

**ATTI DEL XVII CONVEGNO
NAZIONALE DI GEOTECNICA
Taormina, 26 - 28 Aprile 1989**

VOLUME I

**ASSOCIAZIONE
GEOTECNICA
ITALIANA**

ANALISI DEL COMPORTAMENTO DI PALI INFISSI E TRIVELLATI IN PROVE DI CARICO DI COLLAUDO

MARCO FAVARETTI

Ricercatore, Istituto di Costruzioni Marittime e di Geotecnica, Facoltà di Ingegneria, Università di Padova

Sommario: Viene presentato il caso di undici prove di carico condotte su pali aventi geometrie e tipologie costruttive differenti. Il caso riveste un certo interesse essendo state tutte le prove eseguite in un medesimo sito, sufficientemente omogeneo dal punto di vista stratigrafico. Vengono considerati i criteri di progetto dei pali ed i metodi di interpretazione delle prove di carico, proposti dalle Raccomandazioni A.G.I. sui pali di fondazione e si confrontano i dati di progetto con le risultanze sperimentali.

1. Premesse

Le "Raccomandazioni sui pali di fondazione", edite dall'Associazione Geotecnica Italiana nel dicembre '84, propongono al punto 5 alcuni criteri per la progettazione dei pali, ed al punto 6 altri per l'interpretazione di prove di carico verticale. Le Raccomandazioni forniscono tali indicazioni sulla sola scorta dei risultati derivati da prove di 'routine', eseguite sia in laboratorio, sia in situ, e proprio per questa specifica semplicità d'approccio consentono all'ingegnere di poterle applicare "facilmente" nella pratica professionale.

In letteratura non è raro reperire articoli che tentano di interpretare il comportamento reale di un palo, sollecitato verticalmente, scindendo il contributo di punta da quello di attrito laterale: tali contributi vengono sempre forniti attraverso prove 'ad hoc', condotte su pali opportunamente strumentati. Il loro interesse è indubbio: rimane tuttavia la difficoltà di estrapolare questo tipo di valutazioni alla realtà del mondo del lavoro in cui, alla cronica diffidenza da parte delle imprese nell'eseguire prove di carico di collaudo, si accompagnano problemi di natura economica e tecnologica, dovuti ai costi ed alla scelta di un'apparecchiatura di carico e di una strumentazione di controllo adeguate allo scopo.

Al fine di valutare la affidabilità di semplici criteri di progettazione e di interpretazione di prove di carico verticale, viene considerato il caso di una ristretta area, situata nella zona industriale sud di Vicenza (Veneto), in cui in anni diversi sono stati eseguiti nuovi insediamenti, facendo ricorso a pali di fondazione di tipologia differente. Su una decina di essi l'Istituto di Costruzioni Marittime e di Geotecnica della Facoltà di Ingegneria dell'Università di Padova ha provveduto all'esecuzione di prove di collaudo standard e di indagini di laboratorio del tutto convenzionali.

2. Il terreno di fondazione

L'area che viene di seguito considerata è situata nella zona industriale sud di Vicenza, in prossimità del casello autostradale 'Vicenza Ovest' della Venezia -Brescia (A4). Il terreno di fondazione è di origine alluvionale, caratteristico della Pianura Veneta, condizionato dal punto di vista geologico dall'azione del Fiume Retrone, affluente del Bacchiglione, che scorre nelle sue immediate vicinanze. La zona è occupata da una grande acciaieria, che negli anni '70 e primi '80 ha subito numerosi lavori di ampliamento.

La stratigrafia del terreno di fondazione

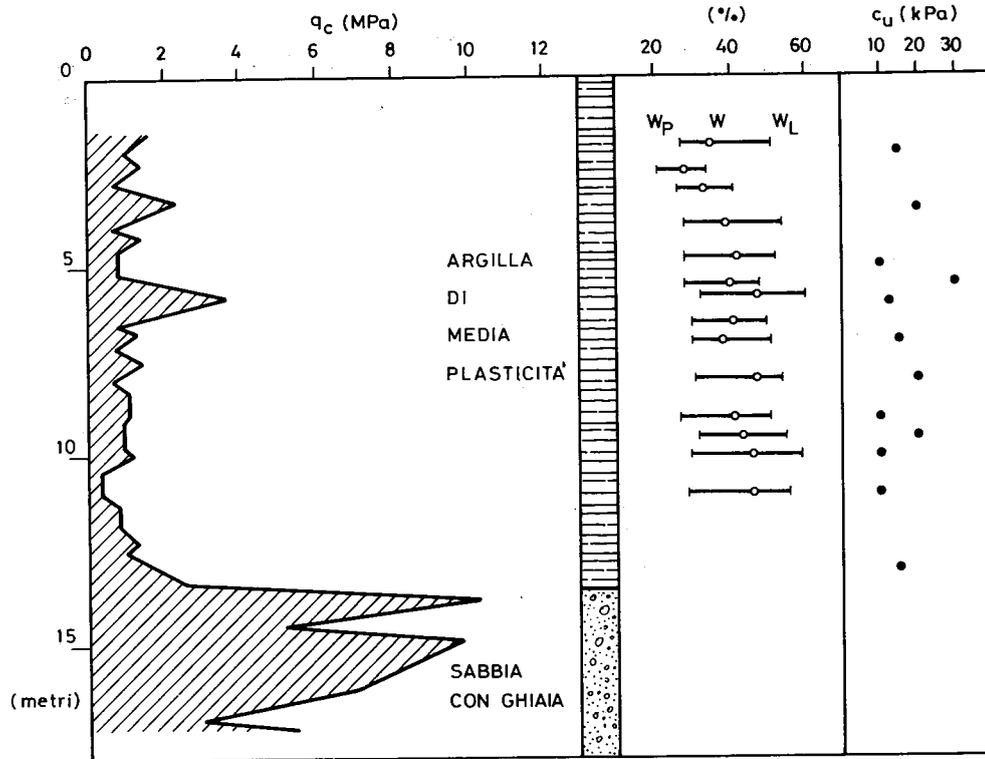


Fig.1: La stratigrafia media del sito in esame con le resistenze penetrometriche di punta, le resistenze al taglio non drenate ed i limiti di Atterberg, caratteristici delle differenti formazioni.

ed un suo profilo penetrometrico medio sono riassunti in Fig.1: si tratta di una zona sostanzialmente omogenea, da un punto di vista litostratigrafico, con un banco argilloso fino alla profondità di 13-16 metri, soprastante una formazione di potenza non meglio definita (superiore comunque a 5 metri) di sabbia e ghiaia.

Le formazioni superficiali sono di natura prevalentemente argillosa, con consistenza medio-bassa ($q_c = 1$ MPa) e resistenza al taglio non drenata c_u compresa tra 10 e 20 kPa. Nella Fig.2 è riportata la carta di plasticità di Casagrande, che conferma la buona omogeneità dei sedimenti argillosi esaminati, compresi per lo più tra i gruppi di classificazione U.S.C.S. MH e CH. Il banco profondo di sabbia e ghiaia presenta resistenze penetrometriche di punta q_c di 8-10 MPa ed oltre, corrispondenti ad un grado di addensamento da medio ad elevato.

3. Le prove di carico su palo.

Le Raccomandazione A.G.I. stabiliscono al punto 6.4. il principio che nel caso in cui la rottura del palo, assoggettato ad una prova di carico, non sia chiaramente definibile, il

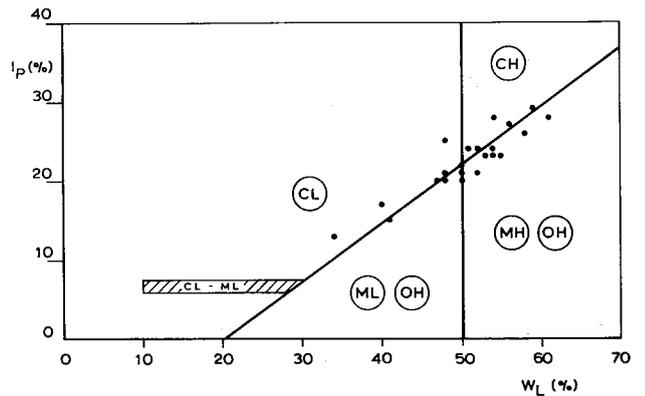


Fig.2: Carta di plasticità di Casagrande.

carico limite Q_u può essere considerato pari a quello che soddisfa la prima delle due seguenti condizioni:

- a) l'abbassamento in testa vale 2Δ , essendo Δ l'abbassamento sotto il carico $Q = 0.9 Q_u$ (Metodo di Brinch-Hansen o del 90%);
- b) l'abbassamento del palo è pari a 0.1 d.

In alternativa a queste due possibilità viene riportato il metodo di Chin, che prevede

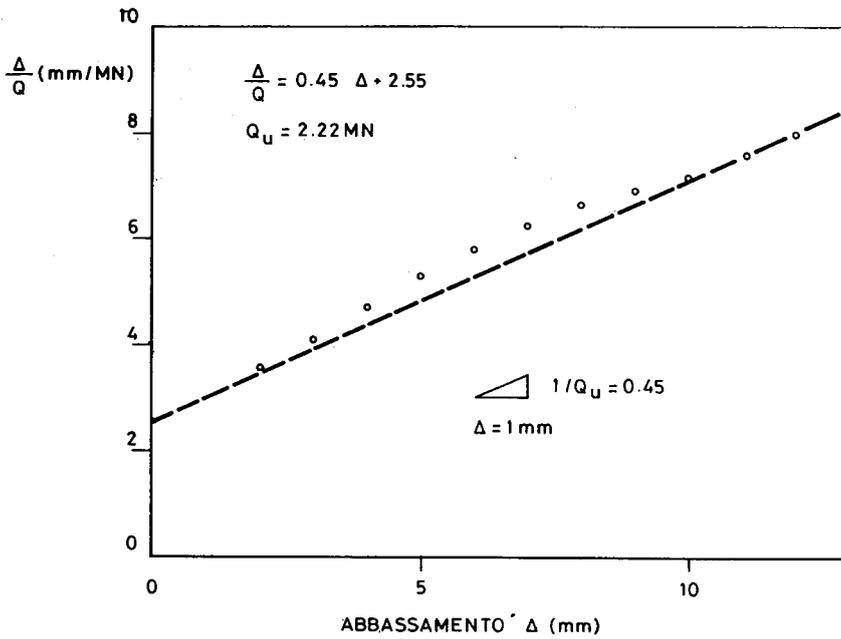


Fig.3: Metodo interpretativo di Chin.

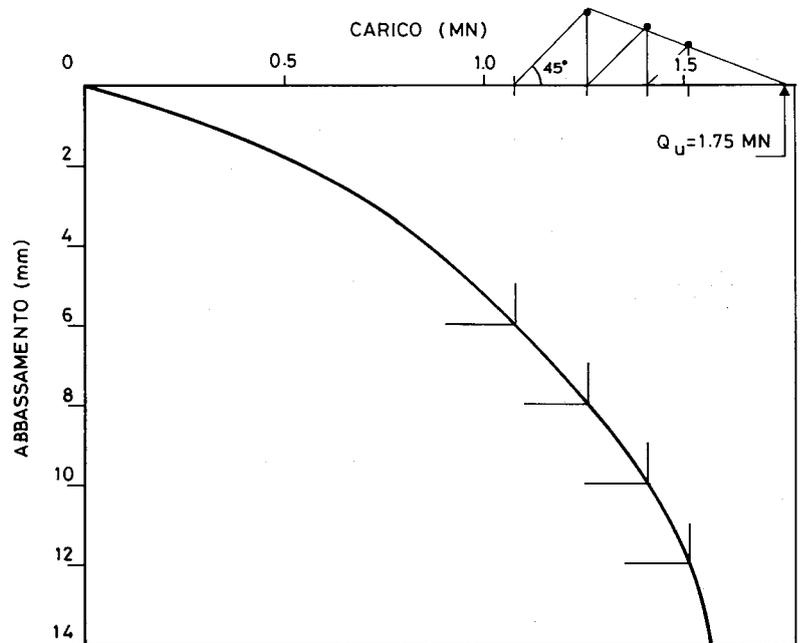


Fig.4: Metodo interpretativo di Mazurkiewicz.

la diagrammazione su un piano cartesiano dell'abbassamento Δ (in ascissa) e del rapporto Δ/Q (in ordinata): generalmente viene osservato che per i valori di Δ e di Q , relativi alla fase di plasticizzazione del sistema palo-terreno, i punti di coordinate (Δ ; Δ/Q) vanno a disporsi su una retta di pendenza $1/Q_u$, da cui si ricava il valore di Q_u (Fig.3).

In letteratura altri metodi per la

interpretazione delle prove di carico sono stati proposti da numerosi Autori. Fellenius ne ha riassunto i principali in una sua memoria, proponendone un'analisi comparativa. Nel caso in esame, trattandosi unicamente di prove di collaudo, la maggior parte di essi (Davisson, De Beer, Brinch-Hansen o dell'80%, Fuller-Hoy, Butler-Hoy) non è utilizzabile, data la scarsa estensione delle curve 'carichi-abbassamenti'.

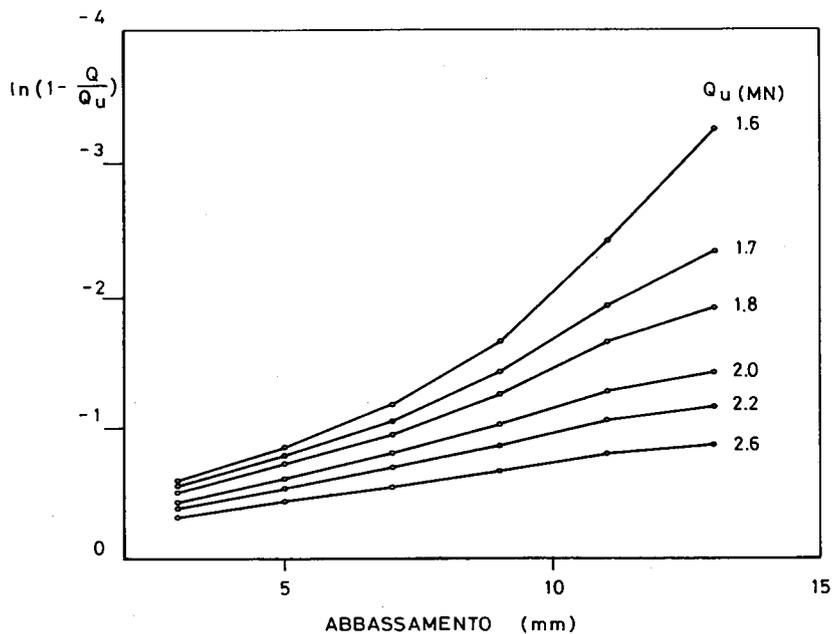


Fig.5: Metodo interpretativo di Van der Veen.

Oltre al metodo di Chin, basato sull'ipotesi che la curva 'carico-cedimento', in prossimità della rottura, segua una legge di tipo iperbolico, sono stati impiegati i metodi di Mazurkiewicz e di Van der Veen.

Con il primo di essi si considera il diagramma 'carico-cedimento', si tracciano una serie di verticali equidistanti tra loro e si individuano i punti di intersezione con il grafico sperimentale; si tracciano da questi delle rette orizzontali che intersecano l'asse delle ordinate su dei punti Q_i ($i=1,2,\dots$). Da questi punti si tracciano a loro volta delle rette inclinate di 45° che intersecano le orizzontali per Q_{i+1} su punti che tendono a disporsi su una retta che incontra l'asse delle ordinate in corrispondenza del carico limite Q_u (Fig.4).

Il metodo di Van der Veen considera un diagramma 'cedimento- $\log(1-Q/Q_u)$ '. Il valore di Q_u è scelto in maniera arbitraria all'interno di un campo ritenuto inizialmente verosimile. Qualora il grafico ottenuto bene approssimi una linea retta, si può affermare di essere in prossimità del Q_u vero (Fig.5).

4. L'interpretazione delle prove di carico.

Le prove di carico sono state condotte su 11 pali di differente tipologia: 2 tronco - conici battuti, 2 trivellati, 7 Franki. Tali prove sono state eseguite con il metodo dell'incremento di carico controllato; il carico è stato applicato mediante un martinetto idraulico e misurato attraverso un manometro di precisione. La misura degli abbassamenti della testa del palo è stata effettuata con 3 micrometri centesimali.

Nessun tipo di strumentazione è stata posta in opera in profondità.

Ciascuna prova è stata dapprima spinta fino al presunto carico di esercizio Q_{es} , si è proceduto quindi allo scarico completo e successivamente al ricarico fino a $1.5 Q_{es}$. Gli andamenti 'carico-abbassamento' ottenuti nel corso delle differenti prove sono riassunti nelle Figg. 6-7-8-9. Per ragioni di chiarezza grafica non sono stati riportati in figura i cicli di scarico e ricarico. A tal proposito è interessante registrare due affermazioni in evidente contrasto tra loro: da un lato le Raccomandazioni A.G.I. sottolineano che l'esecuzione di un ciclo di scarico e ricarico consente di discriminare l'abbassamento elastico da quello plastico del sistema palo-terreno, dall'altro Fellenius critica questa procedura di prova perché falserebbe il vero andamento 'carico-abbassamento' del sistema. E' mia convinzione che un siffatto ciclo non determini affatto un condizionamento del comportamento del sistema, ma al contrario contribuisca ad una più realistica caratterizzazione del comportamento dell'opera di fondazione. Un'eventuale riserva potrebbe invece essere avanzata sul fatto che il ciclo prevede uno scarico completo del palo, circostanza che non ha alcuno riscontro con la realtà.

Nella Tab.I vengono riassunti i seguenti valori:

- sigla e tipo del palo;
- diametro e lunghezza del palo;
- abbassamento massimo e residuo;
- carico massimo raggiunto nel corso della prova pari a $1.5 Q_{es}$;
- rapporti tra abbassamento residuo e

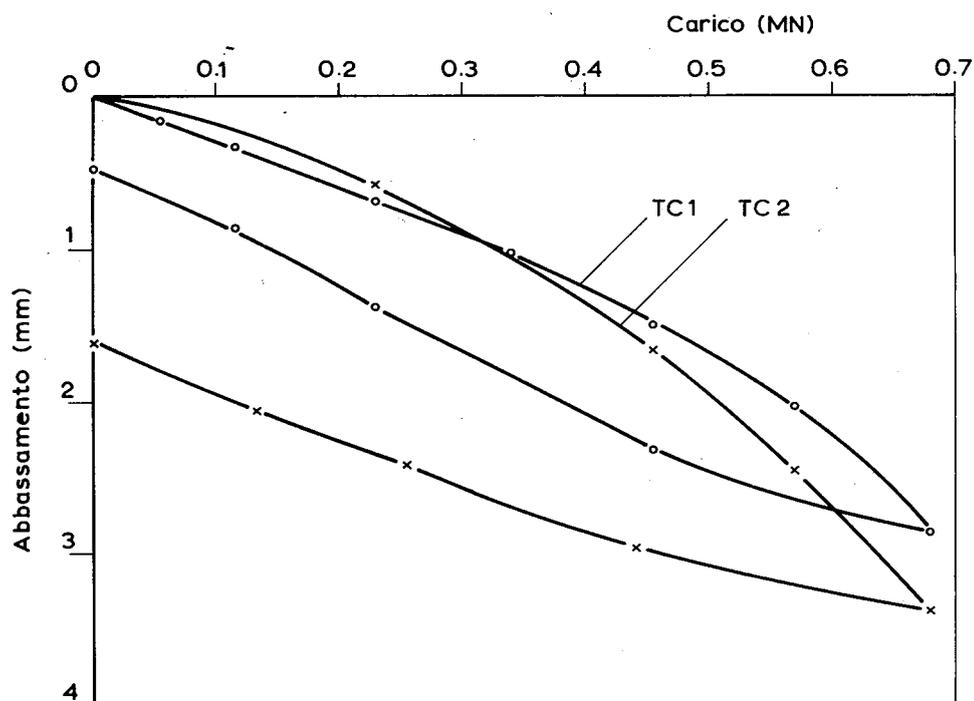
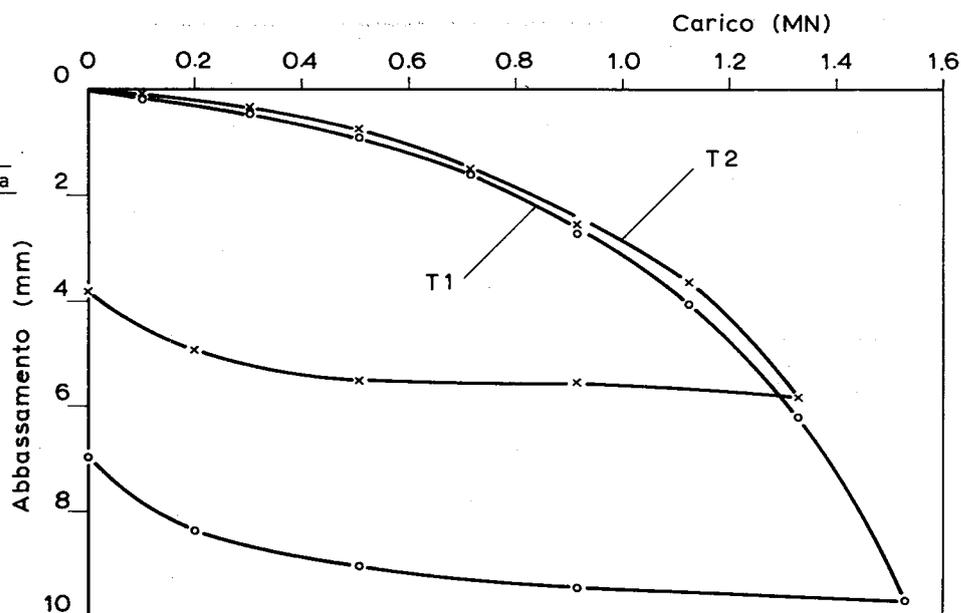


Fig. 6:
Diagrammi 'carico-abbassamento' relativi ai pali battuti TC1 e TC2.

Fig. 7:
Diagrammi 'carico-abbassamento' relativi ai pali trivellati T1 e T2.



abbassamento massimo, e tra quest'ultimo e il diametro d ;

- carico limite valutato con i metodi di Chin (CH), Mazurkiewicz (MA), Van der Veen (VV).
- rapporto tra i valori ottenuti con i metodi di Chin e di Mazurkiewicz;

Si osserva che:

- i metodi di Brinch Hansen e quello del 10% del diametro del palo, indicati nelle

Raccomandazioni A.G.I., non possono essere applicabili in alcun dei casi considerati, non essendo mai state raggiunte, nel corso delle prove, plasticizzazioni evidenti del sistema palo-terreno;

- il metodo di Van der Veen è utilizzabile solo in 4 casi, sempre per la ridotta estensione della zona plastica;

- i metodi di Chin e di Mazurkiewicz sono quasi sempre utilizzabili, anche se la loro affidabilità non sembra bene quantificabile.

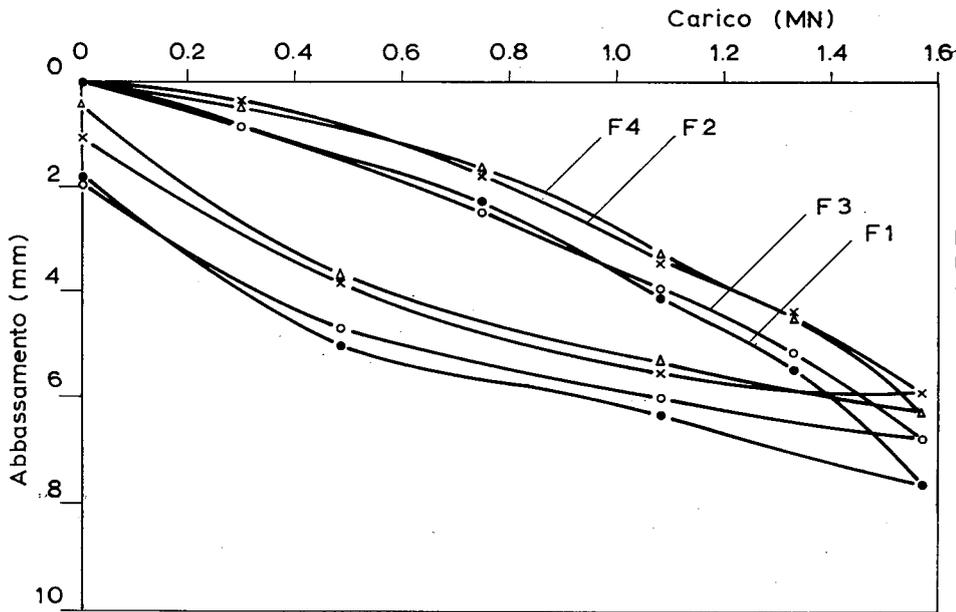
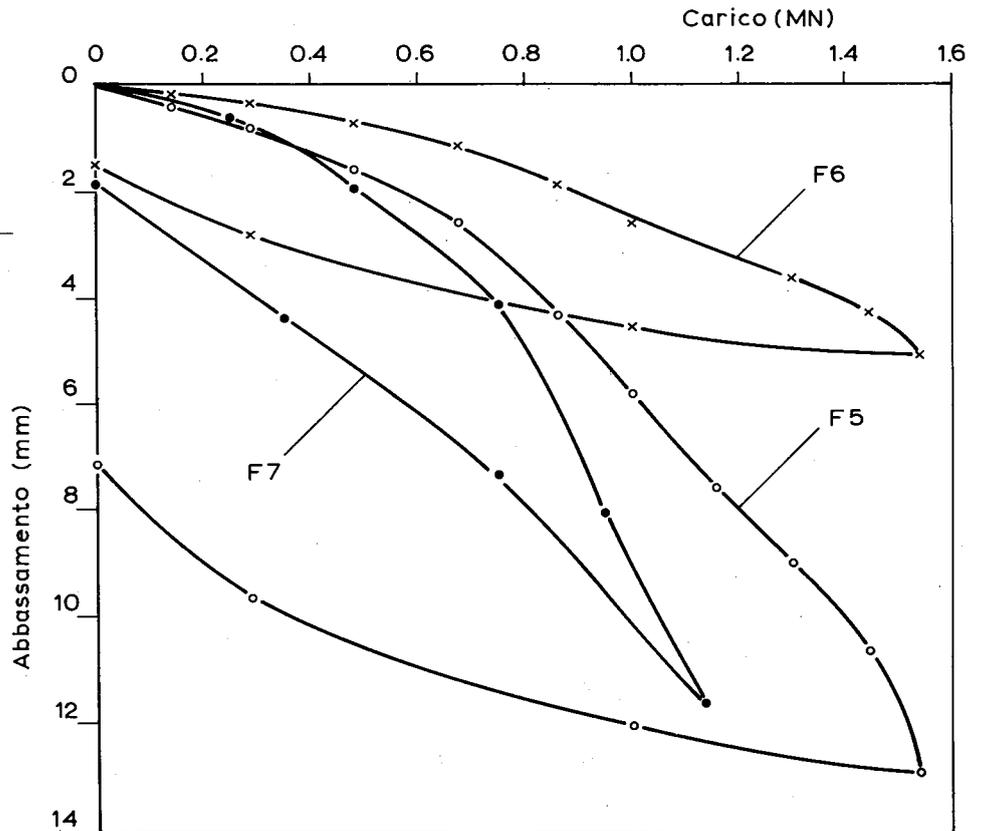


Fig. 9: Diagrammi 'carico-abbassamento' relativi ai pali Franki F5, F6 e F7.



Il primo sembra a volte, anche in accordo con quanto affermato da Fellenius, sovrastimare il valore del carico limite: tale tendenza sembra accentuarsi in presenza di prove non spinte sino alla rottura. I valori riportati nella Tab. I sono da considerare come

dei valori tendenziali del carico limite, essendo stati ricavati sulla base di pochi dati sperimentali. Si può tuttavia affermare che proprio i valori ottenuti con il metodo di Chin possono essere considerati un limite superiore del campo di valori possibili di Q_u .

| sigla | tipo | d | L | Δ_{max} | Δ_{res} | $\frac{\Delta_{res}}{\Delta_{max}}$ | $\frac{\Delta_{max}}{d}$ | Q_{max} | CH | MA | VV | CH/MA |
|-------|----------|---------|------|----------------|----------------|-------------------------------------|--------------------------|-----------|-----|------|-----|-------|
| | | (m) | (m) | (mm) | (mm) | (%) | (%) | (MN) | | (MN) | | |
| TC1 | battuto | .24/.48 | 16 | 2.8 | 0.5 | 18 | 1.2 | 0.7 | 1.2 | 0.8 | 1.1 | 1.5 |
| TC2 | " | .24/.48 | 16 | 3.4 | 1.6 | 47 | 1.4 | 0.7 | 1.2 | 0.8 | 1.2 | 1.5 |
| T1 | trivell. | 0.60 | 14 | 9.7 | 7.0 | 76 | 1.6 | 1.5 | 1.9 | 1.6 | - | 1.2 |
| T2 | " | 0.60 | 14 | 5.8 | 3.8 | 66 | 1.0 | 1.3 | 1.8 | 1.6 | - | 1.1 |
| F1 | Franki | 0.52 | 15 | 7.6 | 1.8 | 24 | 1.5 | 1.6 | 2.8 | 1.9 | - | 1.5 |
| F2 | " | 0.52 | 15 | 5.9 | 1.1 | 19 | 1.1 | 1.6 | 3.2 | - | - | - |
| F3 | " | 0.52 | 15 | 6.8 | 1.9 | 28 | 1.3 | 1.6 | 3.5 | - | - | - |
| F4 | " | 0.52 | 15 | 6.3 | 0.4 | 6 | 1.2 | 1.6 | 2.5 | - | - | - |
| F5 | " | 0.52 | 13.5 | 13.0 | 7.2 | 55 | 2.5 | 1.5 | 2.2 | 1.8 | 2.0 | 1.2 |
| F6 | " | 0.52 | 13.5 | 5.1 | 1.5 | 29 | 1.0 | 1.5 | 2.2 | 1.8 | - | 1.2 |
| F7 | " | 0.42 | 15 | 11.7 | 1.9 | 16 | 2.3 | 1.1 | 2.1 | 1.2 | 1.8 | 1.8 |

Tabella I: Caratteristiche geometriche, abbassamenti e carichi limite dei pali considerati.

| Sigla | Valori medi | | | Formule Statiche | | Formule C.P.T. | |
|-------------|-------------|-----|-----|------------------|-------|----------------|-------|
| | CH | MA | VV | Q_p | Q_u | Q_p | Q_u |
| | (MN) | | | (MN) | | (MN) | |
| TC1 TC2 | 1.2 | 0.8 | 1.1 | 0.5 | 0.7 | 0.5 | 0.7 |
| T1 T2 | 1.9 | 1.6 | - | 1.2 | 1.5 | 1.4 | 1.7 |
| F1 F2 F3 F4 | 3.0 | 1.8 | - | 3.0 | 3.3 | 3.2 | 3.5 |
| F5 F6 | 2.2 | 1.8 | 2.0 | 2.7 | 3.0 | 2.6 | 2.9 |
| F7 | 2.1 | 1.2 | 1.8 | 2.0 | 2.2 | 2.1 | 2.3 |

Tabella II: Confronto tra carichi limite derivati con prove di carico, formule statiche e formule penetrometriche.

Nell'ultima colonna è riportato il rapporto tra i valori di Chin e di Mazurkiewicz, che mediamente si attesta tra 1.2 e 1.5.

Nella Tab II vengono riassunti, per gruppi di palo, i valori medi del carico limite derivati con i tre metodi di interpretazione, con le formule statiche e con i dati della prova C.P.T..

E' stata impiegata la seguente formula statica del carico limite:

$$Q_u = Q_p + Q_s = q_p A_p + \bar{q}_s A_s \quad (1)$$

dove si sono indicati con:

- Q_p : carico limite di punta;
- Q_s : carico limite per attrito laterale;
- q_p : resistenza di punta unitaria limite;
- \bar{q}_s : resistenza laterale unitaria limite media;
- A_p : area di punta;
- A_s : area laterale.

Nel caso considerato tutti i pali presentano la punta, più o meno, immersata

nello strato di sabbia e ghiaia di densità da media ad elevata. L'espressione (1) può essere così esplicitata:

$$Q_u = \sigma_{vp}' N q A_p + q_a \bar{c}_u A_s \quad (2)$$

dove si sono indicati con:

- σ_{vp}' : tensione verticale efficace alla profondità della punta;
- N : fattore di capacità portante;
- q^q : fattore di adesione palo-terreno;
- \bar{c}_u^a : resistenza al taglio non drenata media del terreno circostante il palo.

Per la determinazione del fattore di capacità portante N e del fattore di adesione palo-terreno q_a ci si è rifatti a quanto riportato sulle Raccomandazioni A.G.I..

Per quanto riguarda l'area di punta dei pali Franki si è ipotizzata cautelativamente una maggiorazione dell'area di base, rispetto a quella del tubo forma, del 50%.

La resistenza unitaria q_p di un palo battuto di lunghezza L è stata equiparata alla

resistenza penetrometrica unitaria \bar{q}_c , media pesata dei valori misurati a profondità comprese tra (L-8d) e (L+4d):

$$q_p = \bar{q}_c \quad (4)$$

Nella scelta delle resistenze penetrometriche di punta si è assunto q_c pari a 10 MPa per i pali Franki di 15-16 metri, 9 MPa per quelli da 13.5 ed infine 5 MPa per i pali trivellati. Quest'ultimo valore è determinato dal fatto che la deformazione indotta dalla punta del palo al terreno di fondazione non dovrebbe aver consentito la mobilitazione completa di q_c .

Si osserva un sostanziale buon accordo tra valori stimati con le prove di carico e quelli derivati dal calcolo.

6. Conclusioni.

Sono stati considerati i risultati ottenuti attraverso prove di carico convenzionali, condotte su 11 pali realizzati su un terreno di fondazione alluvionale. Il caso riveste un certo interesse perchè la stratigrafia del terreno risulta sostanzialmente omogenea su tutta l'area considerata ed i pali presentano dimensioni, profondità raggiunta dalla punta e tipologie costruttive differenti.

Dall'esame dei risultati sperimentali e dal confronto tra il comportamento reale dei pali e le attese progettuali è emerso quanto segue:

- l'esecuzione accurata di un'indagine geognostica e delle analisi geotecniche di laboratorio hanno consentito di applicare le formule statiche del carico limite del palo singolo;

- l'esecuzione di un buon numero di prove C.P.T. in una zona ristretta ed omogenea dal punto di vista stratigrafico ha consentito di determinare, con buona affidabilità, il carico limite dei pali infissi (battuti e Franki), lasciando, al contrario, un certo margine di imprecisione per i pali trivellati;

- i metodi interpretativi delle prove di carico, più comunemente usati, trovano una soddisfacente applicazione nel caso reale solo nei casi in cui la curva 'carico-abbassamento' si sviluppi sufficientemente nella zona di plasticizzazione del sistema palo-terreno e spesso ciò si ha raggiungendo una deformazione pari al 50-60% di quella di rottura;

- le prove di collaudo vengono spinte fino ad

un carico massimo che è funzione del carico ammissibile, stimato in sede progettuale: se tale stima viene correttamente effettuata e se la risposta del sistema palo-terreno è in accordo con quanto ipotizzato, la prova viene ultimata prima che la fondazione presenti un comportamento decisamente plastico, con le conseguenti difficoltà interpretative del carico limite;

- nonostante tali difficoltà sono stati stimati i valori di Q_u con i metodi di Chin, Mazurkiewicz e Van der Veen; il primo sembra sovrastimare il carico limite, nel caso dei pali battuti e trivellati, mentre presenta, per i pali Franki, un buon accordo con i risultati derivati da formule statiche e da prove penetrometriche. I metodi di Mazurkiewicz e Van der Veen non sempre sono risultati applicabili per la scarsa estensione dei diagrammi 'carichi-abbassamenti': ogniqualvolta è stato possibile impiegarli hanno sempre dato luogo a valori di Q_u minori di quelli ottenuti con Chin;

- il buon accordo riscontrato tra i valori del carico limite derivati con il calcolo e quelli stimati con le prove di collaudo, confermano la affidabilità dei criteri proposti dalle Raccomandazioni A.G.I..

7. Bibliografia.

ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA (1984): Raccomandazioni sui pali di fondazione, Roma, pp.49.

F.K.CHIN (1970): Estimation of the Ultimate Load of Piles not carried to Failure, Proc. 2nd SE Asian Conf. on Soil Engng., pp.81-90.

B.H.FELLENIOUS (1980): The Analysis of Results from Routine Pile Load Tests, Ground Engineering, Sept., pp.19-31.

B.K.MAZURKIEWICZ (1972): Test Loading of Piles according to Polish Regulations, Royal Swed.Acad.Engng.Sc., Rep.n.35, Stockholm, pp.20.

A.MAZZUCATO-M.SORANZO (1982): Evaluation of a Routine Design Criterion for Precast Concrete Piles driven into low Strength Formations, Proc.2nd E.S.O.P.T., Amsterdam, pp.703-708.

H.G.POULOS-E.H.DAVIS (1981): Pile Foundation Analysis and Design, J.Wiley, New York, pp.397.

C.VAN DER VEEN (1953): The Bearing Capacity of a Pile, Proc.3rd ICSMFE, Zurich, v.2, pp.84-90

Summary: This paper deals with the analysis of results from routine pile axial load tests, carried out on a small area in Vicenza industrial zone (Veneto, Italy). The foundation soil is homogeneous on the whole area, with a soft cohesive formation of 13-16 m, above a sandy-gravelly layer of medium-high density. Eleven pile load tests are considered: two on driven precast tapered piles (T1,T2), two on bored medium diameter piles (T1,T2) and seven on Franki piles (F1,F2,F3,F4,F5,F6,F7) with different tip's depths and diameters. Three methods for the graphical interpretation of ultimate failure load are used (Chin, Mazurkiewicz and Van der Veen). The results obtained are compared to those derived from static and penetrometric expressions, usually considered in the preliminary pile design. Chin's method seems to overestimate the true ultimate failure load for driven and bored piles, while presents a good agreement with the results of the design expressions for Franki piles. Mazurkiewicz and Van der Veen's methods are not always employable in the conventional checking pile load tests because of the curve 'load-settlement' is not developed enough in the plasticity zone