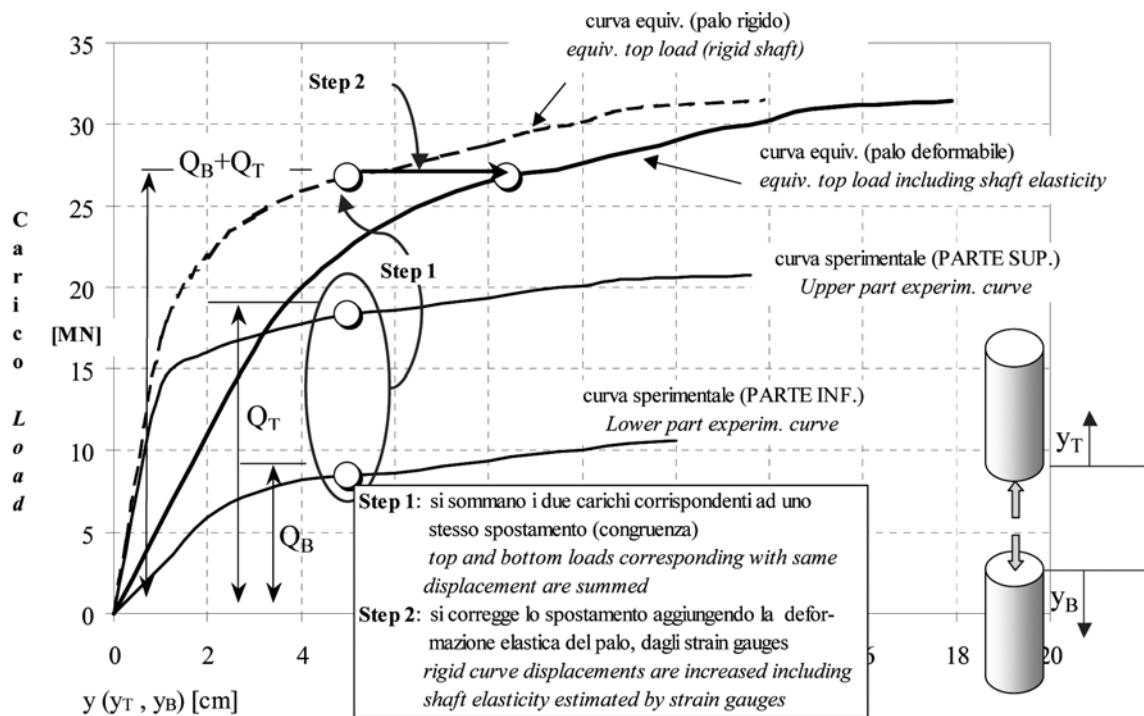


Fig. 4 – Criterio di ricostruzione della curva carico a testa palo – cedimento.
 Fig. 4 – Equivalent top load curve recovery procedure.

con questo metodo oppure con metodi di prova tradizionali su pali praticamente identici [OSTERBERG, 1998]; sono inoltre disponibili simulazioni numeriche che hanno confermato l'affidabilità della metodologia nel suo complesso [FELLENUS *et al.*, 1999] e studi [Ooi *et al.*, 2004] che hanno valutato l'influenza delle varie ipotesi semplificative come, ad esempio, la correzione alla curva per tenere conto della deformabilità assiale del palo e la possibilità di applicare alla curva equivalente le usuali tecniche di estrapolazione della portata ultima.

3. Le fondazioni del ponte per l'attraversamento del Po

La linea ferroviaria ad alta velocità (TAV) attraversa il fiume Po in prossimità di Piacenza. Il viadotto Po [EVANGELISTA *et al.*, 2003], tra le progressive Km 43+972.79 e Km 45+315.48 da Milano, è lungo in totale circa 1340 m e poggia su 24 pile. L'attraversamento dell'alveo di magra prevede una soluzione strallata con due campate laterali di luce pari a 104 m ed una centrale, la cui luce libera è di 192 m; le due pile centrali sono fondate nell'alveo di magra. Attualmente la campata centrale risulta essere la campata strallata più lunga d'Europa per un viadotto ferroviario.

Uno schema del viadotto è illustrato nella figura 5, in cui si riportano anche gli andamenti dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche (SPT) eseguite in golena sinistra, in prossimità del campo prova, nonché la composizione granulometrica, relativa alla verticale più vicina. Questi dati sono enucleati da una campagna geognostica complessivamente rappresentata da 15 sondaggi con prove SPT, effettuati fino ad una profondità media di 50 m da piano campagna, 6 verticali con prove CPTU, di cui due in alveo di magra, spinte a profondità di circa 120 m da fondo alveo, e infine una serie di prove di laboratorio su campioni a prevalente componente argillosa.

Sulla base di questi risultati, il terreno di fondazione può essere schematizzato, in prima approssimazione e per la maggior parte delle pile, come suddiviso in tre strati: il più superficiale, da piano campagna (posto all'incirca alla quota assoluta di 46 m s.l.m.) fino alla quota assoluta di +20/+15 m, a seconda della verticale considerata, e il più profondo sono costituiti da terreni granulari (sabbie medie in sponda lombarda, sabbie grossolane in sponda emiliana, con presenza di livelli di ghiaia); lo strato intermedio invece, di potenza variabile tra i 15 m e i 2 m e che presenta una buona continuità planoaltimetrica, è costituito da argilla limosa.

I dati disponibili per quanto concerne i due strati granulari sono stati ottenuti mediante prove penetrometriche, sia statiche sia dinamiche, inte-

grate da alcune analisi granulometriche. Le prove statiche si riferiscono solo ai primi metri di profondità dal piano campagna perché ben presto si incontra rifiuto alla penetrazione. Sono inoltre disponibili alcuni risultati CPT effettuati in foro al livello dello strato argilloso e poi in profondità. In prima approssimazione la resistenza alla punta del cono è direttamente proporzionale al valore della tensione verticale efficace e, quindi, alla profondità. Il coefficiente di proporzionalità dipende dal tipo di terreno attraversato, ma non varia molto, all'interno dello stesso strato, con la verticale considerata.

I risultati relativi al numero di colpi SPT sono più dispersi, come di norma accade per questo tipo di prova. Tuttavia i risultati sperimentali mostrano chiaramente una tendenza del numero di colpi N ad aumentare linearmente con la profondità z :

$$N = \alpha \frac{z}{z_0} \quad (1)$$

Un limite inferiore per N , con l'eccezione di qualche strato con una forte componente limo-argillosa, può essere ottenuto ponendo $\alpha = .775$ e $z_0 = 1.0$ m.

Il livello di falda può essere assunto pari al piano campagna e il valore del peso specifico sommerso pari a $\gamma' = 10.0$ kN/m³.

Il banco argilloso è stato caratterizzato sia per mezzo di prove speditive (*pocket penetrometer* e *vane test*) sia tramite prove triassiali (CIU e UU) sia ancora tramite i risultati delle prove penetrometriche statiche: di massima tutte le misure concordano nell'indicare una resistenza a taglio non drenata approssimabile da una relazione del tipo:

$$s_u = 3.067 \cdot z \text{ [kPa]} \quad (2)$$

con z [m], profondità dal piano campagna locale. Ad una profondità di 25 m da piano campagna, in accordo con tutte le misure, è stata stimata una coesione non drenata pari a circa 77 kPa.

Ciascuna pila è fondata su pali di 2000 mm di diametro, connessi tra loro da una platea. Il numero di pali e la loro lunghezza varia da pila a pila, a seconda dei carichi. Le pile in alveo, che trasmettono in fondazione un carico pari a circa 310 MN con eccentricità dell'ordine di $1 \div 1.5$ m dovute alle significative azioni orizzontali, sono fondate su 28 pali lunghi 62.5 m (Fig 6).

La notevole lunghezza di questi pali non deve stupire. Si deve tener presente, infatti, che, in occasione di una piena eccezionale, l'erosione del fondo potrebbe asportare tutto il terreno che si trova al di sopra dello strato di argilla. La lunghezza utile del palo per il calcolo della portata laterale è quindi assai inferiore alla sua lunghezza effettiva.

La realizzazione dei pali è stata affidata a due imprese specializzate, precisamente la Trevi S.p.A. per le pile in golena sinistra e in alveo, compresi i

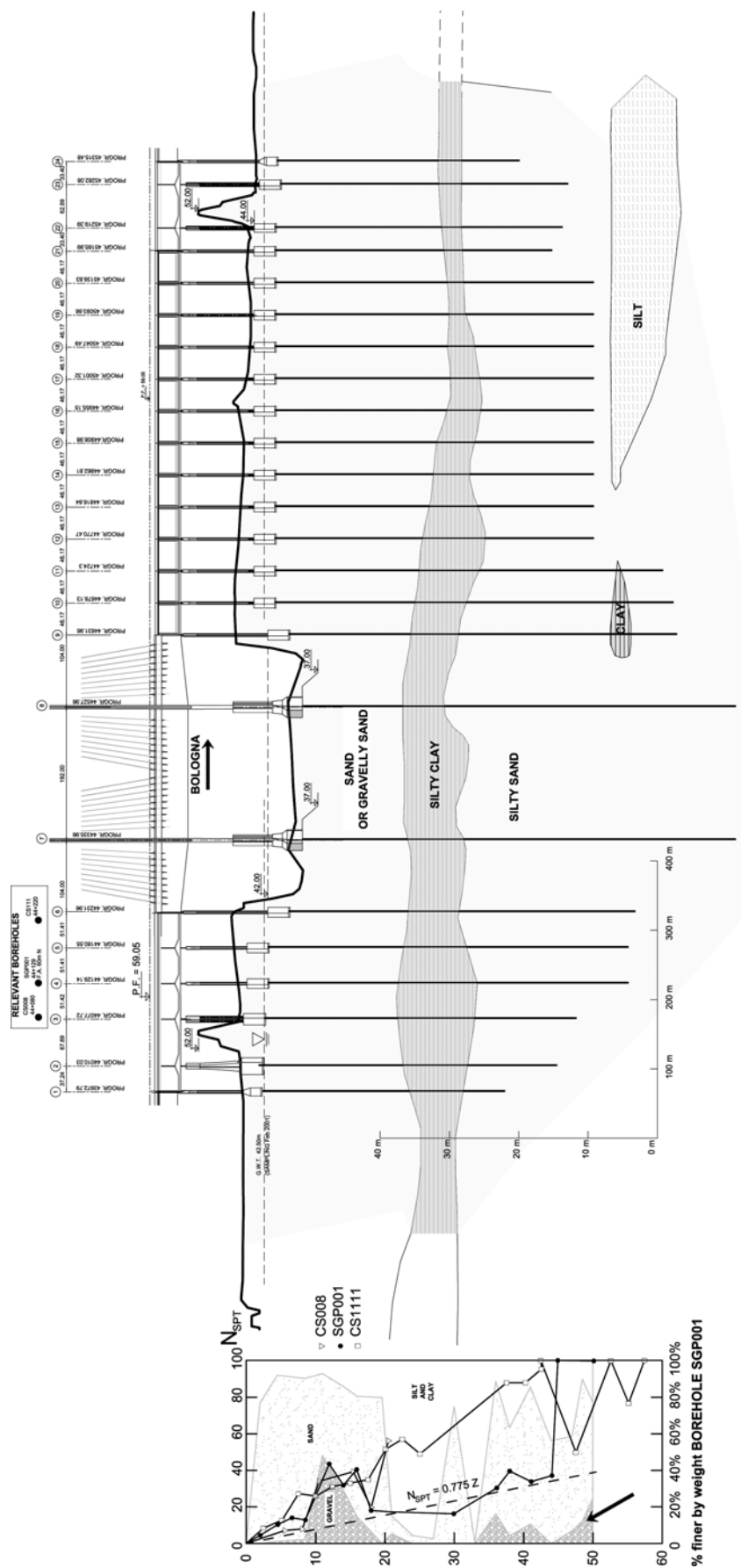


Fig. 5 – Sezione geotecnica longitudinale del Viadotto Po.
 Fig. 5 – Longitudinal geotechnical section of Viadotto Po.

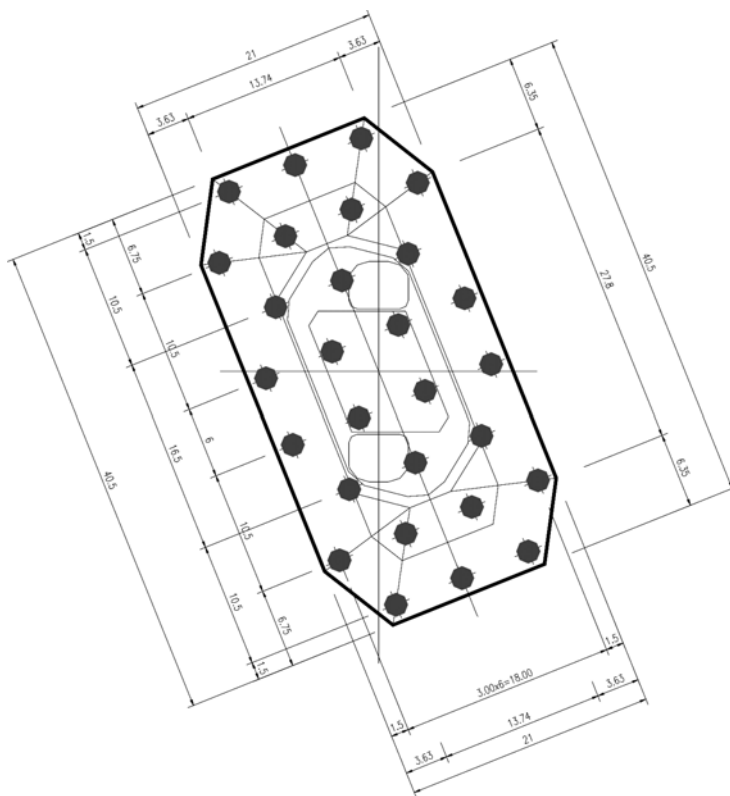


Fig. 6 – Planimetria della fondazione delle pile 7 e 8 nell'alveo di magra.

Fig. 6 – Plan view of offshore piers no. 7 and 8 foundation.

pali oggetto di questo articolo, e la Vipp S.p.A. per le palificate in golena destra.

4. Previsioni di comportamento di due pali di prova

Nelle condizioni peggiori di lavoro del ponte è prevista una forte erosione dello strato superficiale di terreno, che non è ovviamente possibile riprodurre in fase di prova. Inoltre, esistevano evidenti difficoltà a realizzare dei pali di prova dove avrebbero dovuto sorgere le pile maggiormente caricate, cioè nell'alveo di magra.

Si è deciso allora di effettuare due prove in golena sinistra su pali di lunghezza diversa (50 m e 55 m). L'ordine di grandezza della lunghezza dei pali è lo stesso che si presume si avrà nelle peggiori condizioni di carico. La portata dei pali che risulta dalle prove di carico dovrebbe comunque essere un limite inferiore all'effettiva capacità portante dei pali delle pile centrali. Nelle condizioni di peggiore erosione ipotizzata, infatti, la lunghezza efficace dei pali in alveo dovrebbe essere dello stesso ordine di grandezza di quello dei pali di prova. Tuttavia, lo sforzo orizzontale presente in sito nei pali in alveo è maggiore di quello dei pali in golena. Infatti, l'erosione del terreno porta la tensione verticale allo stesso livello di quella dei pali in golena, ma, a causa dello scarico su-

bito, il terreno si trova in condizioni di sovraconsolidazione e quindi in presenza di autotensioni orizzontali. Le tensioni orizzontali globali a cui il palo in alveo è sottoposto sono pertanto maggiori di quelle a cui è sottoposto il palo in golena e, di conseguenza, la sua portata laterale è maggiore. Inoltre il confronto tra dati sperimentali e previsioni teoriche consente di verificare se il modello teorico di calcolo assunto e i parametri di rigidità e resistenza del terreno ipotizzati sono adeguati.

Per poter decidere a quale livello posizionare le celle, in modo da far sì che la prova porti a collasso l'intero palo e non solo una parte di esso, è necessario avere non solo una stima del carico limite che verrà raggiunto, ma anche dei contributi singoli della portata di base e della portata laterale. La cella inferiore, (Fig. 3), deve infatti portare a rottura la base senza che il contrasto fornito dalla capacità portante laterale venga meno. Inoltre, la cella superiore deve essere posizionata in un punto tale per cui la parte del palo più elevata (che funge da contrasto) e la parte del palo al di sotto di essa giungano al limite pressochè allo stesso momento, in modo che tutta l'effettiva capacità portante del palo venga mobilizzata.

Per avere un ordine di grandezza del carico limite (associato a grandi spostamenti) è possibile in prima approssimazione seguire la seguente procedura [FLEMING *et al.*, 1992]. I dati relativi al numero

Tab I – Portata limitata di base per i pali di prova.

Tab. I – Base bearing capacity for test piles.

Lunghezza palo (m)	portata limite asintotica (MN)	portata limite di progetto (MN)
50	32.41	16.18
55	35.65	17.80

di colpi N della prova SPT vengono inizialmente corretti per tener conto dell'effetto della profondità come proposto da SKEMPTON [1986]. Da questo valore si può passare a quello della densità relativa del terreno secondo un'altra relazione empirica, sempre proposta da SKEMPTON [1986], adeguatamente corretta per tener conto dell'efficienza dei moderni magli automatici [FLEMING *et al.*, 1992], Nota la densità relativa, è possibile ricavare la differenza tra angolo d'attrito di picco ed angolo d'attrito allo stato critico secondo un'altra relazione semiempirica proposta da BOLTON [1986]. Tale relazione dipende dalla pressione media agente nel terreno e quindi varia localmente da punto a punto. Tuttavia, per valori di pressione media variabili tra 150 e 600 kPa, appropriati per i pali in esame, è possibile utilizzare un unico valore, come illustrato da FLEMING *et al.* [1992].

Una volta corretti i dati per tener conto della profondità, il valore del numero di colpi risulta pressochè costante con questa e di conseguenza si può far riferimento ad un'unica densità relativa (pari a circa il 50%) e ad un'unica differenza tra angolo d'attrito di picco e angolo d'attrito allo stato critico. Tale valore risulta essere pari a soli 3°. Non essendo disponibili dati attendibili per la valutazione dell'angolo d'attrito allo stato critico, esso è stato assunto prudenzialmente pari a 28°. Tale valore costituisce infatti una sorta di limite inferiore per terreni di tipo granulare, in modo particolare quando la percentuale di limo non è trascurabile ed i granelli di sabbia sono rotondeggianti, come nel caso in esame. Si ha allora che il valore di calcolo dell'angolo d'attrito è pari a 31°.

Il valore teorico della capacità portante di base è allora pari a

$$q_L = \gamma' L N_q(\phi) \quad (3)$$

dove L è la lunghezza del palo e N_q è un fattore adimensionale. Come è noto, la stima di tale fattore varia in maniera rilevante a seconda del meccanismo di rottura scelto. Se, ad esempio, si usasse la soluzione teorica di Prandtl, valida per fondazioni superficiali, il valore di N_q sarebbe pari a

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (4)$$

Il valore di N_q così ottenuto, pari a 20.63, va considerato, anche solo in base a considerazioni puramente teoriche, come un limite superiore al valore

effettivo della capacità portante, associata a spostamenti teoricamente infinitamente grandi. Inoltre, è noto che pur applicando a questo valore l'usuale coefficiente di sicurezza ($F_s=2.5$) i cedimenti associati ad un tale livello tensionale sarebbero comunque troppo elevati, dato il notevole diametro del palo. In fase di progetto si è allora adottato un valore di N_q pari a 10.3. Questo valore è stato ricavato utilizzando la teoria di BERETSANTSEV [1965], che utilizza il valore dello sforzo alla punta in corrispondenza del quale si verificano nel terreno le prime deformazioni plastiche (il che avviene tipicamente in corrispondenza di cedimenti dell'ordine del 6-10% del diametro, secondo quanto riportato da VIGGIANI 1975).

I valori limite di calcolo delle portate di base, per i due pali considerati risultano quindi quelli indicati in Tabella I

Alla portata di base va aggiunta la portata laterale. Per un terreno granulare omogeneo essa può essere valutata assumendo che le tensioni di taglio mobilitate lungo il fusto siano proporzionali alle tensioni normali ad esso esercitate dal terreno e che queste a loro volta siano proporzionali alle tensioni verticali, secondo un coefficiente di spinta, k [FLEMING *et al.*, 1992]. Si tenga conto, a questo proposito, che l'effetto della profondità è già stato tenuto in conto riducendo drasticamente il valore del numero di colpi di riferimento da cui è stata dedotta la densità relativa e quindi l'angolo d'attrito. Non appare pertanto necessario introdurre alcuna ulteriore limitazione sulla tensione tangenziale massima tra palo e terreno. Si ha allora:

$$Q_L = \frac{1}{2} \pi D k \gamma' L^2 \tan \delta \quad (5)$$

dove D è il diametro del palo e δ è l'angolo d'attrito tra palo e terreno.

In questo caso il terreno non è omogeneo. Tuttavia, se si tiene presente che il contributo maggiore alla portata è fornito dagli strati di terreno più profondi, l'ordine di grandezza della capacità portante può essere stimato assumendo che sia il coefficiente di spinta che l'angolo d'attrito tra palo e terreno siano costanti con la profondità. Poiché il valore di ϕ è basso, e quindi prossimo al valore dell'angolo d'attrito a volume costante, si assumerà che l'angolo d'attrito tra palo e terreno sia intermedio tra i due e pari, per semplicità, a 30°.

Il coefficiente di spinta laterale k merita una discussione più approfondita. Trattandosi di pali tri-

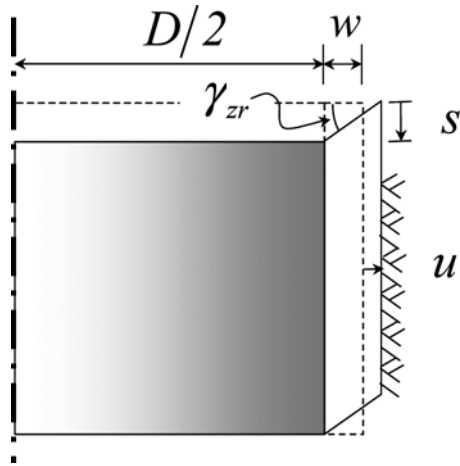


Fig. 7 – Comportamento dello strato d'interfaccia palo-terreno lungo il fusto.

Fig. 7 – *Pile-soil interface behaviour along shaft.*

vellati, è ragionevole assumere che lo stato tensionale presente in sito prima della costruzione del palo non sia alterato in maniera significativa dalla costruzione del palo. Prima che questo sia caricato, perciò, la tensione orizzontale dovrebbe essere pari a:

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v = \gamma' K_0 z \quad (6)$$

Dalle indicazioni geologiche disponibili, il terreno in sito appare come normal consolidato. In ogni caso, a profondità elevate come quelle a cui si trova la parte inferiore del palo, che è quella che dà il maggiore contributo alla sua capacità portante, il grado di sovraconsolidazione tende a 1. Appare quindi ragionevole assumere per K_0 il valore tipico di un terreno normalconsolidato con angolo d'attrito pari a circa 30° , cioè $K_0 = 0.5$.

Quando il palo viene caricato, però, si verificano delle deformazioni di scorrimento in una sottile banda di taglio di spessore w , come mostrato in figura 7. Sia s lo spostamento del palo (supposto rigido) in direzione verticale. Assumendo che il terreno esterno alla banda di taglio non subisca spostamenti verticali, la deformazione di scorrimento sarà in prima approssimazione pari a:

$$\gamma_{zr} = s/w \quad (7)$$

Se si assume inoltre che la deformazione nella sottile banda di scorrimento sia interamente irreversibile, la deformazione radiale ad essa associata sarà:

$$\varepsilon_r = -\gamma_{zr} \tan \psi \quad (8)$$

dove ψ è l'angolo di dilatanza del terreno. Lo spostamento radiale del terreno dovuto a questa dilatazione, e quindi rivolto verso l'esterno del palo (Fig. 7), è allora:

$$u = w \cdot \varepsilon_r = s \cdot \tan \psi \quad (9)$$

Questo spostamento radiale provoca un'ulteriore compressione del terreno e quindi un aumento della pressione orizzontale $\Delta \sigma'_h$. Poiché lo spostamento radiale è piccolo, è lecito assumere che il terreno risponda elasticamente a questa sollecitazione e quindi essendo il problema piano ed assialsimmetrico allo stesso tempo, il problema è analogo a quello dell'espansione di una cavità cilindrica [BOULON e FORAY, 1986], per cui:

$$u = \frac{\Delta \sigma'_h \cdot D}{4G} \quad (10)$$

dove D è il diametro del palo e G il modulo elastico di taglio del terreno. Uguagliando allora le (9) e (10) si ricava:

$$\Delta \sigma'_h = 4G \tan \psi \cdot \frac{s}{D} \quad (11)$$

Il modulo di taglio del terreno può essere correlato al valore del numero di colpi N (non corretto). In prima approssimazione, si può assumere valida una relazione di proporzionalità diretta tra G e N :

$$G = 1000 \cdot N \text{ [kPa]} \quad (12)$$

per cui l'incremento di tensione orizzontale che si può derivare dalla (10) è linearmente dipendente dalla profondità. Il valore della tensione orizzontale totale agente ad una profondità z , tenendo conto della (1), è allora:

$$\sigma'_h = \sigma'_{h,0} + \Delta \sigma'_h = \left(K_0 + \frac{4\alpha \tan \psi}{\gamma'} \cdot \frac{s}{D} \right) \gamma' z = k \cdot \gamma' z \quad (13)$$

Si può notare dalla (13) che l'incremento del fattore k è inversamente proporzionale al diametro del palo. Ciò spiega perché pali modello provati in laboratorio forniscano valori molto elevati del coefficiente k . Inoltre la (13) mostra l'importanza del valore della dilatanza. Per un terreno denso, l'angolo di dilatanza è alto e quindi l'aumento del coefficiente di spinta rispetto a quello a riposo è alto. Per un terreno mediamente addensato, come in questo caso, l'incremento sarà piccolo (ma non trascurabile, come si vedrà tra breve). Per terreni sottoposti a rottura delle particelle o dei legami di cementazione tra di esse il valore di ψ è negativo (si ha cioè una diminuzione dello spessore della banda) e quindi il valore del coefficiente di spinta è minore del valore di spinta a riposo. Nel caso in esame, utilizzando un'altra relazione semiempirica proposta da BOLTON [1986], si può dedurre dal valore della differenza tra angolo d'attrito di picco e angolo d'attrito allo stato critico che l'angolo di dilatanza è pari a 3.75° .

Infine la (13) mostra che la spinta orizzontale dipende dal livello di spostamento del palo. Poiché

Tab. II – Curve di trasferimento della portata di base.

Tab. II – *Transfer curves for base bearing capacity.*

s/D (%) Diametro	Q/(Q _b) _{LIM}
2	0.6
5	1.0
10	1.45

s/D = rapporto (%) tra lo spostamento di base e il diametro del palo

Q = portata di base mobilitata

(Q_b)_{LIM} = portata limite calcolata con N_q = 10.3

lo spessore della banda di taglio è indipendente dal diametro di questo, il valore dello spostamento per cui la resistenza laterale è pienamente mobilitata è un valore assoluto (a parità di tipo di terreno), che non dipende dal diametro del palo. Nel caso in esame si può assumere s=1cm. Si ha allora, dalla (13), sostituendo gli opportuni valori dei parametri, k=0.598, che verrà, per semplicità, posto uguale a 0.6.

Pertanto si ottengono portate laterali a collasso pari rispettivamente a 27.21 MN e 32.92 MN.

Il calcolo della rigidità del sistema palo-terreno è stato effettuato sia come proposto da [FLEMING *et al.*, 1992], sia come suggerito da [O'NEILL e REESE, 1999]. Nel primo caso si è assunto che il modulo di taglio vari linearmente con la profondità (terreno alla GIBSON [1967]), come già discusso poco sopra per la determinazione del coefficiente k. Per pali lunghi 50 m, caricati con 12 MN a testa palo, si è stimato un cedimento dell'ordine dei 12 mm (palo singolo). Nel secondo caso sono state generate delle curve carico-cedimento con un semplice modello numerico in cui l'interazione palo terreno è riprodotta con la classica tecnica delle curve di trasferimento: si è assunto, per il fusto un comportamento elastico perfettamente plastico con il massimo carico raggiunto ad un livello di mobilitazione forfettario pari a circa il 5‰ del diametro ovvero 1 cm e per la base la curva definita per punti in tabella II.

5. Descrizione delle modalità di prova

La configurazione dei due pali prova è riassunta nella tabella III; la posizione delle celle è stata stabilita in base alle considerazioni precedentemente svolte. Le condizioni stratigrafiche, con particolare riguardo alla posizione del banco di argilla, sono riassunte in figura 8. Per i primi 9 m circa è stato lasciato in opera l'avampozzo metallico, esattamente come previsto nel progetto anche per i pali definitivi.

Ogni cella si compone di un martinetto ad acqua, in questo caso del diametro di 870 mm, e da due piastre metalliche, dello spessore di 50 mm e diametro pari a quello del palo, che ripartiscono il

Tab. III – Caratteristiche geometriche di pali di prova.

Tab. III – *Geometrical characteristics of test piles.*

	PALO A	PALO B
diámetro [mm]	2000	2000
quota attuale piano campagna (m s.l.m.)	+46.80	+46.80
quota falda di calcolo (m s.l.m.)	piano campagna	piano campagna
quota testa palo (m s.l.m.)	+45.00	+45.00
quota base palo (m s.l.m.)	-5.00	-10.00
lunghezza palo [m]	50	55
Quota cella superiore (m s.l.m.)	+5.00	+2.00
Quota cella inferiore (m s.l.m.)	-3.00	-8.00

carico sul calcestruzzo. Nelle piastre sono praticati diversi fori, per il passaggio del tubo getto, dei tubi per il carotaggio sonico e per altri condotti richiesti dall'attrezzatura e dagli strumenti di misura. Le due piastre di contrasto devono essere saldate alle due porzioni di gabbia d'armatura, ovviamente interrotte a livello della cella; la continuità dell'insieme gabbia d'armatura+celle, necessaria provvisoriamente per l'installazione nel foro, è assicurata da opportuni spezzoni metallici saldati ad entrambe le piastre: prima dell'inizio vero e proprio della prova, una moderata messa in carico del martinetto rompe tali saldature e provoca la fratturazione del calcestruzzo che occupa lo spazio compreso fra le due piastre.

In questa prova, la cella inferiore, in grado d'imprimere un carico superiore a 25 MN, ha una corsa nominale di 200 mm mentre quella della cella superiore, di pari capacità di carico, è di 150 mm. Anche i parametri per il dimensionamento delle celle (capacità di carico e corsa) vanno determinati dal progettista geotecnico sulla base della risposta attesa del complesso palo-terreno.

La strumentazione della prova è formata da tre LVWDT (Linear Vibrating Wire Displacement Transducers) posizionati tra la piastra inferiore e superiore di ogni cella Osterberg con lo scopo di misurarne l'espansione. La compressione della porzione di palo compresa tra le due celle e tra la cella superiore e testa palo è stata misurata tramite 3 comparatori di compressione inguainati (ECT), per ogni segmento, monitorati tramite LVWDT. I movimenti della testa palo rispetto ad una trave di riferimento (datum beam) centrata sul palo, con appoggi distanti circa 6 m dalla verticale di prova, sono stati misurati con due trasduttori di spostamento. I movimenti della trave di riferimento, protetta dall'irraggiamento solare per la durata della prova, sono stati infine rilevati tramite strumento ottico di precisione da una distanza di circa 20 m.

Sono stati poi installati nel complesso dieci livelli di tre estensimetri a corda vibrante, su altrettante sezioni trasversali di palo, tre delle quali fra le due celle e sette fra testa palo e cella superiore.

Il sistema di misura è riassunto schematicamente in figura 8: si noti che componendo in modo opportuno gli spostamenti della trave di riferimento, i movimenti della testa palo rispetto ad essa, gli accorciamenti dei segmenti di palo e i movimenti relativi delle facce delle due celle, è possibile dedurre gli spostamenti assoluti delle sezioni salienti di palo. In particolare il movimento assoluto della piastra inferiore della cella più profonda, posta a 2 m dalla base, può, con ottima approssimazione, essere assimilato al cedimento della base del palo.

L'installazione ha infine compreso quattro sistemi di tubazioni di acciaio galvanizzato, dalla testa del palo fino alla parte superiore della piastra inferiore di ogni cella, per sfogare eventuali depres-

sioni. Inoltre le tubazioni hanno permesso l'introduzione di acqua nel piano di frattura in modo da mantenere l'equilibrio con l'esistente acqua di falda.

Nonostante la relativa complessità delle apparecchiature richieste e la rilevanza delle azioni in gioco, colpisce l'estrema modestia delle opere visibili in cantiere (Fig. 9), con riflessi decisamente positivi in termini, ad esempio, di sicurezza ed organizzazione del cantiere.

La prova, per entrambi i pali, è stata condotta secondo fasi analoghe a quelle descritte in precedenza. Il carico è stato applicato progressivamente secondo il "Quick Load Test Method for Individual Piles" (ASTM D1143 Standard Test Method for Piles Under Static Axial Load). Ogni incremento di carico è stato mantenuto costante per 8 minuti regolando manualmente la pressione della cella. L'intervallo tra un incremento e l'altro era circa di 1 minuto. La tabella IV sintetizza l'esecuzione di en-

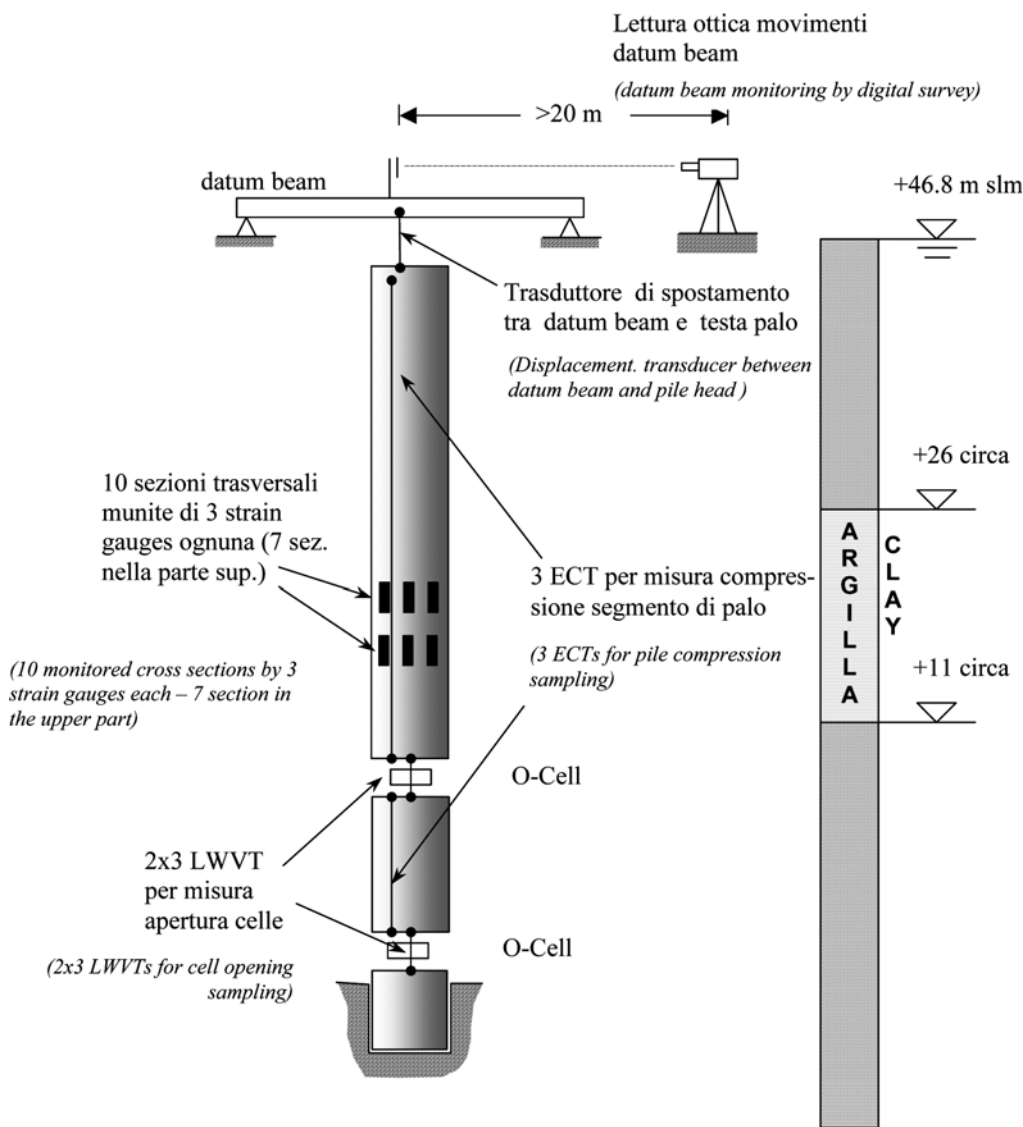


Fig. 8 – La strumentazione del palo e stratigrafia.
Fig. 8 – Pile instrumentation layout.

Tab. IV – Sequenza di carico per i pali di prova.

Tab. IV – Load sequence for test piles.

PALO A: L=50 m								
Fase	Intervallo di carico	Cella Osterberg sup.			Cella Osterberg inf.			Deformazioni associate alla fase di carico
		Max Q_{lordo} [MN]	Sistema Idraulico O-cell	Espans. Totale [mm]	Max Q_{lordo} [MN]	Sistema Idraulico O-cell	Espans. Totale [mm]	
1	1L-1 ÷ 1L-15	0,0	Chiuso	-1,7	16,4	Pressurizz	141,6	prevalente mobilitazione della base
	1U-1 ÷ 1U-5					scarico		
2a	2L-1 ÷ 2L-20	21,9	Pressurizz	107,1	0,0	Aperto	56,3	Prevalente mobilitazione verso l'alto della resistenza del fusto (parte sup.)
2b	2L-21 ÷ 2L-24	25,4	Pressurizz	146,5	2,8	Chiuso	53,8	
	2U-1 ÷ 2U-5		scarico					
3	3L-1 ÷ 3L-10	0,0	Aperto	58,6	20,8	Pressurizz	245,0	ulteriore mobilitazione della base
	3U-1 ÷ 3U-5					scarico		
PALO B: L=55 m								
Fase	Intervallo di carico	Cella Osterberg sup.			Cella Osterberg inf.			Deformazioni associate alla fase di carico
		Max Q_{lordo} [MN]	Sistema Idraulico O-cell	Espans. Totale [mm]	Max Q_{lordo} [MN]	Sistema Idraulico O-cell	Espans. Totale [mm]	
1	1L-1 ÷ 1L-13	0,0	Chiuso	-1,6	14,3	Pressurizz	153,0	prevalente mobilitazione della base
	1U-1 ÷ 1U-5					scarico		
2	2L-1 ÷ 2L-25	26,8	Pressurizz	119,3	0,0	Aperto	85,0	Prevalente mobilitazione verso l'alto della resistenza del fusto (parte sup.)
	2U-1 ÷ 2U-5		scarico					
3	3L-1 ÷ 3L-19	13,6	Chiuso	103,4	18,3	Pressurizz	198,9	ulteriore mobilitazione della base
	3U-1 ÷ 3U-5					scarico		



Fig. 9 – Le apparecchiature visibili in cantiere durante la prova Osterberg.

Fig. 9 – Test devices at free field during Osterberg load testing.

trambe le prove, con le sequenze di carico resesi necessarie per utilizzare al meglio le caratteristiche delle celle. Al termine di ogni fase di carico, il sistema è stato scaricato con 5 decrementi di carico, ognuno della durata complessiva di 8', fino al completo azzeramento delle pressioni nel circuito della cella di carico.

6. Risultati e interpretazione delle prove di carico

Analisi del comportamento della base

Si assume che la curva carico assiale Q , cedimento verticale s_b , della cella inferiore, presso la base, (Figg. 10 e 11) possa essere interpolata da una relazione iperbolica [CHIN, 1970] del tipo:

$$Q = s_b / (a + s_b / Q_b) \quad (14)$$

dove s_b è il cedimento della base palo, Q il carico applicato, Q_b la portata di base asintotica e a una costante da determinarsi con la classica procedura di Chin. I valori di Q_b così ricavati (Fig. 12) possono essere confrontati con i valori asintotici della portata di base previsti in sede progettuale e discussi in precedenza, ignorando il modesto contributo fornito dal sostegno laterale nei due metri di palo tra cella e base. La tabella V riassume tali confronti

Si può osservare che, in entrambi i casi, la portata asintotica teorica è in buon accordo con le osservazioni sperimentali. I valori di N_q assunti nel progetto, dell'ordine di 10 e pertanto minori di quelli asintotici, sono quindi giustificati dall'intento di limitare i cedimenti a valori molto più bassi di quelli a cui il palo è stato sottoposto durante la prova. Infatti, utilizzando la (14), con i coefficienti a e Q_b appena determinati, il coefficiente

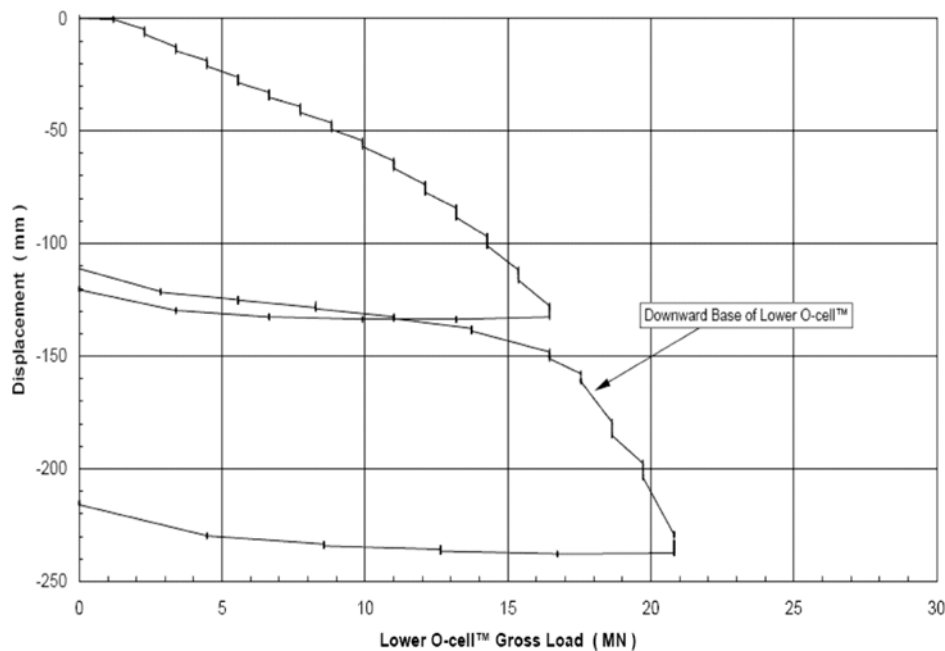


Fig. 10 – PALO A: curva carico-cedimento della faccia inferiore della cella presso la base.

Fig. 10 – Test Pile A: Lower Osterberg Cell Load-Displacement Curve.

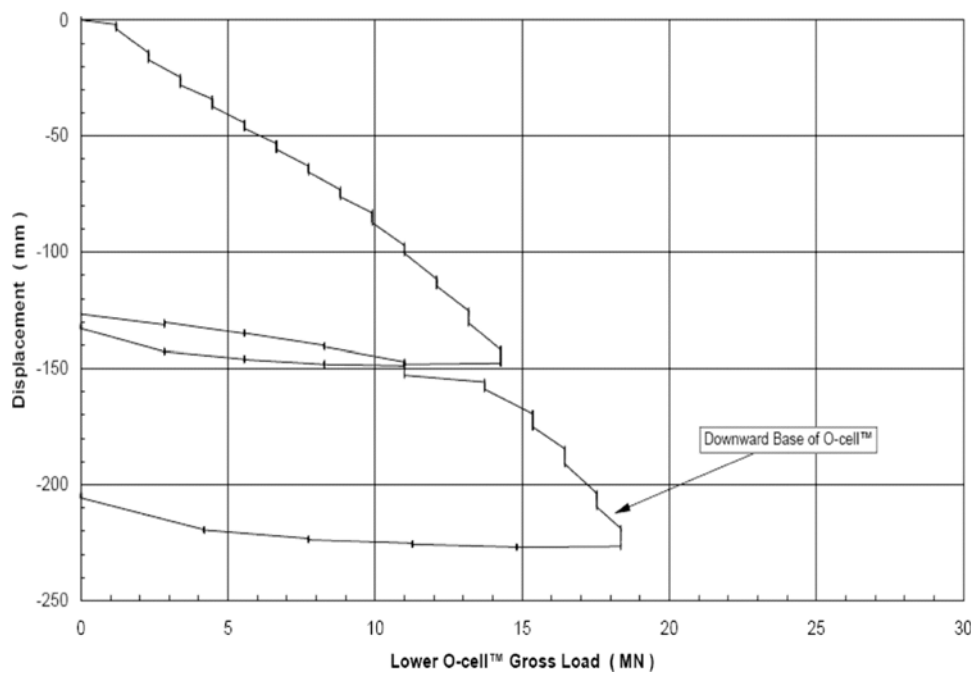


Fig. 11 – PALO B: curva carico-cedimento della faccia inferiore della cella presso la base.

Fig. 11 – Test Pile B: Lower Osterberg Cell Load-Displacement Curve.

Tab. V – Valori asintotici della portata di base attesi e stimati sulla base dei risultati della prova.

Tab. V – Asymptotic values of base bearing capacity expected and estimated on the base of the test results.

	L	Q _b asintotica attesa	Q _b stimata Eq. (14)	differenza	Coeff. a Eq. (14)
PALO	m	MN	MN		mm/MN
A	50	32.40	32.05	-1.1%	3.89
B	55	35.65	39.84	10.5%	6.49

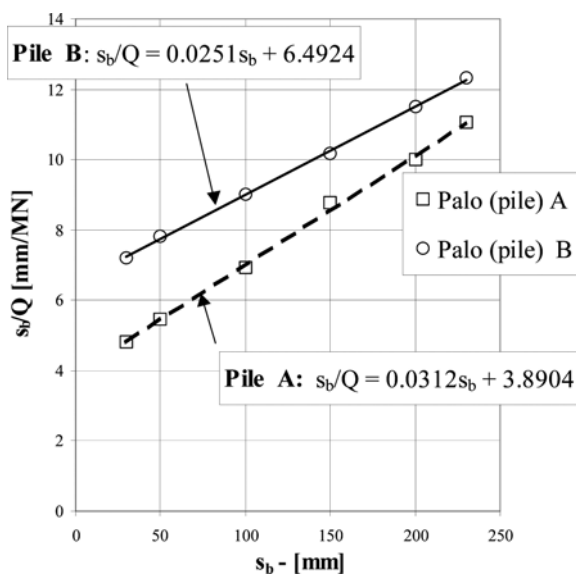


Fig. 12 – Estrapolazione portata asintotica della base, secondo CHIN [1970].

Fig. 12 – CHIN [1970] extrapolation of asymptotic base bearing capacity.

N_q da utilizzare per avere un cedimento pari a 7% del diametro, sarebbe pari a 10.8 per il palo A e 8.1 per il palo B. Il valore di N_q associato ad un cedimento pari al 5% del diametro, sarebbe invece pari a 9.08 per il palo A e 6.5 per il palo B. Sempre per un cedimento pari al 5% del diametro, la pressione media q_b alla base sarebbe pari a circa 4500 kPa nel caso A e 3500 kPa nel caso B, quindi mediamente pari a 4000 kPa, ad una profondità dell'ordine di 50-55 m, per la quale il valore di N , sulla scorta dei valori puntuali delle penetrometriche dinamiche (Fig. 5), è superiore a 50. Il rapporto q_b/N è quindi dell'ordine di 80 kPa, in sostanziale accordo con le usuali indicazioni di letteratura (cfr. ad esempio MATSUI, 1993; O'NEILL e REESE, 1999; JAMIOLKOWSKI e SARRI, 2000).

Si osserva infine che questa tecnica di prova permette una diretta valutazione del comportamento della base in corrispondenza di grandi valori di mobilitazione della portata di base, cosa assai difficile, per un palo del genere, se si ricorre ad una tecnica di prova tradizionale.

Analisi del comportamento del fusto

Dall'elaborazione delle misure degli *strain gauges* disposti lungo il fusto, è stato possibile risalire, ad ogni passo di carico, alla distribuzione delle azioni assiali nel palo e, di conseguenza, ai valori medi di sforzo di taglio massimo q_s mobilitato lungo il fusto, a varie profondità. I valori, così prodotti, per entrambi i pali, sono diagrammati nella figura 13, nella quale, con curva a tratto continuo, è inclusa

anche la distribuzione degli sforzi di calcolo. In figura 14 sono invece riportati i rapporti β tra lo sforzo di taglio e la pressione verticale efficace, σ'_v , assunta pari a $\gamma \cdot z$, con $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$. In proposito è possibile svolgere le seguenti considerazioni:

- i valori di q_s crescono con la profondità e quindi con lo sforzo verticale efficace;
- il rapporto $\beta = q_s/\sigma'_v = 0.346$ utilizzato in sede progettuale per gli orizzonti sabbiosi appare, a prima vista, largamente inferiore rispetto a quello ricavato dalle misure: da queste si deduce un valore mediamente pari a 0.80 (Fig. 14), in linea peraltro con i valori riferiti anche da diversi autori (cfr. ROLLINS *et al.*, 2005). Tale valore è tuttavia elevato, soprattutto in profondità, se confrontato, ad esempio, con le indicazioni di [O'NEILL e REESE, 1999]; si veda, a questo proposito, [JAMIOLKOWSKI e SARRI, 2000] per un'approfondita discussione sulla dipendenza di β dai diversi parametri che contraddistinguono l'interfaccia palo-terreno lungo il fusto. Va peraltro sottolineato il fatto che i valori misurati sono stati campionati in corrispondenza di notevolissime deformazioni impresse ai vari tratti di fusto grazie alla particolare tecnologia impiegata, come è desumibile dalla figura 15, nella quale le azioni taglianti nelle varie porzioni di fusto al di sopra della cella su-

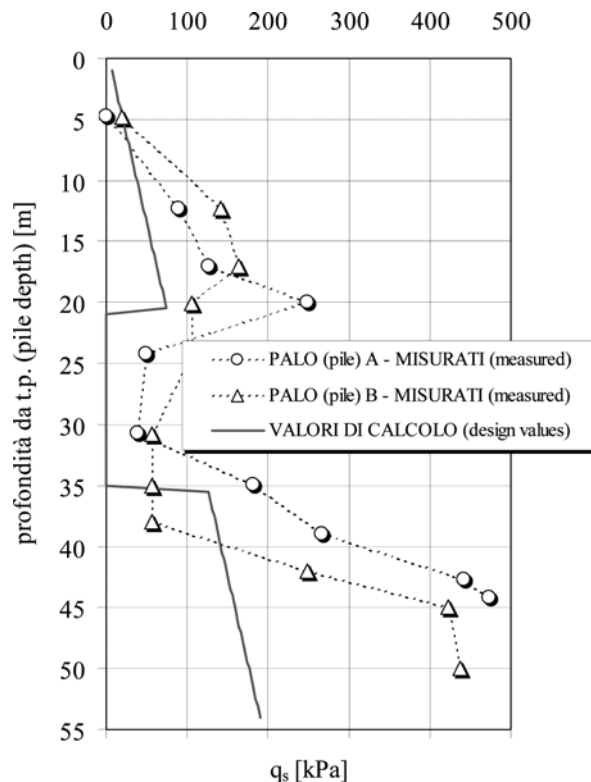


Fig. 13 – Distribuzione massimi sforzi di taglio lungo il fusto (Pali A e B) – fase 2.

Fig. 13 – Maximum shear stress distribution along pile depth (Pile A and B) – stage 2.

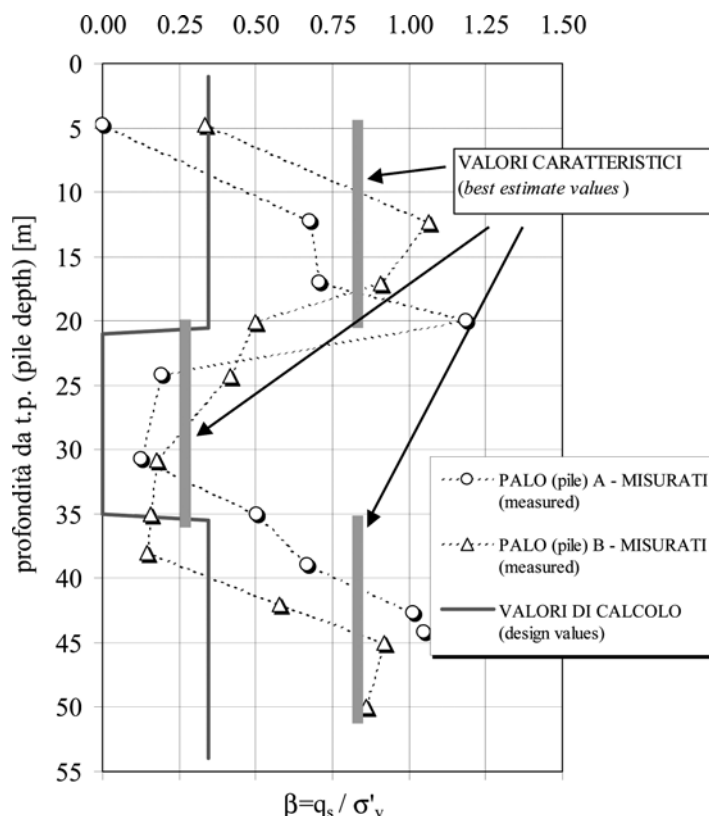


Fig. 14 – Rapporto fra lo sforzo di taglio massimo e lo sforzo verticale efficace lungo il fusto – fase 2.

Fig. 14 – Maximum shear stress to overburden effective stress ratio distribution along pile shaft – stage 2.

periore sono diagrammate al variare dello spostamento (assoluto, verso l'alto) della faccia superiore della cella stessa, durante lo sviluppo della fase 2 descritta nella tabella IV. Per una corretta interpretazione dei risultati di figura 15, occorre tenere presente che le tensioni residue, indotte dalle sollecitazioni della fase 1, sono state ritenute pressoché nulle all'inizio della fase di carico 2; inoltre, relativamente al palo A, le curve sono diagrammate con un *offset* di circa 4 mm, corrispondente ad un residuo spostamento assoluto verso l'alto della piastra superiore, registrato al termine della fase 1 e da mettersi in relazione con una deformazione anelastica complessiva immagazzinata dal sistema nel corso della fase 1 stessa; tale deformazione è invece risultata pressoché nulla per il palo B. In rapporto con le grandi deformazioni qui impresse, di fatto, i raffronti con le correlazioni di letteratura oppure con altre prove di carico in vera grandezza, sono, a parere degli autori, piuttosto ardui proprio perché quanto disponibile si riferisce, in gran parte, a deformazioni assai più contenute rispetto a quelle in esame (cfr. ad esempio ROCCHI *et al.*, [1989] ove peraltro si riferisce di prove a rottura con deformazioni paragonabili a quelle in esame). Nel complesso la maggiore resistenza del fusto rispetto a quanto assunto nel calcolo si riflette in

una maggiore portata del palo a grandi deformazioni, pertanto di scarso interesse ai fini pratici.

- Nell'attraversare il banco d'argilla, entrambe le prove evidenziano una brusca riduzione della resistenza del fusto, assunta pari a zero in sede progettuale. Nel complesso, mediando i valori fra i due pali, il rapporto $\beta = q_s / \sigma'_v$ di miglior stima, nell'argilla, può essere posto pari a circa 0.25 (vedi Fig. 14, a profondità comprese tra 20 e 35 m da testa palo): tenendo conto della (2), si trova $q_s / s_{it} = 0.8$, in accordo con la prassi progettuale, per situazioni del genere [AGI, 1984; FLEMING *et al.*, 1992; POULOS *et al.*, 2001].

Analisi del comportamento complessivo dei pali

Benché le informazioni direttamente prodotte dalle misure consentano già di esprimere giudizi sul comportamento del palo in rapporto a quanto atteso, l'analisi della cosiddetta curva equivalente carico-spostamento a testa palo offre senza dubbio la fotografia più sintetica ed espressiva del comportamento del palo nel suo complesso. Va tuttavia ricordato ancora una volta che tale risultato non deriva da una misurazione diretta ma è un'elaborazione a posteriori basata sulle ipotesi brevemente discusse in precedenza.

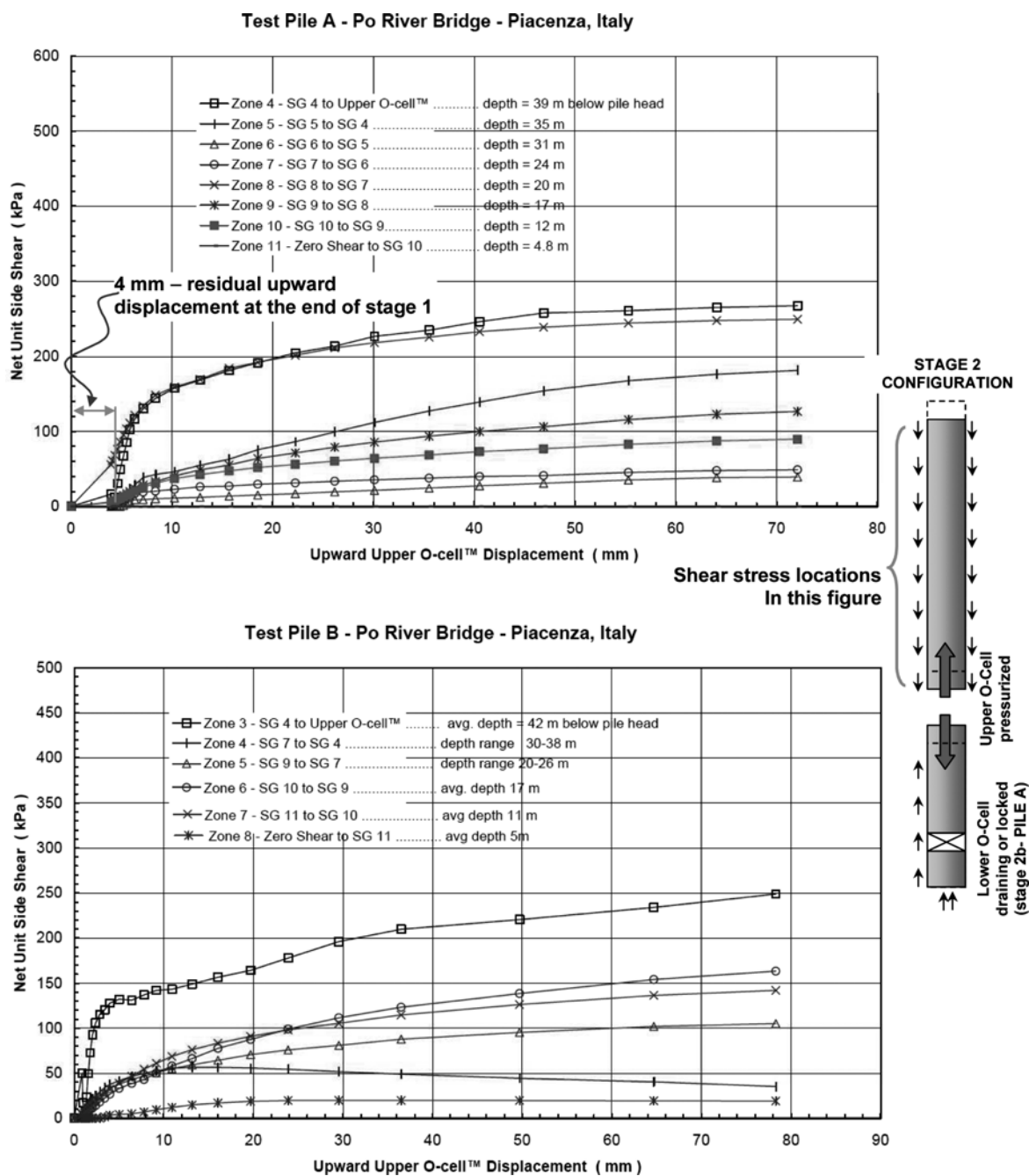


Fig. 15 – Esempi di andamento dello sforzo di taglio al variare della deformazione del fusto (fase 2).
Fig. 15 – Examples of shear stress vs. pile displacement measurements (stage 2).

Nella figura 16, le curve di carico “equivalenti” sono poste a confronto con le analoghe curve utilizzate in sede progettuale. Si può osservare che la rigidità secante attesa del palo singolo pari a circa 1000 MN/m, in corrispondenza di un carico d’esercizio (in condizioni normali) dell’ordine di 12 MN, appare assai ben confermata.

Nel complesso, anche per carichi fino a circa 25 MN, le curve sperimentali aderiscono molto bene a quelle di progetto.

All’esaurirsi della resistenza laterale, in corrispondenza della marcata riduzione della rigidità

del palo, l’ulteriore risorsa fornita dallo sviluppo della portata ultima della base a prezzo di grandi deformazioni è molto simile fra le curve sperimentali e quelle numeriche: questa osservazione avvalorava le considerazioni fatte in precedenza circa la buona corrispondenza fra il comportamento atteso e quello sperimentale della base.

La maggiore portata messa in evidenza dalla curva sperimentale va quindi imputata a migliori prestazioni del fusto, che ha offerto resistenze più elevate rispetto a quelle di progetto, associate peraltro a deformazioni molto cospicue. A supporto di questa af-

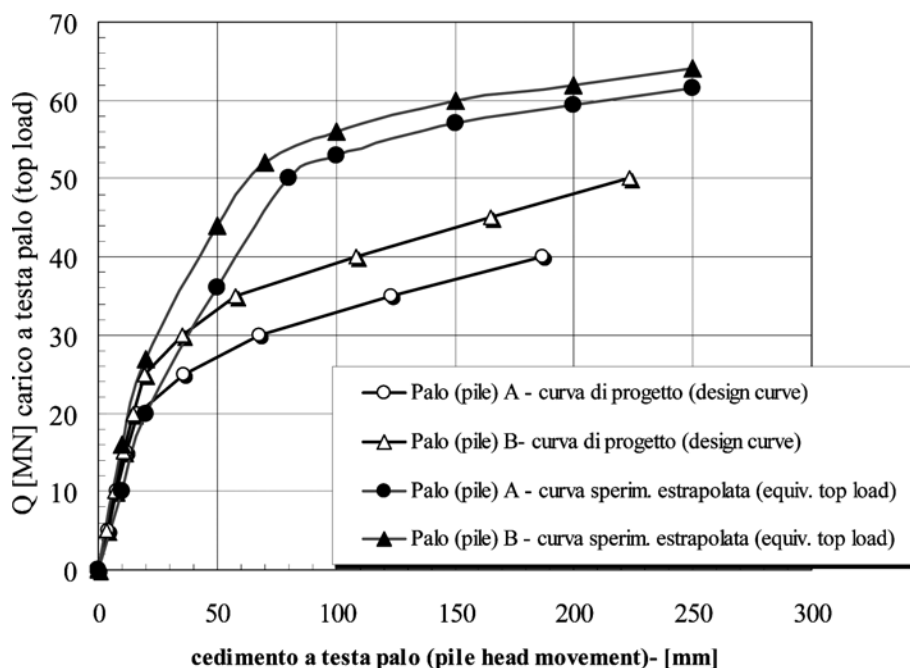


Fig. 16 – Curve equivalenti carico-spostamento a testa palo confrontate con le curve di progetto.

Fig. 16 – Equivalent top load and design curves.

fermazione, si può provare a ricalcolare, a posteriori, il carico corrispondente al punto di esaurimento della portata laterale: ad esempio, per il palo A, tale punto sulla curva equivalente in figura 16 corrisponde ad un carico $Q=52$ MN associato ad un cedimento a testa palo pari a 90 mm; l'accorciamento elastico del fusto può, di larga massima, essere stimato come:

$$\Delta L_e = Q \cdot L_e / EA_p \quad (15)$$

ove L_e è una lunghezza ridotta equivalente che si può assumere pari a circa il 50% della lunghezza del palo (in OOI *et al.*, [2004] è contenuta una più ampia discussione su questo argomento). Assumendo poi $EA_p = 90000$ MN, si ottiene, $\Delta L_e \cong 14$ mm, da cui la deformazione imputabile al cedimento della punta è pari a 76 mm; dalla figura 10, in corrispondenza di tale cedimento, la resistenza mobilitata alla base è pari a circa 13 MN. Considerando ora, per il rapporto q_s/σ'_v , un valore pari a 0.80 nelle sabbie e 0.25 nell'argilla, la portata laterale completamente mobilitata risulta essere pari a circa 48 MN che porterebbe a stimare una portata complessiva di 61 MN, maggiore, ma sostanzialmente in linea con il valore di 52 MN indicato dalla curva equivalente. Ovviamente una *back-analysis* più approfondita porterebbe facilmente a riconoscere i valori che meglio interpolano i risultati sperimentali: ad esempio, per avere una portata complessiva di 52 MN e tenendo fisso il rapporto $q_s/\sigma'_v=0.25$ nelle argille, si ottiene un rapporto medio β_{av} pari a 0.62 per le sabbie.

In linea generale, ove si sia utilizzato in sede di progetto un modello numerico per definire il com-

portamento del palo, sarebbe preferibile interpretare i risultati della prova operando come segue: simulare la conduzione della prova con cella Osterberg per mezzo dello stesso modello numerico di progetto, tarando i parametri costitutivi (ad esempio le curve q - s o t - z nel caso sia stato utilizzato un modello semplificato);

ricalcolare, con il modello tarato sulle misure dirette, la curva carico-spostamento da confrontare sia con quella di progetto, sia con quella equivalente prevista dalla procedura di prova.

In FELLENIUS *et al.*, [1999] è illustrata una *back-analysis* del genere, per mezzo di una simulazione con modello ad elementi finiti; in RANDOLPH [2003] è riportata una *back-analysis* del comportamento della base di un palo durante una prova con cella Osterberg, utilizzando un modello carico-cedimento di tipo iperbolico. Nel caso si utilizzi lo schema monodimensionale con curve di trasferimento, la simulazione di una prova con una sola cella Osterberg è banale, perché le molle elastoplastiche che simulano la risposta del fusto e della base sono sollecitate monotonicamente. Quindi, nell'implementazione del legame costitutivo semplificato, non è necessario tenere conto del comportamento isteretico nei rami di scarico, cosa che dovrebbe essere messa in conto nel caso si volesse simulare una prova a più fasi come quella in discussione.

Una procedura del genere è stata usata dagli autori per interpretare altre prove, con una sola cella Osterberg, effettuate sempre per il Viadotto Po, ma relativamente a prove di collaudo: di tali aspetti si intende dare conto altrove.

Quanto a ricadute sul progetto in esame, pur in presenza di portate complessive presumibilmente più elevate rispetto a quelle di calcolo, non si è ritenuto opportuno ridurre le lunghezze dei pali di progetto per i seguenti motivi:

- le rigidzze delle palificate giocano, nel caso in esame, un ruolo altrettanto importante di quello delle portate e le prove di carico non hanno messo in luce sufficienti motivi per giudicare eccessivamente conservative le ipotesi di progetto: semmai va osservato che le rigidzze derivanti dalle prove, leggermente superiori ma assai vicine a quelle di calcolo, potrebbero in linea di principio risultare minori a lungo termine, a causa della presenza del banco d'argilla a cui non è stato lasciato il tempo di consolidare, vista la conduzione veloce della prova;
- nelle condizioni reali, le palificate sono soggette a possibili cicli di erosione e rideposizione del terreno nella parte superiore del palo: dalle evidenze sperimentali disponibili, non è possibile fare alcuna previsione in merito a condizioni del genere;
- sempre nelle condizioni reali, la realizzazione delle palificate prevedeva condizioni operative assai variabili, talora notevolmente complesse come per la realizzazione delle palificate nell'alveo di magra, e certamente meno agevoli rispetto alle condizioni di costruzione dei pali prova.

7. Conclusioni

La tecnologia della cella Osterberg ha permesso di svolgere, senza particolari elementi di rischio in cantiere, prove di carico a rottura altrimenti molto difficoltose, anche in termini di sicurezza: a titolo di esempio, si consideri che uno schema di massima progettato per una prova di carico fino a circa 50 MN avrebbe previsto un sistema misto con una zavorra di peso pari a circa 18 MN, a cui si sarebbero aggiunte circa 4.5 MN di carpenteria metallica e quattro pali di ancoraggio approfonditi di circa 40 m rispetto al piano campagna, oltre allo stesso palo prova.

Le informazioni ottenute con la procedura qui impiegata sono state molto dettagliate e hanno permesso di valutare il comportamento dei diversi contributi alla portata del palo. Le elaborazioni successive delle misure hanno consentito di analizzare la prova come se si fosse trattato di una prova tradizionale; le approssimazioni insite in questo aspetto, particolarmente delicato, della procedura, possono essere ulteriormente ridotte se il progettista è in grado di riprodurre, ad esempio con modelli numerici, la conduzione della prova e stimare attraverso una *back-analysis*, i parametri che ne derivano.

La possibilità di sollecitare il terreno in prossimità della base del palo ha permesso di valutare la

bontà della tecnologia esecutiva, la cui eventuale inidoneità si esalta, per pali trivellati in sabbia, proprio in corrispondenza della base.

Da quanto è stato possibile osservare da queste due prove, il comportamento della base, in termini sia di resistenza sia di cedevolezza, si è rivelato molto prossimo alle previsioni progettuali; per quanto riguarda la componente laterale, è stata messa in luce una capacità portante alquanto maggiore rispetto alle assunzioni di progetto ed al limite superiore delle previsioni più ottimistiche disponibili in letteratura, mobilitata per altro a prezzo di scorrimenti molto pronunciati. La deformabilità del palo è risultata molto prossima alle ipotesi di calcolo. Dal complesso dei risultati, la reallizzazione di questi due pali può essere giudicata soddisfacente per quel che attiene le cautele necessarie a garantire un corretto funzionamento della base ed eccellente per quanto riguarda la resistenza del fusto.

Alcuni pali delle pile in alveo e nella golena destra sono stati poi equipaggiati con una cella Osterberg e relativa strumentazione in vista dello svolgimento di prove di collaudo (*proof load*), a 1.20 volte il carico di esercizio, prima della costruzione dei plinti di fondazione. Queste prove hanno permesso di acquisire ulteriori dati sul comportamento in esercizio di pali simili a quelli oggetto delle prove a rottura e, in particolare, hanno consentito di ottenere un confronto, dimostratosi molto buono, fra una prova Osterberg ed una prova tradizionale con zavorra (Fig. 17), eseguite su due pali di eguale lunghezza (46 m, Fig. 18) relativi a due pile successive in golena destra, distanti circa 50 m l'una dall'altra. Grazie alla maggiore semplicità della procedura con una sola cella, è stata inoltre possibile una semplice simulazione numerica con curve di trasferimento [O'NEILL e REESE, 1999] che ha permesso una *back-analysis* dei parametri di calcolo. Una discussione dei risultati relativi a questa seconda campagna di prove sarà oggetto di un altro lavoro.

Al termine di ogni prova di collaudo, la cella è stata iniettata con malta cementizia, ripristinando così la continuità del palo destinato a far parte della palificata vera e propria.

In relazione all'uso della cella Osterberg per prove di collaudo, va sottolineato il fatto che la scelta del palo da provare deve essere fatta prima della sua realizzazione; inoltre, poiché a fine prova è recuperabile solo la continuità assiale e non quella flessionale, la cella va posta il più possibile in prossimità della base e comunque dove non si prevedano apprezzabili momenti flettenti. Tali aspetti vanno ovviamente condivisi dal Direttore dei Lavori e dal Collaudatore ma, a parere degli autori, non possono essere un serio ostacolo all'utilizzo di questa procedura che, per la sua versatilità, consente lo svolgimento di prove in condizioni, talora, davvero proibitive.

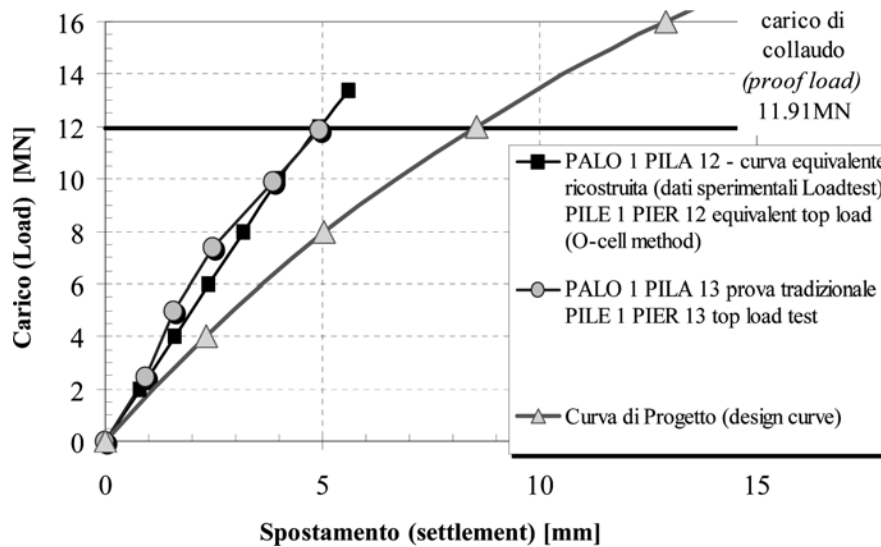


Fig. 17 – Confronto tra una prova di collaudo con cella Osterberg e una prova tradizionale.

Fig. 17 – Comparison between Osterberg cell method and usual top loading procedure – proof load test.

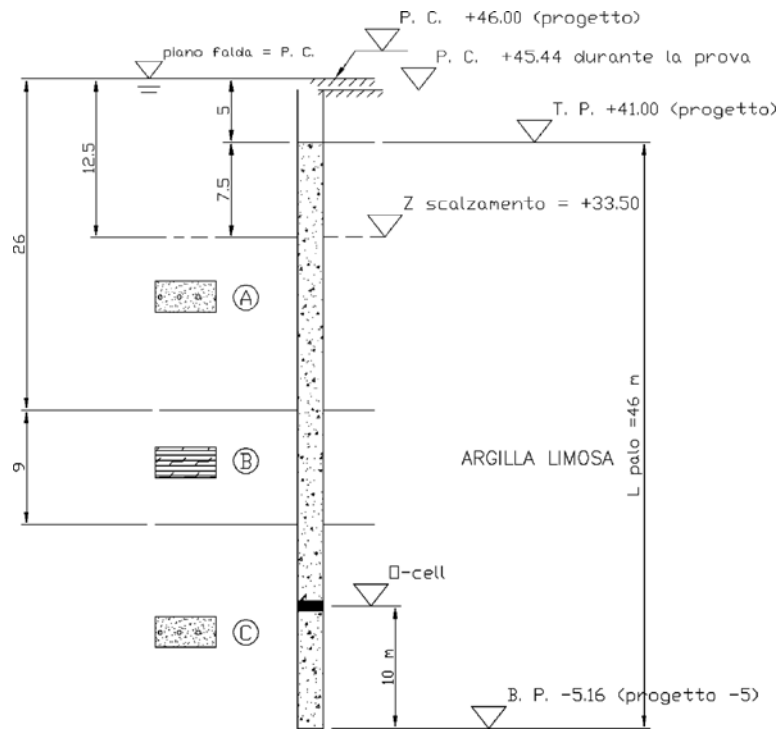


Fig. 18 – Pilo soggetto a prova di collaudo con cella Osterberg o a prova con zavorra.

Fig. 18 – Pile layout for proof load test using Osterberg cell method and top load method.

Ringraziamenti

Gli autori ringraziano gli ingegneri Severino Candido, Tommaso Taranta e Maria Rosa Olocco di Snamprogetti, gli ingegneri Giovanni Cesaretti e Renato Benzo di ASG Scarl e gli ingegneri Giuseppe Traini e Letizia Berardi di Italferr per aver concesso l'utilizzo dei dati per questo studio; si ringraziano inoltre gli ingegneri Daniele Vanni, Elvio Novellini

e Marco Bertero di Trevi e l'ingegnere Francesco Ambrosini di Vipp che, come referenti tecnici delle imprese esecutrici, hanno fornito un significativo contributo alla raccolta e all'analisi dei dati qui presentati; un particolare ringraziamento infine è dovuto a Thomas Molnit e Jack Hayes di Loadtest Inc. per la loro disponibilità e collaborazione nella migliore interpretazione della tecnologia alla base delle prove con la cella Osterberg.

Bibliografia

- AGI (1984) – *Raccomandazioni sui pali di fondazione*. Associazione Geotecnica Italiana.
- BASCIALLA E., BECCI B., FINZI B. (1991) – *La copertura dello stadio G. Meazza, Milano, S. Siro*. Costruzioni Metalliche, 1, pp. 8-21.
- BERETSANTSEV V.G. (1965) – *Design of Deep Foundations*. Proc. VI ICSMFE, Montréal, vol. II, pp. 234-237.
- BOLTON M.D. (1986) – *The strength and dilatancy of sands*. Géotechnique, vol. XXXVI, n. 1, pp. 65-78.
- BOULON M., FORAY P. (1986) – *Physical and numerical simulation of lateral shaft friction along offshore piles in sand*. Proc. III Int. Conf. On Numerical Methods in Offshore Piling, Nantes, pp. 127-147.
- CHIN F.K. (1970) – *Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure*. Proceedings of the 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering, pp. 81-90.
- EVANGELISTA L., PETRANGELI M. P., TRAINI G. (2003) – *The cable-stayed bridge over the PO river*. IABSE Symposium on structures for high-speed railway transportation, Antwerp, August, pp. 138-139.
- FELLENIUS B.H., ALTAEE A., KULESZA R., HAYES J. (1999) – *O-cell Testing and FE analysis of a 28 m Deep Barrette in Manila, Philippines*. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. CXXXV, n. 7.
- FLEMING W.K., SLIWINSKI Z.J. (1977) – *The Use and influence of bentonite in bored pile construction*. DOE / CIRIA Piling Development Group Report PG 3.
- FLEMING W.G.K., WELTMAN A.J., RANDOLPH M.F., ELSON W.K. (1992) – *Piling Engineering*, 2nd ed., Blackie.
- JAMIOLKOWSKI M., SARRI H. (2000) – *On Axial load capacity of drilled shafts in coarse grained soils*. Libro Homenaje Jiménez Salas.
- GIBSON R.E. (1967) – *Some results concerning displacements and stresses in a non-homogeneous elastic half space*. Géotechnique, vol. XII, n. 3, pp. 58-67.
- LOADTEST (2006) – www.loadtest.com.
- MATSUI T. (1993) – *Case studies on cast-in-place bored piles and some considerations for design*. Proceedings 2nd Int. Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, Balkema, Rotterdam, pp. 77-102.
- O'NEILL M.W., REESE L.C. (1999) – *Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods*, report no. FHWA-IF-99-05, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.
- OOI P.S.K., CHANG B.K.F., SEKI G.Y. (2004) – *Examination of Proof Test Extrapolation for Drilled Shafts*, ASTM Geotechnical Testing Journal, vol. XXVII, n. 2.
- OSTERBERG J.O. (1989) – *New Device for Load Testing Driven Piles and Drilled Shafts Separates Friction and End Bearing*. Proc. International Conference on Piling and Deep Foundations, London, A.A. Balkema, pp. 421-427.
- OSTERBERG J.O. (1998) – *The Osterberg Load Test Method for Bored and Driven Piles - The First Ten Years*, Presented at 7th International Conference & Exhibition on Piling and Deep Foundations, Deep Foundations Institute, Vienna, Austria, June 15-17, 17 p.
- POULOS H.G., CARTER J.P., SMALL J.C. (2001) – *Foundations and retaining structures - research and practice*. Proc. of the 15th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, vol. IV, pp. 2527-2606.
- RANDOLPH M.F. (2003) – *Science and empiricism in pile design*. Géotechnique, vol. LIII, n. 10, pp. 847-875.
- ROCCHI G.F., ALBERT L.F., VACCA O., NARDOCCI A., SALVI M., MONTINARO N. (1989) – *Prove di carico strumentate a rottura su pali di grande diametro trivellati in sabbia*. Atti del XVII Convegno Nazionale di Geotecnica, Taormina, vol. I, pp. 309-322.
- ROLLINS K.M., CLAYTON R.J., MIKESSELL R.C., BLAISE B.C. (2005) – *Drilled Shaft Side Friction in Gravelly Soils*. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. CXXXI, n. 8., pp. 987-1003.
- SCHMERTMANN J.H., HAYES J.A. (1997) – *The Osterberg Cell and Bored Pile Testing - A Symbiosis*. Proc. 3rd International Geotechnical Engineering Conference, Cairo University, Cairo, Egypt. pp. 139-166.
- SKEMPTON A.W. (1986) – *Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation*. Géotechnique, vol. XXXVI, n. 2, pp. 425-447.
- VIGGIANI C. (1975) – *Significato e limiti dei procedimenti per il calcolo del carico limite dei pali di fondazione*. 8° ciclo conferenze Problemi di Meccanica dei terreni e Ingegneria delle Fondazioni, Politecnico di Torino.

Large diameter pile load tests with Osterberg cells

Summary

The aim of the work is presenting and discussing the experimental results of two load tests on large diameter piles. The large order of magnitude of the collapse load prevented the use of traditional load testing methods. Two Osterberg load cells per pile were therefore employed. The type of load cell used and the static scheme of the test are first presented. The stratigraphy of the site, the results of the geotechnical characterisation and the type of foundation designed are shown next. The criteria followed for pile design and the predictions for the behaviour of the test piles are further illustrated. The experimental test results, their interpretation and the comparisons with the predictions are finally presented. It is shown, on the whole, that the employed load cells can be successfully used for testing large diameter piles.