

INTERAZIONE CINEMATICA DI PALI DI FONDAZIONE IN TERRENI A COMPORTAMENTO NON LINEARE

M. Mucciacciaro

Università degli Studi del Sannio

mucciacciaro@unisannio.it

S. Sica

Università degli Studi del Sannio

stefsica@unisannio.it

Sommario

Negli ultimi anni il tema di ricerca dell'interazione cinematica dei pali di fondazione è stato indagato in maniera molto dettagliata sia sotto l'aspetto numerico sia sperimentale. Dal punto di vista della modellazione numerica, occorre però sottolineare che la maggior parte degli studi effettuati si basa sull'ipotesi di comportamento visco-elastico lineare del terreno di fondazione. Un aspetto importante nella risoluzione di problemi di geotecnica sismica è l'utilizzo di modelli costitutivi in grado di riprodurre realisticamente la risposta del terreno sotto carichi ciclici e dinamici. Malgrado siano stati proposti modelli alquanto sofisticati per diversi tipi di terreno, il loro impiego nelle pratiche applicazioni è ancora molto limitato. Con riferimento alla risposta cinematica di un palo di fondazione immerso in un deposito bistrato, la nota illustra i risultati di uno studio parametrico in cui al terreno è stato assegnato un legame costitutivo elastoplastico a incrudimento combinato, che risulta abbastanza semplice nella formulazione matematica e che richiede la definizione di un numero esiguo di parametri in grado di regolare il comportamento isteretico e plastico del terreno sotto carichi ciclici.

1. Introduzione

La risposta sismica di un edificio fondato su pali è il risultato di una complessa interazione tra tre componenti mutuamente interagenti tra loro: terreno, fondazione e sovrastruttura. Una delle principali difficoltà nella modellazione del sistema completo è connessa ai fenomeni di non linearità che possono svilupparsi nei singoli materiali sotto carichi di natura sismica e alle loro interfacce. Lo studio del sistema completo mediante analisi diretta passo-passo, che tenga conto della reale geometria (tridimensionale) del problema e dei legami costitutivi più appropriati per ciascun materiale, è molto impegnativa e onerosa. Per questo motivo i problemi di interazione terreno-struttura (SSI) per strutture fondate su pali sono, in genere, affrontati mediante il cosiddetto approccio delle sottostrutture, in cui l'interazione viene "suddivisa" in due fenomeni distinti: interazione cinematica e inerziale.

2. Interazione Cinematica

L'interazione cinematica si origina perché al passaggio delle onde sismiche il palo, avendo una rigidezza flessionale diversa da quella del terreno, si muove differentemente rispetto ad esso. In particolare, all'interfaccia tra due strati di terreno a diversa rigidezza, la curvatura del terreno ($1/R_s$) tende ad infinito, a causa della discontinuità della deformazione di taglio, mentre la curvatura del palo ($1/R_p$) rimane finita. Tale differenza chiama in causa il palo di fondazione che in corrispondenza della sezione d'interfaccia subisce momenti flettenti cinematici importanti, che possono superare anche i momenti alla testa del palo, quando questa risulta vincolata alla rotazione. L'entità e il profilo dei momenti flettenti cinematici lungo il fusto del palo sono influenzati da diversi fattori, quali il contrasto

di rigidezza palo-terreno, le caratteristiche dell'input sismico, i vincoli cinematici alla testa e alla base del palo, la snellezza del palo, lo spessore e le proprietà geotecniche degli strati costituenti il sottosuolo, l'eventuale presenza del fluido interstiziale. Gli studi condotti negli ultimi dieci anni sull'interazione cinematica dei pali hanno portato allo sviluppo di formulazioni semplificate per la previsione dei momenti flettenti cinematici all'interfaccia tra due strati di terreno a differente rigidezza o alla testa del palo. La maggior parte di queste formulazioni derivano da studi parametrici effettuati con l'approccio BDWF (Mylonakis, 2001; Nikolaou et al., 2001; Sica et al., 2011) o con l'approccio al continuo (Maiorano et al., 2007; Di Laora et al., 2012), che implementano un legame costitutivo semplificato per il terreno, di tipo visco-elastico lineare o, al più, lineare equivalente (Sica et al., 2013).

3. Modello costitutivo adottato per il terreno

In ambito geotecnico sono stati sviluppati diversi modelli costitutivi in grado di simulare gli aspetti salienti della complessa risposta del terreno sotto carichi ciclici e dinamici. Il loro utilizzo è molto spesso limitato dalla complessità intrinseca delle formulazioni matematiche, dall'elevato numero di parametri e dall'onere computazionale. Al fine di superare alcune di queste difficoltà per lo studio della risposta cinematica dei pali di fondazione, l'articolo indaga le potenzialità di un modello costitutivo avanzato per il terreno, che non risulta molto complicato e impegnativo. Questo modello, sviluppato originariamente per descrivere la risposta ciclica dei metalli, è stato già adottato in ambito geotecnico da Anastasopoulos et al. (2011), per analizzare la risposta sismica di fondazioni superficiali. Rimandando, per brevità, al succitato articolo per i dettagli matematici inerenti il legame costitutivo selezionato, di seguito se ne riassumo solo gli aspetti fondamentali.

Il modello costitutivo è di tipo elasto-plastico con criterio di snervamento di Von Mises (Fig. 1a) ad incrudimento combinato (isotropo e cinematico) (Fig. 1b). L'evoluzione della superficie di snervamento nello spazio delle tensioni è regolata, pertanto, da una componente di incrudimento cinematico di tipo non lineare, che descrive la traslazione della superficie di snervamento, e da una componente di incrudimento isotropo, che controlla la dimensione della superficie di snervamento in funzione della deformazione plastica $\dot{\varepsilon}^{pl}$. La componente di incrudimento cinematico è a sua volta data dalla combinazione di un termine puramente cinematico, definito incrudimento lineare di Ziegler (1959), e di un termine di "rilassamento" che introduce la non linearità:

$$\dot{\alpha} = C \frac{1}{\sigma_0} (\sigma - \alpha) \dot{\varepsilon}^{pl} - \gamma_{kh} \alpha \dot{\varepsilon}^{pl} \quad (1)$$

Nell'equazione (1) α è la tensione di *backstress*; C rappresenta il modulo di incrudimento iniziale dato da $C = \sigma_y / \varepsilon_y = E = 2(1 + \nu)G_0$; σ_0 è la tensione equivalente che definisce la dimensione della superficie di snervamento e regola l'incrudimento isotropo; γ_{kh} è un parametro che regola la diminuzione dell'incrudimento cinematico con l'accumulo di deformazione plastica. Anastasopoulos et al. (2011) propongono delle semplici correlazioni per poter definire i parametri principali del modello, ossia la massima tensione di snervamento σ_y che regola la dimensione della superficie limite nello spazio delle tensioni e il parametro γ_{kh} che regola l'incrudimento cinematico.

Nel presente lavoro tali parametri sono stati calibrati simulando la risposta del terreno in una prova di taglio semplice ciclico (ad una pressione di confinamento di 50 kPa) e confrontando le curve $G/G_0-\gamma$ e $D-\gamma$ ottenute numericamente con quelle sperimentali di Ishibashi e Zhang (1993).

Il modulo di taglio iniziale G_0 corrisponde a un terreno caratterizzato da una velocità delle onde di taglio, V_s , pari a 100 m/s e 400 m/s.

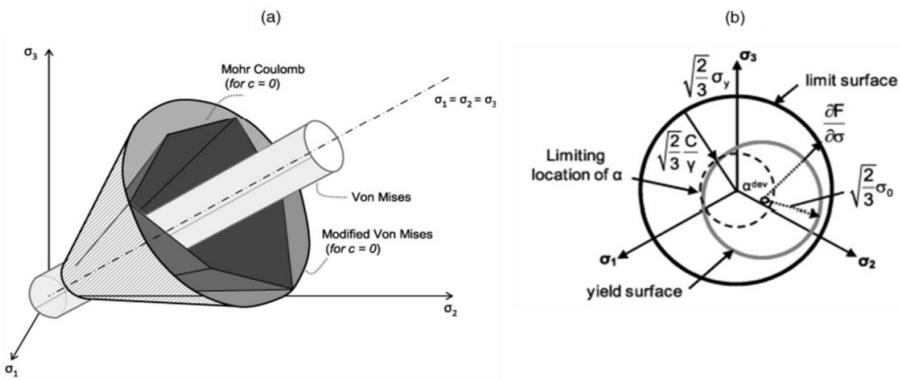


Fig 1. Modello costitutivo adottato: (a) superficie di snervamento nello spazio delle tensioni; (b) proiezione nel piano π (Anastasopoulos et al., 2011)

Fissando tutti gli altri parametri del modello (Tab. 1), sono stati variati iterativamente il parametro γ_{kh} che regola l'incrudimento cinematico e la soglia γ_{el} di deformazione elastica, per poter ottenere la migliore approssimazione possibile alle curve di riferimento, individuata con la combinazione di parametri $\gamma_{el} = 1 \cdot 10^{-4}$ e $\gamma_{kh} = 5500$ (Fig. 2). Da Fig. 2b emerge che il modello adottato sovrasta lo smorzamento sperimentale alle grandi deformazioni, per cui sarà necessario ottimizzare ulteriormente il *fitting*. La figura 3 mostra i diversi cicli di isteresi ottenuti al variare della massima deformazione di taglio imposta all'elemento di volume (γ_{max} variabile da $1 \cdot 10^{-5}$ a $1 \cdot 10^{-2}$).

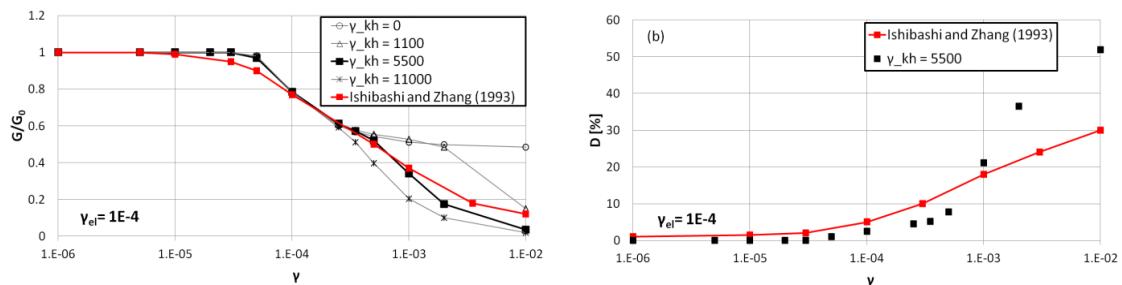


Fig 2. Calibrazione del modello: (a) confronto tra la curva $G/G_0 - \gamma$ sperimentale di Ishibashi e Zhang (1993) e le previsioni numeriche al variare del parametro interno γ_{kh} ; (b) curva $D - \gamma$ sperimentale e numerica con $\gamma_{kh}=5500$

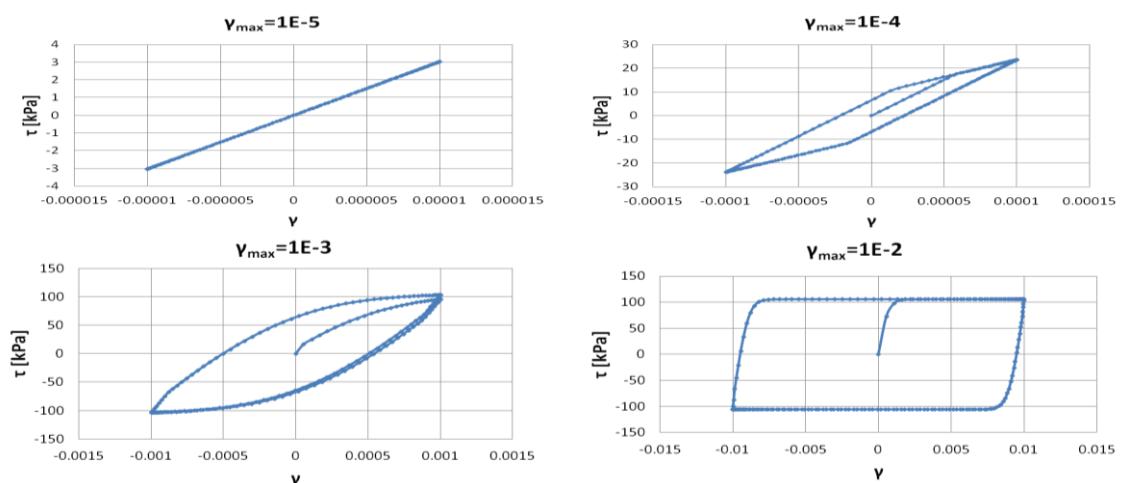


Fig 3. Cicli di isteresi a diversi livelli di deformazione γ imposta. Le previsioni si riferiscono a $\gamma_{el} = 1 \cdot 10^{-4}$ e $\gamma_{kh} = 5500$

4. Descrizione del problema analizzato

Il problema analizzato è riportato schematicamente in Fig. 4. Esso consiste in un palo cilindrico ($d=0,6$ m e $L=20$ m) in calcestruzzo, vincolato alla rotazione in sommità, immerso in un deposito costituito da due strati di terreno di egual spessore ($H_1 = H_2 = 15$ m) ma con differente rigidezza a taglio ($V_{s1} = 100$ m/s e $V_{s2} = 400$ m/s). Il problema è stato analizzato in 3D mediante un codice di calcolo agli elementi finiti. Il terreno è stato modellato con elementi solidi a 8 nodi, mentre il palo tramite elementi trave di tipo "Timoshenko". Il comportamento del palo è stato assunto elastico-lineare mentre per il terreno è stato adottato il legame costitutivo illustrato in precedenza. I parametri adottati nella modellazione sono riportati in Tab. 1. Il sistema è stato sollecitato da segnali accelerometrici naturali, applicati in direzione x (Fig. 4). Tali segnali sono accelerogrammi naturali registrati su roccia, selezionati dalla banca dati italiana SISMA e scalati ad un egual valore di picco pari a 0,35g (Sica et al., 2011). Nella fase dinamica sono stati bloccati i gradi di libertà traslazionale lungo le direzioni y e z, sia alla base sia sulle superfici laterali del modello. In aggiunta, il palo e il terreno sono connessi da un vincolo "tie" di interfaccia. Lo stesso tipo di vincolo è stato adottato per garantire che quando è applicato l'input sismico le due superfici verticali del modello nel piano zy ($x=0$ e $x=70$ m) abbiano lo stesso spostamento in direzione x.

Tab 1. Parametri del terreno adottati nelle analisi

	ρ [kg/m ³]	v [-]	E [kPa]	G_0 [kPa]	V_s [m/s]	C [kPa]	γ_{kh} [-]	γ_{el} [-]	$\sigma_0 = G_0 \gamma_{el}$ [kPa]
Strato 1	1900	0,4	53200	$19 \cdot 10^3$	100	53200	5500	$1 \cdot 10^{-4}$	1,9
Strato 2	1900	0,4	851200	$304 \cdot 10^3$	400	851200	5500	$1 \cdot 10^{-4}$	304

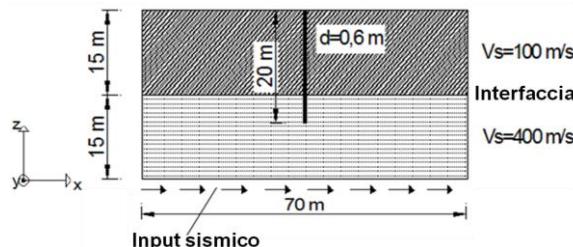


Fig 4. Schema di palo immerso in un deposito bistrato

5. Risultati numerici

Come punto di partenza del processo di simulazione è stata effettuata una validazione del modello f.e.m. 3D, assumendo che i due strati di terreno costituenti il deposito (Fig. 4) abbiano un comportamento visco-elastico lineare. A tal fine, ai parametri che regolano il solo comportamento elastico del terreno (Tab. 1), è stato aggiunto uno smorzamento del 10% in entrambi gli strati. Nelle analisi f.e.m. lo smorzamento è stato introdotto attraverso la formulazione di Rayleigh ($[D] = \alpha[M] + \beta[K]$) con parametri $\alpha = 1,5$ e $\beta = 0,005$. In Fig. 5 si confrontano i momenti cinematici calcolati nel palo con il modello f.e.m. sviluppato e con la procedura BDWF implementata nel codice SPIAB (Mylonakis et al., 1997). Dopo aver validato il modello f.e.m. in campo elastico (Fig. 5), le analisi dinamiche sono state ripetute assegnando ad entrambi gli strati del deposito il modello di Von Mises a incrudimento combinato con i parametri riportati in Tab. 1. Nelle analisi elastoplastiche al sistema non è stata aggiunta nessun'altra forma di smorzamento (ovvero, è stato rimosso lo smorzamento alla Rayleigh utilizzato precedentemente per i confronti di Figura 5).

Con riferimento ai segnali A-TMZ270 e TRT000, la Figura 6 mostra gli andamenti con la profondità dell'accelerazione di picco in condizioni *free-field* e del massimo momento flettente cinematico nel palo, ottenuti dalle analisi lineari (LE), elastoplastiche (EP) ed elastoplastiche con inizializzazione dello stato tensionale geostatico (EP+GEO) nel deposito. Si osserva che per i due segnali di input

considerati, i momenti flettenti cinematici ricavati dalle analisi elasto-plastiche sono più elevati di quelli forniti dall'analisi visco-elastica lineare (Fig. 5 e 6), non solo all'interfaccia tra i due strati di terreno ($z=15$ m) ma anche lungo il fusto del palo, soprattutto nello strato di terreno più soffice posto superiormente. Inoltre, nelle analisi elastoplastiche la corretta definizione dello stato tensionale iniziale di tipo geostatico (EP+GEO) comporta un leggero incremento dei momenti cinematici nel palo, mentre tale effetto non si risente sul profilo delle accelerazioni massime (Fig. 6a).

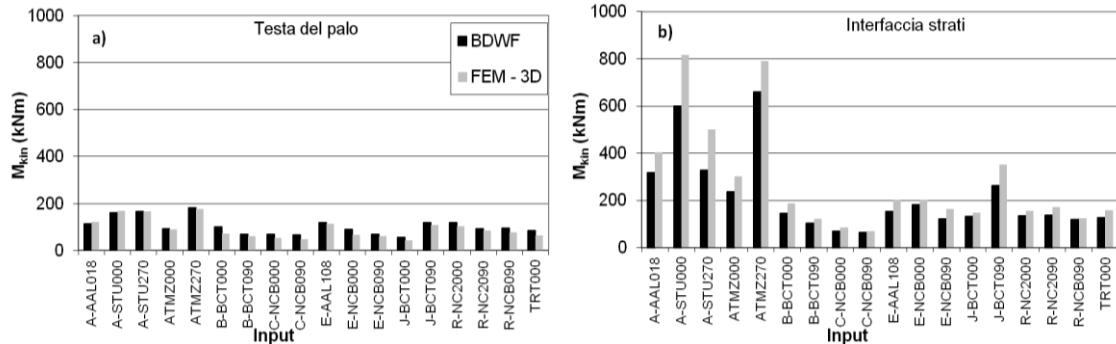


Fig. 5. Validazione del modello f.e.m. 3D nell'ipotesi di comportamento visco-elastico lineare del terreno: a) momenti flettenti cinematici alla testa del palo; b) all'interfaccia tra gli strati del deposito, per segnali accelerometrici differenti scalati a 0.35g

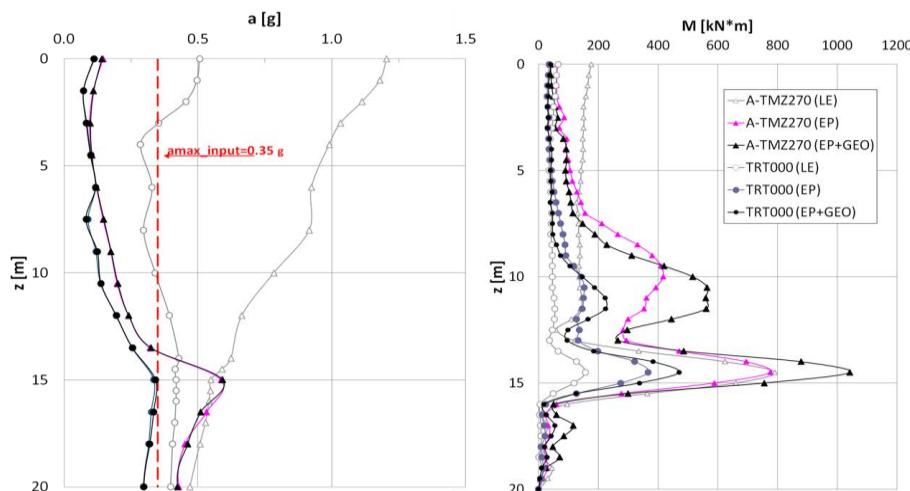


Fig. 6. Accelerazioni massime (a) e momenti flettenti cinematici nel palo (b) con la profondità z , calcolati nell'ipotesi di terreno elastico lineare (LE) o elasto-plastico (EP e EP+GEO), con i segnali di input A-TMZ270 e TRT000 scalati a 0,35g

Per indagare ulteriormente il ruolo della non linearità del terreno sui risultati mostrati in Fig. 6, sono stati diagrammati i cicli $\tau-\gamma$ in due punti del deposito (sopra e sotto l'interfaccia) durante l'analisi dinamica con input A-TMZ270 (Fig. 7). I cicli evidenziano la differente risposta dello strato di terreno superiore rispetto a quello inferiore. In particolare, lo strato inferiore rimane pressoché in campo elastico durante tutta la durata del segnale sismico, mentre lo strato superiore denota una risposta marcatamente isteretica e plastica. Malgrado nello strato superiore lo smorzamento mobilitato D sia molto elevato e ci sia conseguentemente una forte deamplificazione delle accelerazioni (Fig. 6a) rispetto al caso elastico (con damping fissato al 10%), i momenti flettenti cinematici nel palo aumentano a causa del degrado di rigidezza dello strato superiore (Fig. 6b). Lo stesso accade anche con il segnale di input TRT000, che, però, a differenza del precedente induce nel primo strato un livello deformativo γ inferiore ($1 \cdot 10^{-3}$) a cui corrisponde uno smorzamento inferiore e un degrado di rigidezza minore (Fig. 2). In sintesi, la non linearità del terreno anche se induce uno smorzamento

complessivo più elevato nel deposito, può essere molto dannosa nei riguardi dei momenti flettenti cinematici che si sviluppano nel palo poiché può incrementare il contrasto di rigidità non solo all’interfaccia tra i due strati di terreno ma anche all’interno di un singolo strato, se in esso si mobilitano deformazioni di taglio molto differenti. Ciò è in linea con studi precedenti condotti con l’approccio BDWF, in cui la non linearità del terreno era stata rappresentata in modo approssimato mediante la procedura lineare equivalente (Sica et al., 2013).

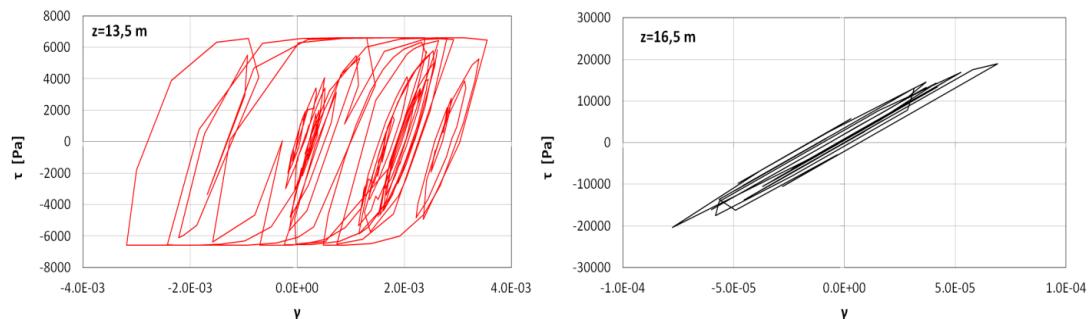


Fig. 7. Cicli di isteresi $\tau - \gamma$ calcolati a due diverse profondità (sopra e sotto l’interfaccia) nell’analisi EP con input A-TMZ270

6. Conclusioni

La nota ha illustrato alcuni risultati di un ben più esteso studio parametrico sui momenti flettenti cinematici che si originano in un palo immerso in un deposito bistrato sotto carichi sismici. E’ stato sviluppato un modello f.e.m. 3D in cui al terreno è stata assegnata una legge costitutiva elasto-plastica con incrudimento combinato, in grado di simulare il comportamento non lineare, isteretico e plastico sotto cicli di carico ripetuti. Sebbene il modello costitutivo adottato non possa essere considerato esaustivo nel rappresentare la complessa risposta del terreno sotto carichi ciclici, l’articolo evidenzia che la non linearità del terreno può far aumentare i momenti flettenti cinematici nel palo, in funzione delle deformazioni di taglio mobilitate dal sisma nei diversi strati di terreno nonché all’interno di un singolo strato.

Bibliografia

- Anastasopoulos I., Gelagoti F., Kourkoulis R., Gazetas G. (2011). “Simplified Constitutive Model for Simulation of Cyclic Response of Shallow Foundations: Validation against Laboratory Tests”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(12), 1154-1168.
- Di Laora R., Mandolini A., Mylonakis G. (2012). “Insight on kinematic bending of flexible piles in layered soil”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 43, 309-322.
- Ishibashi I., Zhang X. (1993). “Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay”, *Soils Found.*, 33(1), 182.
- Maiorano R.M.S., Aversa S., Wu G. (2007). “Effects of soil non-linearity on bending moments in piles due to seismic kinematic interaction”, Proc. of the 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Thessaloniki, Greece, paper N° 1574.
- Mylonakis G., Nikolaou A., Gazetas G. (1997). “Soil–pile–bridge seismic interaction: kinematic and inertial effects. Part I: soft soil”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26, 337–359.
- Mylonakis G. (2001). “Simplified model for seismic pile bending at soil interfaces”, *Soils and Found.*, 41(4), 47-58.
- Sica S., Mylonakis G., Simonelli A.L. (2011). “Transient kinematic pile bending in two layer soils”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(7), 891-900.
- Sica S., Mylonakis G., Simonelli A.L. (2013). “Strain effects on kinematic pile bending in layered soil”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 49, 231-242.
- Ziegler H. (1959). “A modification of Prager’s hardening rule”, *Quart. Appl. Math.*, 17, 55-65.