

PROVA DI CARICO PER PALI

ESECUZIONE E INTERPRETAZIONE IN BASE ALL'ESEMPIO DI PALI DUTTILI

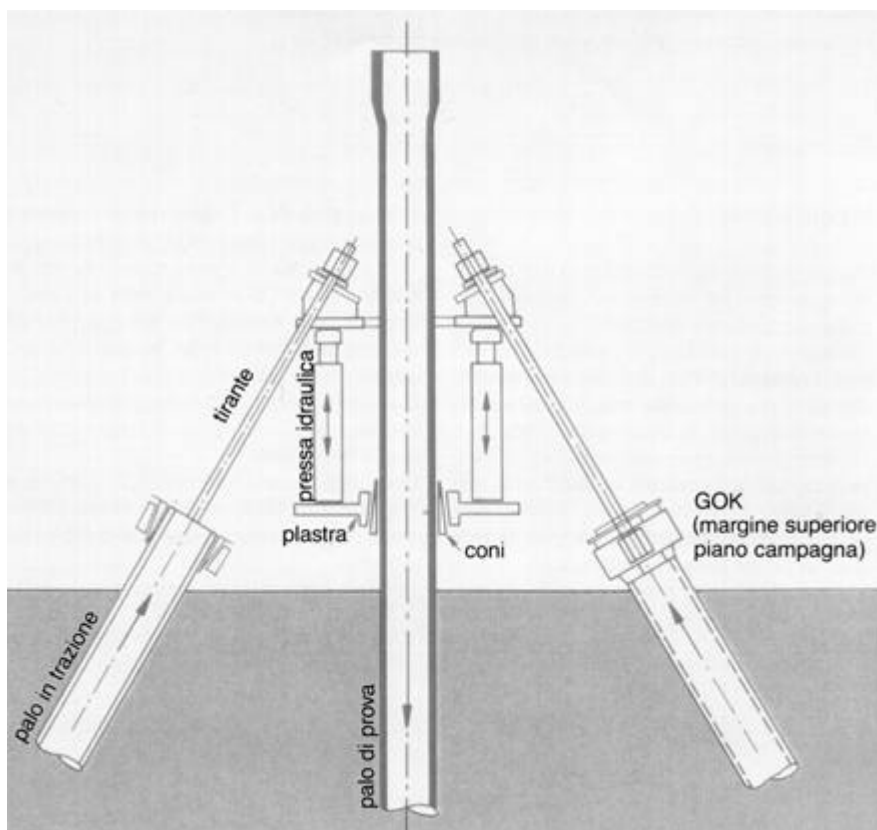
Messo a disposizione dal Dott. Ing. Anton Plankl, assistente presso l'Istituto per fondazioni, geologia e costruzioni su roccia dell'Università Tecnica di Vienna, karlsplatz 13, A1040 Vienna

Informazioni generali

Da circa tre anni in Austria si usa un nuovo palo battuto prefabbricato in ghisa duttile per fondazioni. Il sistema-palo è composto di pali duttili centrifugati con manicotti conici ed estremità a punta. I singoli elementi sono connessi nel corso dell'operazione di infissione e formano una giunzione rigida e resistente alla trazione ed alla compressione.

Questo sistema non provoca sfrido e permette la formazione di pali di lunghezza variabile. Pertanto la lunghezza dei pali può essere adattata alle varie caratteristiche del terreno proprio durante i lavori di fondazione. Per conoscere meglio il comportamento di questi pali battuti in terreni non compatti, abbiamo effettuato una serie di prove di carico in condizioni di terreno diverse. I risultati di queste prove verranno discussi in seguito sulla base di tre esempi.

Ulteriori dettagli riguardo alla produzione dei pali e dati concernenti le proprietà meccaniche dei pali si trovano nella relazione del Dott. Ing. M. Pelzl, inclusa in questa edizione della rivista MAYREDER.



[Fig. 2: Disegno base: configurazione con pali in trazione obliqui]

Configurazione

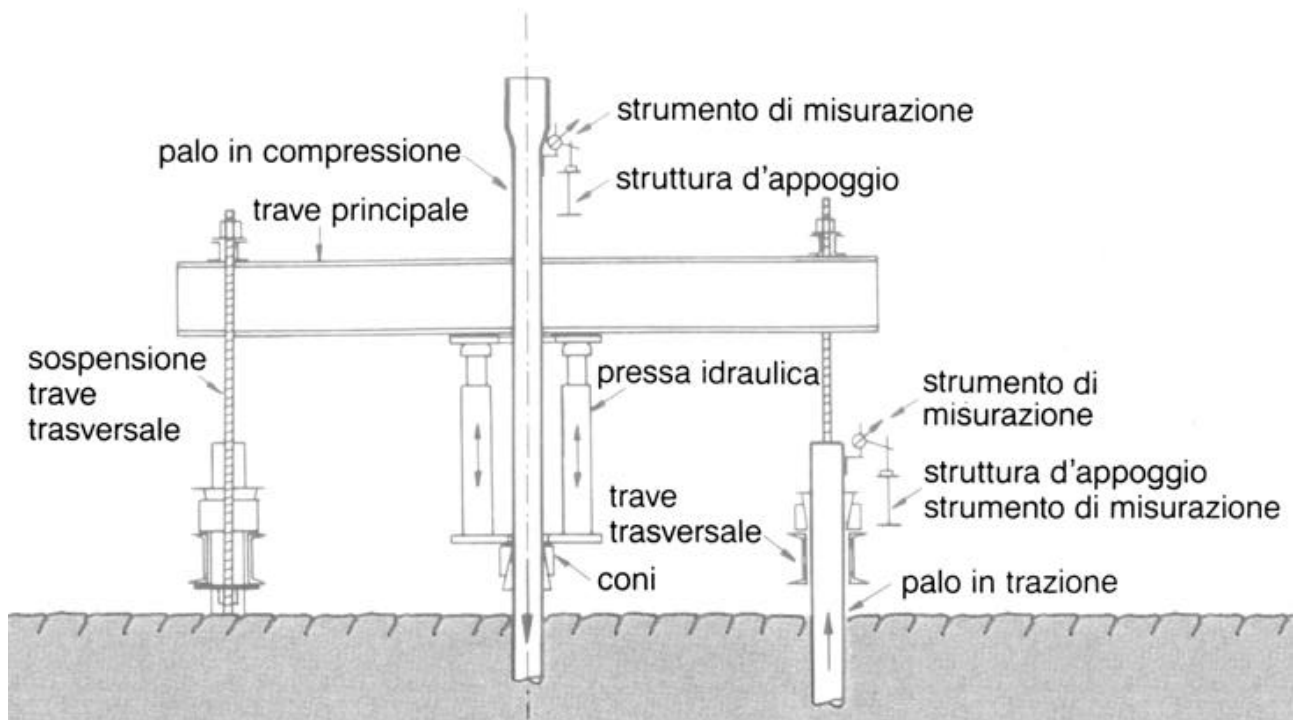
Il principio della prova è illustrato nei disegni delle illustrazioni 1 e 2. In entrambi i casi la

forza di compressione richiesta viene trasmessa nel terreno lungo i pali in trazione. Nelle fig. 3 e 4 si vede l'attrezzatura della prova in natura.

Il vantaggio della configurazione rappresentata nella fig. 1 consiste nel fatto, che la distanza tra il palo in compressione e quello in trazione è sempre sufficientemente grande per poter escludere con certezza l'influsso reciproco dei pali.

Ad ogni modo, con questa configurazione i pali in trazione non sono più utilizzabili per la costruzione.

La configurazione della fig. 2 offre invece il vantaggio (economico) di poter riutilizzare i pali in trazione per la costruzione, a conclusione della prova e dopo una successiva battitura.



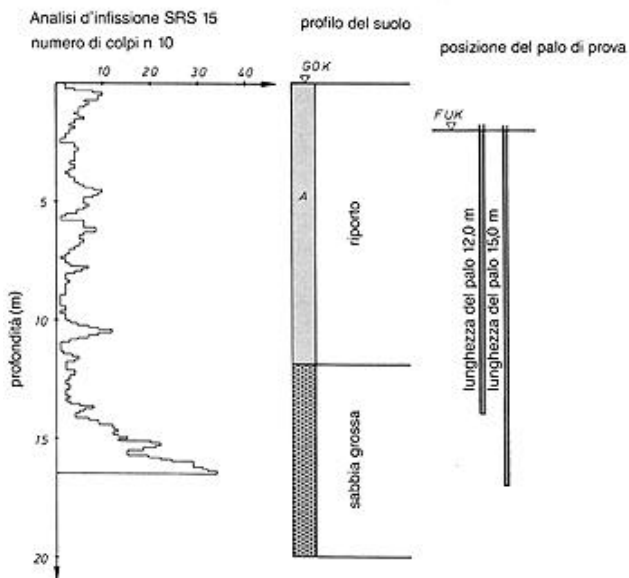
[Fig. 2: Disegno base: configurazione con pali in trazione verticali]

La raccomandazione contenuta nella norma austriaca ÖNORM B 4430/Parte 2, secondo cui l'interesse tra pali in trazione e in compressione non dovrebbe essere inferiore a 2,5 m, non può essere rispettata senza incidere troppo sui costi. Questa norma comunque non tiene conto del diametro del palo né della distanza libera tra i pali in compressione e quelli in trazione. A causa del diametro ridotto dei pali (118 mm), nelle prove eseguite secondo la fig. 2, abbiamo ottenuto distanze, tra il palo in compressione e quello in trazione, corrispondenti a 10 - 15 volte il diametro del palo. (Misura minima secondo la norma austriaca: 5 volte il diametro del palo).



Configurazioni con pali in trazione obliqui (fig. sinistra) e verticali (fig. destra)

Non è stato osservato nessun cambiamento considerevole dei risultati e dell'interpretabilità delle sollecitazioni di prova, utilizzando pali in trazione verticale.



Condizioni generali del sottosuolo e posizione dei pali

Non è stato osservato nessun cambiamento considerevole dei risultati e dell'interpretabilità delle sollecitazioni di prova, utilizzando pali in trazione verticale.

Risultati delle prove di carico su pali

Condizioni del sottosuolo

Le condizioni generali del sottosuolo e la posizione del palo di prova rispetto al piano campagna sono illustrate nella fig. 5. Sotto uno strato di riporto di 12 m si trova sabbia grossa, la cui compattezza aumenta notevolmente a partire da 14 m.

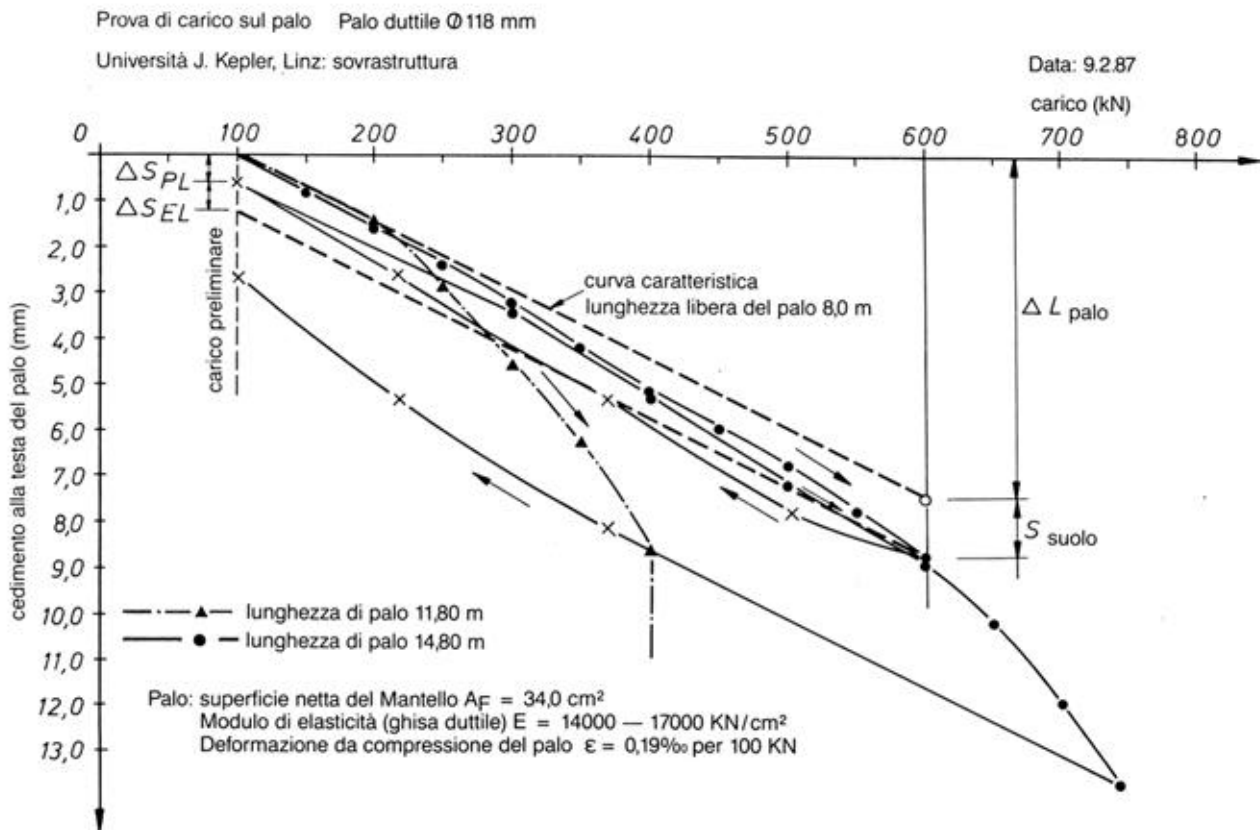


Fig. 6: Diagramma carico-cedimenti: determinazione del cedimento elastico e plastico Università J. Kepler, Linz

Esecuzione della prova

Nella prima prova di carico la profondità d'infissione era di 11,8 m, misurata dal margine inferiore della fondazione (ca. 2,2 m sotto piano campagna). Dopo questa prima prova, il livello di penetrazione del palo nello strato di sabbia grossa, sciolta nella parte superiore, era di solo 2m.

Pertanto anche il carico limite era molto ridotto: $Q_g = 400$ kN.

La seconda prova di carico è stata eseguita dopo aver infisso lo stesso palo per ulteriori 3 m (lunghezza del palo 14,8 m). Ciò garantiva la maggior penetrazione (3 m) del palo nello strato di sabbia grossa compatta.

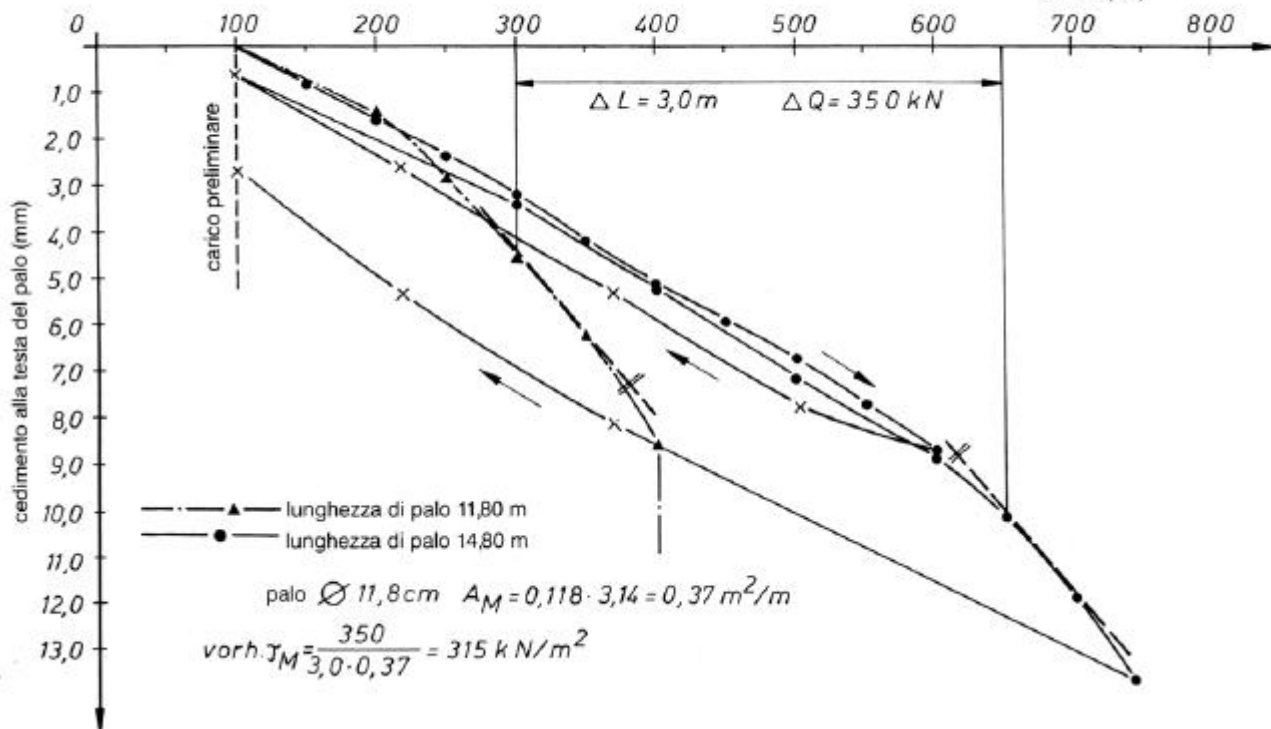


Fig.7: Diagramma carico-cedimenti: aumento notevole della capacità portante, dovuto alla successiva infissione di 3m. Università J. Kepler, Linz

I risultati di prova

Dalle fig. 6 e 7 risulta un considerevole aumento della capacità portante dovuto all'infissione successiva. Il valore del carico limite è di $Q_g = 600$ kN (linea carico-cedimento più inclinata). Per ragioni sperimentali tecniche non era possibile aumentare il carico fino ad arrivare all'effettiva rottura del palo. Nonostante queste restrizioni si può dedurre una serie di risultati interessanti dal diagramma carico-cedimento:

- Supponendo che nello strato del riporto non avvenga nessuna trasmissione del carico tramite attrito laterale, si può stabilire una lunghezza libera del palo di 8,0 m. Riportando la linea carico-deformazione da compressione (curva caratteristica) del palo nel diagramma carico-cedimento, si osserva che una parte del cedimento alla testa del palo è dovuta alla deformazione da compressione del palo mentre l'altra parte è dovuta al cedimento del suolo. (fig. 6).

Con una riapplicazione del carico, ad un determinato livello di carico (per es. $Q_g = 600$ kN, fig. 6), si può inoltre distinguere tra il cedimento elastico (S_{el}) del terreno e quello plastico (S_{pl}). Ma in questo caso bisogna assicurare che non si manifesti attrito laterale negativo dopo la rimozione del carico. Poiché la capacità portante del materiale di riporto è molto ridotta, questo influsso è trascurabile in questa prova.

- Riportando nel diagramma carico-cedimento, nella zona sottostante al carico limite, due tangenti parallele per i due pali di lunghezza diversa (fig. 7), il carico sopportabile dal paio in questa prova aumenta di $\Delta Q = 350$ kN, grazie all'ulteriore infissione di 3 m. ($Q_g = 650$ kN, lunghezza del palo 1 = 14,8 m).

Presupponendo in modo semplificato che la pressione alla punta non vari troppo ai due livelli di profondità, l'attrito laterale calcolabile matematicamente è in medio di $\tau_M = 315$ kN/M². Questo valore estremamente alto è sicuramente al limite dell'accettabilità. Un attrito laterale di $\tau_M = 200$ kN/M² in condizioni di sottosuolo più favorevoli sembra però accettabile quale parametro di calcolo.

Progetto Wällischgasse, Vienna 3 Casa privata

Condizione del sottosuolo

Nella zona di costruzione non sono state fatte analisi dettagliate del terreno. Grazie a sondaggi eseguiti nelle immediate vicinanze, si conosceva però la stratificazione generale del suolo. Sotto un riporto di 3 m si trovano depositi sabbiosi-ghiaiosi del quaternario. A partire da ca. 9,5 m di profondità si alternano poi strati di sabbia, limo ed argilla terziari (argilla calcarea di Vienna).

Esecuzione e risultati della prova

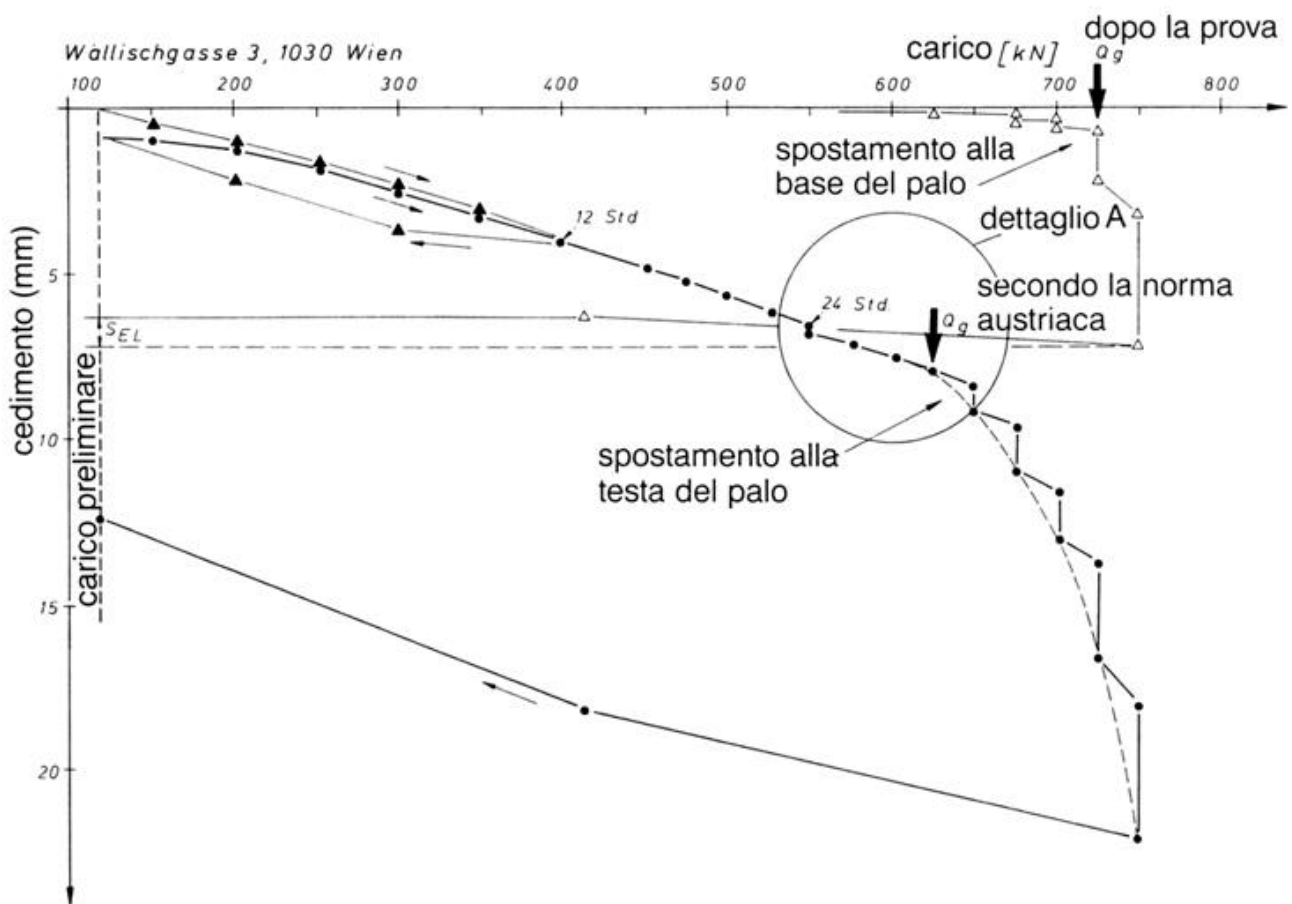
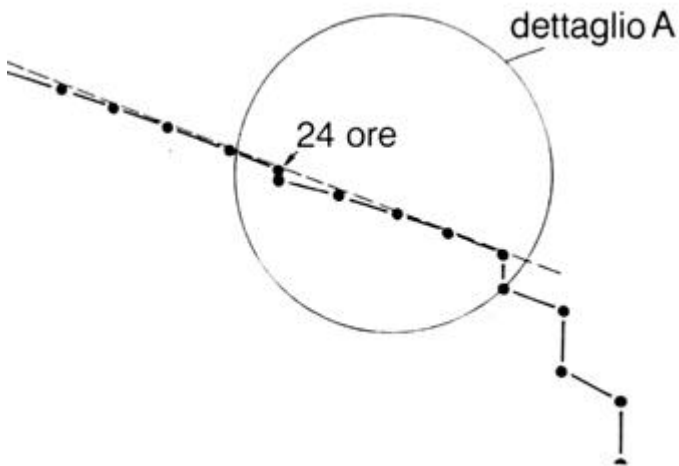


Fig.8: diagramma carico-cedimenti; aumento notevole della capacità portante, dovuto alla successiva infissione di 3m.
Università Johannes Kepler, Linz

La fig. 8 riporta la curva carico-cedimento di questa prova di carico. L'altezza d'infissione era di 12,6 m, misurata dal margine inferiore della fondazione (ca. 3 m sotto piano campagna). Il palo era quindi stato infisso nel terziario per una lunghezza di 6m. Il carico utile calcolato era di $Q_g = 400$ kN. Per poter verificare questo valore, questo carico è stato applicato due volte. L'andamento parallelo delle curve di carico tra la prima applicazione del carico e la seconda, nonché lo stesso punto di passaggio per il carico utile mostrano che il palo era ancora sufficientemente lontano dallo stadio di rottura e che il metodo scelto per l'esecuzione della prova poteva dare risultati chiari da interpretare.

Inoltre, la seconda sollecitazione di prova nell'ambito del carico utile è stata effettuata con un carico continuo per 12 ore. Durante l'intero periodo di prova sono stati accertati cedimenti dell'ordine di grandezza di pochi centesimi di millimetri. Il palo era quindi perfettamente stabile con questo carico e non manifestava nessuna tendenza a deformazioni permanenti da scorrimento.



[Fig. 9: Dettaglio fig. 8 "Rilassamento" della curva carico-cedimento dopo l'applicazione del carico continuo]

Per avere ulteriori dati sul comportamento a lungo termine del palo, si è applicato un carico continuo del 30 - 40 % superiore al carico utile calcolato. (24 ore, $Q = 550$ kN). Anche in questo caso sono state misurate deformazioni minime ($\Delta s = 0,2$ mm). Nel corso di un successivo aumento del carico si è osservato un certo "rilassamento" della curva dei cedimenti. Dalla fig. 9 risulta dettagliatamente questa approssimazione al prolungamento estrapolato della curva dei cedimenti (senza applicazione del carico continuo).

Determinazione del carico limite

Secondo le raccomandazioni contenute nella norma austriaca ÖNORM, il carico limite non è sempre definibile con certezza. L'interpretazione della curva dei cedimenti è spesso resa difficile dalla sovrapposizione di vari influssi.

- Andamento dell'eliminazione della sovrappressione dell'acqua contenuta nei pori; pertanto valori troppo favorevoli se si sceglie una velocità troppo elevata per l'applicazione del carico.

- Spostamento delle forze d'attrito laterale, in funzione del tempo, dalla testa del palo verso la base del palo, a causa dell'aumento del carico, quasi corrispondente al carico limite. Superamento locale dell'attrito laterale che possa essere assorbito lungo il palo. La misurazione del cedimento esclusivamente alla testa del palo non permette di determinare in quale misura l'aumento della deformazione totale è dovuto alle deformazione da compressione oppure al cedimento alla base del palo (cedimento del terreno). Perciò non è nemmeno possibile dividere il carico di rottura nelle due parti attrito laterale e pressione alla punta.

Pertanto abbiamo pensato di misurare anche il cedimento alla base del palo, oltre a quello alla testa. A tale scopo lo strumento di misurazione è stato inserito nel centro del corpo tubolare cavo del palo.

La misurazione del cedimento alla base del palo permette di distinguere chiaramente tra l'attrito laterale che può essere assorbito e la mobilitazione della pressione alla punta. Dalla fig. 8 risulta che il carico fino al valore di $Q = 550 - 600$ kN (deformazione iniziante

alla base del palo) viene esclusivamente trasmessa attraverso l'attrito laterale. La formazione della pressione in punta e l'inizio della rottura del palo sono quindi esattamente accertabili. Si può inoltre osservare la sovrasollecitazione del suolo nella zona della base del palo (carico limite $Q_g = 725 \text{ kN}$).

Il carico limite invece non è così facile da stabilire secondo i criteri della norma austriaca ÖNORM (passaggio da una linea quasi orizzontale a una più inclinata nel diagramma curva carico-cedimento). La differenza tra $Q_g = 625 \text{ kN}$ secondo ÖNORM B 4430 e $Q_g = 725 \text{ kN}$, risultanti dalla misurazione alla base del palo è di

$\Delta Q = 100 \text{ kN}$.

Seguendo nella determinazione del carico limite il principio secondo cui il cedimento permanente non dovrebbe superare il 3% del diametro effettivo della superficie di base del palo, si ottengono valori troppo bassi per pali dal diametro talmente ridotto. (ammessibile $S_{bl} = 3,6 \text{ mm!}$) In base ai risultati ottenuti finora, questo criterio non sembra adatto ad una determinazione realistica del carico limite.

Tramite ulteriori aumenti di carico e grazie al fatto che il cedimento totale aumenta poco più del cedimento alla base, si può determinare la pressione alla base in stato di rottura. In questo caso è di 200 N/cm^2 .

Un altro vantaggio di questo metodo di calcolo consiste nella possibilità di determinare esattamente il cedimento elastico nella zona inferiore del palo, poichè si elimina il cedimento causato dall'attrito laterale negativo durante la rimozione del carico, mentre questo cedimento è ancora incluso nelle curva carico-cedimento per misurazioni effettuate esclusivamente alla testa del palo.

Progetto EN 47/EN 50 Vienna 22 Fondazione di un ponte

Condizioni di sottosuolo

Le condizioni generali del sottosuolo sono illustrate nella fig. 11. Da questa figura risulta che sotto uno strato di riporto poco stabile (5 m) sono situate ghiaie sabbiose fino alle profondità di 15 m. La zona superiore di questo strato di sabbia-ghiaia è abbastanza sciolta.

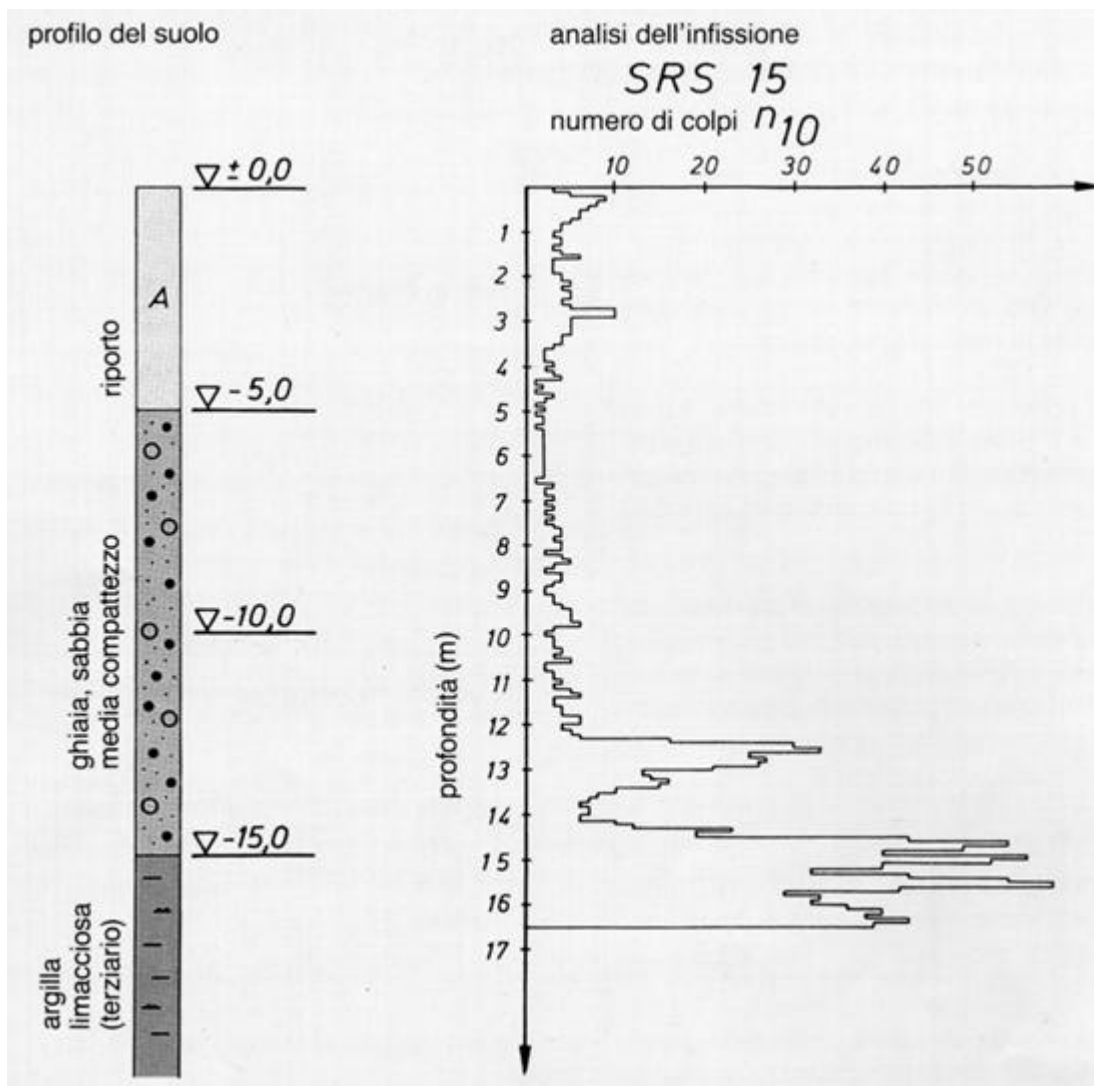


Fig. 11: Condizioni generali del sottosuolo, Progetto EN 47/50 Vienna 22

La compattezza aumenta solo a partire da 12,5 m. Sotto i 15 m di profondità si trovano limo, sabbia e argilla terziari (argilla calcarea di Vienna).

Il rifiuto alla penetrazione di questi sedimenti terziari è relativamente alto considerando il numero di colpi ($n_{10} = 30 - 50$ (SRS)); ciò indica una compattezza media-alta.

Esecuzione e risultati della prova

In questa prova è stato esaminato un palo con vari livelli di infissione (12, 15 e 18,5 m). il diagramma carico-cedimento (fig. 12) mostra in modo evidente l'influsso notevole della lunghezza del palo sulla capacità portante. Alla lunghezza di 12 m, dove il palo è infisso solo negli strati superiori di ghiaia sabbiosa e non compatta ($n_{10} = 10$), il carico limite è raggiunto a solo Q_g 110 kN.

Anche l'infissione successiva di ulteriori 3 m per raggiungere una profondità d'infissione di 15 m, inserendo quindi il palo nello strato sabbioso di media compattezza, non ha comportato un aumento significativo della capacità portante ($Q_g = 190$ kN).

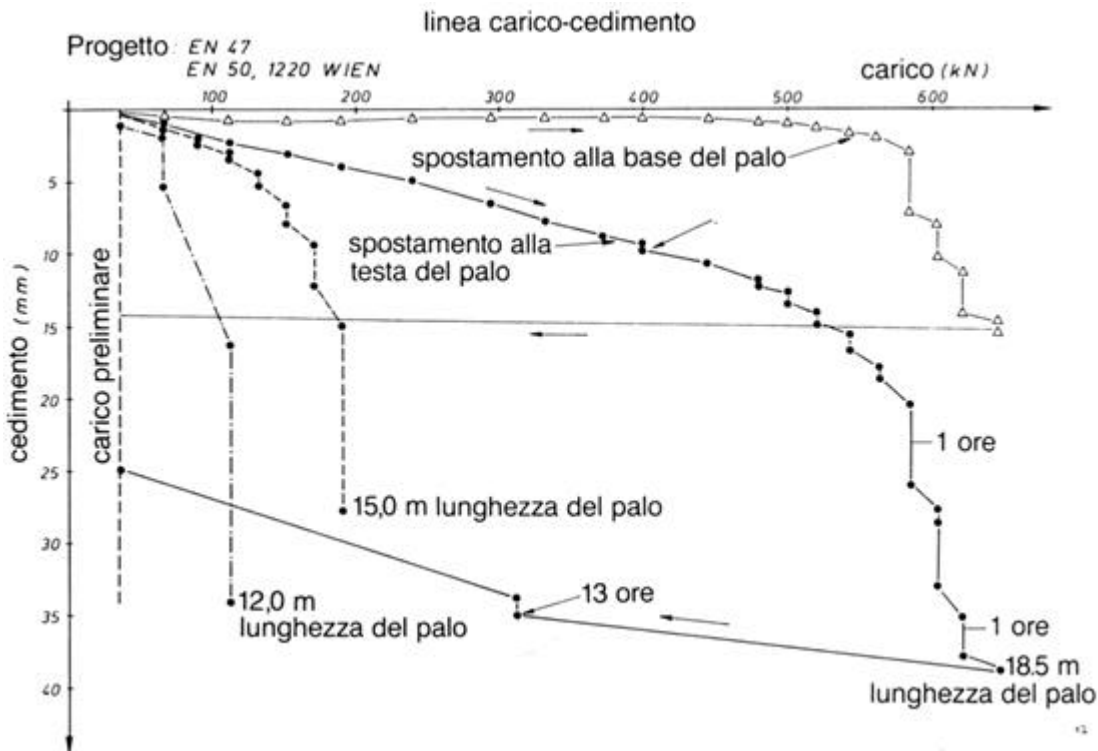


Fig. 12: Diagramma carico-cedimento. Influsso della lunghezza del palo sulla capacità portante. Progetto EN 47/50 Vienna 22

Solo dopo aver infisso ulteriormente il palo fino a 18,5 m e inserendolo quindi nei compatti strati terziari si è ottenuto un notevole aumento della capacità portante ($Q_g = 580$ kN). Trascurando la percentuale di pressione alla punta della capacità portante complessiva del palo (diametro del palo ridotto, infissione in terra poco compatta), si può calcolare l'attrito laterale per i vari strati:

	Lunghezza del palo m	carico limite kN	attrito laterale KN/m ²
Valori di partenza	12,0	110	non defin
1° Infissione	15,0	190	70
2° Infissione	18,5	580	300

Da ciò risulta che nella zona della ghiaia sabbiosa di media compattezza (profondità 12,0-15,0 m) si calcola un attrito laterale medio di $\tau_M = 70$ kN/m² mentre questo valore arriva a $\tau_M = 300$ kN/m² nella zona del terziario (stato di rottura).

Dato che anche per questa prova si è calcolato il cedimento alla base del palo, il carico può essere calcolato con la massima precisione: $Q_g = 582$ kN. Dalla fig. 12 risulta inoltre che con questo carico, la maggior parte del cedimento complessivo è causata dal cedimento alla base. Ciò significa però che il suolo non può assorbire ulteriori attriti laterali e che un ulteriore aumento del carico può essere raggiunto solo aumentando la pressione alla punta.

L'andamento quasi parallelo della curva di cedimento alla base e di quella di cedimento alla punta, tra i singoli stadi di carico (sopra 580 kN ca.), conferma l'osservazione sovraccitata secondo la quale l'attrito laterale sarebbe completamente esaurito.

Dalle curve indicate sopra non risulta in modo evidente alcun eventuale andamento più inclinato della curva del cedimento alla base, con intervalli di aumento di carico costanti, che potrebbe indicare una plastificazione del suolo nella zona inferiore del palo. Per

un'interpretazione in questo senso sarebbe necessario mantenere costante la durata durante la quale è operativo il successivo livello di carico. Questa richiesta, comunque, da un punto di vista tecnico-sperimentale, è molto difficile da soddisfare quando ci si avvicina al carico limite.

Comportamento con il carico continuo.

Nell'ambito del carico utile ($Q = 400 \text{ kN}$) si è applicato un carico continuo per 14 ore. Il rispettivo diagramma delle deformazioni in funzione del tempo per il palo in compressione e i due pali in trazione, risulta dalla fig. 13. Per il palo in compressione il cedimento complessivo per questo livello di carico era: $s = 0,2 \text{ mm}$. In una seconda fase si è applicato un carico continuo, ma ridotto per un periodo di 13 ore ($P = 310 \text{ kN}$). L'innalzamento di $s = 1,2 \text{ mm}$ è stato causato quasi esclusivamente dal "rilassamento" del palo. Grazie all'elevato carico di prova ed alla successiva plastificazione del sottosuolo, il cedimento elastico nella zona inferiore del palo è minimo (percentuale dell'innalzamento complessivo $\Delta s = 0,3 \text{ mm}$).

In questo contesto è opportuno ricordare gli influssi noti, dovuti alle variazioni di temperatura e le difficoltà che si presentano in questo tipo di prove per mantenere costante la pressione durante un periodo più lungo.

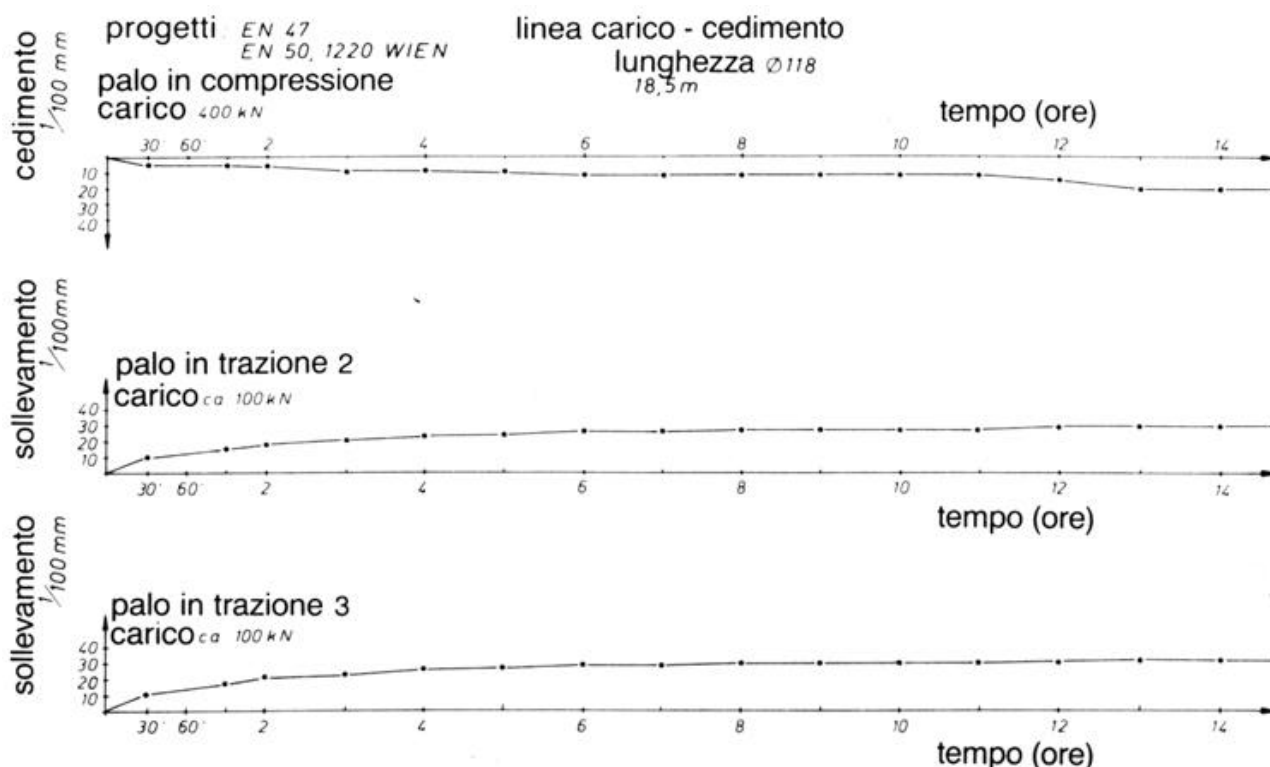


Fig.13: Diagramma carico-cedimento del palo in compressione e dei due pali in trazione. Progetto EN 47/50 Vienna 22

Nel caso concreto, sia nel palo in trazione che nel palo in compressione si è manifestato un aumento eccessivo delle deformazioni dopo 11 - 13 ore di durate delle prove. Questo fenomeno ha trovato una spiegazione logica solo dopo aver scoperto che questa fase di prova avveniva dalle 4 alle 6 della mattina. Dato che la pressione veniva regolata a mano, si può assumere che gli operatori in questa fase non si siano impegnati esclusivamente a mantenere costante la pressione. Per prove con carichi continui si consiglia quindi un impianto automatico che possa garantire un carico costante, dato che ciò facilita l'interpretazione della curva carico-cedimento.

Conclusione

L'interpretabilità delle prove di carico è stata migliorata notevolmente misurando le deformazioni alla base del palo. Ciò facilita, anzi, permette di stimare il carico limite e di suddividere la capacità portante in attrito laterale ed in pressione alla punta.

I risultati mostrano del resto che la capacità portante è influenzata principalmente dall'attrito laterale che può essere assorbito. Data la sezione ridotta del palo, la misura della pressione alla punta è di importanza secondaria, almeno nei terreni non compatti. Per pali piccoli non si può calcolare il carico limite con la regola secondo la quale il cedimento permanente non dovrebbe superare il 3 % del diametro effettivo del palo (vedi norma ÖNORM B 4430/parte due).

Se si conoscono bene la stratificazione e le proprietà fisiche del sottosuolo, le prove condotte finora permettono di derivare delle prognosi abbastanza precise sulla capacità portante dei pali duttili. Nonostante le diverse condizioni di sottosuolo, quasi sempre si è ottenuto un carico utile di $Q = 350 - 450$ kN. Un'adeguata profondità d'infissione del palo permette di trasmettere carichi di questo ordine di grandezza anche in terreni coerenti.