

ANALISI FEM DI PALI CARICATI ORIZZONTALMENTE

Enrico Conte

*Dipartimento di difesa del suolo, Università della Calabria
e-mail: conte@dds.unical.it*

Antonello Troncone

*Dipartimento di difesa del suolo, Università della Calabria
e-mail: troncone@dds.unical.it*

Mirko Vena

*Dipartimento di difesa del suolo, Università della Calabria
e-mail: mirkoven@yaho.it*

Sommario

Nella presente nota, viene utilizzato un approccio agli elementi finiti per l'analisi tridimensionale della risposta di un palo sotto azioni orizzontali. Il metodo consente di portare in conto il comportamento non lineare del terreno, del palo e dell'interfaccia palo-terreno. Vengono anche mostrati i risultati ottenuti dalla simulazione di una prova di carico documentata in letteratura

1. Introduzione

La risposta di un palo alle azioni orizzontali rappresenta un classico problema di interazione terreno-struttura, la cui soluzione si rende necessaria per determinare il regime di sollecitazione e di deformazione che insorge nell'elemento strutturale. Spesso, i pali sono chiamati a far fronte a carichi di elevata intensità. In queste situazioni, ovviamente, l'interazione palo-terreno non può essere analizzata con le classiche soluzioni basate sulla teoria dell'Elasticità. Nella pratica corrente, l'approccio più frequentemente utilizzato è quello delle curve p - y (Matlock, 1970; Reese, 1971; API, 1993 ed altri) che mettono in relazione le azioni di contatto palo-terreno (p) con gli spostamenti orizzontali del palo (y). Siffatte relazioni offrono il vantaggio di portare in conto effetti importanti quali la non linearità e l'eterogeneità del terreno di fondazione, senza richiedere il ricorso a procedure di calcolo particolarmente complesse ed onerose. Il comportamento del palo è, generalmente, assunto di tipo elastico lineare. Questa ipotesi, però, può condurre a irrealistiche previsioni della risposta del palo, per livelli di carico relativamente elevati. Infatti, il comportamento del palo è anche influenzato da fenomeni quali la fessurazione del calcestruzzo e/o lo snervamento dell'acciaio, che possono essere simulati solo ricorrendo a metodi numerici in cui sono incorporati modelli costitutivi adeguati per descrivere il comportamento dei materiali costituenti il palo. Un approccio con queste caratteristiche è utilizzato nel presente studio per analizzare i risultati di una prova di carico orizzontale condotta da Ziccarelli e Valore (2008), su un setto in calcestruzzo armato immerso in terreni sabbiosi.

2. La prova di carico

La prova di carico è stata eseguita nella zona Nord del porto di Gioia Tauro. Come emerso dalle indagini effettuate (sondaggi a carotaggio continuo, SPT e CPT), il sottosuolo è

costituito da una formazione di sabbie con intercalati sottili livelli di ghiaia e sabbia limosa. I valori della resistenza alla punta q_c sono compresi tra 5 e 15 MPa, per profondità dal boccaforo minori di 5 m, e tra 15 e 30 MPa a profondità maggiore. I valori di N_{SPT} sono risultati variabili tra 30 e 60 colpi/30 cm.

Molto più dettagliata è la descrizione delle caratteristiche strutturali del setto. Quest'ultimo ha dimensioni trasversali di 2.8 m x 1.2 m, e lunghezza di 11m. L'armatura longitudinale è costituita da 10 ϕ 30, disposti su ciascuno dei lati corti, e da 7 ϕ 20mm, in corrispondenza dei lati di maggiore lunghezza. Inoltre, sono state disposte staffe ϕ 12mm a quattro braccia, con interasse di 10 cm. L'acciaio utilizzato è del tipo FeB44K. Le prove eseguite sui cubetti prelevati hanno fornito valori della resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo, R_{ck} , non inferiori a 40MPa. In corrispondenza della testa del setto è stato realizzato un "dado" in c.a. fuori terra, con spessore pari a 1.5 m e dimensioni in pianta poco più grandi di quelle del setto (1.5 m x 3.1 m).

Il setto è stato strumentato con quattro inclinometri. Sono stati, inoltre, posizionati quattro micrometri centesimali in corrispondenza degli spigoli del dado, per misurare i relativi spostamenti orizzontali.

3. La modellazione agli elementi finiti

La mesh considerata nell'analisi è mostrata in Fig. 1. Il sottosuolo ed il setto sono stati discretizzati, rispettivamente, con 15204 e 648 elementi isoparametrici solidi a otto nodi. Le barre di armatura sono state modellate con 600 elementi di superficie a quattro nodi, opportunamente vincolati all'interno del setto. In corrispondenza dell'interfaccia setto-terreno, è stato assunto un tipo di contatto in grado di simulare sia il distacco e sia gli eventuali movimenti relativi terreno-struttura.

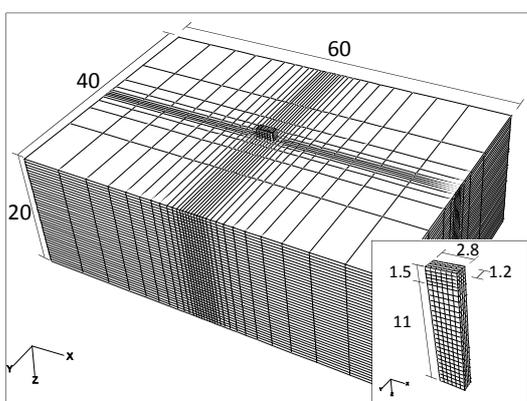


Figura 1. Modello 3D (i valori indicati sono espressi in m)

Il comportamento del setto in calcestruzzo armato è stato modellato considerando l'accoppiamento tra acciaio e calcestruzzo. In particolare, l'interazione fra i due materiali è stata garantita attraverso vincoli di natura cinematica, ovvero assicurando, durante il processo deformativo, la congruenza fra gli spostamenti dei nodi dell'elemento acciaio con quelli del calcestruzzo. Il legame costitutivo scelto per il calcestruzzo è il cosiddetto "concrete smeared cracking", il quale utilizza la classica teoria della plasticità per sollecitazioni di compressione, e la teoria della frattura, quando lo stato tensionale a trazione raggiunge la superficie di attivazione del "crack" (*crack detection surface*). La fessurazione del materiale viene considerata distribuita e il relativo processo è simulato per mezzo di un ramo di softening, ovvero diminuendo progressivamente la rigidità del materiale in funzione del livello deformativo. Il modello descritto presenta l'indubbio vantaggio di richiedere, come dato in ingresso, la curva tensione-deformazione del calcestruzzo in condizione di carico uniassiale. Il comportamento delle armature è stata invece modellato attraverso un semplice legame elastico-perfettamente plastico. Nella Tab. 1, sono indicati i valori dei parametri richiesti dal modello, dedotti sulla base delle caratteristiche dei materiali considerati.

Per quanto riguarda il terreno, il suo comportamento è stato assimilato a quello di un mezzo continuo elasto-perfettamente plastico, con modulo di Young E_s , coefficiente di Poisson ν 'e

superficie di snervamento definita dal criterio di Mohr-Coulomb. Si è ipotizzato, inoltre legge di flusso di tipo non associato.

Tabella 1. Parametri del calcestruzzo e dell'acciaio.

Calcestruzzo					Acciaio		
R_{ck} (MPa)	E_{cm} (MPa)	ν	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	E_s (MPa)	ν	f_y (MPa)
40	33640	0.2	41.2	3.1	210000	0.3	430

Tabella 2. Stratigrafia e parametri del terreno.

Profondità (m)	q_c (MPa)	E_s (MPa)	ν'	φ' (°)	c' (kPa)	ψ (°)	K_0
0÷5	7.5	100	0.3	37	0	0	0.35
5÷20	20	145	0.3	42	0	0	0.30

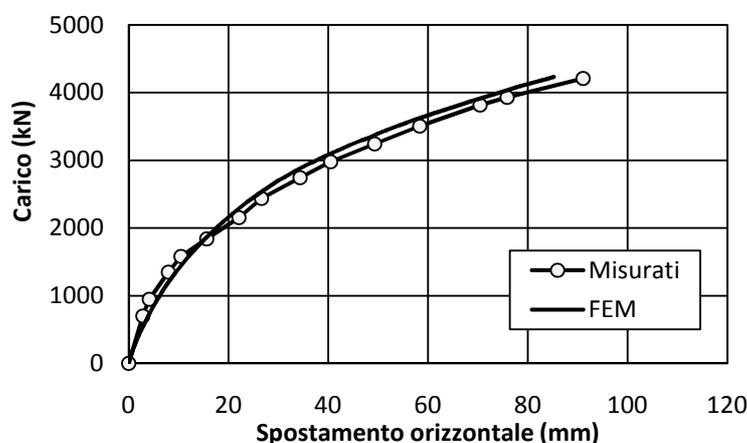


Figura 2. Curva carico-spostamento

I parametri costitutivi sono stati ricavati, inizialmente, dai risultati delle prove CPT utilizzando note correlazioni empiriche e, successivamente, sono stati calibrati sulla base dei risultati sperimentali (Fig. 2). L'angolo d'attrito all'interfaccia terreno-setto è stato posto pari all'angolo di resistenza al taglio del terreno. I valori risultanti sono riportati nella Tab. 2.

Alcuni risultati dell'analisi

La Fig. 3 mostra la deformata del setto prodotta da un carico di 3220 kN. Come si evince dalla figura, il setto subisce, essenzialmente, una rotazione rigida intorno ad un punto posizionato a circa 10 m di profondità, computata dalla testa del dado (la posizione di tale punto rimane praticamente invariata all'aumentare del carico applicato in testa). Tuttavia, risulta anche evidente una certa inflessione del tratto superiore della struttura fino alla profondità di circa 6.5 m. Per valori maggiori del carico, l'inflessione di questo tratto aumenta a causa della fessurazione del calcestruzzo nella zona tesa. Infatti, come mostrato in Fig. 4, all'aumentare dello stato di fessurazione e della contemporanea riduzione della zona compressa, la rigidezza flessionale del setto diminuisce determinando un aumento della curvatura e quindi della rotazione. Ciò è anche supportato dal grafico di Fig. 5, in cui lo spostamento orizzontale della testa

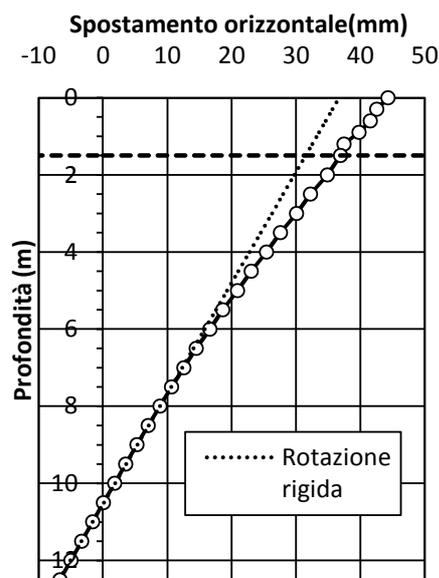


Figura 3. Profilo dello spostamento orizzontale indotto da un carico di 3220 kN

del setto, depurato dallo spostamento imputabile alla rotazione rigida, è messo in relazione al carico applicato. Si può notare che, fino al valore del carico di incipiente fessurazione ($\cong 2300$ kN), lo spostamento cresce in maniera pressoché lineare. Per valori superiori a questa soglia, la relazione forza-spostamento esibisce invece un comportamento non lineare, indice del progressivo danneggiamento della sezione. Quest'ultima, seppur danneggiata, presenta capacità di assorbire ulteriori carichi fino a quando non viene attinta la tensione di snervamento dell'acciaio o la tensione di rottura del calcestruzzo compresso.

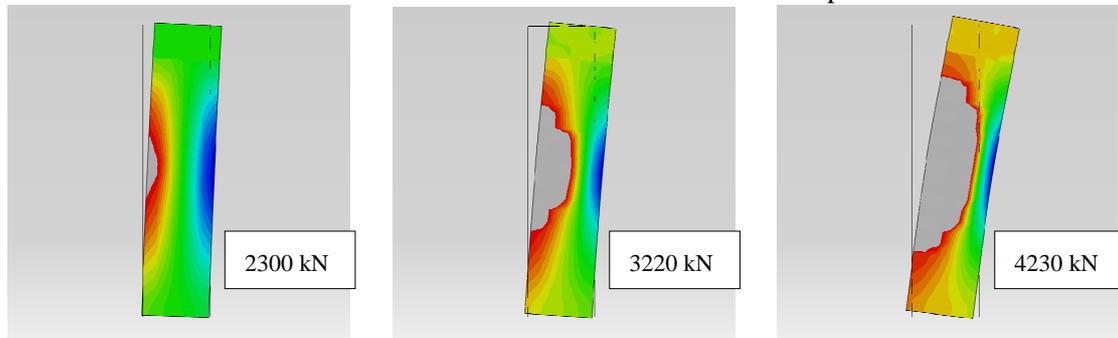


Figura 4. Evoluzione dello stato di deformazione (ε_{zz}) e di fessurazione (colore grigio) nel setto, all'aumentare del carico applicato

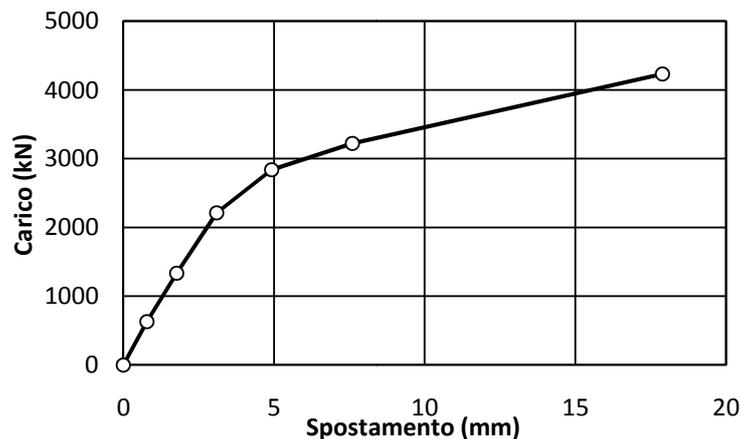


Figura 5. Curva carico-spostamento orizzontale depurato dall'aliquota di spostamento dovuta alla rotazione rigida del setto

La Fig.6 mostra l'andamento degli spostamenti del terreno indotti dall'applicazione del carico di entità pari a 4230 kN.

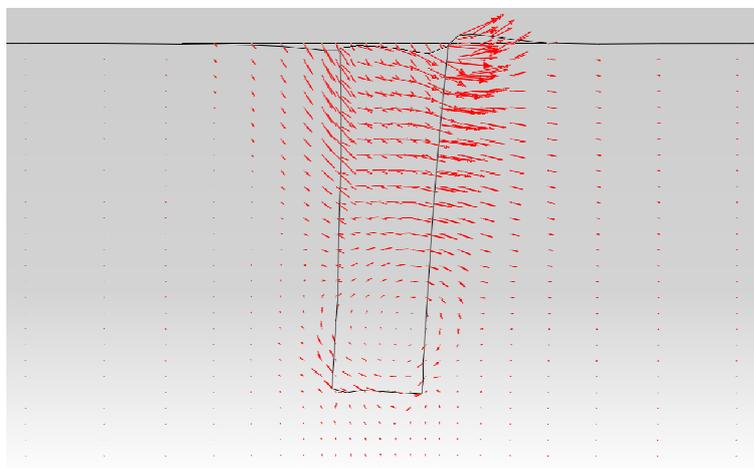


Figura 6. Spostamenti dal terreno indotti da un carico di 4230 kN

In corrispondenza del palo, possono individuarsi tre zone caratterizzate da un diverso cinematisimo:

- una zona a valle del setto, in cui tende ad instaurarsi una condizione limite passiva, con conseguente movimento del terreno verso l'alto;
- una zona a monte del setto (in stato limite attivo), dove la componente verticale degli spostamenti è diretta verso il basso;
- una zona a profondità maggiore, dove il terreno scorre per flusso plastico assecondando la rotazione del setto.

Nella Fig.7, è diagrammato, per differenti livelli di carico, l'andamento con la profondità (computata dalla testa del setto) della forza normale netta, p , (per unità di lunghezza) agente sulle facce di lato corto del setto. L'andamento è tipico delle strutture immerse nel terreno che, sotto l'azione di carichi orizzontali applicati in testa, esibiscono essenzialmente una rotazione rigida (Terzaghi, 1943). Si può notare che i valori di p aumentano all'aumentare del carico applicato. Tuttavia, per i livelli di carico considerati, il valore limite di p si attinge, unicamente, in prossimità della superficie. La lunghezza del tratto dove si verifica questa situazione aumenta con l'entità del carico applicato.

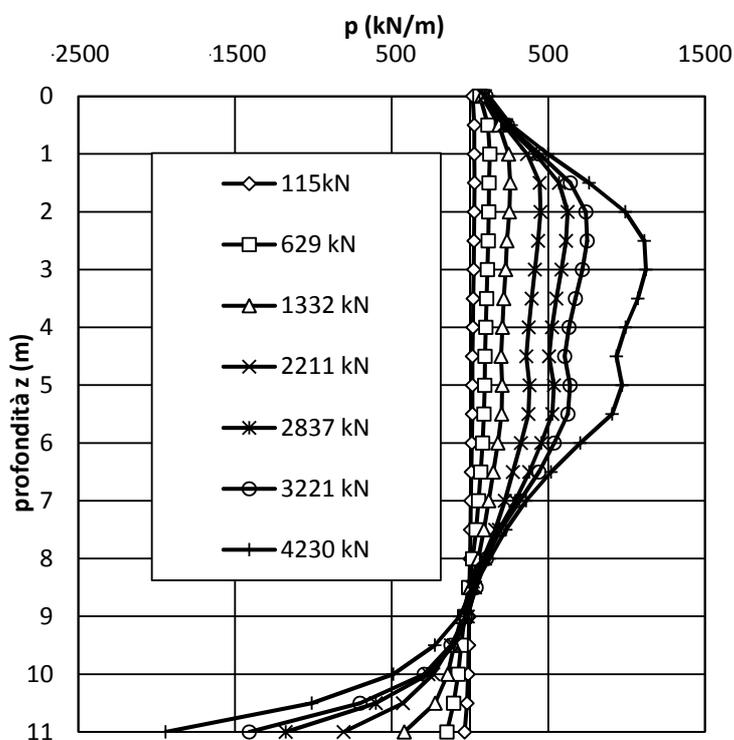


Figura 7. Andamento di p con la profondità per differenti valori del carico applicato

Il profilo di p relativo al carico di 4230 kN è mostrato in Fig.8 insieme a quello ottenuto mediante la ben nota espressione di Broms (1964):

$$3k_p\gamma Bz \quad (1)$$

nella quale γ è il peso unitario del terreno, B è la larghezza del setto e k_p è il coefficiente di resistenza passiva valutato mediante la soluzione ottenuta da Lancellotta (2002), in funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno e dell'angolo d'attrito all'interfaccia terreno-struttura i cui valori sono stati specificati in precedenza. Si può notare che l'Eq. (1) fornisce risultati in buon accordo con quelli ottenuti numericamente, fino alla profondità di circa due volte la larghezza del setto.

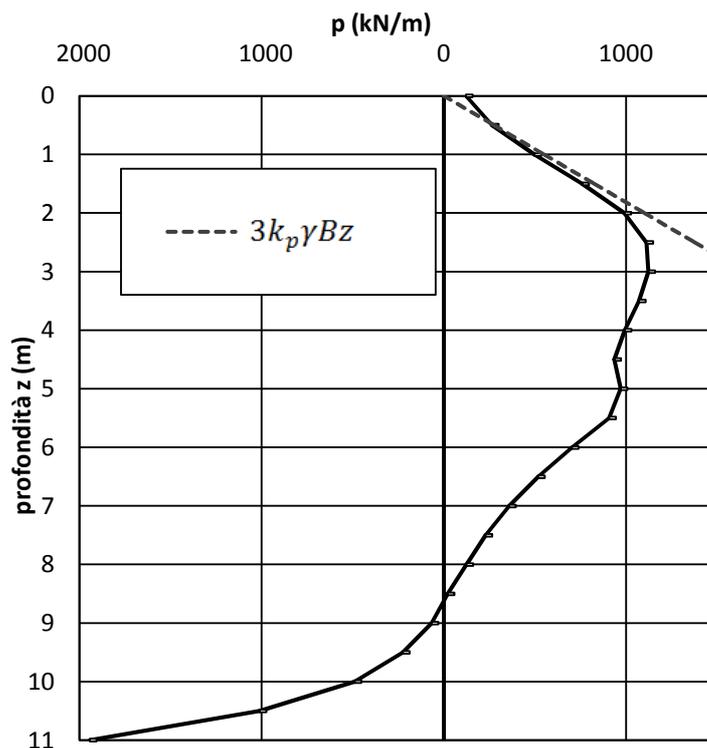


Figura 8. Confronto fra i valori p corrispondenti ad un carico di 4230 kN, con quelli forniti dalla Eq.(1)

4. Conclusioni

È stato presentato un approccio agli elementi finiti per l'analisi del comportamento dei pali sottoposti a carichi orizzontali di entità elevata. L'applicazione del metodo al caso di una prova di carico su un setto verticale immerso in terreni incoerenti, ha consentito di evidenziare alcuni aspetti del comportamento osservato durante la prova.

Bibliografia

- API (1993). *Recommended practice for planning designing and constructing fixed offshore platforms*. American Petroleum Institute. Washington, USA.
- Broms, B.B., 1964. Lateral resistance of piles in cohesive soils. *J. of the Soil Mech. and Found. Engrg. Div.*, ASCE, Vol. XC, SM2, 27-63.
- Lancellotta, R. (2002). Analytical solution of passive earth pressure. *Géotechnique*, Vol. 43, 2, 617-619.
- Matlock H. (1970). Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay. Proc. 2th Annual Offshore Techn. Conf., Houston, 577-594.
- Reese L. C. (1971). The analysis of piles under lateral loading. Proc. Symp. on Interaction between Soil and Structures, University of Birmingham.
- Terzaghi K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. J. Wiley and Sons, Inc., New York.
- Zicarelli M., Valore C. (2008). Contributo alla conoscenza del comportamento dei setti caricati orizzontalmente. Contributo a IARG - Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica, Catania, Settembre 2008.