

SULLA RESISTENZA ALLA BASE DI PALI TRIVELLATI IN SABBIA

Raffaele Cesaro, Raffaele Di Laora, Alessandro Mandolini

Università degli Studi della Campania 'Luigi Vanvitelli' – Dipartimento di Ingegneria

raffaele.cesaro@unicampania.it, raffaele.dilaora@unicampania.it, alessandro.mandolini@unicampania.it

Sommario

Nel presente lavoro si è cercato di evidenziare come la combinazione di vari modelli, metodi e suggerimenti disponibili in letteratura per la valutazione della resistenza alla base di pali trivellati abbia portato a “ricette” ampiamente consolidate nella pratica progettuale corrente ma che mal sopportano il confronto con l’evidenza sperimentale, sia perché spesso conducono a valori distanti da quelli effettivamente misurati sia perché, e purtroppo, a svantaggio di sicurezza.

1. Introduzione

La valutazione della resistenza unitaria alla base q_b di un palo in sabbia, di lunghezza L e diametro d , è generalmente condotta utilizzando la seguente formula:

$$(1) \quad q_{bu} = N_q \cdot \sigma'_b$$

con: N_q = fattore di capacità portante; σ'_b = tensione verticale efficace in corrispondenza della base del palo ($z = L$).

I valori di N_q disponibili in letteratura variano significativamente, ma quelli suggeriti da Beretzantzev et al. (1961) sono sicuramente i più utilizzati (Poulos e Davis 1980; Fleming et al. 1992; Viggiani et al. 2012) e si ottengono attraverso il prodotto tra un coefficiente base (B_k), funzione del solo angolo di attrito ϕ , e un coefficiente correttivo α_T funzione della snellezza del palo L/d (Fig. 1-a).

Come chiaramente espresso dagli autori, essi sono applicabili al caso di pali la cui base è immersa in terreni sufficientemente rigidi (quali, ad esempio, sabbie dense in condizioni indisturbate o sabbie addensate a seguito delle modifiche prodotte dall’esecuzione del palo, come spesso avviene nel caso di pali a spostamento di terreno, PST) da rendere trascurabili le deformazioni che precedono la rottura e, quindi, da rendere ragionevole ai fini pratici il ricorso al metodo dell’equilibrio limite sulla base del quale hanno derivato i coefficienti N_q .

L’evidenza sperimentale accumulata negli anni, attraverso sperimentazioni in vera grandezza su pali strumentati o su pali modello in centrifuga geotecnica, ha mostrato che questi valori di N_q sono sufficientemente attendibili solo per la determinazione di q_{bu} relativa a PST (pali infissi staticamente o dinamicamente; pali a vite) in quanto, per questo tipo di pali, il valore finale di resistenza alla base si mobilita interamente (grado di mobilitazione $\chi_b = q_b/q_{bu}$) già per ‘modesti’ valori di cedimento relativo w_b/d , dell’ordine del 10÷20%. A conferma di ciò, in Fig. 2 sono riportate le curve di mobilitazione osservate nel corso di tre prove in centrifuga (Colombi, 2005).

Al contrario, nel caso di pali ad asportazione di terreno (PAT; pali trivellati, pali ad elica continua del tipo CFA) la mobilitazione della resistenza alla base avviene in maniera molto più graduale (Fig. 2). Per gli stessi valori di w_b/d , il grado di mobilitazione χ_b è significativamente inferiore all’unità, tenendo a 1 solo per $w_b/d \geq 100\%$ (di scarso interesse pratico).

Non a caso, già pochi anni dopo lo stesso Berezantzev (1965) avvertì l'esigenza di fornire un fattore di capacità portante modificato N_q^* corrispondente "...to the relative settlement within the limits of 0.15 to 0.25 (average 0.2)...", suggerendo di applicare un ulteriore coefficiente riduttivo (0.6÷0.7) per ottenere valori di q_b corrispondenti a cedimenti relativi $w_b/d = 0.06 \div 0.10$ ritenuti all'epoca accettabili per la maggior parte delle opere (Fig. 1-b).

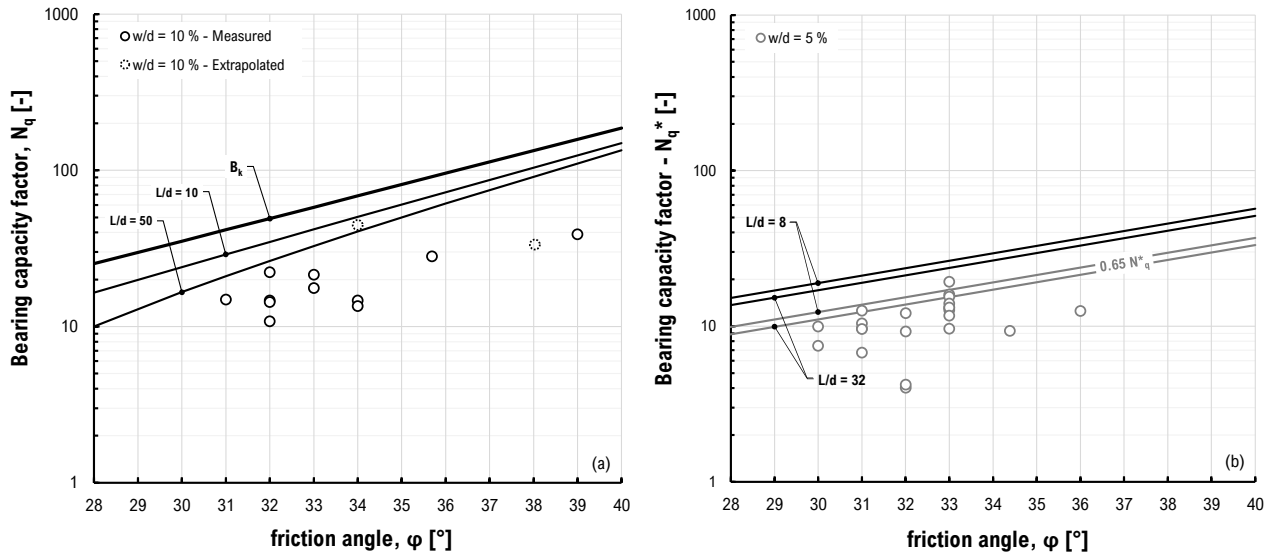


Figura 1. (a) confronto tra i valori di N_q misurati e calcolati per 13 casi relativi a pali di piccolo o medio diametro ($w/d \geq 10\%$); (b) confronto tra i valori di N_q^* misurati e calcolati per 23 casi relativi a pali di grande diametro ($w/d \geq 5\%$).

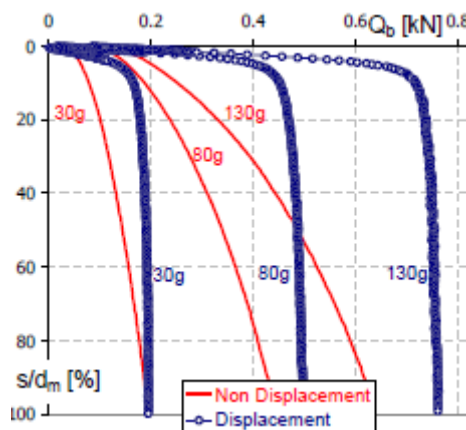


Figura 2. Confronto tra curve di mobilitazione della resistenza alla base di PST e PAT (da Colombi, 2005).

2. La corrente pratica progettuale

Nel corso degli anni si è sedimentata una pratica progettuale che può essere sintetizzata come segue:

- 1) I valori di N_q sono utilizzati indifferentemente sia per PST sia per PAT, purché di diametri da piccolo a medio ($d < 0.80$ m); i valori di N_q^* sono riservati a pali di grande diametro ($d \geq 0.80$ m), tipicamente PAT per limiti tecnologici, allo scopo di affrontare implicitamente il problema di cedimenti eccessivi sotto le azioni assiali SLE attraverso una riduzione della resistenza assiale di progetto (a parità di tutte le altre condizioni, $N_q^* < N_q$);
- 2) Al valore dell'angolo di attrito ϕ del terreno ottenuto attraverso le indagini si apporta una correzione secondo le indicazioni di Kishida (1967) per PST ($\phi_c = 40^\circ + \phi/2$) e di Poulos & Davis (1980) per PAT ($\phi_c = \phi - 3^\circ$).

Con riferimento al primo aspetto, è lecito attendersi che i valori di N_q siano sovrastimati rispetto a quelli effettivamente disponibili alla base di PAT in conseguenza del modesto livello di mobilitazione χ_b corrispondente a valori di w_b/d di interesse nelle pratiche applicazioni, certamente inferiori al 100%, tipicamente pari al 10% per pali di piccolo e medio diametro, al 5% per pali di grande diametro.

Con riferimento al secondo aspetto, interpretato da molti come una procedura attraverso la quale tenere conto delle modifiche prodotte nel terreno dall'esecuzione del palo (effetti tecnologici), in effetti dovrebbe riguardarsi più come un modo attraverso il quale tenere conto del diverso livello di mobilitazione della resistenza alla base di PST e PAT a pari valore di w_b/d .

Occorre quindi ricorrere all'utilizzo di metodi che tengano opportunamente conto della deformabilità dei terreni di fondazione oltre che della loro resistenza, come ad esempio il metodo di Vesic (1977) e il metodo di Yasufuku et al. (1995, 2001).

3. Metodo di Vesic (1977)

Vesic (1977) afferma che, a parità di ogni altra condizione, è la tensione efficace media p'_0 a governare la resistenza alla base più che la tensione efficace verticale.

Essa è basata sull'ipotesi che la tensione efficace media a rottura agente al di sotto della base del palo sia pari alla pressione limite necessaria ad espandere una cavità sferica all'interno di un mezzo elasto-plastico e che all'avanzare della punta si formi un cono rigido al di sotto di essa, avente come sezione verticale un triangolo isoscele, il cui angolo alla base è pari a $45^\circ + \varphi/2$. Così operando, giunge a definire q_b come prodotto tra p'_0 e un diverso fattore di capacità portante N_σ avente la seguente:

$$(2) \quad N_\sigma = \frac{3}{3 - \sin\varphi} \cdot e^{\left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right) \cdot \tan\varphi} \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot I_{rr}^{\frac{4 \cdot \sin\varphi}{3 \cdot (1 + \sin\varphi)}}$$

Si osserva che nell'eq. (2), oltre a φ , compare l'indice di rigidezza relativa I_{rr} :

$$(3) \quad I_{rr} = \frac{\left(\frac{G}{p'_0 \cdot \tan\varphi}\right)}{1 + \left(\frac{G}{p'_0 \cdot \tan\varphi}\right) \cdot \Delta_{av}}$$

il che rende il coefficiente N_σ dipendente anche dal modulo di elasticità tangenziale G del terreno e dalla deformazione volumetrica media Δ_{av} a rottura a cui quello specifico valore di N_σ è associato.

4. Yasufuku et al. (1995, 2001)

Anche in questo caso gli autori ricorrono alla soluzione relativa all'espansione di una cavità sferica in un mezzo elasto-plastico ma con una assunzione diversa circa la superficie sulla quale agisce la pressione necessaria a tale espansione. Giungono, pertanto, ad una diversa espressione del fattore di capacità portante N_σ , in particolare che restituisce valori sistematicamente più bassi di quelli forniti da Vesic (1977):

$$(4) \quad N_\sigma = \frac{3 \cdot (1 + \sin\varphi)}{(1 - \sin\varphi) \cdot (3 - \sin\varphi)} \cdot I_{rr}^{\frac{4 \cdot \sin\varphi}{3 \cdot (1 + \sin\varphi)}}$$

È interessante aggiungere che Yasufuku et al. (2001), sulla scorta dei risultati di varie prove in laboratorio effettuate su 6 diversi tipi di sabbie, hanno suggerito di utilizzare nell'eq. (4) il valore dell'angolo di attrito in condizioni di stato critico proposto (φ_{cv}) e hanno fornito una semplice espressione per la stima della deformazione volumetrica media a rottura: $\Delta_{av} = 50 \cdot (I_r)^{-1.8}$.

È quindi possibile correlare N_{σ} , ovvero il rapporto q_b/p'_0 , ad una deformazione volumetrica media a rottura che, secondo la teoria dell'espansione della cavità sferica utilizzata da Vesic, è concentrata unicamente nella zona plastica la cui estensione (raggio della zona plastica, R_p) è nota e, di conseguenza, consente la stima della riduzione di volume della cavità e di associarla ad un cedimento alla base.

Ipotizzando, ad esempio, che tale riduzione di volume interessi esclusivamente un cilindro di terreno di raggio $R = d/2$ al di sotto della base del palo (Zhang et al., 2019), è possibile istituire una relazione tra il cedimento alla base w_b associato alla resistenza alla base del palo e le caratteristiche di resistenza al taglio (φ) e di rigidità (modulo di elasticità tangenziale G , contenuto in I_{rr}):

$$(5) \quad \frac{w_b}{d} = \frac{2}{3} \cdot \frac{\Delta_{av} \cdot (I_{rr} - 1)}{\cos^3 \varphi}$$

Se si considera il campo di valori di I_{rr} ($150 \div 4000$) e φ_{cv} ($30^\circ \div 36^\circ$) che tipicamente caratterizzano i casi reali, si può mostrare che w_b/d è praticamente sempre superiore alla convenzionale soglia del 10%, giungendo fino a valori anche superiori al 40%. Tale risultato è sicuramente in linea con l'evidenza sperimentale mostrata in precedenza in base alla quale sono necessari valori elevati di w_b/d per parlare di valori di q_b prossimi a q_{bu} .

I fattori di capacità portante che si otterrebbero utilizzando questi ultimi due metodi, quindi, presentano ancora una volta l'inconveniente di essere associati a valori di cedimento decisamente elevati, di gran lunga superiori a quelli attinti nel corso di prove di carico.

5. Verifica sperimentale

Allo scopo di fare chiarezza sui limiti e sulle potenzialità dei diversi metodi in precedenza richiamati, è stata svolta una approfondita analisi della letteratura esistente selezionando solamente quei casi ben documentati per i quali, oltre ad essere riportati i risultati delle prove di carico su pali strumentati lungo il fusto in modo tale da poter risalire alle curve di mobilitazione della resistenza alla base, erano disponibili anche informazioni sufficientemente dettagliate circa le proprietà dei terreni interessati.

Premesso che il database di cui si dispone è più ampio, in Tabella 1 sono sintetizzate le informazioni relativi a 36 casi tutti relativi a pali trivellati e ad elica continua del tipo CFA (diametro compreso tra 0.4 m e 2.4 m; lunghezze comprese tra 6 m e 91 m) immersi in sabbia e per i quali le prove di carico sono state spinte a cedimenti relativi mai inferiori al 5% (quindi senza alcuna necessità di estrapolazione in quanto misurato, M in Tabella 1), in alcuni casi anche superiori al 10% (per i casi in cui non si era giunti al 10%, si è proceduto con l'extrapolazione, E in Tabella 1).

In Fig. 1 è riportato il confronto, in termini di coefficiente di capacità portante, tra i valori di N_q misurati e calcolati:

- con Beretzantev et al. (1961), nel caso dei 13 pali di piccolo e medio diametro (Fig. 1-a);
- con Beretzantev (1965), nel caso dei 23 pali di grande diametro (Fig. 1-b)

Come si vede, tranne pochissimi casi, i valori misurati sono sempre ben più piccoli dei valori calcolati, ad indicare un accordo poco soddisfacente e a svantaggio di sicurezza.

In Figura 3 il confronto viene completato con i valori previsti dai metodi di Vesic (1977) e Yasufuku (1995, 2001). Appare evidente che il metodo di Yasufuku riduce notevolmente l'errore, oltre ad avere il pregio di consentire la definizione del valore di cedimento relativo w_b/d a cui è riferito (eq. 5). Poiché tale valore è generalmente ben superiore al 10%, è necessario procedere nella ricerca cercando di sviluppare un metodo che consenta la valutazione di q_b in corrispondenza di w_b/d pari al 10% nel caso di pali di piccolo e medio diametro e pari al 5% nel caso di pali di grande diametro.

Un primo tentativo è rappresentato graficamente in Figura 4, nella quale il coefficiente N_q misurato sperimentalmente è posto in relazione ad un parametro adimensionale che tiene contemporaneamente conto dello stato tensionale di riferimento (p_0) e delle caratteristiche di rigidità (G_{b0}) e resistenza al taglio (φ_{cv}).

Occorre precisare che la rigidezza iniziale del terreno è stata valutata a partire dalla tangente iniziale della curva carico-cedimento alla punta ipotizzando che la rigidezza del sistema fondazione terreno sia pari a quella di un disco rigido su semispazio elastico omogeneo ed isotropo (Fleming et al.1992):

$$(6) \quad G_{b,0} = \frac{K_{b,0} \cdot (1 - \nu)}{2 \cdot d}$$

Case N.	Reference	Type	d [m]	L [m]	ϕ [°]	p'_0 [kPa]	$G_{b,0}$ [MPa]	w_{max}/d [-]	N_q (w/d 5%)	N_q (w/d 10%)	M/E
1	Nienov (2016)	Bored	1.00	24.0	31	92	92	6.0%	9.7	13.3	E
2	Nienov (2016)	Bored	1.00	24.0	31	92	92	10.0%	10.4	12.1	M
3	Mandolini Private Communication	Bored	1.20	28.0	32	255	322	15.0%	9.2	12.7	M
4	Mandolini Private Communication	Bored	1.20	30.0	30	325	365	8.4%	9.9	13.4	E
5	Viggiani & Vinale (1983)	Bored	1.50	42.0	32	205	72	7.1%	4.0	5.0	E
6	Viggiani & Vinale (1983)	Bored	2.00	42.0	32	205	72	5.0%	4.2	6.0	E
7	Mandolini et al. (2002)	CFA	0.80	24.0	32	124	93	8.8%	12.1	17.3	E
8	Mandolini et al. (2002)	CFA	0.60	24.0	32	124	93	12.6%	11.5	14.7	M
9	Gavin et al. (2013)	CFA	0.45	15.0	31	104	80	30.0%	11.3	14.9	M
10	Gavin et al. (2013)	CFA	0.80	14.0	31	100	80	11.0%	12.5	14.9	M
11	Mandolini (1994)	CFA	0.60	24.0	34	120	85	11.0%	11.0	14.7	M
12	Mandolini (1994)	CFA	0.60	24.0	34	120	85	14.0%	8.7	13.5	M
13	Fellenius (2017)	CFA	0.45	9.5	36	40	60	17.8%	19.8	28.1	M
14	Yasufuku et al. (2001)	Bored	0.40	12.0	40	74	120	24.0%	23.3	38.9	M
15	Yasufuku et al. (2001)	Bored	1.20	38.0	34	190	130	32.0%	9.3	14.4	M
16	Niazi & Mayne (2014)	Bored	1.53	26.0	32	135	200	5.0%	17.5	23.9	E
17	Fellenius et al. (2007)	Bored	0.60	6.0	32	70	65	25.0%	7.0	10.8	M
18	Fellenius et al. (2007)	CFA	0.60	6.0	32	70	65	15.8%	12.1	14.3	M
19	Touma & Reese (1972)	Bored	0.93	18.0	33	90	82	8.3%	15.9	18.6	E
20	Touma & Reese (1972)	Bored	0.76	23.0	33	117	90	10.0%	15.2	21.4	M
21	Becci et al. (2007)	Bored	2.00	50.0	31	316	140	12.0%	9.6	13.1	M
22	Becci et al. (2008)	Bored	2.00	55.0	31	350	145	10.3%	6.8	10.3	M
23	Krasinski & Wiszniewski (2021)	CFA	0.40	12.6	32	80	97	10.6%	13.1	22.2	M
24	Krasinski & Wiszniewski (2021)	CFA	0.40	7.5	34	50	90	6.2%	33.3	44.7	E
25	Castelli et al. (2004)	Bored	1.50	91.0	36	547	235	10.0%	12.5	15.7	M
26	Matsui 1993	Bored	1.20	36.3	30	320	110	7.8%	7.5	8.4	E
27	Abu-Farsakh et al. 2013	Bored	1.20	29.3	33	305	125	5.0%	9.6	11.7	E
28	Camp et al. 2002	Bored	2.40	48.2	33	184	146	5.0%	13.2	14.6	E
29	Camp et al. 2002	Bored	1.80	32.6	33	125	124	5.0%	15.4	18.0	E
30	Camp et al. 2002	Bored	2.40	47.9	33	183	146	6.0%	14.0	15.2	E
31	Camp et al. 2002	Bored	2.40	48.2	33	184	146	5.0%	12.7	13.9	E
32	Camp et al. 2002	Bored	1.80	33.1	33	126	124	6.0%	13.1	14.9	E
33	Camp et al. 2002	Bored	2.40	48.3	33	153	135	5.0%	11.7	13.8	E
34	Camp et al. 2002	Bored	1.80	35.1	33	102	114	5.0%	19.3	21.9	E
35	O'Neil et al. 2002	CFA	0.46	15.2	33	60	85	10.0%	13.7	17.6	M
36	Mayne & Harris (1993)	Bored	0.76	16.8	30	200	95	20.0%	4.5	6.4	M

Tabella 1. Database di prove di carico su pali in vera grandezza.

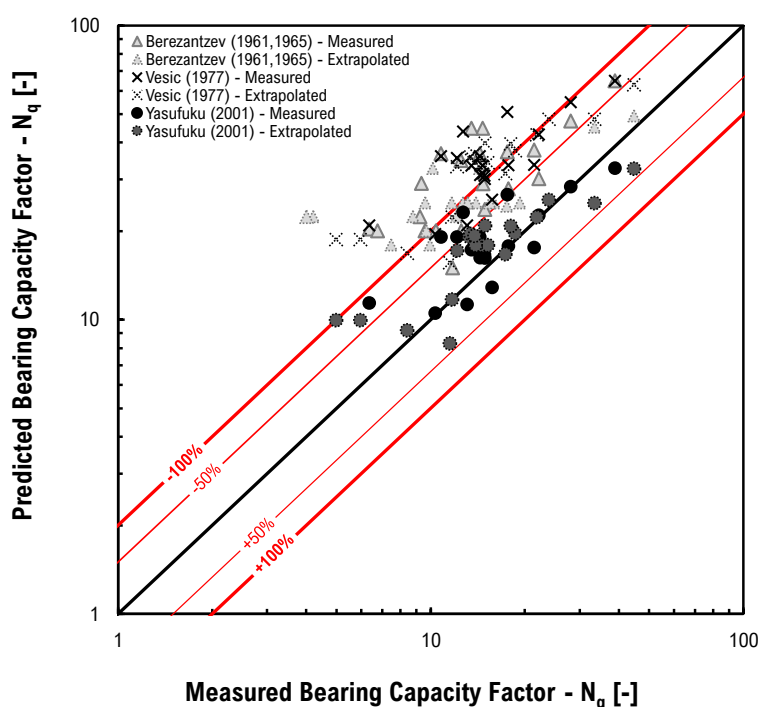


Figura 3. Confronto tra i valori di N_q misurati e quelli calcolati con i metodi di Beretzantzev, Vesic e Yasufuku.

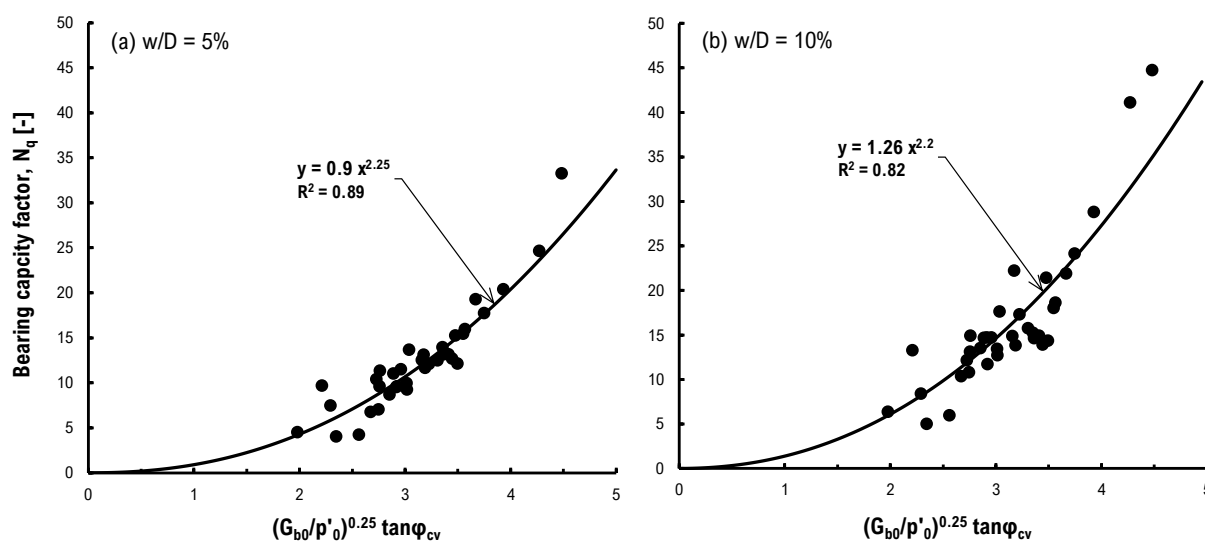


Figura 4. Andamento, ottenuto empiricamente sulla scorta dei dati relativi al database di prove di carico (Tab. 1), del fattore di capacità portante associato rispettivamente ad un cedimento pari al 5% del diametro (a) e al 10% del diametro (b).

Va osservato che se si confrontano le rigidezze così ottenute con quelle desunte a partire dai risultati delle prove in sito, si nota come quest'ultime sono sistematicamente più alte di quelle ricavate dalla tangente iniziale della curva carico-cedimento, ottenendo in alcuni casi grosse discrepanze. Ciò vuol dire che la rigidezza del sistema palo-terreno alla base è fortemente influenzata dal processo di installazione del palo stesso.

Bibliografia

- Berezantzev, V. C., V. Khristoforov, V. Golubkov (1961). Load bearing capacity and deformation of piled foundations. Proc. V ICSMFE, Paris, Vol. 2: 11–15.
- Berezantzev, V. C. (1965). Design of Deep Foundations. Proc. VI ICSMFE, Montreal, Vol. 2: 234–237.
- Colombi A. (2005). Physical modelling of an isolated pile in coarse grained soils. Tesi di Dottorato, Università di Ferrara
- Fleming W.G.K., Weltman A.J., Randolph M.F., Elson W.K. (1992). Piling engineering. Wiley, New York.
- Kishida, H. (1967). Ultimate bearing capacity of piles driven into loose sand. *Soils and Foundations*, 7(3): 20–29
- Poulos H.G. and Davis E.H. (1980). Pile Foundation Analysis and Design. Wiley, New York.
- Vesic A.S. (1977). Design of Pile Foundations. Highway Practice No 42, TRB NRC, Washington D.C.
- Viggiani C., Mandolini A., Russo G. (2012). Piles and Pile Foundations. Spon Press, London and New York.
- Yasufuku N., Hyde A. F. L. (1995). Pile end-bearing capacity in crushable sands. *Géotechnique*, 45 (4): 663–676
- Yasufuku N., Ochiai H., Ohno S. (2001). Pile end-bearing capacity of sand related to soil compressibility. *Soils and Foundation* 41(4): 59–71
- Zhang Q. Q., Feng R. F., Yu Y. L., Liu S. W., Qian J. G. (2019). “Simplified approach for prediction of nonlinear response of bored pile embedded in sand.” *Soils Found.* 59 (5): 1562–1578.