

ALCUNI ASPETTI DEL COMPORTAMENTO DI PALI COSTOLATI

Leonardo Maria Lalicata
City, University of London
Leonardo.lalicata@city.ac.uk

Gloria Pagliaricci
Università degli Studi di Roma Tor Vergata
gloriapagliaricci@gmail.com

Ferdinando Marinelli
Università degli Studi di Napoli Federico II
ferdinando.marinelli@unina.it

Francesca Casini
Università degli Studi di Roma Tor Vergata
francesca.casini@uniroma2.it

Sommario

Migliorare la prestazione geotecnica dei pali di fondazione risponde alla duplice esigenza di ridurre l'impatto ambientale delle opere civili e di ottimizzare il consumo del terreno nelle aree intensamente antropizzate. Una possibile soluzione, in terreni a grana fine, consiste nel sagomare il mantello del palo creando delle costole continue o dei nodi discreti che migliorino la resistenza laterale del palo. Questa nota presenta i risultati preliminari di uno studio numerico volto a comprendere meglio la risposta dei pali costolati sotto carichi verticali. Il modello numerico è stato calibrato sui risultati di prove di carico su pali condotte in centrifuga in argille sovraconsolidate. Per descrivere il terreno è stato adottato un modello basato sulla teoria dello stato critico che utilizza il concetto di parametro di stato per caratterizzare una legge di incrudimento di tipo volumetrico e deviatorico. I risultati chiariscono alcuni aspetti del comportamento dei pali costolati e forniscono utili spunti per studi futuri di problemi più complessi come i pali nodosi.

Introduzione

L'evoluzione tecnologica delle fondazioni su pali di medio/grande diametro ha recentemente avuto un nuovo impulso, dovuto all'esigenza di ridurre l'impatto ambientale dei manufatti civili e di sfruttare meglio il poco spazio disponibile in aree altamente antropizzate come la città di Londra. Alcune delle soluzioni proposte mirano a migliorare la resistenza laterale del palo modificandone la superficie laterale. Questo può essere fatto scavando delle costole (*ribs*) nella parete del foro del palo (Gorasia e McNamara, 2016; Hard e Carvalho, 2018) oppure creando piccoli denti o nodi (*impressions*) sulla superficie laterale del palo (Lalicata *et al.*, 2021a, b). Sia i pali costolati che i pali nodosi rappresentano un miglioramento dei classici pali trivellati in argille. Una volta eseguito il foro, un apposito strumento viene calato alla profondità desiderata e manovrandolo dall'esterno si procede alla sagomatura del mantello. Terminato il processo di sagomatura, lo strumento viene rimosso, la gabbia di armatura viene calata e si procede al getto di calcestruzzo. Questi pali presentano una maggiore resistenza laterale rispetto a quelli tradizionali permettendo di ridurre le dimensioni a parità di carico ultimo e, conseguentemente, limitare le spese, l'impatto ambientale e velocizzare la produzione.

Uno schema dei pali costolati e dei pali nodosi è riportato in Fig 1. Le costole corrono lungo la circonferenza del palo mentre i nodi sono elementi discreti.

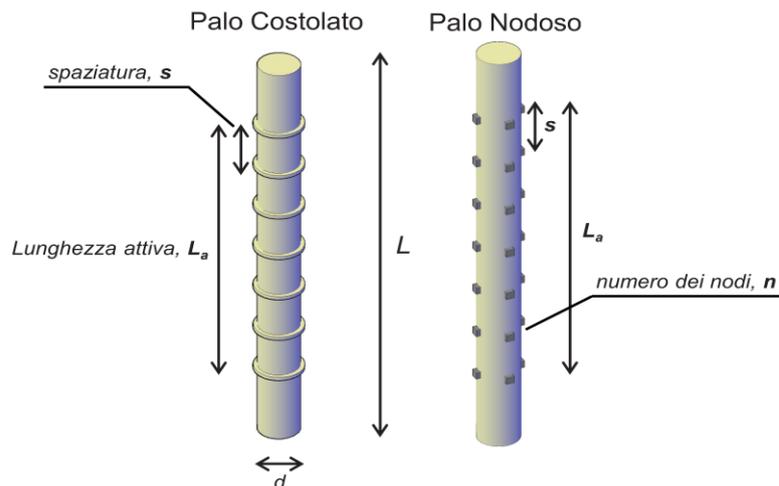


Fig 1. Palo Costolato e palo Nodoso.

Alcune prove in centrifuga geotecnica in argille sovraconsolidate (Gorasia e McNamara, 2016; Lalicata *et al.*, 2021a) e in vera grandezza nella London Clay (Hard e Carvalho, 2018, Lalicata *et al.*, 2021b) hanno dimostrato l'efficacia di queste nuove tipologie di pali per migliorarne la capacità portante; tuttavia, il meccanismo di funzionamento sotto carichi assiali non è ancora completamente chiaro. Allo stesso modo, mancano indicazioni chiare sul comportamento in condizioni di esercizio di tali opere.

Uno studio numerico è stato messo a punto con l'obiettivo di comprendere meglio il comportamento di questa nuova tecnologia. Alcuni dei risultati sono presentati in questa nota mentre una trattazione più completa si può trovare in Pagliaricci (2021). Per semplicità di modellazione sono state condotte solo analisi in condizioni di simmetria assiale. A rigore, i risultati si riferiscono dunque ai soli pali costolati ma rappresentano un primo punto di partenza per la modellazione numerica dei pali nodosi. I risultati del modello numerico sono confrontati e validati con quelli delle prove in centrifuga condotte da Gorasia e McNamara (2016) che qui vengono brevemente richiamati.

1. Le prove in centrifuga

Numerose prove in centrifuga sono state realizzate su pali circolari e pali costolati per determinare la capacità limite all'interno dello stesso campione di argilla sovraconsolidata. I pali sono realizzati in resina a $1g$ (g rappresenta l'accelerazione di gravità) prima di mettere il modello nella centrifuga. Prima viene scavato un foro con un tubo di acciaio a parete sottile e successivamente viene realizzata la costolatura inserendo nel foro un dispositivo dentato che ruotando scava la parete del terreno laterale. Infine, rimosso lo strumento, viene versata la resina a presa rapida.

Le prove sono state eseguite a $50g$, la fase di carico avviene al termine dell'equalizzazione delle pressioni interstiziali. Il livello della superficie libera è governato da una buretta collegata alla base del modello e alimentata in continuo. All'equilibrio, la superficie libera si trova a 10mm (0.5m alla scala del prototipo) di profondità dal piano campagna.

Il caolino Speswhite è stato utilizzato nella preparazione dei campioni. Questi ultimi sono stati ricostituiti a partire dal fango il cui contenuto d'acqua è pari al doppio del limite liquido (Bilotta e Taylor, 2005). L'impasto è stato quindi versato nel contenitore e consolidato in pressa fino ad una tensione verticale di 500kPa . Per favorire le operazioni di scavo, la tensione è stata ridotta a 250kPa il giorno prima della prova. Una volta rimosso dalla pressa, il terreno in eccesso viene attentamente rimosso e la superficie impermeabilizzata con una plastica spray. A questo punto è possibile procedere alla realizzazione dei pali. A fine prova, diversi campioni di terreno vengono prelevati per misurare il contenuto d'acqua dal quale, dato che il terreno è saturo, è possibile determinare univocamente la resistenza non drenata del terreno.

2. Il Modello numerico

La geometria del modello numerico rispetta le dimensioni principali del modello sperimentale quali l'altezza totale del banco di terreno, 290mm, le dimensioni del palo, $d=16\text{mm}$, $L=180\text{mm}$, e delle costole, $1.5 \times 1.5\text{mm}$ distanziate 15mm in direzione verticale per una lunghezza attiva di 150mm. Le analisi numeriche sono state condotte con il codice agli elementi finiti PLAXIS 2D in condizioni di simmetria assiale, con l'asse di simmetria coincidente con l'asse del palo. Lo spostamento orizzontale è vincolato lungo i contorni verticali mentre alla base sono vincolati gli spostamenti verticali. Il dominio di calcolo è stato discretizzato con elementi triangolari a 15 nodi ed è stato opportunamente infittito attorno al palo.

2.1. Le fasi della simulazione

Per valutare la risposta complessiva del modello in un problema al finito, è stata simulata l'intera storia tensionale del campione di terreno, dalla consolidazione edometrica fino al carico del palo. I passi dell'analisi sono i seguenti:

1. Applicazione della massima tensione di preconsolidazione (nominalmente 500kPa), in condizioni di lungo termine;
2. Scarico a $\sigma_v=250\text{kPa}$, in condizioni drenate;
3. Completo scarico a $\sigma_v=0$, in condizioni non drenate;
4. Installazione ideale del palo;
5. Aumento della gravità ed equalizzazione in volo. La densità dei materiali viene aumentata di 50 volte per rispettare le leggi di scala della modellazione in centrifuga (Bilotta e Taylor, 2005). Contemporaneamente alla base del modello viene imposto un carico idraulico costante, tale da portare la superficie libera, all'equilibrio, a 10mm di profondità dal piano campagna. Come nella sperimentazione, la fase di equalizzazione dura 48 ore;
6. Carico del palo. Si impone una velocità di spostamento analoga a quella applicata negli esperimenti (0.25mm/min) fino a mobilitare la capacità del palo.

Le analisi numeriche, completamente accoppiate, sono eseguite in tensioni efficaci. Le condizioni di drenaggio sono determinate dalla durata della singola fase, dalla geometria del problema e dalla permeabilità del terreno. Data la modesta variazione dell'indice dei vuoti durante la prova è stato assunto un valore costante della permeabilità pari a $k=1.0 \cdot 10^{-6}$ mm/s.

I bordi verticali sono contorni impermeabili durante tutte le fasi della simulazione. Il bordo superiore è un contorno drenante nelle fasi 1 e 2 mentre nelle altre è un contorno impermeabile. La condizione idraulica alla base del modello varia durante l'analisi: è un contorno drenante nelle fasi 1 e 2 che diventa impermeabile nelle fasi 3 e 4 mentre è una linea equipotenziale durante la simulazione del volo e del carico del palo (5 e 6).

2.2. Il legame costitutivo

La risposta meccanica del terreno è stata modellata con il legame costitutivo HASP (*HARDening State Parameter*) sviluppato da Jocković and Vukićević (2017) ed implementato in PLAXIS (2021) come *User Defined Soil Model "UDSM"*. La descrizione dettagliata del modello è riportata nel lavoro degli autori (Jocković and Vukićević, 2017). In questa sede se ne richiamano solo gli aspetti salienti.

Il modello ricade nella classe dei modelli di CamClay Modificato (CCM) dal quale prende la forma della superficie di snervamento, ma si differenzia da esso dal tipo di incrudimento e dalla presenza di una superficie limite, omotetica alla superficie di snervamento. La superficie di snervamento, interna rispetto alla superficie limite, delimita la soglia elastica del materiale. In un processo di carico, lo stato tensionale corrente si trova sulla superficie snervamento permettendo lo sviluppo di deformazioni plastiche sin dalle prime fasi del carico. La legge di flusso è associata mentre l'evoluzione delle variabili di incrudimento dipende sia dagli incrementi delle deformazioni volumetriche plastiche che dalla loro componente deviatorica. Tale dipendenza è espressa attraverso il parametro di stato Ψ , già ampiamente

usato per caratterizzare i materiali granulari (Been e Jefferies, 1985), e qui impiegato per caratterizzare la risposta meccanica di argille a diverso grado di sovraconsolidazione. In questo modo il modello HASP permette di superare i limiti del CCM nel modellare depositi fortemente sovraconsolidati, ma allo stesso tempo ne conserva la semplicità in termini di formulazione matematica e di parametri costitutivi.

HASP infatti è completamente definito da 5 parametri meccanici, Tabella 1, e dallo stato iniziale (indice dei vuoti o *OCR*). Il peso specifico del terreno è pari a $\gamma=17.5 \text{ kN/m}^3$, mentre il valore del coefficiente di spinta in quiete $K_{0,NC}=0.758$ è quello richiesto dal modello per soddisfare i vincoli interni (Federico *et al.*, 2009). Si ricorda che, avendo simulato l'intera storia del campione di terreno, l'indice dei vuoti e il grado di sovraconsolidazione al momento del carico del palo sono un risultato dell'analisi e non una variabile da inizializzare.

Il palo è modellato come un mezzo elastico lineare non poroso ($\gamma=15 \text{ kN/m}^3$, $E=1.1 \text{ GPa}$, $\mu=0.3$).

Tabella 1. Parametri meccanici del caolino Speswhite (da Lalicata *et al.*, 2021). λ e κ rappresentano la pendenza della LSC e della LR, μ è il coefficiente di Poisson, M la pendenza della LSC e Γ il volume specifico della LSC a $p'=1 \text{ kPa}$.

λ	κ	μ	M	Γ
0.18	0.035	0.2	0.89	3.04

2.3. Modellazione dell'interfaccia

La risposta di pali sotto carichi assiali è largamente influenzata dalle tensioni tangenziali che si sviluppano lungo il fusto del palo. È dunque di fondamentale importanza modellare correttamente l'interfaccia palo-terreno. In questo studio, sono state esplorate diverse opzioni (Pagliaricci, 2021), ed infine si è optato per modellare l'interfaccia come una banda di terreno di spessore piccolo ma finito (0.04mm, 20 il d_{50} delle particelle del terreno) che segue il profilo laterale del palo. Il legame costitutivo assegnato è lo stesso del terreno lontano dal palo. L'angolo di attrito è stato opportunamente ridotto a $\delta=10^\circ$ analizzando a ritroso le prove di carico sul palo circolare tradizionale. Per il solo palo costolato, è stata considerata una zona disturbata, con proprietà meccaniche ridotte, larga quanto le costole e lunga quanto il palo, Fig 2.

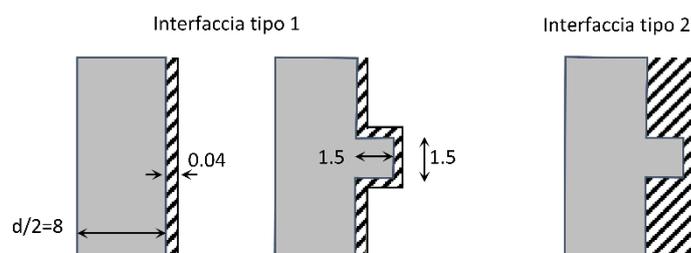


Fig 2. Modellazione dell'interfaccia, non in scala, dimensioni in mm.

3. Risultati

3.1. Validazione del modello numerico

Il modello è stato validato confrontando gli spostamenti del piano campagna durante la fase di equalizzazione in volo (Pagliaricci, 2021) e il profilo di resistenza non drenata lontano dal palo riportato in Fig 3. Per ottenere un migliore accordo con il dato sperimentale, la tensione di preconsolidazione è stata ridotta da 500 a 350kPa. Tale accorgimento è stato necessario per superare il limite del modello adottato che prevede una risposta puramente elastica (come il Cam Clay), mentre è ben noto che in percorsi di scarico le argille sovraconsolidate sviluppano deformazioni plastiche accompagnate da una riduzione della tensione di preconsolidazione del materiale (e.g. Bilotta e Stallebrass, 2009).

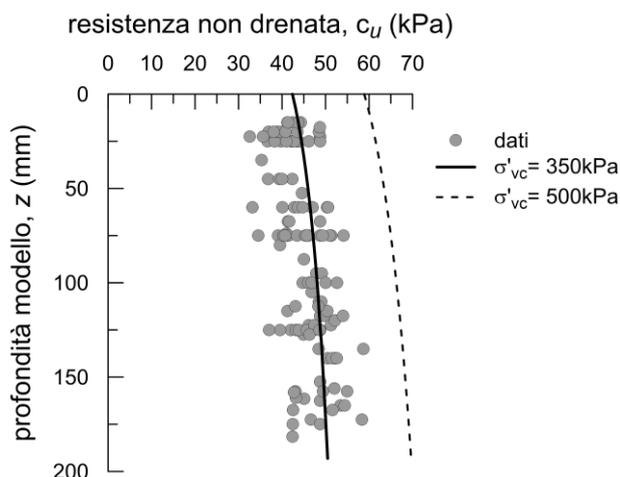


Fig 3. Profilo di resistenza non drenata al momento del carico del palo.

3.2. Il carico del palo

Il confronto tra le curve carico spostamento, sperimentali e numeriche, è presentato in Fig 4. Per il solo palo costolato, le simulazioni si riferiscono ai due tipi di interfaccia modellata e al caso senza interfaccia. Per il palo standard, il confronto è soddisfacente in termini di capacità ultima del palo, mentre il modello numerico sottostima la rigidità iniziale delle curve.

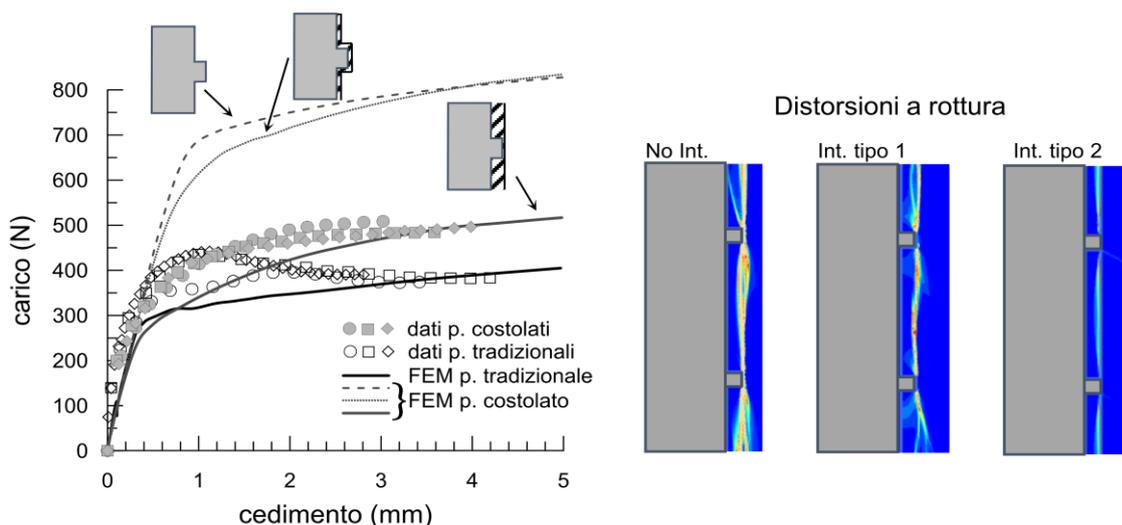


Fig 4. Curve carico cedimento e distorsioni a rottura.

Nel caso del palo costolato, l'interfaccia di tipo 2, larga quanto la costola e lunga quanto il palo, riproduce meglio il dato sperimentale, mentre l'interfaccia di tipo 1, strato sottile che segue il profilo del mantello, fornisce la stessa risposta ottenuta nell'analisi senza interfaccia. Queste ultime sovrastimano il dato sperimentale del 60%. Indipendentemente dal tipo di interfaccia adottata, le analisi mostrano che nel palo costolato, la superficie di rottura è lontana dal mantello del palo e collega le varie costole in direzione verticale. Il terreno tra le costole si muove insieme al palo incrementando la superficie di rottura disponibile e forzando la rottura nella zona non disturbata di terreno, lontana dalla superficie laterale del palo.

L'interfaccia di tipo 2 fornisce il migliore accordo con il dato sperimentale. Tale modellazione sembra suggerire che la zona disturbata prodotta dallo scavo del foro e dalla realizzazione delle costole sia ampia e non confinata solamente alla banda di terreno prossima alla superficie laterale del palo. Questo è in contrasto con le evidenze sperimentali collezionate fino ad oggi. Inoltre, la realizzazione delle costole

procede per asportazione di terreno, che dovrebbe limitare il disturbo apportato al terreno circostante. Quindi è possibile la motivazione sia anche da attribuire al valore di $K_{0,NC}$ adottato dal modello che è il 20% maggiore delle relazioni semi empiriche usate in letteratura (Mayne e Kulhawy, 1982). Inoltre, l'eccessiva ampiezza del dominio elastico alla fine della fase di equalizzazione potrebbe indurre un eccessivo livello di sovraconsolidazione nel terreno portando quindi ad un'ulteriore sovrastima del coefficiente di spinta.

Conclusioni

I pali costolati rappresentano una valida soluzione per aumentare la capacità laterale dei pali intestati in terreni argillosi. Il comportamento di queste opere è stato analizzato con un modello numerico implementato in PLAXIS 2D in condizioni di simmetria assiale. La risposta meccanica del terreno è stata modellata con il legame costitutivo HASP appartenente alla classe dei modelli di tipo CamClay modificato, pensato per riprodurre la risposta delle argille a diversi gradi di sovraconsolidazione. Il modello HASP, definito sulla base di una superficie di snervamento e una superficie limite utilizza il concetto del parametro di stato per definire una legge di incrudimento misto, di tipo sia volumetrico e deviatorico.

Indipendentemente dalla geometria adottata per modellare l'interfaccia, le analisi mostrano che, a rottura, le tensioni tangenziali si sviluppano lungo una superficie di scorrimento cilindrica che collega verticalmente le costole. La corretta modellazione dell'interfaccia terreno-struttura è da sempre un elemento cruciale nella modellazione numerica dei problemi geotecnici. Le costole disposte lungo il fusto del palo rappresentano una nuova sfida per i modellatori numerici. Le soluzioni proposte rispondono ad alcune delle criticità emerse nel corso di questo studio ma, allo stesso tempo, rappresentano solo un punto di partenza per un futuro lavoro di ricerca.

Bibliografia

- Been K., Jefferies M.G. (1985). A state parameter for sands. *Géotechnique*, 35, 2, 99–112.
- Bilotta E., Stallebrass S.E. (2009). Prediction of stresses and strains around model tunnels with adjacent embedded walls in overconsolidated clay. *Computers and Geotechnics*, 36, 6, 1049-1057.
- Bilotta, E. Taylor R.N. (2005). Modellazione geotecnica in centrifuga. Hevelius Edizioni, Benevento.
- Federico A., Elia G., Murianni A. (2009). The at-rest earth pressure coefficient prediction using simple elastoplastic constitutive models. *Computers and Geotechnics*, 36, 1, 187– 198.
- Gorasia R.J., McNamara A.M. (2016). High-capacity ribbed pile foundations. *Proc. of the Inst. of Civil Eng.- Geotechnical Engineering*, 169, 3, 264–275.
- Hard D.A., Carvalho A.T. (2018). Threaded rotary bored piles at Paddington new yard. Proc. DFI-EFFC Int. Conf. on Deep Found. and Ground Impr., Rome.
- Jockovic S., Vukicevic M. (2017). Bounding surface model for overconsolidated clays with new state parameter formulation of hardening rule. *Computers and Geotechnics*, 83, 16-29.
- Lalicata L.M., McNamara A.M., Stallebrass S.E. (2021). Design method for the “impression pile”. *Proc. of the Inst. of Civil Eng.- Geotechnical Engineering*, <https://doi.org/10.1680/jgeen.21.00033>
- Lalicata L.M., McNamara A.M., Stallebrass S.E. (2021). An experimental study into the ultimate capacity of an ‘impression’ pile in clay. *Géotechnique*, In Stampa.
- Mayne P.W., Kulhawy F.H. (1982). K_0 -OCR relationships in soil. *J. Geotech. Eng. Div. ASCE*, 108, 6, 851-872.
- Pagliaricci G. (2021). COMPORTAMENTO DI PALI COSTOLATI IMMERSI IN ARGILLA FORTEMENTE SOVRACONSOLIDATA Interpretazione di prove in centrifuga con l'ausilio di analisi numeriche agli elementi finiti. *Tesi di laurea magistrale in Ingegneria Civile*. Tor Vergata, Roma.
- PLAXIS (2021). UDSM. A constitutive Model for Overconsolidated Clay based on the Hardening State Parameter.