

## MOMENTI D'INTERAZIONE CINEMATICA DI PALI IMMERSI IN TERRENI STRATIFICATI

Raffaele Di Laora

Dipartimento di Ingegneria Civile, Seconda Università di Napoli  
raffaele.dilaora@unina2.it

Alessandro Mandolini

Dipartimento di Ingegneria Civile, Seconda Università di Napoli  
alessandro.mandolini@unina2.it

### Sommario

L'articolo indaga la risposta di pali, immersi in sottosuoli a due strati, soggetti a carichi di natura cinematica. Sulla base di risultati di analisi numeriche agli elementi finiti, viene proposta una nuova interpretazione del meccanismo di flessione generato in corrispondenza dell'interfaccia tra gli strati. Si giunge inoltre a definire una superficie caratteristica rappresentativa di combinazioni di valori di profondità d'interfaccia, rapporto di rigidezza palo-terreno e contrasto di rigidezza tra gli strati, che provocano momento nullo all'interfaccia. Viene quindi proposta una formula semplificata per la valutazione di tali momenti.

### Introduzione

L'interazione cinematica è un fenomeno dinamico che avviene allorché un palo si oppone alle deformazioni che il terreno, scosso dal sisma, tenta di imporgli. Tale resistenza, offerta dal palo a causa della sua maggiore rigidezza flessionale, ha come effetto una modifica del moto sismico che arriva alla testa della fondazione. Tuttavia i pali subiscono deformazioni, e conseguenti curvature, anche in assenza di una sovrastruttura. Tali curvature rappresentano quindi un'ulteriore componente sollecitativa che si somma a quella di natura inerziale, ovvero dovuta alle vibrazioni della struttura.

Tale problematica è oggetto di studio da alcuni decenni (Dobry and O'Rourke, 1983; Kavvasas and Gazetas, 1993; Nikolaou et al., 2001; Mylonakis, 2001; Maiorano et al., 2009; Dezi et al., 2009; Di Laora, 2009; de Sanctis et al., 2010; Di Laora et al., 2011; Sica et al., 2011). Ci sono inoltre evidenze sperimentali (Mizuno, 1987) che mostrano come alcuni pali si siano rotti sotto sisma in terreni non liquefacibili a profondità alle quali le sollecitazioni inerziali sono da ritenersi trascurabili. L'accumulata evidenza teorica, numerica e sperimentale ha spinto recenti normative, quali l'Eurocodice 8 parte 5 (BS EN 1998-5, 2003) e le NTC 2008 (D.M. 14.1.2008), a imporre la valutazione degli effetti di natura cinematica per fondazioni profonde, sebbene solo in

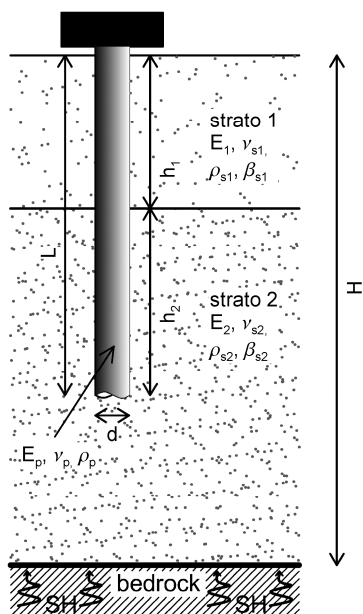


Figura 1. Problema considerato.

particolari condizioni.

Nel seguito si presentano i risultati di analisi numeriche agli elementi finiti finalizzate alla descrizione del comportamento sotto azioni di natura cinematica di pali in terreni immersi in sottosuoli a due strati. Il problema oggetto di studio è illustrato in Fig. 1. Dettagli sulle analisi numeriche sono reperibili in Di Laora et al. (2011) e Di Laora & Mandolini (2011).

### Meccanismo di flessione in corrispondenza dell'interfaccia

Il ruolo che il contrasto di rigidezza tra gli strati gioca nello sviluppo del momento cinematico è illustrato in Fig. 2, dove il sistema è eccitato da un'accelerazione alla base costante e in condizioni statiche ( $\omega \rightarrow 0$ ). Evidentemente, in terreno omogeneo ( $G_2/G_1 = 1$ ) un palo flessibile impedito di ruotare alla testa segue perfettamente il terreno quasi ad ogni profondità. Di conseguenza, curvatura del terreno e del palo sono uguali dappertutto, eccetto vicino la punta dove la prima è finita, mentre la seconda è nulla. Di contro, un palo libero di ruotare alla testa deve, per definizione, sperimentare curvatura nulla in testa e, quindi, la curvatura del palo sarà diversa da quella del terreno fino a una profondità pari alla lunghezza attiva del palo. Si noti che la convenzione adottata nell'articolo è tale che le curvature del palo, e le deformazioni associate, sono sempre negative per il profilo omogeneo. Un comportamento differente si osserva per un terreno a due strati ( $G_2/G_1 > 1$ ): con l'aumentare del contrasto di rigidezza il grado di vincolo progressivamente maggiore offerto dello strato più rigido attrae un significativo contributo di momento di segno opposto per ridurre la rotazione del palo in corrispondenza dell'interfaccia. Il momento complessivo può quindi essere visto come la somma algebrica di due contributi contrapposti: (1) un momento negativo che il palo sperimenterebbe in un (ipotetico) terreno omogeneo avente rigidezza uguale a quella del primo strato; (2) un momento positivo dovuto al vincolo fornito dall'incremento di rigidezza al di sotto dell'interfaccia. Per contrasti di rigidezza relativamente bassi ( $G_2/G_1 = 1.5$ ), tale vincolo porta il momento negativo vicino allo zero, apportando quindi un effetto benefico. Per contrasti di rigidezza più alti ( $G_2/G_1 = 2, 4, 10$ ) il momento totale diventa positivo, aumentando in maniera monotona con l'aumentare di  $G_2/G_1$ . Di conseguenza, due distinti punti di controflessione esistono lungo il palo, i quali separano regioni di momento positivo e negativo.

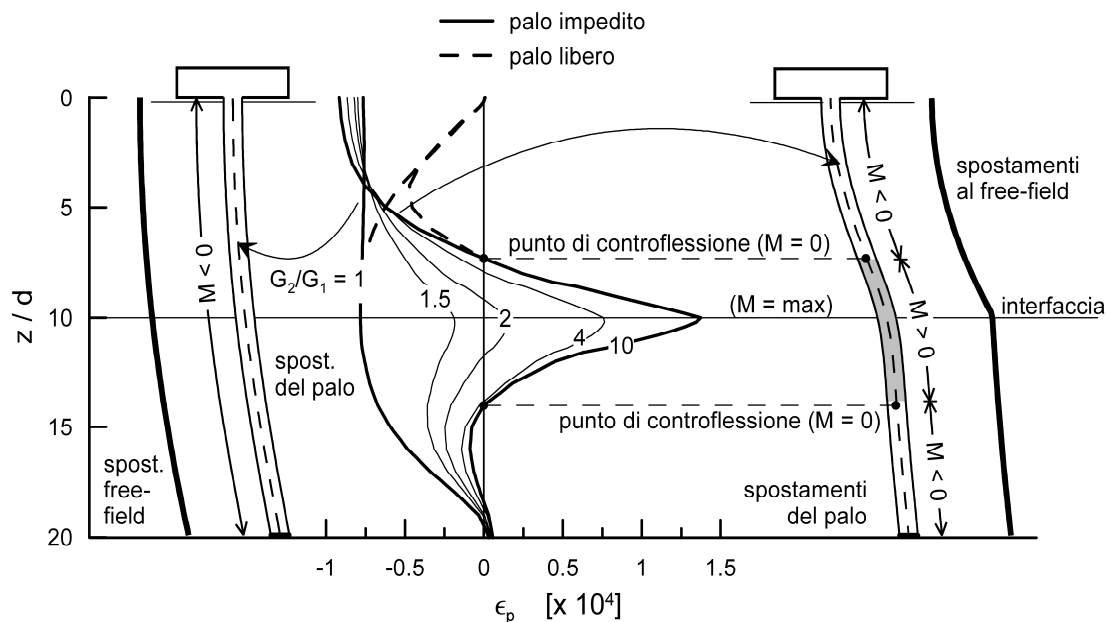


Figura 2. Meccanismo di flessione all'interfaccia.

Tale comportamento può anche essere riconosciuto nelle Figg. 3 e 4, dove la trasmissibilità  $\varepsilon_p/\gamma_1$  (Mylonakis, 2001) è posta in funzione del contrasto di rigidità tra gli strati, rispettivamente per un palo libero e impedito di ruotare alla testa. Nel grafico sono anche mostrati i valori derivanti dalla formula proposta da Mylonakis, nella quale il valore statico della trasmissibilità è pari a:

$$\left(\frac{\varepsilon_p}{\gamma_1}\right)_{st} = \frac{(c^2 - c + 1) \left\{ \left[ 3 \left( \frac{k_1}{E_p} \right)^{1/4} \left( \frac{h_1}{d} \right) - 1 \right] c(c-1) - 1 \right\}}{2c^4 \left( \frac{h_1}{d} \right)} \quad (1)$$

dove  $k_1 = 6E_1(E_p/E_1)^{-1/8}$  e  $c$  è pari a  $(G_2/G_1)^{0.25}$ . Si noti che essendo tale formula derivata assumendo che gli strati di terreno siano “spessi”, è in buon accordo con risultati più rigorosi, indipendentemente dal grado di vincolo alla testa, solo per interfacce profonde ( $h_1 > L_w$  con  $L_w = 1.5d(E_p/E_1)^{0.25}$ ). Per terreni omogenei, il modello di Mylonakis prevede che la curvatura del palo sia uguale a quella del terreno, motivo per il quale lavora meglio per interfacce profonde se il palo è impedito di ruotare alla testa. Le Figg. 3 e 4 mostrano anche come la trasmissibilità aumenta, indipendentemente dal grado di vincolo alla testa, all’aumentare del contrasto di rigidità tra gli strati e al diminuire del contrasto di rigidità palo-terreno  $E_p/E_1$ .

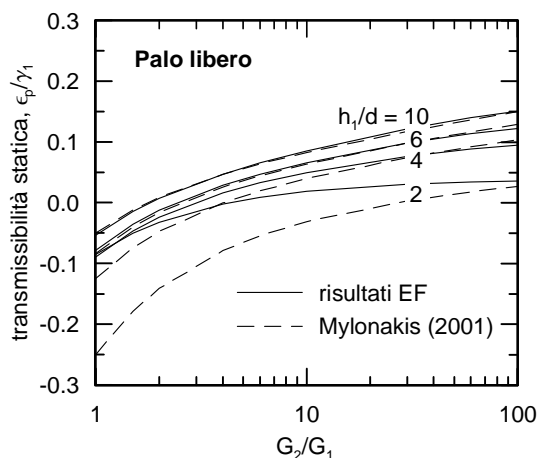


Figura 3. Trasmissibilità per un palo libero di ruotare alla testa in funzione del contrasto di rigidità tra gli strati, per diversi valori della profondità di interfaccia ( $E_p/E_1 = 1000$ ).

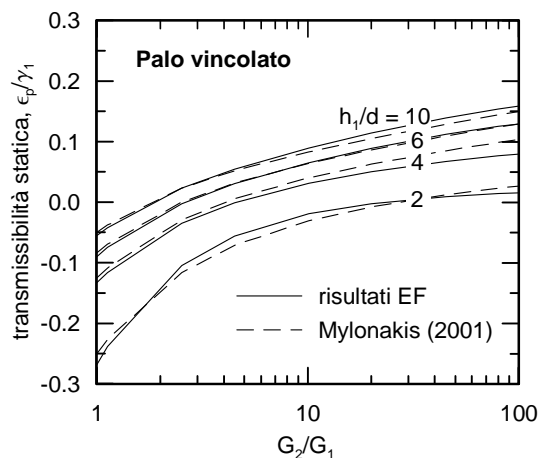


Figura 4. Trasmissibilità per un palo impedito di ruotare alla testa in funzione del contrasto di rigidità tra gli strati, per diversi valori della profondità di interfaccia ( $E_p/E_1 = 1000$ ).

### Superficie di zero momento

I risultati appena esposti suggeriscono che esistono infinite combinazioni di  $G_2/G_1$ ,  $h_1/d$  e  $E_p/E_1$  che inducono trasmissibilità nulla all’interfaccia, il che chiaramente corrisponde a zero momento. Quindi è possibile definire un luogo di punti che corrispondono a momento nullo in funzione dei tre parametri sopracitati. Tale luogo può essere direttamente calcolato dalla formula di Mylonakis, che tuttavia fornisce valori attendibili solo per interfacce profonde. Di conseguenza, è stata derivata una formula di regressione sulla base dei risultati delle analisi numeriche. Tale espressione, mostrata in Fig. 5, è pari a:

$$\left(\frac{h_1}{d}\right)_{crit} = \frac{3}{4} \left( \frac{G_2}{G_1} - 1 \right)^{-0.35} \left( \frac{E_p}{E_1} \right)^{0.3} \quad (2)$$

Tutti i punti sotto la superficie (indicati in grigio) sono rappresentativi di trasmissibilità negativa. L'opposto vale per i punti al di sopra della superficie.

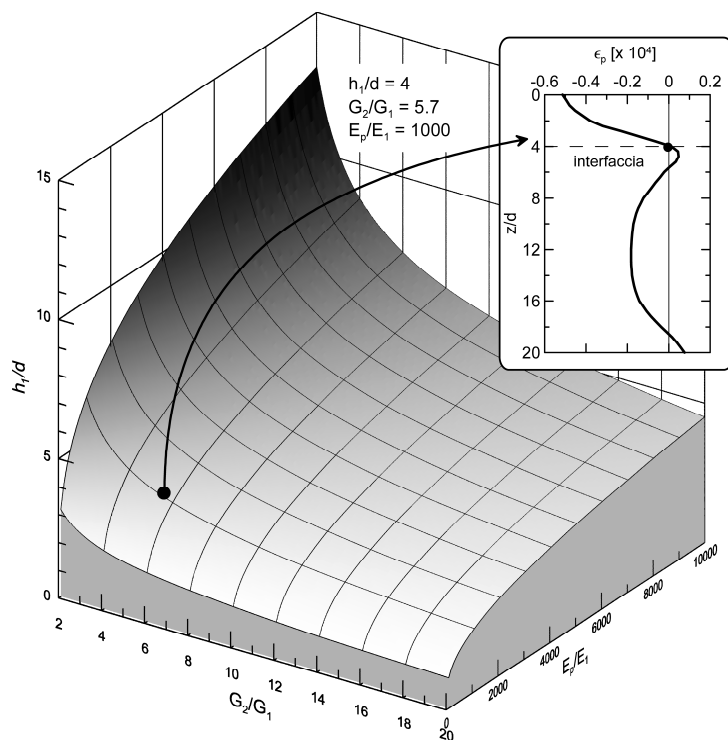


Figura 5. Superficie di zero trasmissibilità.

Chiaramente, per la combinazione di parametri definita dall'Eq. (2) il punto superiore di controflessione è posizionato proprio all'interfaccia e il momento è negativo dovunque, eccetto all'interno di una piccolissima regione compresa tra i due punti di controflessione. In queste condizioni, il massimo momento si verifica sempre alla testa del palo. Si noti che per contrasti di rigidezza tra gli strati sempre più piccoli, la profondità critica d'interfaccia tende ad infinito, perché in terreno omogeneo solo un palo infinitamente lungo può esibire trasmissibilità nulla, a causa della deformazione

tangenziale nel terreno infinita a infinita profondità.

Per i casi di maggior interesse pratico ( $G_2/G_1 > 2$  e  $E_p/E_1 > 300$ ), l'equazione (2) è rappresentata in Fig. 6, insieme con i risultati numerici e l'espressione derivante dal modello di Mylonakis, che risulta essere pari a:

$$\left(\frac{h_1}{d}\right)_{crit} \approx \frac{1}{5} \left[ \frac{c^2 - c + 1}{c(c-1)} \right] \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{\frac{9}{32}} \quad (3)$$

Come si nota, la formula di interpolazione proposta è in eccellente accordo con i risultati derivanti dalle analisi agli elementi finiti.

### Superficie di momento "bilanciato"

Analogamente a quanto appena discusso, possono essere stabilite infinite combinazioni di  $G_2/G_1$ ,  $h_1/d$  e  $E_p/E_1$  per le quali la curvatura all'interfaccia è la stessa in valore assoluto (ma di segno opposto) a quella alla testa del palo. Dalla formula (1), tramite semplici calcoli, è possibile ricavare il valore di tale profondità di interfaccia "bilanciata", assumendo curvatura in testa al palo uguale a quella del terreno in superficie. Tale valore risulta pari a:

$$\left(\frac{h_1}{d}\right)_{bal} \approx \frac{1}{4} \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{\frac{1}{4}} \left[ \frac{2c^4 - 2c^3 + 3c^2 - 2c + 1}{c^4 - 2c^3 + 2c^2 - c} \right] \quad (4)$$

Ricordando l'espressione della lunghezza attiva, è facile mostrare che la profondità d'interfaccia "bilanciata" è bassa (confrontata con la lunghezza attiva del palo) per grandi valori del contrasto di rigidezza ( $G_2/G_1 > 5.4$ ), mentre è alta per bassi valori del contrasto di rigidezza stesso. Ciò è vero indipendentemente dal rapporto di rigidezza palo-terreno. Evidentemente, interfacce più profonde di quella "bilanciata" portano a momenti

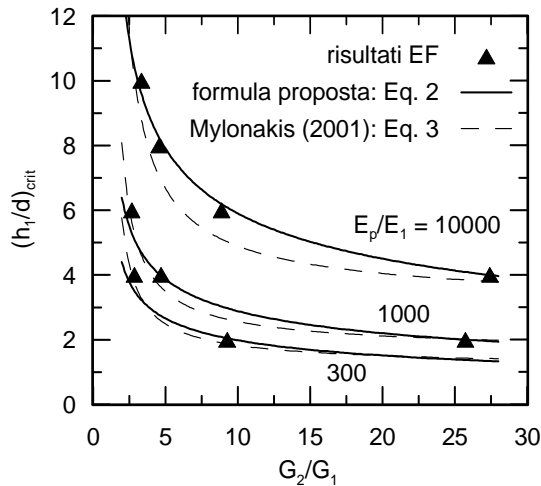


Figura 6. Profondità d'interfaccia critica al variare del contrasto di rigidezza, per diversi valori del rapporto di rigidezza palo-terreno.

all'interfaccia più alti di quelli alla testa. L'opposto non è vero, dato che in tal caso l'interfaccia è superficiale e quindi la corrispondente curvatura risulterà minore solo della curvatura del terreno, che può essere sensibilmente diversa da quella alla testa del palo.

Aldilà del loro interesse teorico, le espressioni (3) e (4) hanno un significato applicativo potenzialmente molto rilevante: per una data configurazione geotecnica, esistono sempre due diametri che fanno sì che il momento all'interfaccia sia, rispettivamente, zero e pari a quello alla testa. Di conseguenza, il diametro del palo può essere scelto per

ottimizzare il profilo dei momenti cinematici lungo il palo.

### Valutazione semplificata del momento all'interfaccia

La scissione tra i due contributi di segno opposto che compongono il momento cinematico all'interfaccia risulta un elemento essenziale al fine di ricavare una formula di regressione in grado di fornire una stima affidabile di tale momento. Tra i lavori esistenti in letteratura, solo la formula (1) possiede questa speciale caratteristica, anche se non espressa esplicitamente.

Sulla base di uno studio parametrico comprendente oltre 100 configurazioni, ciascuna delle quali soggetta a 6 diversi segnali sismici, si è ricavata una nuova formula di regressione, che ha il pregio di isolare esplicitamente i diversi fattori che concorrono allo sviluppo del momento cinematico e di avere una correlazione più stretta con i risultati numerici più rigorosi. Tale formula è espressa come:

$$\varepsilon_p = \chi \gamma_1 \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{h_1}{d} \right)^{-1} + \left( \frac{E_p}{E_1} \right)^{-0.25} (c-1)^{0.5} \right] \quad (5)$$

dove  $\chi$  è un fattore di correlazione pari a 0.93, che può essere dunque trascurato in fase progettuale. La (5) è diagrammata in Fig. 7 per interfacce profonde (a) e superficiali (b).

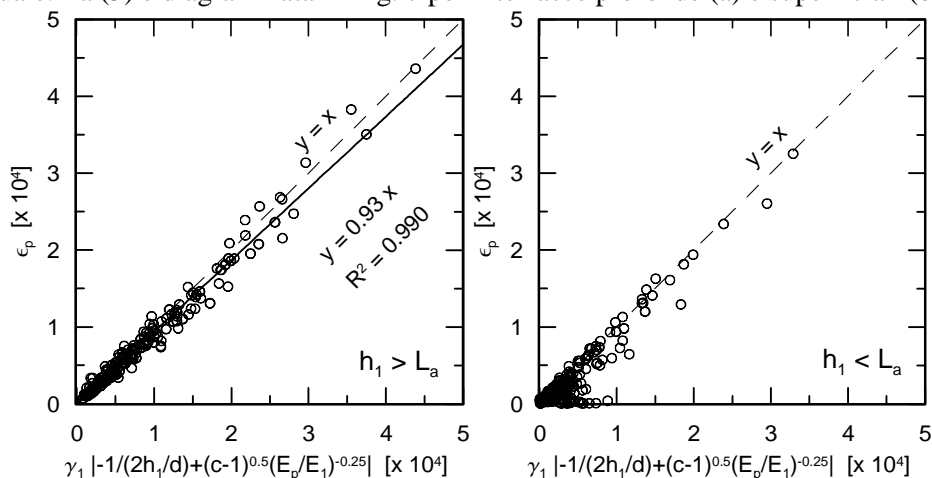


Figura 7. Formula proposta: confronto con i risultati numerici per interfacce profonde (a) e superficiali (b).

La formula proposta lavora molto bene per interfacce profonde, come visibile nella Fig. 7a. Per interfacce superficiali, il meccanismo di flessione è più complicato, essendo fortemente influenzato dal momento alla testa. Tuttavia, l'eq. (5) fornisce in questi casi un valore conservativo. Un aspetto importante da sottolineare è che le correlazioni mostrate in Fig. 7 non dipendono dal segnale di input. Ciò avviene perché sia la risposta del terreno (rappresentata da  $\gamma_1$ ) sia quella del palo manifestano un trend simile al variare della frequenza. In altre parole, mentre la risposta del palo e del terreno (presi singolarmente) è molto sensibile alla frequenza, l'interazione tra i due lo è molto meno.

### Conclusioni

Nell'articolo si sono esposti risultati di analisi numeriche con lo scopo di studiare l'interazione cinematica palo-terreno in sottosuoli a due strati. Tali risultati sembrano chiaramente indicare che il momento in corrispondenza dell'interfaccia tra gli strati è scindibile in due contributi separati di segno opposto: il primo, negativo, che a cui il palo sarebbe soggetto se fosse immerso in un sottosuolo omogeneo di rigidezza uguale a quella del primo strato; il secondo, positivo, provocato dal vincolo offerto dalla maggiore rigidezza del secondo strato. Ciò comporta l'esistenza di un'infinita varietà di combinazioni di profondità d'interfaccia, contrasto di rigidezza tra gli strati, rapporto di rigidezza palo-terreno che provoca momento nullo all'interfaccia. Un'analogia infinita di combinazioni portano ad un momento all'interfaccia uguale e contrario a quello alla testa. Infine, si è proposta una formula semplificata per la valutazione di tali momenti cinematici in fase di progetto.

### Bibliografia

- BS EN 1998-5, Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 5: Foundations, Retaining Structures, Geotechnical Aspects. CEN, Brussels (2004).
- de Sanctis, L., Maiorano R.M.S. & Aversa, S. (2010). A method for assessing bending moments at the pile head. *Earthquake Engng Struct. Dyn* **39**, 375 – 397.
- Dezi, F., Carbonari, S. & Leoni, G. (2009). Kinematic bending moments in pile foundations. *Soil Dyn. Earthquake Engng* **30**, No. 3, 119 – 132.
- Di Laora, R. (2009). *Seismic soil-structure interaction for pile supported systems*. Ph.D. Thesis, University of Napoli "Federico II".
- Di Laora, R. & Mandolini, A. (2011). Some aspects of the design of pile foundations under seismic motion, *Italian Geotechnical Journal*, Special Number 01/11.
- Di Laora, R., Mandolini, A. & Mylonakis, G. (2011). Kinematic bending moments at pile head in layered soil. *Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Santiago, Chile. Paper no. KBMDL.
- DM 14.01.08, Norme tecniche per le costruzioni, *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, No. 29, 4 Febbraio 2008.
- Dobry, R. & O'Rourke, M. J. (1983). Discussion on 'Seismic response of end-bearing piles' by Flores-Berrones, R. & Whitman, R. V. *J. Geotech. Engng Div., ASCE* p. 109.
- Kavvadas, M. & Gazetas, G. (1993). Kinematic seismic response and bending of free-head piles in layered soil. *Géotechnique* **43**, No. 2, 207 – 222.
- Maiorano, R. M. S., de Sanctis, L., Aversa, S. & Mandolini, A. (2009). Kinematic response analysis of piled foundations under seismic excitations. *Can. Geotech. J.* **46**, No. 5, 571 – 584.
- Mizuno, H. (1987). Pile damage during earthquakes in Japan. Dynamic response of pile foundations (ed. T. Nogami), *ASCE Special Publication*, 53 – 78.
- Mylonakis, G. (2001). Simplified model for seismic pile bending at soil layer interfaces. *Soils & Foundations* **41**, No. 3, 47 – 58.
- Sica, S., Mylonakis, G. & Simonelli, A. L. (2011). Transient kinematic pile bending in two-layer soil. *Soil Dyn. Earthquake Engng* **31**, No. 7, 891 – 905 .