

PROVE DI CARICO E VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI MICROPALI ARMATI IN RESINA ESPANDENTE

Valentino R.

Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Ambiente, del Territorio e Architettura
Università di Parma

Stevanoni D.

Novatek s.r.l.

SOMMARIO

L'articolo riguarda l'analisi del comportamento in vera grandezza di una nuova tipologia di micropali, recentemente coperti da brevetto, realizzati in resina poliuretanica rinforzata con tubolari in acciaio. I micropali sono stati realizzati in diversi siti-campione, caratterizzati prevalentemente dalla presenza di terreni limo-argillosi. I micropali sono stati sottoposti a prove di carico, sia in compressione che in trazione, al fine di valutarne la capacità portante e si è analizzata l'interfaccia micropalo-terreno. In seguito all'analisi dei risultati delle prove di carico è stato osservato che il comportamento di tali micropali può essere considerato simile a quello dei micropali iniettati in malta cementizia descritti da Bustamante e Doix (1985). Nell'articolo, dopo aver descritto la tecnica di esecuzione dei micropali e l'esecuzione delle prove, si delinea la metodologia seguita per la definizione di un metodo specifico per il calcolo della capacità portante dei micropali testati.

Parole chiave: micropali, resina poliuretanica, prove di carico, capacità portante.

1 INTRODUZIONE

È di crescente attualità la necessità di risolvere, in tempi brevi e con il minimo grado di invasività, il problema del cedimento di fondazioni di edifici esistenti. Per raggiungere tale scopo, sono attualmente in uso diversi sistemi di intervento, che sfruttano tecnologie innovative.

Tra le tecnologie attualmente più utilizzate si attestano i micropali, specialmente nel caso di interventi su edifici monumentali o di interesse storico (Bruce, 1989; Han e Ye, 2006a, 2006b). Alcuni Autori si sono occupati, recentemente, di investigare, dal punto di vista sperimentale e teorico, il comportamento di micropali realizzati con diverse tecnologie (Juran et al., 1999; Misra e Chen, 2004; Misra et al., 2004; Stuedlein et al., 2008). Ogni metodologia di intervento standardizzata richiede, infatti, uno studio che consenta di fornire una solida base scientifica a quanto spesso deriva da un approccio meramente empirico. Ciò vale, in particolar modo, per le nuove tecnologie sviluppate dalle varie aziende che operano nel settore degli interventi di consolidamento di fondazioni e miglioramento dei terreni.

Nella presente nota si mostrano i principali risultati di

un'attività che ha avuto come obiettivo primario quello di rispondere alla necessità di individuare e definire il campo di applicabilità di micropali che sfruttano una tecnologia innovativa, recentemente coperta da brevetto. L'attività è stata rivolta principalmente ad individuare un metodo per il calcolo del carico limite di una particolare tipologia di micropali, realizzati con resina espandente armata, le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il comportamento dei micropali è stato testato attraverso l'esecuzione di prove di carico in sito, che hanno consentito di ottenere curve sperimentali carico-cedimento. I risultati preliminari di tale attività sono stati oggetto di una recente pubblicazione (Valentino e Stevanoni, 2010). Nella presente nota si intende descrivere quanto emerso da un'analisi più approfondita dei risultati acquisiti. In particolare, dopo una breve descrizione della tecnica esecutiva, verranno sottolineati i seguenti aspetti:

- (i) lo studio di alcune caratteristiche peculiari dell'interfaccia micropalo-terreno;
- (ii) la caratterizzazione dei terreni di fondazione;
- (iii) le prove di carico e la definizione del carico limite;
- (iv) la messa a punto di un metodo *ad hoc* per la determinazione della capacità portante.

2 MODALITÀ ESECUTIVE DEI MICROPALI IN RESINA ARMATA

I micropali in resina armata nascono per rispondere a diverse problematiche: in primo luogo, per la necessità di conferire una forma definita alle resine espandenti, già ampiamente utilizzate tramite iniezioni libere nel terreno di sottofondazione per limitare i cedimenti di strutture esistenti (Buzzi et al., 2008, 2010); in secondo luogo, per creare degli elementi strutturali che permettano di trasferire i carichi esterni della sovrastruttura a strati di terreno più profondi, dalle migliori caratteristiche meccaniche; in terzo luogo, per poter utilizzare vantaggiosamente attrezzature meno onerose rispetto a quelle necessarie per altre tipologie di pali, con ridotti ingombri delle macchine operatrici e una grande flessibilità di impiego.

Al fine di comprendere le caratteristiche peculiari di un micropalo in resina armata è necessario far riferimento alla tecnica di esecuzione. In corrispondenza della fondazione da rinforzare viene preventivamente eseguito un foro, di diametro variabile tra 85 e 100 mm, che attraversa la fondazione stessa e raggiunge il terreno sottostante fino alla profondità desiderata. Il foro viene eseguito mediante l'utilizzo di uno strumento che permette il solo scalzamento del terreno, senza asportazione dello stesso. Nella seconda fase, la parte di foro nel terreno al di sotto della fondazione può essere dilatata fino a raggiungere un diametro compreso tra 100 e 120 mm, mediante costipamento radiale del terreno stesso, ottenuto tramite un dilatatore idraulico (*packer*). Nel foro viene quindi inserita l'armatura del palo, costituita da un tubolare in acciaio, esternamente filettato ed internamente cavo, con diametro pari a 60 mm e spessore pari a 8 mm. Infine, in corrispondenza di tre punti distinti lungo l'armatura, si procede con una tripla iniezione di resina, che va a diffondersi sia internamente al tubolare in acciaio che nell'intercapedine tra questo e il terreno (Figura 1).

La resina espandente HDR (High Density Resine) utilizzata per l'iniezione, che va a costituire di fatto un riempimento, è una resina bi-componente, originata dalla miscelazione in dosi opportune di poliolo e diisocianato di difenilmetano.

Non appena entrano in contatto, i due composti, originariamente allo stato liquido, danno origine ad una reazione chimica che fa espandere velocemente il prodotto iniettato, fino ad aumentare di 15-20 volte il proprio volume. Grazie al dosaggio di acqua nella miscela, si possono determinare le proprietà finali della resina. L'acqua ha, infatti, un effetto catalizzatore sulla reazione chimica, accelerando il processo di espansione e solidificazione. Le caratteristiche della resina utilizzata per l'iniezione sono riportate in Tabella 1.

I micropali così realizzati consentono di ottenere una resistenza del sistema palo-terreno sia lungo il fusto che in corrispondenza della punta. In particolare, il contributo alla resistenza conferito dal terreno circostante al palo è reso possibile grazie ad alcune caratteristiche riguardanti la modalità esecutiva del micropalo stesso e che è utile sottolineare:

- l'esecuzione del foro battuto, senza asportazione di materiale, opera una prima compattazione del terreno;
- l'azione del packer dilata radialmente le pareti del foro determinando il costipamento del terreno e permettendo di ottenere un diametro finale pari a circa 100 mm, a partire da un diametro pari a 85 mm del foro iniziale (o di 120 mm partendo da un diametro iniziale di 100 mm);
- l'azione espandente della resina provoca un aumento di sforzo sulla parete interna del foro e permette al micropalo di aderire al terreno circostante;
- la capacità della resina di penetrare nei vuoti interstiziali del terreno (come sarà spiegato successivamente) permette di ottenere un buon grado di rugosità in corrispondenza dell'interfaccia micropalo-terreno.

Tabella 1. Proprietà della resina espandente

Caratteristica	Valore
Densità in libera (kg/m ³)	80-130
Temperatura di miscelazione (°C)	30-50
Pressione di miscelazione (bar)	40-60
Pressione di iniezione (bar)	5-10
Tempo di reazione (s)	6-10

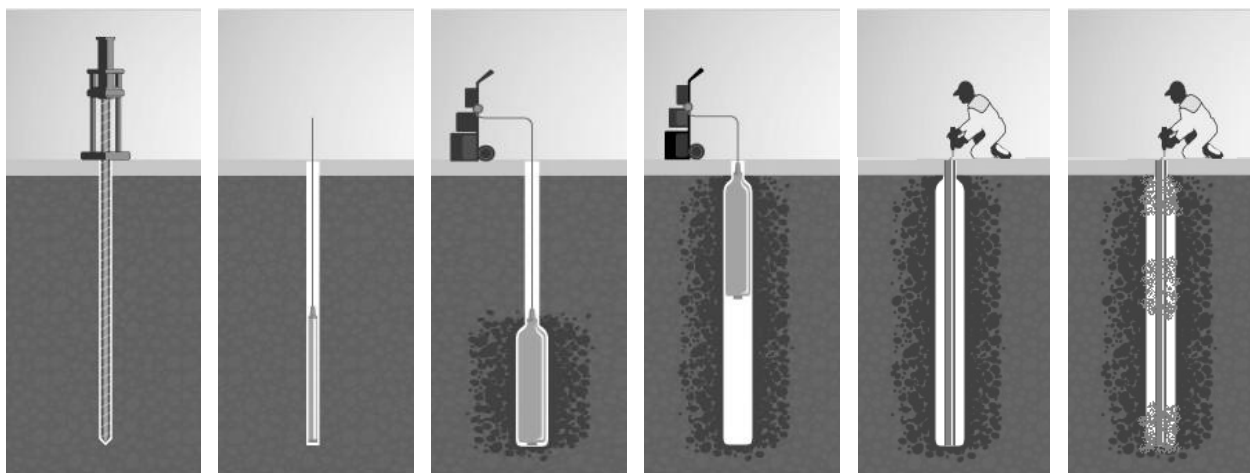


Figura 1. Fasi esecutive di un micropalo in resina armata.

3 L'INTERFACCIA PALO-TERRENO

Un micropalo armato in resina espandente si presenta, dunque, costituito da un nucleo rigido rappresentato dal tubolare in acciaio, e da due parti in resina: la prima, caratterizzata da una maggiore densità dovuta al confinamento, nella cavità interna del tubolare d'armatura; la seconda, nell'intercapedine tra tubolare e parete del foro, realizzato in precedenza nel terreno. In Figura 2 è visibile una sezione del micropalo descritto.



Figura 2. Sezione di un micropalo in resina armata.

Grazie alla sua elevata capacità espandente, durante la fase di iniezione la resina penetra nelle micro-fessure presenti nel terreno, tendendo a formare delle strutture che appaiono simili a piccole radici (“radichette”). Tali elementi, di forma stretta e allungata e di dimensioni millimetriche, permettono alla resina di aderire alle pareti del foro precedentemente realizzato. Macroscopicamente, la superficie di contatto tra micropalo e terreno si presenta, quindi, caratterizzata da una rugosità che si sviluppa in varie direzioni, sebbene la direzione prevalente rimanga quella verticale, come è stato possibile notare in seguito all'estrazione del micropalo dal terreno (Figura 3): la presenza delle stesse “radichette” ha permesso ad un sottile strato di terreno di aderire al corpo cilindrico di resina anche dopo l'estrazione del micropalo (Figura 4).



Figura 3. Superficie laterale di un micropalo in resina armata.

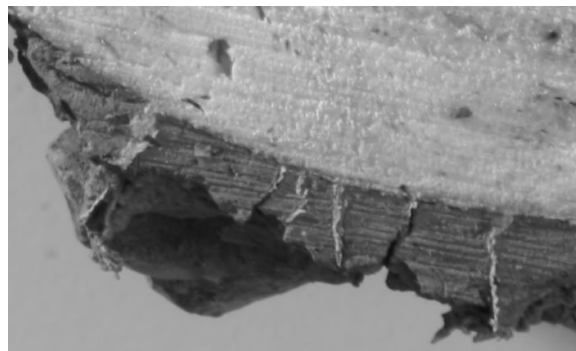


Figura 4. Particolare delle “radichette” all’interfaccia.

È lecito supporre che tali microstrutture possano contribuire a fornire parte della resistenza al micropalo in esercizio. Al fine di indagare a livello microscopico sia la struttura della sola resina sia il contatto tra resina e terreno, un campione prelevato in corrispondenza della zona di interfaccia è stato analizzato attraverso un microscopio a scansione elettronica (SEM).

La Figura 5, in particolare, mostra la struttura a celle chiuse della resina espandente, così come è stata osservata al SEM, corrispondente alla parte di materiale compreso tra armatura interna e terreno. Come già osservato da Buzzi et al. (2010), a livello microscopico la struttura della sola resina appare costituita da bolle di gas (celle) circondate da pareti rigide. L’osservazione dell’immagine corrispondente, invece, alla zona di interfaccia, permette di distinguere chiaramente la parte del campione occupata dalla resina, che presenta una struttura alveolare disomogenea, rispetto a quella occupata dal terreno limo-argilloso, che si presenta più uniforme (Figura 6).

Nell’immagine di Figura 6 è possibile osservare il particolare di una “radichetta” di resina incuneata nella matrice di terreno. Una colorazione più scura in corrispondenza del bordo della parte occupata dal terreno rivela, inoltre, la presenza di un materiale “intermedio”, frutto di una reazione chimica tra resina e terreno. Tale evidenza conferma l’ipotesi di una compenetrazione tra i due materiali.

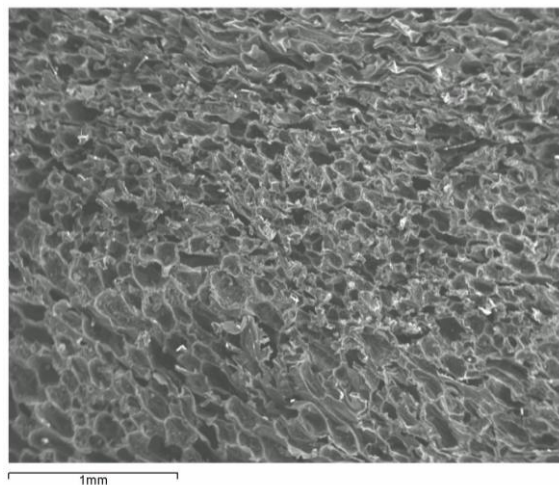


Figura 5. Microstruttura della resina espandente

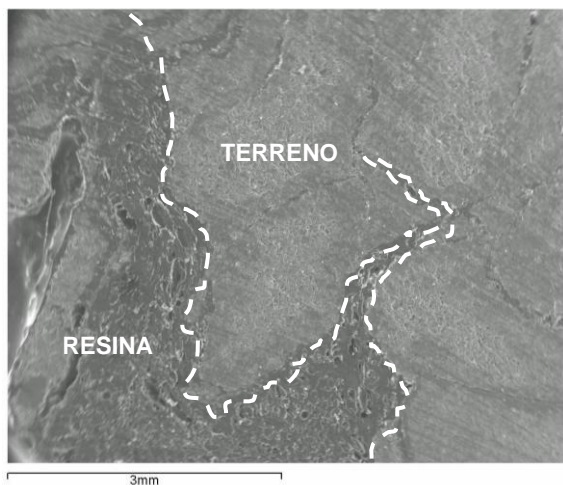


Figura 6. Particolare dell'interfaccia micropalo-terreno, analizzato al SEM.

Si può dunque affermare che, in corrispondenza dell'interfaccia, siano presenti due principali tipi di interazione tra resina e terreno: una di natura meccanica e l'altra di natura chimica. Tali osservazioni inducono a ritenere che gran parte dell'azione resistente esplicata dai micropali, sia in compressione che in trazione, di cui si riferirà nel seguito, sia dovuta alle particolari caratteristiche di contatto tra resina e terreno circostante.

4 LA CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI

In ogni sito scelto per l'esecuzione delle prove di carico, prima di procedere alla realizzazione dei micropali, sono stati acquisiti i dati necessari per la caratterizzazione del terreno di fondazione. Tuttavia, anche laddove si disponeva di una documentazione pregressa, derivante da prove CPT o SPT, sono state condotte una o più prove di caratterizzazione con penetrometro dinamico DPM 30. Volendo, in quest'ultimo caso, uniformare i risultati delle prove e la metodologia di indagine a tecniche standard note e consolidate, quali ad esempio le prove SPT, si è presentata la necessità di correlare il numero di colpi (N) ottenuti mediante il penetrometro DPM 30 con il valore equivalente di N_{spt} . Si è pertanto tenuto conto della seguente relazione:

$$N_{spt} = \beta_t \cdot N \quad (1)$$

con $\beta_t = Q/Q_{spt}$, dove Q è l'energia specifica per colpo e Q_{spt} è l'energia specifica riferita alla prova SPT, calcolate secondo la nota "Formula olandese" (Cassan, 1988), che tiene conto della massa battente e di quella delle aste, dell'altezza di caduta, dell'area di base della punta conica e del passo di avanzamento. Il penetrometro DPM 30 utilizzato per le prove di caratterizzazione presenta un coefficiente $\beta_t = 0.761$.

Per ogni verticale indagata è stato diagrammato l'andamento dei valori N_{spt} equivalenti in funzione della profondità. Successivamente, sono stati individuati strati

di terreno "omogenei" in base ai valori di N_{spt} ottenuti e ad ogni strato è stato attribuito un valore medio di N_{spt} , come indicato, a titolo d'esempio, in Figura 7.

Per la definizione della stratigrafia, ove possibile, ci si è avvalsi anche di sondaggi e di prove di classificazione standard. In tutti i siti-campione il terreno di fondazione è stato classificato come limo-argilloso. I risultati della campagna di indagini preliminari, relativi a tutti i siti, sono riportati in Valentino e Stevanoni (2010).

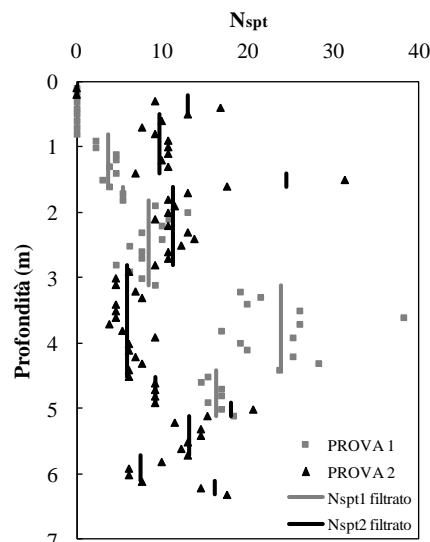


Figura 7. Sito-campione di S. Leo (PU): risultati delle prove DPM 30 trasformati in N_{spt} equivalenti.

5 LE PROVE DI CARICO

Nella prima fase delle attività è stato predisposto un campo-prove nel sito di Bosco Chiesanuova (VR), dove, una volta caratterizzato il terreno mediante prove CPT e SPT (Stevanoni, 2009), sono stati realizzati 4 micropali in resina armata, utilizzati per l'esecuzione di prove di carico. Ai fini del presente lavoro, solo 3 delle 4 prove sono state prese in considerazione. In questo sito, in assenza di una fondazione superficiale in testa, per l'esecuzione della prova di carico su ogni micropalo è stato necessario l'utilizzo di una struttura di contrasto ancorata a due pali di reazione. Grazie all'assemblaggio di un castello per la ripartizione del carico, disposto in allineamento con l'asse martinetto-micropalo, le forze sono state trasferite lateralmente alle travi di contrasto, posizionate ad una quota pari a 30 cm rispetto al piano campagna (Figura 8). I risultati di tali prove, in termini di carico limite, sono riportati in Tabella 4.

In una seconda fase, sono state eseguite prove di carico su pali realizzati come opere di sottofondazione, in presenza di fondazioni superficiali in testa, in 5 siti-campione. In questo modo i pali sono stati testati nelle medesime condizioni in cui essi sono effettivamente realizzati e in cui rimangono in esercizio. I risultati ottenuti nella seconda campagna di prove e di raccolta dati si riferiscono a 13 micropali testati (Tabella 4).



Figura 8. Sistema di contrasto per l'esecuzione delle prove di compressione in assenza di fondazione superficiale, nel sito-campione di Bosco Chiesanuova (VR).



Figura 9. Sistema di contrasto per l'esecuzione delle prove di carico in presenza di fondazione superficiale.

Per eseguire le prove di carico in presenza di fondazione è stato messo a punto un "castello" adatto per essere ancorato direttamente alla fondazione stessa (Figura 9). Si è provveduto, quindi, a posizionare, in asse rispetto al micropalo, un martinetto ed una cella di carico. In prossimità della testa del palo sono stati inoltre posizionati 3 comparatori di spostamento centesimali digitali ancorati su piastre rigide, fissate a loro volta al piano di calpestio, al fine di misurare i cedimenti (Figura 9).

I micropali sono stati caricati in testa secondo la metodologia proposta da Mandolini (1995) ed in ottemperanza alle raccomandazioni AGI (1984). In particolare, ad ogni passo è stato applicato un incremento di carico pari a 10 kN, mentre le letture degli spostamenti sui comparatori sono state effettuate ad intervalli di tempo fissati, dopo 1, 5, 10, 15 e 20 minuti a partire dall'istante in cui ogni carico era stato incrementato.

Le curve sperimentali ottenute in seguito alle prove di carico sui 16 micropali testati, nella prima e nella seconda fase di attività, sono riportate in Valentino e Stevanoni (2010). I risultati delle prove di carico sono stati elaborati al fine di individuare per ciascuna prova il valore del

carico limite (Q_{lim}) (Tabella 4). In Figura 10 si riporta, a titolo d'esempio, la curva sperimentale carico-cedimento relativa al micropalo R3 testato nel sito di Bologna (BO-R3). La curva è espressa in termini di cedimento (w) in funzione del rapporto w/Q , dove con Q si intende il carico applicato. Tale diagramma ha consentito di poter individuare il carico limite a rottura mediante il metodo dell'interpolazione iperbolica, come proposto da Mandolini (1995). Questo metodo è stato adottato per tutti i test per i quali non era stato raggiunto il carico di rottura stesso. Per i micropali portati a rottura, invece, la determinazione del carico limite è avvenuta mediante l'applicazione dei due metodi indicati nelle norme AGI (1984): il primo individua come carico limite quello in corrispondenza del quale si verificano cedimenti dell'ordine di $0.1 \cdot d$, dove d è il diametro del palo; il secondo metodo assume come carico limite quello in corrispondenza del quale l'abbassamento in testa vale 2δ , essendo δ l'abbassamento sotto il carico $0.9 \cdot Q_{lim}$.

I dati geometrici relativi ai 16 micropali testati, distinti per località, sono riportati in Tabella 2. Per ogni micropalo è stata indicata anche la quantità di resina iniettata (in kg) e la tipologia di prova, distinta in prova di compressione (C) e di trazione (T).

Tabella 2. Dati relativi ai micropali testati.

Sito	ID palo	Lungh. (m)	Diam. foro (mm)	Resina iniettata (kg)	Tipo (*)
Bosco C. (VR)	VR-D	4.2	100	50	C
Bosco C. (VR)	VR-H	5.15	100	76.4	C
Bosco C. (VR)	VR-N	3.5	100	103	C
Lucignano (AR)	AR-R1	2.91	85	33.1	C
Lucignano (AR)	AR-R3	2.3	85	30.8	C
S. Leo (PU)	PU-R1	3.13	85	73.9	C
S. Leo (PU)	PU-R2	3.11	85	68.6	C
S. Leo (PU)	PU-R3	3.2	85	30.3	C
Teramo (TE)	TE-R1	2.98	85	31.7	T
Teramo (TE)	TE-R2	4.7	85	51.7	T
Teramo (TE)	TE-R3	3.05	85	61.1	C
Bologna (BO)	BO-R1	4.88	85	15.3	C
Bologna (BO)	BO-R2	5.1	85	120	C
Bologna (BO)	BO-R3	4.5	85	137	C
Senigallia (AN)	AN-R1	4.43	85	76.4	C
Senigallia (AN)	AN-R2	5.58	85	53	T

(*) C: compressione; T: trazione.

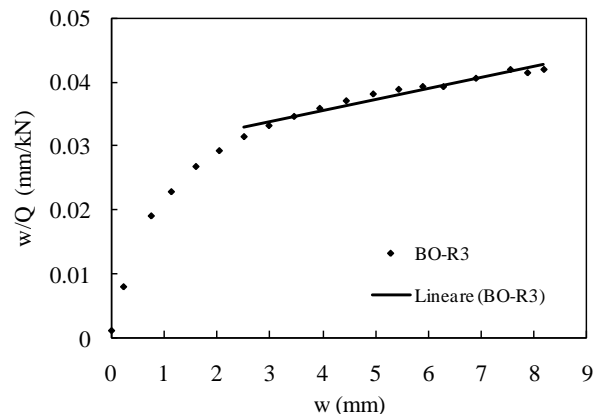


Figura 10. Misure relative alla prova di carico BO-R3 con applicazione dell'interpolazione iperbolica.

In particolare, 13 micropali sono stati sottoposti a carico in compressione e 3 a trazione. Le prove di trazione sono state condotte con il principale obiettivo di valutare il contributo alla resistenza dovuto al solo attrito laterale. Dei micropali soggetti a trazione, due sono stati testati nel sito-campione di Teramo (TE-R1 e TE-R2), il terzo nel sito-campione di Senigallia (AN-R2). Le prove di trazione sono state eseguite utilizzando un opportuno dispositivo di contrasto, simile a quello illustrato in Figura 8. I risultati, in termini di trazione ultima a rottura, sono riportati in Tabella 4. In particolare, dal confronto tra il carico ultimo della prova a trazione sul micropalo TE-R1, di lunghezza pari a 2.98m, e quello della prova a compressione sul micropalo TE-R3, quasi della medesima lunghezza, è stato possibile valutare la resistenza totale di quest'ultimo nella misura di circa il 43% in più rispetto alla resistenza totale, in sola trazione, del primo. Tale risultato sembra essere dovuto alla diversa quantità di resina iniettata, più che al contributo della punta in compressione. La più elevata resistenza a trazione del micropalo TE-R2, dovuta al solo attrito laterale, sembra sia da imputarsi, invece, quasi esclusivamente alla sua maggiore lunghezza.

6 METODO PER LA DETERMINAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Le prove di carico condotte hanno consentito non solo di determinare in maniera diretta la capacità portante di ogni singolo micropalo, ma anche di utilizzare i dati raccolti per elaborare un metodo di calcolo per il loro dimensionamento.

In letteratura vi sono diversi metodi per il dimensionamento dei pali di fondazione e dei micropali. In questo studio, in particolare, si è fatto riferimento al metodo che Bustamante e Doix (1985) hanno proposto per la previsione del carico limite di micropali iniettati in pressione. Tale metodo costituisce, tra l'altro, la base delle norme vigenti in Francia (CCTG 1993) ed è adottato anche in altri Paesi europei (Juran et al., 1999; Viggiani, 1999). Il metodo proposto da Bustamante e Doix (1985) è stato elaborato a partire da una serie di dati sperimentali su pali costituiti da un'armatura metallica introdotta in una perforazione di piccolo diametro e sigillata al terreno tramite iniezioni di malta o di miscela cementizia legante, eseguite sotto pressione più o meno elevata.

In seguito all'analisi dei risultati della campagna di prove sperimentali sui micropali in resina armata, è stata evidenziata una sostanziale analogia di comportamento tra questi ed i micropali in malta cementizia iniettata descritti da Bustamante e Doix (1985). Per questo motivo si è ritenuto opportuno far riferimento a tale metodo per il calcolo della capacità portante. In particolare, il metodo prevede il calcolo del carico limite dei micropali in compressione attraverso l'espressione:

$$Q_{lim} = P + S \quad (2)$$

dove P è la resistenza totale di punta ed S la resistenza totale laterale. Per i micropali a trazione si pone $P = 0$. S è

valutata secondo la seguente espressione:

$$S = \sum_i \pi ds \cdot L_{si} \cdot s \quad (3)$$

dove ds è il diametro-equivalente del palo, L_{si} la lunghezza del palo iniettato nello spessore i -esimo di terreno, s la resistenza tangenziale unitaria all'interfaccia fra superficie laterale del palo e terreno.

In analogia con il metodo di Bustamante e Doix (1985), si assume che il diametro-equivalente dei micropali in resina possa essere valutato con la seguente espressione:

$$ds = \alpha \cdot d \quad (4)$$

dove d è il diametro del foro iniziale, che, come già evidenziato, può assumere un valore pari a 85 mm oppure 100 mm. In base ai valori di α suggeriti da Bustamante e Doix, in Valentino e Stevanoni (2010) tale coefficiente veniva assunto pari a 1.5, prescindendo dalla quantità di resina iniettata. In questa nota, invece, si propone la determinazione del valore di α anche in funzione di tale grandezza. La quantità (in massa) di resina iniettata M_{HDR} (in kg) è stata considerata in relazione al volume del foro iniziale V_s , definendo il rapporto d'iniezione come:

$$R_{HDR} = M_{HDR} / V_s \quad (5)$$

A seguito dell'elaborazione dei dati sperimentali, ed avendo misurato per ogni palo testato la quantità di resina iniettata, è stato possibile definire il valore di α in funzione di tale grandezza, come riportato in Tabella 3.

Tabella 3. Valori di α in relazione al rapporto di iniezione.

Rapporto d'iniezione	Quantità iniezione	α
$R_{HDR} \leq 1150$	INSUFFICIENTE	0.5
$1150 < R_{HDR} \leq 1656$	SCARSA	1.1
$1656 < R_{HDR} \leq 3324$	OTTIMALE	1.4
$R_{HDR} > 3324$	ECESSIVA	1.8

Dai risultati ottenuti, appare chiaro quanto il rapporto d'iniezione possa essere variabile. Dovendo, tuttavia, individuare uno standard ottimale per la realizzazione dei micropali in resina armata, si consiglia un valore medio di R_{HDR} pari a 2500, cui corrisponde $\alpha = 1.4$.

Uno dei problemi affrontati nell'interpretazione dei risultati delle prove di carico è stato quello di distinguere il contributo della resistenza di punta da quello della resistenza laterale.

Riguardo al calcolo della resistenza alla punta P , Bustamante e Doix (1985) propongono un calcolo analitico o, in alternativa, una stima di P nella misura del 15% della resistenza laterale S . In una prima analisi, anche per i micropali in resina era stata adottata la stima di P pari a $0.15 \cdot S$ (Valentino e Stevanoni, 2010).

In seguito ad una elaborazione più accurata dei risultati

sperimentali è risultata più vantaggiosa l'adozione del medesimo metodo di calcolo analitico di P proposto da Bustamante e Doix (1985). Si propone, quindi, anche per i micropali in resina il calcolo di P secondo la seguente relazione:

$$P = A_p \cdot k_p \cdot p_l \quad (6)$$

dove:

A_p è la sezione orizzontale della punta del bulbo di bloccaggio di diametro ds ;

p_l è la pressione limite del terreno sotto la punta misurata con pressimetro Ménard.

k_p è il coefficiente di spinta alla punta, considerato pari a:

- 1.2 per terreni sabbiosi e ghiaiosi
- 1.6 per terreni argillosi
- 1.8 per argille e marne
- 1.5 per rocce alterate e frammentate.

Nelle analisi svolte sui micropali testati, si è preferito far ricorso ad un valore di N_{spt} invece che a quello di p_l , utilizzando la seguente correlazione empirica (Gonin et al., 1992):

$$\frac{p_l}{10} = \frac{N_{spt}}{20} p_a = \frac{q_c}{100} \quad (7)$$

dove:

p_l è il valore della pressione limite valutata con pressimetro Ménard;

N_{spt} è il numero di colpi derivato da prove SPT;

q_c è la resistenza alla punta da prove CPT;

p_a è il valore della pressione atmosferica di riferimento.

Per la determinazione della resistenza tangenziale unitaria all'interfaccia fra superficie laterale del palo e terreno (s), Bustamante e Doix (1985) propongono l'utilizzo di abachi che si differenziano in base al terreno e al metodo impiegato per l'iniezione. Sulla base dei risultati sperimentali, anche per i micropali in resina era stata adottata, in prima istanza, la medesima metodologia (Valentino e Stevanoni, 2010).

Un'analisi più approfondita dei dati ha permesso, in seguito, di individuare un abaco specifico per i micropali in resina, riferito ai soli terreni effettivamente trattati. In particolare, disponendo, come spiegato in precedenza, di un certo numero di verticali indagate tramite prove CPT, SPT e DPM 30, è stato possibile definire per ognuna di esse una stratigrafia di riferimento. Sulla base della capacità portante totale misurata, è stato possibile ricercare una correlazione tra resistenza unitaria s , relativa ad ogni strato di terreno attraversato dal micropalo, ed il corrispondente valore di N_{spt} . Per i micropali soggetti a trazione, la correlazione è stata immediata. Per i micropali testati a compressione, la valutazione della resistenza di punta, mediante il metodo sopra descritto, ha consentito di ottenere, per differenza rispetto alla resistenza totale misurata, il valore della sola resistenza lungo il fusto (S). I punti sperimentali riportati in Figura 11 sono stati ottenuti mediante una procedura di minimizzazione dello scarto tra

resistenza calcolata e resistenza misurata. In particolare, è stata ricercata una curva interpolante che consentisse di determinare univocamente il valore di s a partire da un valore N_{spt} (Figura 11). Tale curva è costituita da tre tratti lineari, con i rispettivi coefficienti angolari determinati mantenendo la proporzionalità con le curve analoghe introdotte da Bustamante e Doix (1985) per i pali IRS ed IGU. In ragione della tipologia dei terreni di fondazione presenti nella maggior parte dei siti-campione, è stato adottato esclusivamente l'abaco relativo ad argille e limi, con limite $N_{spt}=38$. Come variabile casuale è stato considerato il coefficiente angolare della prima retta, passante per l'origine. Con l'intenzione di minimizzare l'errore di calcolo, sono state effettuate analisi parametriche finalizzate alla riduzione della deviazione standard della popolazione di tale variabile. In questo modo, pur non disponendo, per ora, di un numero di campioni (prove di carico) che potesse essere considerato rappresentativo della popolazione, si è cercato di porre le basi per un'analisi statistica futura.

In Tabella 4 si riportano i risultati relativi al calcolo di Q_{lim} svolto con il metodo descritto, per i micropali testati. Dal confronto tra i valori ottenuti e quelli misurati nei test di carico, si può osservare come lo scarto sia inferiore al 10% per l'87.5% dei casi analizzati.

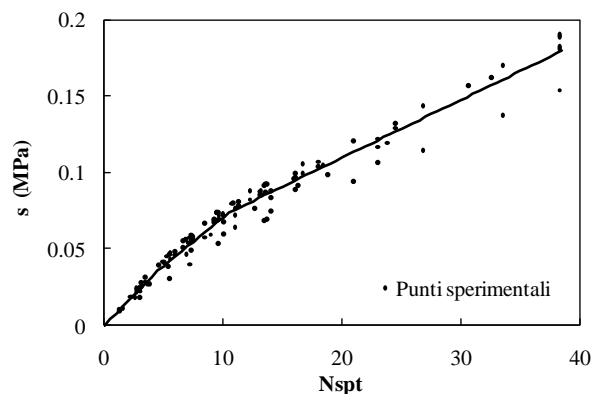


Figura 11. Resistenza laterale unitaria (s) in funzione di N_{spt} da prove di carico e curva interpolante, per terreni limo-argillosi.

Tabella 4. Confronto tra Q_{lim} misurata e Q_{lim} calcolata.

ID palo	Q_{lim} prova (kN)	P calc. (kN)	S calc. (kN)	Q_{lim} calc. (kN)	Scarto (%)
VR-D	100	24	81	105	+5
VR-H	140	18	145	163	+16.4
VR-N	118	27	90	117	-0.8
AR-R1	70	8	56	64	-8.5
AR-R3	138	26	112	138	0
PU-R1	110	12	97	109	-0.9
PU-R2	158	47	118	165	+4.4
PU-R3	90	7	79	86	-4.4
TE-R1	40	0	39	39	-2.5
TE-R2	80	0	88	88	+10
TE-R3	70	10	57	67	-4.2
BO-R1	26	2	23	25	-3.8
BO-R2	207	42	163	205	-0.9
BO-R3	208	42	154	196	-5.7
AN-R1	85	16	91	107	+25.8
AN-R2	130	0	120	120	-7.7

7 CONCLUSIONI

Il metodo di calcolo della capacità portante proposto da Bustamante e Doix (1985), relativo a micropali realizzati con malta cementizia iniettata in pressione, si è dimostrato essere il naturale riferimento per la determinazione della capacità portante di micropali in resina armata.

Numerose prove di carico effettuate su tali tipologie di micropali in terreni limo-argillosi hanno dimostrato come possa essere adeguatamente adottata un'analoga metodologia per il calcolo della loro capacità portante.

In prospettiva, si prevede di ottenere ulteriori risultati da prove sperimentali in differenti siti-campione, per la valutazione della capacità portante dei micropali iniettati in terreni di differente tipologia.

8 BIBLIOGRAFIA

- AGI, 1984. *Raccomandazioni sui pali di fondazione*.
- Bruce D.A., 1989. *American developments in the use of small diameter inserts as piles and in situ reinforcement*, Proceedings of the International Conference on Piling and Deep Foundations, Lontoo.
- Bustamante M., Doix B., 1985. *Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés*, Bull. Liaison Lab. Ponts et Chaussées, Paris, n. 140, nov-déc 1985 – Ref. 3047, 75-92.
- Buzzi O., Fityus S., Sasaki Y., Sloan S., 2008. *Structure and properties of expanding polyurethane foam in the context of foundation remediation in expansive soil*, Mechanics of Materials, 40, 1012-1021.
- Buzzi O., Fityus S., Sloan S., 2010. *Use of expanding polyurethane resin to remediate expansive soil foundations*, Canadian Geotechnical Journal, 47 (6), 623-634.
- Cassan M., 1988. *Les essais in situ en mécanique des sols*, Vol. 1 réalisation et interprétation, Eyrolles, 146 – 151.
- CCTG, 1993. *Technical Rules for the Design and Calculation of the Foundations of the Civil Engineering Works – Règles Techniques de Conception et de Calcul des Fondations des Ouvrages de Génie Civil*.
- Gonin H., Vandangeon P., Lafeuillade M.P., 1992. *Correlation study between standard penetration and pressuremeter tests*, Rev. Franc. Geotech., 58, 67-78.
- Han J., Ye S.-L., 2006a. *A field study on the behavior of micropiles in clay under compression or tension*, Canadian Geotechnical Journal, 43 (1), 19-29.
- Han, J., Ye S.-L., 2006b. *A field study on the behavior of a foundation underpinned by micropiles*, Canadian Geotechnical Journal, 43 (1), 30-42.
- Juran I., Bruce D.A., Dimillio A., Benslimane A., 1999. *Micropiles: the state of practice. Part II: design of single micropiles and groups and networks of micropiles*, Ground Improvement, 3, 89-110.
- Mandolini A., 1995. *Prove di carico su pali di fondazione*, Hevelius, Collana Argomenti di Ingegneria Geotecnica.
- Misra A., Chen C.H., 2004. *Analytical solution for micropile design under tension and compression*, Geotechnical and Geological Engineering, 22, 199-225.
- Misra A., Chen C.H., Oberoi R., Kleiber A., 2004. *Simplified analysis method for micropile pullout behavior*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 130 (10), 1024-1033.
- Stevanoni D., 2009. *Analisi del comportamento meccanico di micropali in resina espandente in terreni superficiali*, Tesi di Laurea, Facoltà di Ingegneria, Università di Pavia.
- Stuedlein A.W., Gibson M.D., Horvitz G.E., 2008. *Tension and compression micropile load tests in gravelly sand*, Proc. of Int. Conf. on Case histories in Geotech. Engin., Arlington, VA, 11-16 August 2008.
- Valentino R., Stevanoni D., 2010. *Micropiles made of reinforced polyurethane resins: load tests and evaluation of the bearing capacity*, Electronic Journal of Geotechnical Engineering, 15, Bund. H, 895-912, www.ejge.com/2010/JourTOC15J.htm.
- Viggiani C., 1999. *Fondazioni*, Hevelius Edizioni.

ABSTRACT

LOAD TESTS AND EVALUATION OF THE BEARING CAPACITY OF MICROPILES MADE OF RINFORCED POLYURETHANE RESIN

Keywords: micropiles, polyurethane resin, load tests, bearing capacity.

Micropiles are traditionally used in many applications of ground improvement to increase the bearing capacity and reduce the settlement of existing shallow foundations. The mechanism for ground improvement is provided by frictional resistance between the soil and the lateral surface of the pile and by the associated group effects of micropiles.

The paper deals with the field behavior of an innovative micropile typology, made with reinforced polyurethane resin, and the method for the evaluation of its bearing capacity. The micropile resistance is provided by the following characteristics: (i) the execution of the beaten borehole provokes initial compacting of the soil; (ii) the packer action radially dilates the borehole's walls, determining the ground tamping; (iii) the expanded action of the resin causes an increase of radial stress on the hole's internal wall; (iv) the capability of the resin to infiltrate into the soil pores allows to obtain a good degree of roughness at the interface between the micropile and the surrounding soil.

The reinforced resin micropiles have been tested both in compression and tension field tests. They were installed in various sample sites characterized by the presence of silty-clayey soils. The paper describes the construction method of micropiles and the execution of field load tests. On the basis of the test results, it was possible to evaluate the bearing capacity of the tested micropiles. A design method for reinforced resin micropiles, similar to that proposed by Bustamante and Doix (1985) has been set up, by taking into account the quantity of injected resin.