



Una formulazione approssimata delle impedenze e del moto di fondazione per l'analisi inerziale di strutture fondate su pali

Michele Morici^a, Lucia Minnucci^b, Sandro Carbonari^b, Francesca Dezi^c, Graziano Leoni^a

^a School of Architecture and Design, Università di Camerino, Viale della Rimembranza, 63100 Ascoli Piceno, Italy

^b Department of Construction, Civil Engineering and Architecture, Università Politecnica delle Marche, Via Brecce Bianche, 60131 Ancona, Italy

^c Department of Economics, Sciences and Law, University of San Marino, Contrada Omerelli, 47890 Republic of San Marino

Parole chiave: formule semplificate, impedenze, modello a parametri concentrati, pali in gruppo

ABSTRACT

Questo lavoro presenta una procedura semplificata per l'analisi di interazione terreno-struttura nel dominio del tempo di strutture fondate su pali. La procedura si basa sull'utilizzo di un modello a parametri concentrati per l'approssimazione della rigidità dinamica del sistema fondazione-terreno che risulta dipendente dalla frequenza; l'approccio può essere facilmente implementato in software commerciali per l'analisi lineare e non lineare di strutture e permette di tener conto del comportamento traslazionale, rotazionale e roto-traslazionale di fondazioni profonde in funzione della frequenza di eccitazione e delle caratteristiche del deposito. Per la stima dei parametri del modello sono state utilizzate espressioni analitiche calibrate con regressioni non lineari ai minimi quadrati sulla base di dati ottenuti da una esaustiva analisi parametrica non dimensionale. Le formule, che permettono di definire modelli a parametri concentrati rappresentativi di fondazioni quadrate con differente numero di pali in rigidi depositi di varia natura, possono essere direttamente adottate per eseguire analisi inerziali delle sovrastrutture includendo il comportamento dinamico del sistema terreno-fondazione. Alcune applicazioni su pile da ponte singole sono in ultimo presentate con il fine di mostrare l'utilizzo pratico della procedura proposta. I risultati dimostrano le potenzialità dell'approccio nel cogliere la risposta dinamica attesa delle strutture, valutata attraverso una analisi di interazione terreno-struttura più rigorosa.

1 INTRODUZIONE

Il contributo dell'interazione terreno-struttura nella progettazione strutturale viene usualmente trascurato dagli ingegneri perché tradizionalmente ritenuto benefico sulla risposta strutturale. Tuttavia, è ampiamente riconosciuto dalla letteratura che, almeno in certe circostanze, l'interazione terreno-struttura può comportare effetti negativi nella risposta sismica delle strutture (Mylonakis e Gazetas 2000; Carbonari et al. 2011, 2012, 2017; Capatti et al. 2017). Conseguentemente, il contributo dell'interazione terreno-struttura dovrebbe essere messo in conto almeno nella progettazione delle strutture importanti o strategiche, per meglio predire la loro reale risposta nei confronti delle azioni sismiche. Sfortunatamente, le analisi di interazione terreno-struttura non sono semplici da

eseguire e non sono pertanto diffuse tra i professionisti.

Nella pratica professionale, il metodo per sottostrutture, che permette di studiare separatamente il sistema terreno-fondazione e la sovrastruttura su vincoli cedevoli soggetta al moto di fondazione (Wolf 1985), appare potenzialmente applicabile per via della sua versatilità, ammesso che le informazioni relative alla modellazione del sistema terreno-fondazione siano disponibili per l'ingegnere strutturista. Infatti, questo approccio necessita di un'analisi preliminare del sistema terreno-fondazione per la determinazione delle funzioni di impedenza dinamica, che qualificano la natura dei vincoli cedevoli al piede delle strutture e sono dipendenti dalla frequenza, e del moto di input, che nasce al livello della fondazione come conseguenza della propagazione delle onde sismiche nel terreno (analisi di interazione cinematica terreno-fondazione). Le impedenze della sistema terreno-fondazione essendo quantità dipendenti dalla

frequenza non possono essere direttamente impiegate nelle analisi inerziali condotte nel dominio del tempo, classicamente adottate per valutare la risposta sismica delle strutture per le quali è atteso un comportamento non lineare. Per ovviare a questo, si possono adottare modelli a parametri concentrati ottenuti dall'assemblaggio di molle, masse e smorzatori; le costanti elastiche e di smorzamento non sono indipendenti dalla frequenza ma il sistema assemblato è globalmente caratterizzato da una rigidità dinamica che riproduce opportunamente quella del sistema fondazione-terreno che va a sostituire (González et al. 2018; Carbonari et al. 2018). Con riferimento al moto al livello della fondazione, una importante semplificazione del problema si può ottenere assumendo che questo sia uguale al moto di terreno libero.

In questo lavoro si presenta una procedura pratica basata sul metodo delle sottostrutture per l'analisi di interazione terreno-struttura nel dominio del tempo di strutture fondate su pali, introducendo alcune semplificazioni per la definizione dei vincoli cedevoli che simulano il comportamento dinamico del sistema terreno-fondazione, e del moto di fondazione. Nel dettaglio, viene utilizzato un efficiente modello a parametri concentrati, presentato in Carbonari et al. (2018), per simulare il comportamento dinamico dipendente dalla frequenza del sistema terreno-fondazione. I parametri del modello sono ottenuti attraverso espressioni fornite dagli autori in forma chiusa e implementate in SimplyLPMs_v100 un foglio di calcolo dedicato e disponibile al link https://www.researchgate.net/publication/325794223_SimplyLPMs_v100. La procedura semplificata è applicata per la determinazione della risposta sismica di pile da ponte singole, confrontando i risultati ottenuti con quello di un approccio rigoroso in cui si tiene conto in modo non approssimato delle funzioni di impedenza e del moto di fondazione.

2 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA: UN APPROCCIO DEMPLIFICATO PER SOTTOSTRUTTURE

Nell'ambito del metodo per sottostrutture, le analisi di interazione inerziale richiedono la definizione delle leggi forza-spostamento dei vincoli cedevoli al piede delle strutture e del moto di fondazione. Di solito queste quantità sono ottenute attraverso analisi nel dominio delle frequenze che forniscono le funzioni di impedenza dinamica del sistema terreno-

fondazione e i parametri di risposta cinematica attraverso i quali è possibile calcolare il moto di fondazione a partire dal moto di terreno libero nel dominio della frequenza. Una volta note le impedenze del sistema terreno-fondazione ed il moto della fondazione si possono eseguire le analisi di interazione inerziale della sovrastruttura nel dominio della frequenza o del tempo. Per le analisi condotte nel dominio del tempo si necessita della calibrazione del modello a parametri concentrati che più si adatta alle esigenze del caso e della storia nel tempo del moto di fondazione, che può essere ottenuta attraverso una trasformata inversa di Fourier. La procedura sopra descritta è tracciata schematicamente nel diagramma di Figura 1a.

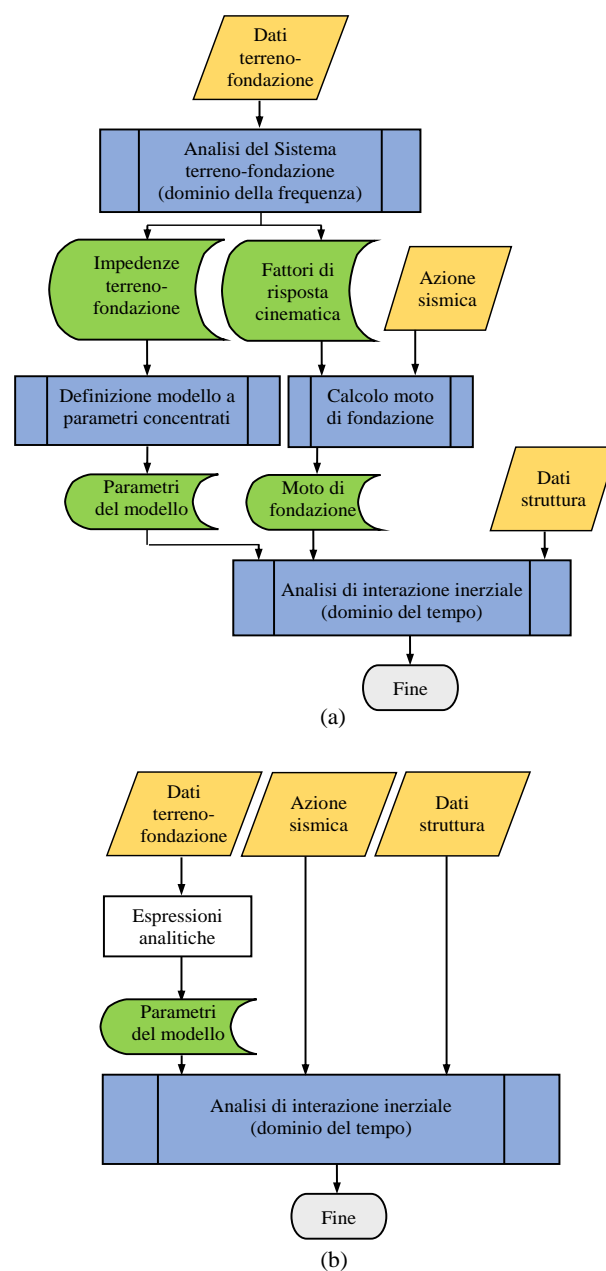


Figure 1. Diagramma di flusso per analisi inerziali terreno-struttura mediante l'approccio per sottostrutture: (a) procedura tradizionale; (b) procedura proposta.

Facendo uso del modello a parametri concentrati e delle relative espressioni per la stima dei suoi parametri proposti in Carbonari et al. (2018), le analisi di interazione inerziale possono essere eseguite evitando di svolgere analisi nel dominio della frequenza poco familiari per l'ingegnere strutturista, a patto di utilizzare il moto di terreno libero in luogo del moto al livello della fondazione (Figura 1b).

Vale la pena osservare in questo senso che in molti casi è possibile confondere il moto al livello della fondazione con il moto di terreno libero, dato che i due non differiscono in maniera significativa l'uno dall'altro (Mamoon et al. 1990; Fan et al. 1991; Kaynia et al. 1992). Nel seguito, saranno affrontati, attraverso delle applicazioni numeriche, alcuni aspetti relativi all'efficienza del metodo proposto nel cogliere la risposta sismica delle strutture includendo gli effetti dell'interazione con il terreno e la fondazione.

3 IL MODELLO A PARAMETRI CONCENTRATI ADOTTATO NELLA PROCEDURA

Nella procedura semplificata proposta si adotta il modello a parametri concentrati presentato in Carbonari et al. (2018) e raffigurato in Figura 2. Ipotizzando gruppi di pali con un layout doppiamente simmetrico, e posizionando opportunamente l'interfaccia tra il sistema terreno-fondazione e la struttura nell'intersezione dei due assi di simmetria (da qui in avanti definito nodo di interfaccia), la dinamica del sistema terreno-fondazione riferita al nodo di interfaccia è caratterizzata da un disaccoppiamento nei piani xz e yz , oltre che nella direzione verticale e torsionale (intorno all'asse z). Risultano invece in generale accoppiati i comportamenti traslazionali e rotazionali nei piani xz (traslazione in x e rotazione intorno a y) e yz (traslazione in y e rotazione intorno a x). Quanto sopra premesso permette di vedere il modello a parametri concentrati complessivo, necessario cioè per approssimare il comportamento globale del sistema terreno-fondazione, come assemblaggio di più modelli a parametri concentrati, ciascuno dei quali descrive la dinamica disaccoppiata del problema (Figura 2).

Il modello complessivo è caratterizzato da 18 parametri, ovvero: masse traslazionali e rotazionali, contrate nel nodo di interfaccia (4 parametri), costanti elastiche e viscosi che definiscono i relativi elementi molla-smorzatore (modelli Kelvin-Voigt) applicati al nodo di

interfaccia (8 parametri) e masse, molle e smorzatori aggiuntivi eccentrici (3 parametri), connessi al nodo di interfaccia da elementi rigidi di differenti lunghezze (3 parametri).

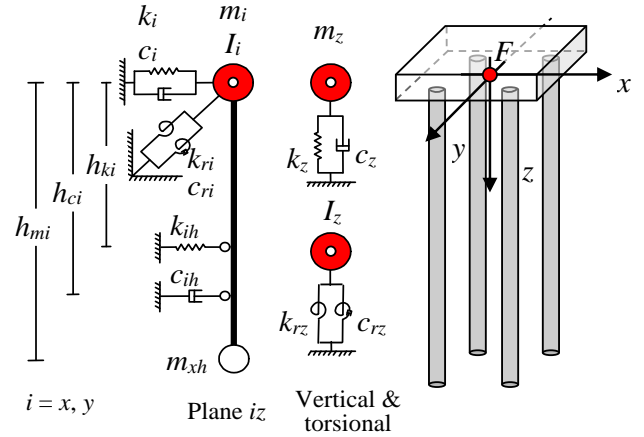


Figura 2. Assemblaggio dei modelli a parametri concentrati disaccoppiati.

Le componenti eccentriche sono introdotte per cogliere l'accoppiamento tra le rotazioni e le traslazioni nelle direzioni x e y . Sulla base di una formale adimensionalizzazione della matrice di impedenza (Buckingham, 1914), i parametri del sistema assumono la forma:

$$k_i = \rho_s V_s^2 d \left(\Omega_1 - \Omega_4 \frac{d}{h_{ki}} \right) \quad (1a)$$

$$m_i = \rho_s d^3 \left(\Omega_2 - \Omega_5 \frac{d}{h_{mi}} \right) \quad (1b)$$

$$c_i = \rho_s V_s d^2 \left(\Omega_3 - \Omega_6 \frac{d}{h_{ci}} \right) \quad (1c)$$

$$k_{ih} = \Omega_4 \frac{\rho_s V_s^2 d^2}{h_{ki}} \quad (1d)$$

$$m_{ih} = \Omega_5 \frac{\rho_s d^4}{h_{mi}} \quad (1e)$$

$$c_{ih} = \Omega_6 \frac{\rho_s V_s d^3}{h_{ci}} \quad (1f)$$

$$k_z = \Omega_{10} \rho_s V_s^2 d \quad (1g)$$

$$m_z = \Omega_{11} \rho_s d^3 \quad (1h)$$

$$c_z = \Omega_{12} \rho_s V_s d^2 \quad (1i)$$

$$k_{rz} = \Omega_{13} \rho_s V_s^2 d^3 \quad (1j)$$

$$I_z = \Omega_{14} \rho_s d^5 \quad (1k)$$

$$c_{rz} = \Omega_{15} \rho_s V_s d^4 \quad (1l)$$

dove Ω_i ($i = 1, 2, \dots, 15$) sono le componenti adimensionali non nulle della matrice di impedenza del sistema a parametri concentrati. I parametri h_{ki} , h_{ci} , h_{mi} che compaiono al secondo membro delle Equazioni (1) sono scelti in modo arbitrario in coerenza con le seguenti espressioni

$$\begin{cases} \text{sgn } h_{ki} = \text{sgn } \Omega_4 \\ \left| \frac{\Omega_4}{\Omega_1} \right| d \leq |h_{ki}| \leq \left| \frac{\Omega_7}{\Omega_4} \right| d \end{cases} \quad (2a)$$

$$\begin{cases} \text{sgn } h_{mi} = \text{sgn } \Omega_5 \\ \left| \frac{\Omega_5}{\Omega_2} \right| d \leq |h_{mi}| \leq \left| \frac{\Omega_8}{\Omega_5} \right| d \end{cases} \quad (2b)$$

$$\begin{cases} \text{sgn } h_{ci} = \text{sgn } \Omega_6 \\ \left| \frac{\Omega_6}{\Omega_3} \right| d \leq |h_{ci}| \leq \left| \frac{\Omega_9}{\Omega_6} \right| d \end{cases} \quad (2b)$$

al fine di garantire i segni positivi delle masse, delle costanti elastiche e di smorzamento.

I parametri non dimensionali Ω_i ($i = 1, 2, \dots, 15$) della matrice di impedenza del modello a parametri concentrati che compaiono nell'Equazione (1) devono essere calibrati per riprodurre le componenti della matrice di impedenza del sistema terreno-fondazione, anch'essa espressa in forma adimensionale e calcolata separatamente con un software dedicato (ad esempio Dezi et al. 2009). Si fa osservare che la procedura di ottimizzazione è vincolata per fornire matrici di rigidità e smorzamento definite positive, e masse positive, al fine di garantire l'implementazione del sistema in software di calcolo commerciali per l'analisi strutturale. I dettagli della strategia di calibrazione ai minimi quadrati che permette di calcolare il miglior set di parametri possono essere reperiti in Carbonari et al. (2018).

Espressioni analitiche in forma chiusa sono state calibrate e sono disponibili in Carbonari et al. (2018) per la stima dei parametri Ω_i di modelli a parametri concentrati rappresentativi di fondazioni quadrate di pali in calcestruzzo armato portanti lateralmente. Per la calibrazione delle espressioni sono state adottate le impedenze

ottenute con il modello proposto da Dezi et al. (2009). Più nel dettaglio, i modelli a parametri concentrati sono stati calibrati per fittare le impedenze di 1740 sistemi terreno-fondazione nel range di frequenza 0÷10 Hz e le formule per ciascuno dei parametri Ω_i sono state ottenute attraverso una procedura non lineare ai minimi quadrati. In maniera del tutto analoga nell'approccio, in Morici et al. (2019) sono reperibili espressioni analitiche in forma chiusa per i parametri Ω_i di modelli rappresentativi di fondazioni quadrate di pali in calcestruzzo armato portanti alla punta; anche in questo caso le formule sono il prodotto di 1470 casi di analisi.

Un foglio di calcolo dedicato SimplyLPM_v_200, disponibile all'indirizzo https://www.researchgate.net/publication/333516886_SimplyLPM_v_200, implementa in modo unitario le espressioni fornite in Carbonari et al. (2018) e Morici et al. (2019), usate nelle sottostanti applicazioni.

4 APPLICAZIONI

La procedura proposta nelle sezioni precedenti è stata utilizzata per eseguire analisi di interazione inerziale di pile da ponte singole (Figura 3a) estratte da un viadotto multi-campata soggetto ad azione sismica nella direzione x (direzione trasversale del ponte). Nel caso di depositi con disposizione orizzontale degli strati, la risposta della singola pila può essere ritenuta rappresentativa della risposta globale nella direzione trasversale di viadotti lunghi, escludendo gli effetti locali alle spalle (Capatti et al. 2017).

Le pile sono modellate con elementi rigidi le cui deformabilità e capacità dissipative sono concentrate in molle viscoelastiche alla base aventi costanti elastiche e di smorzamento rispettivamente pari a K_ϕ e C_ϕ (Figura 3b). La zattera di collegamento delle teste dei pali ed il pulvino sono ritenuti anch'essi rigidi; m_d , m_c , m_p e m_f sono rispettivamente le masse dell'impalcato che afferisce alla pila, del pulvino, della pila e della zattera, mentre I_d , I_c and I_f sono i relativi momenti di inerzia; in aggiunta, h_d , h_c , h_p e h_f sono quantità geometriche riportate nella Figura 3. Nelle applicazioni sono considerate 4 pile (P1, P2, P3, P4) definite dai parametri di Tabella 1.

Per le fondazioni, si assumono pali in calcestruzzo con rapporto lunghezza-diametro $L/d = 20$ e rapporto spaziatura-diametro $s/d = 3$ realizzate in terreni soffici, con rapporto modulo

elastico dei pali-modulo di taglio del terreno $E_p/(\rho V_s^2) = 1000$.

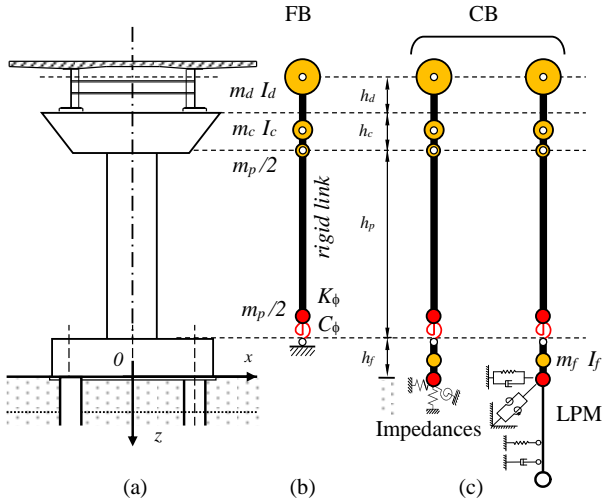


Figura 3. (a) Vista laterale di una pila; (b) modello a base fissa e (c) modelli a base cedevole.

Tabella 1. Parametri delle sovrastrutture e delle fondazioni delle pile.

Sovrastrutture	P1	P2	P3	P4
Fondazioni	2x2	2x2	4x4	4x4
m_d [t]	305.8	305.8	305.8	305.8
I_d [t m ²]	2466.6	2466.6	2466.6	2466.6
h_d [m]	0.59	0.59	0.59	0.59
m_c [t]	88.3	88.3	88.3	88.3
I_c [t m ²]	426.6	426.6	426.6	426.6
h_c [m]	1.80	1.80	1.80	1.80
m_p [t]	57.6	121.1	196.0	253.6
h_p [m]	5.0	10.5	17.0	22.0
h_f [m]	1.50	1.50	2.00	2.00
m_f [t]	95.6	95.6	326.2	326.2
I_f [t m ²]	217.0	217.0	1848.4	1848.4
K_ϕ [MN/rad]	23067.6	10984.6	6784.6	5242.6
FB period [s]	0.2001	0.50082	1.0076	1.4841

Per le pile P1 e P2 si considerano gruppi di pali 2x2, mentre per le pile P3 e P4 si assumono gruppi di pali 4x4. Le proprietà meccaniche e dimensionali dei sistemi terreno-fondazione possono essere ottenute assumendo $E_p = 30000$ MPa e $\rho_p = 2.5$ Mg/m³. Infine, si considera un fattore di smorzamento strutturale del 5% introdotto in modo proporzionale alla rigidità. Sono valutate le risposte sismiche dei sistemi a base fissa (Fixed Base - FB) (Figura 3b) e dei sistemi a base cedevole (Compliant Base - CB) (Figura 3c).

Le strutture CB sono analizzate sia considerando le impedenze del sistema terreno-fondazione ottenute dalla procedura numerica di Dezi et al. (2009) (CB IMP), sia usando modelli a parametri concentrati. Per questi ultimi, i parametri sono ottenuti e da una regressione ai minimi quadrati a partire dalle precedenti impedenze (CB_LPM_C), e dalle espressioni in forma chiusa (CB_LPM_F) disponibili in

Carbonari et al (2018). L'azione sismica è rappresentata da una registrazione del terremoto Umbria-Marche 1997 (1st shock) di magnitudo $M_w = 5.7$ (Luzi et al 2017). L'azione sismica dei modelli CB che implementano le reali impedenze dipendenti dalla frequenza è determinata in modo rigoroso considerando i fattori di risposta cinematica, in accordo alla procedura di Figura 1a (in questo caso l'azione sismica è costituita sia da una componente traslazionale che da una rotazionale). Al contrario, l'azione sismica dei modelli CB che implementano i modelli a parametri concentrati e del modello FB, è costituita direttamente dal moto di terreno libero, ovvero dall'evento selezionato (Figura 1b).

La Figura 4b mostra lo spettro in pseudo-accelerazione e lo spettro in spostamento dell'accelerogramma selezionato (Figura 4a); in aggiunta, la Figura 4a mostra, attraverso lo spettro di ampiezza, il contenuto in frequenza dell'evento. Infine, la Tabella 2 include i periodi fondamentali dei sistemi a base cedevole (CB) ed i relativi fattori di smorzamento ξ_{CB} che dimostrano l'incrementata capacità dissipativa conseguente alla dissipazione isteretica del sistema di fondazione e ai fenomeni di irraggiamento.

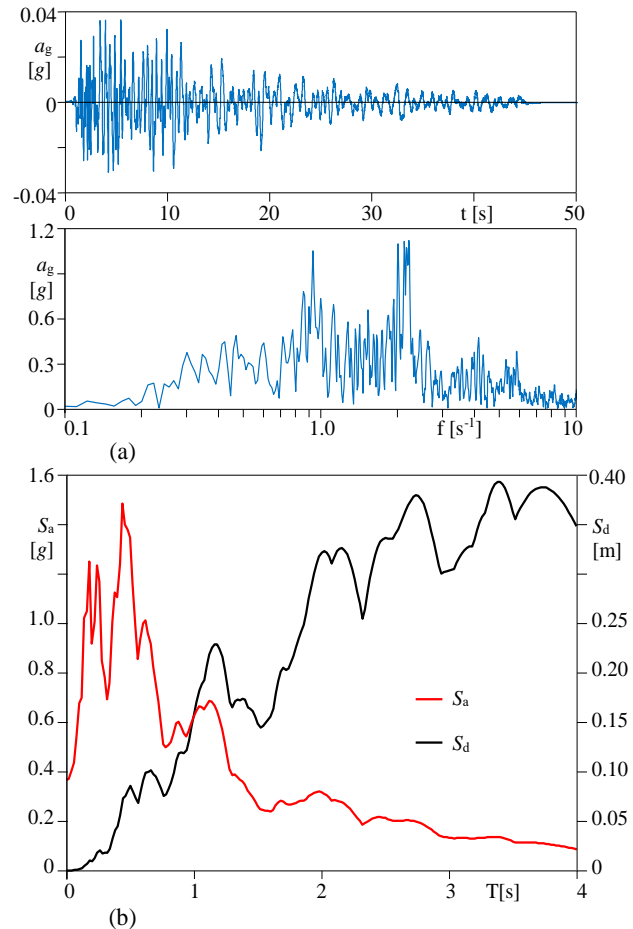


Figura 4. (a) Storia temporale delle accelerazioni e spettro di ampiezza; (b) spettro elastico in pseudo-accelerazione e spostamento.

Tabella 2. Periodi fondamentali e rapporti di smorzamenti dei modelli.

Caso	P1-2x2		P2-2x2	
	T ₁ [s]	ξ _{CB} [%]	T ₁ [s]	ξ _{CB} [%]
Modello				
FB	0.2004	5.000	0.5102	5.000
CB IMP	0.4587	15.385	0.7936	10.770
CB LPM_C	0.4587	10.368	0.7874	5.217
CB LPM_F	0.4629	10.882	0.7936	5.454

Caso	P3-4x4		P4-4x4	
	T ₁ [s]	ξ _{CB} [%]	T ₁ [s]	ξ _{CB} [%]
Modello				
FB	1.0101	5.000	1.4925	5.000
CB IMP	1.0526	5.882	1.5385	5.085
CB LPM_C	1.0526	5.216	1.5385	5.077
CB LPM_F	1.0526	5.279	1.5385	5.085

La Figura 5 mostra i risultati per la pila P3 in termini di spostamento relativo dell'impalcato (rispetto alla fondazione). Nel dettaglio, la Figura 5a confronta gli spostamenti ottenuti dal modello FB con quelli relativi al modello CB IMP, che implementa le impedenze del sistema terreno-fondazione ottenute dalla procedura numerica di Dezi et al. (2009).

Si osserva che l'interazione terreno-struttura gioca un ruolo importante, determinando l'incremento degli spostamenti strutturali, in parte dovuti all'allungamento del periodo (Tabella 2 e Figura 4b) e in parte al contributo di rotazione rigida della fondazione. La Figura 5b confronta gli spostamenti ottenuti dal modello CB IMP con gli spostamenti ottenuti dai modelli a base cedevole CB LPM_C e CB LPM_F; è interessante osservare che le differenze tra i risultati di questi ultimi due modelli non superano il 5%.

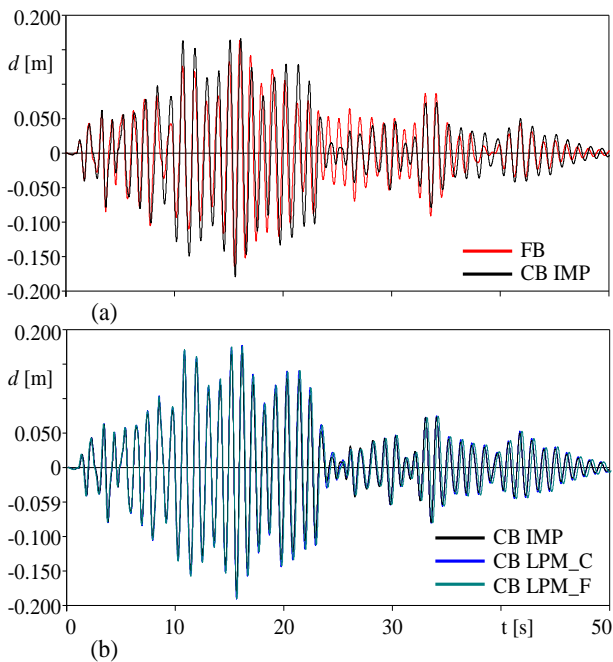


Figura 5. Confronto degli spostamenti dell'impalcato ottenuti dai modelli FB e CB per la pila P3.

Al fine di facilitare la rappresentazione dei risultati ottenuti per tutte le pile, alcune metriche proposte da Kavrakov et al. (2018) sono state usate per confrontare le storie temporali degli spostamenti. Le metriche, che quantificano le discrepanze tra due segnali $x(t)$ e $y(t)$ nel dominio del tempo in relazione ad una determinata proprietà, sono espresse nella forma

$$M_i(x, y) = e^{-|A_i(x, y)|} \quad (3)$$

e assumono valori compresi tra 0 (segnali completamente discrepanti) e 1 (nessuna discrepanza tra i segnali). Nell'Equazione (3) il pedice i si riferisce all' i -esima proprietà del segnale per cui la metrica viene costruita. Tra le metriche proposte da Kavrakov et al. (2018), in questo lavoro si considerano la metrica di fase M_ϕ , la metrica di picco M_p , la metrica del valore quadratico medio M_{rms} , la metrica di ampiezza M_m , la metrica wavelet M_w e la metrica wavelet normalizzata sulla frequenza. In particolare, la metrica di fase tiene conto della discrepanza tra i segnali in termini di fase media rispetto ad un prefissato delay temporale T_C . La metrica di picco tiene conto delle differenze nella massima risposta di picco mentre la metrica del valore quadratico medio quantifica le discrepanze dei segnali rispetto alle loro relative quantità medie. La metrica di ampiezza tiene conto delle discrepanze in termini di ampiezza tra i due segnali, localizzate nel tempo, e viene conteggiata attraverso l'uso dell'algoritmo Dynamic Time Warping (DWT). Infine, la metrica wavelet permette di studiare le discrepanze generali tra i due segnali nel piano tempo-frequenza mentre la metrica wavelet normalizzata sulla frequenza arricchisce l'informazione della precedente permettendo di associare l'eventuale discrepanza al contenuto in ampiezza o in frequenza tra i due segnali. Per brevità non si riportano le espressioni dei coefficienti A_i di ciascuna metrica che compaiono nell'Equazione (3) e si rimanda al lavoro di Kavrakov et al. (2018) per eventuali approfondimenti.

La Figura 6a confronta attraverso le suddette metriche gli spostamenti relativi dell'impalcato e le rotazioni delle fondazioni attraverso dei grafici a "radar"; ciascun radar si riferisce ad una pila specifica e ciascuna spezzata all'interno del radar è relativa ad un confronto tra due coppie di segnali: le linee rosse quantificano le discrepanze tra la risposta a base fissa (BF) e quella a base deformabile della pila (CB IMP) mentre le linee blu e verdi quantificano le discrepanze tra le risposte a base deformabile ottenute rispettivamente dai modelli CB LPM_C e CB-

LPM_F, adottando sempre come base di riferimento la risposta del modello CB IMP.

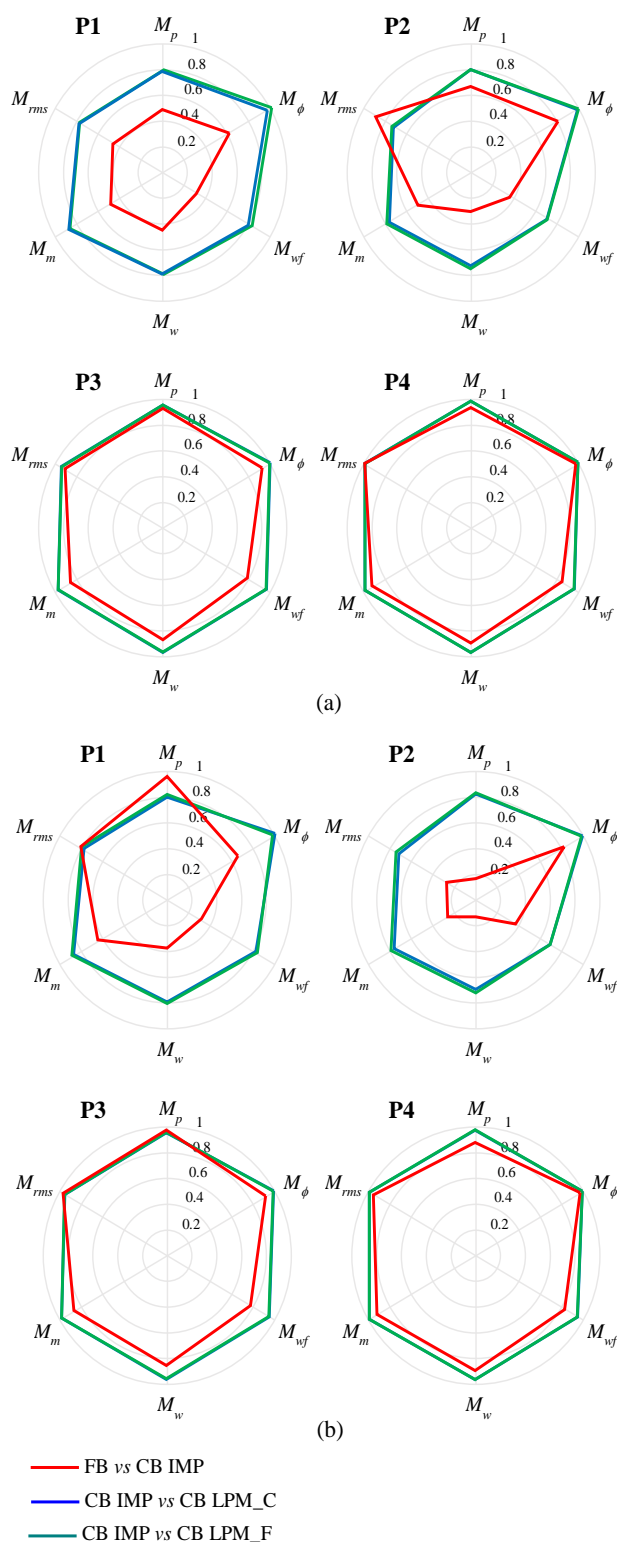


Figura 6. Confronto dei risultati ottenuti dai modelli FB e CB: (a) spostamenti relative dell'impalcato e (b) rotazione delle fondazioni.

Con riferimento alle linee rosse, si può osservare che gli effetti dell'interazione terreno-struttura diminuiscono sensibilmente al crescere della snellezza della sovrastruttura. I maggiori effetti possono essere osservati per la pila P1, le cui metriche sono tutte nel range 0.25÷0.60;

questo implica che la risposta del modello a base cedevole è significativamente diversa da quella del modello a base fissa, sia in termini di ampiezza che di contenuto in frequenza. Per la pila P2 le discrepanze, in termini di valor medio dei segnali (M_{rms}), risposta di picco (M_p) e sfasamento (M_ϕ), diminuiscono, mentre le differenze in termini di ampiezze locali dei segnali (M_w) e contenuto in frequenza (M_{wf}) rimangono importanti (le metriche sono nel range 0.35÷0.45). Le pile P3 e P4 sono meno influenzate dai fenomeni di interazione terreno-struttura; sia le metriche che quantificano le discrepanze in termini di ampiezza che di contenuto in frequenza sono prossime all'unità (0.80÷1.00).

In maniera del tutto simile, la Figura 6b mostra le metriche relative alle storie temporali delle rotazioni delle fondazioni, ottenute dai modelli CB IMP, CB LPM_C and CB LPM_F models. In generale, si possono ritenere valide le osservazioni precedenti relative agli spostamenti dell'impalcato; i modelli CB_LPM sono capaci di cogliere la risposta determinata con modelli più rigorosi (CB IMP), con differenze che diminuiscono al crescere della snellezza della sovrastruttura.

5 CONCLUSIONI

In questo lavoro è stata mostrata una procedura semplificata per l'analisi di interazione inerziale terreno-struttura nel dominio del tempo applicabile al caso di fondazioni profonde. La procedura proposta adotta un modello a parametri concentrati per l'approssimazione delle impedenze del sistema terreno-fondazione che, essendo dipendenti dalla frequenza, non possono essere impiegate direttamente in analisi condotte nel dominio del tempo. Il modello a parametri concentrati adottato è stato costruito sfruttando espressioni analitiche in forma chiusa disponibili in letteratura. La procedura può essere facilmente adottata dagli ingegneri sfruttando software comuni per l'analisi strutturale e permette di evitare sia la valutazione delle funzioni di impedenza, che necessita di complesse analisi nel dominio della frequenza, sia la calibrazione dei parametri del modello utilizzato per la loro approssimazione. Le applicazioni condotte su alcuni casi studio costituiti da pile da ponte singole, rivelano che la procedura è efficiente nel cogliere la risposta strutturale ottenuta da modellazioni più rigorose del problema di interazione terreno-struttura.

REFERENCES

- Buckingham, E., 1914. On physically similar systems; illustrations of the use of dimensional equations. *Physical Review*, **4**(4), 345-376.
- Capatti, M.C., Tropeano, G., Morici, M., Carbonari, S., Dezi, F., Leoni G., Silvestri, F., 2017. Implications of non-synchronous excitation induced by nonlinear site amplification and soil-structure interaction on the seismic response of multi-span bridges founded on piles. *B. Earthq. Eng.*, **15**(11), 4963-4995.
- Carbonari, S., Dezi, F., Leoni, G., 2011. Seismic soil-structure interaction in multi-span bridges: application to a railway bridge. *Earthq. Eng. Struct. D.*, **40**(11), 1219-1239.
- Carbonari, S., Dezi, F. and Leoni, G., 2012. Non-linear seismic behaviour of wall-frame dual systems accounting for soil-structure interactions. *Earthq. Eng. Struct. D.*, **41**(12), 1651-1672.
- Carbonari, S., Morici, M., Dezi, F., Gara, F., Leoni, G., 2017. Soil-structure interaction effects in single bridge piers founded on inclined pile groups. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, **92**, 52-67.
- Carbonari, S., Morici, M., Dezi, F., Leoni, G., 2018. A lumped parameter model for time-domain inertial soil-structure interaction analysis of structures on pile foundations. *Earthq.Eng.Struct.D.*, **47**, 2147-2171.
- Dezi, F., Carbonari, S., Leoni, G., 2009. A model for the 3D kinematic interaction analysis of pile groups in layered soils. *Earthq. Eng. Struct. D.*, **38**, 1281-1305.
- Dezi, F., Carbonari, S., Morici, M., 2016. A numerical model for the dynamic analysis of inclined pile groups: A Numerical Model for the Dynamic Analysis of Inclined Pile Groups. *Earthq. Eng. Struct. D.*, **45**, 45-68.
- Elgamal, A., Yan, L., Yang, Z., Conte, J.P., 2008. Three-dimensional seismic response of Humboldt Bay bridge-foundation-ground system. *J. Struct. Eng.-ASCE*, **134**(7), 1165-76.
- Fan, K., Gazetas, G., Kaynia, A., Kausel, E., Ahmad, S., 1991. Kinematic seismic response analysis of single piles and pile groups. *J. Geotech. Eng.-ASCE*, **117**(12), 1860-79.
- González, F., Padrón, L.A., Carbonari, S., Morici, M., Aznárez, J.J., Dezi, F., Leoni, G., 2018. Seismic response of bridge piers on pile groups for different soil damping models and lumped parameter representations of the foundation *Earthq. Eng. Struct. D.*, **48**(3), 306-327.
- Jeremic, B., Jie, G., Preisig, M., Tafazzoli, N., 2009. Time domain simulation of soil-foundation-structure interaction in non-uniform soils. *Earthq. Eng. Struct. D.*, **38**(5): 699-18.
- Kavrov, I., Morgenthal, G., Kareem, A., 2018. Quantification of the influence of aerodynamic model assumptions for dynamic analyses of bridges. *40th IABSE Symposium, Nantes, France, 19-21 Sept.*
- Kaynia, A.M., Novak, M., 1992. Response of pile foundations to Rayleigh waves and obliquely incident body waves. *Earthq. Eng. Struct. D.*, **21**(4), 303-318.
- Luzi, L., Pacor, F., Puglia, R., 2017. Italian Accelerometric Archive v 2.2. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Dipartimento della Protezione Civile Nazionale.
- Mamoon, S.M., Banerjee, P.K., 1990. Response of piles and pile groups to travelling SH waves. *Earthq. Eng. Struct. D.*, **19**(4), 597-610.
- Morici, M., Minnucci, L., Carbonari, S., Dezi, F., Leoni, G., 2019. Simple formulas for estimating a lumped parameter model to reproduce impedances of end-bearing pile foundations. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, **121**, 341-355.
- Mylonakis, G., Gazetas, G., 2000. Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental? *J. Earthq. Eng.*, **4**(3), 277-301.
- Padrón, L.A., Aznárez, J.J., Maeso, O., 2008. Dynamic analysis of piled foundations in stratified soils by a BEM-FEM model, *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, **28**, 333-346.
- SimplyLPMs_v100, 2018. Foglio di calcolo disponibile all'indirizzo: https://www.researchgate.net/publication/325794223_SimplyLPMs_v100.
- SimplyLPM_v_200, 2019. Foglio di calcolo disponibile all'indirizzo: https://www.researchgate.net/publication/333516886_SimplyLPM_v_200.
- Wolf, J.P., 1985. *Dynamic Soil-Structure Interaction*. Prentice-Hall, Inc., Englewood, N.J.