

## INTERAZIONE DINAMICA TERRENO-STRUTTURA PER LE FONDAZIONI DI UN PONTE DI GRANDE LUCE

Davide Noè Gorini

*Sapienza Università di Roma*

*dn.gorins@katamail.com*

Luigi Callisto

*Sapienza Università di Roma*

*luigi.callisto@uniroma1.it*

### Sommario

Questa nota descrive un approccio innovativo per lo studio del comportamento sismico di un ponte di grande luce, che si avvale di analisi dinamiche svolte nel dominio del tempo mediante un modello numerico tridimensionale. Per limitare l'onere computazionale senza rinunciare a una descrizione esplicita del comportamento dinamico della struttura in elevazione, è stato messo a punto un modello strutturale semplificato che da un lato è in grado di riprodurre gli aspetti salienti della risposta dinamica della struttura, e dall'altro è caratterizzato da un numero ridotto di gradi di libertà. La procedura è stata applicata al caso di un ponte sospeso di grande luce, situato in prossimità di un'importante sorgente sismo-genetica e caratterizzato da fondazioni dotate di un particolare dispositivo dissipativo, studiato per limitare la trasmissione delle sollecitazioni nella struttura in elevazione.

### 1. Il ponte sospeso sulla baia di Izmit

Il ponte di Izmit, in Turchia, è attualmente in fase di costruzione; esso si sviluppa lungo una direzione nord-sud, collegando la penisola di Diliskelesi (a nord) con la penisola di Hersek (a sud). Le principali caratteristiche del ponte sono descritte da Lyngs et al. (2013). Come mostrato nella sezione longitudinale di Figura 1, la campata centrale ha una luce di 1550 m, mentre le torri hanno un'altezza di circa 250 m e presentano fondazioni sommerse.

A partire dal fondale marino, incontrato a una profondità di circa 40 m, i terreni di fondazione delle torri consistono in una prima alternanza di terreni di granulometria molto variabile, fino a profondità dal fondale marino comprese fra 35 m per la torre nord e 100 m per la torre sud, seguiti da un importante deposito di terreni a grana fine, di media e alta consistenza, che si estendono presumibilmente fino alla roccia argillitica di base, che è stata incontrata alla profondità di circa 185 m dai soli sondaggi eseguiti in corrispondenza della torre nord.

Per brevità, lo studio descritto in questa nota si sofferma sul comportamento delle fondazioni in corrispondenza della torre nord. Queste fondazioni, rappresentate schematicamente in Figura 1, sono costituite per ciascuna torre da un gruppo di 13×15 pali tubolari in acciaio, con diametro di 2 m e interasse di 5 m, infissi a partire dal fondale marino per una lunghezza di 32 m. Alla testa dei pali è posto un cassone di fondazione auto-affondante in acciaio inossidabile con rivestimento in calcestruzzo, dal quale partono due pozzi circolari che collegano la fondazione alla struttura della torre. Il cassone non è però collegato strutturalmente ai pali: tra il fondo del cassone e la testa dei pali è interposto uno strato di ghiaia a granulometria controllata dello spessore di 3 m che consente, al raggiungimento della resistenza disponibile al contatto fra l'intradosso del cassone e la ghiaia, uno scorrimento relativo fra il cassone e il gruppo di pali di fondazione. Questo accorgimento, già adottato per le fondazioni del ponte strallato Rion Antirion (Pecker 2003), ha lo scopo di limitare il massimo

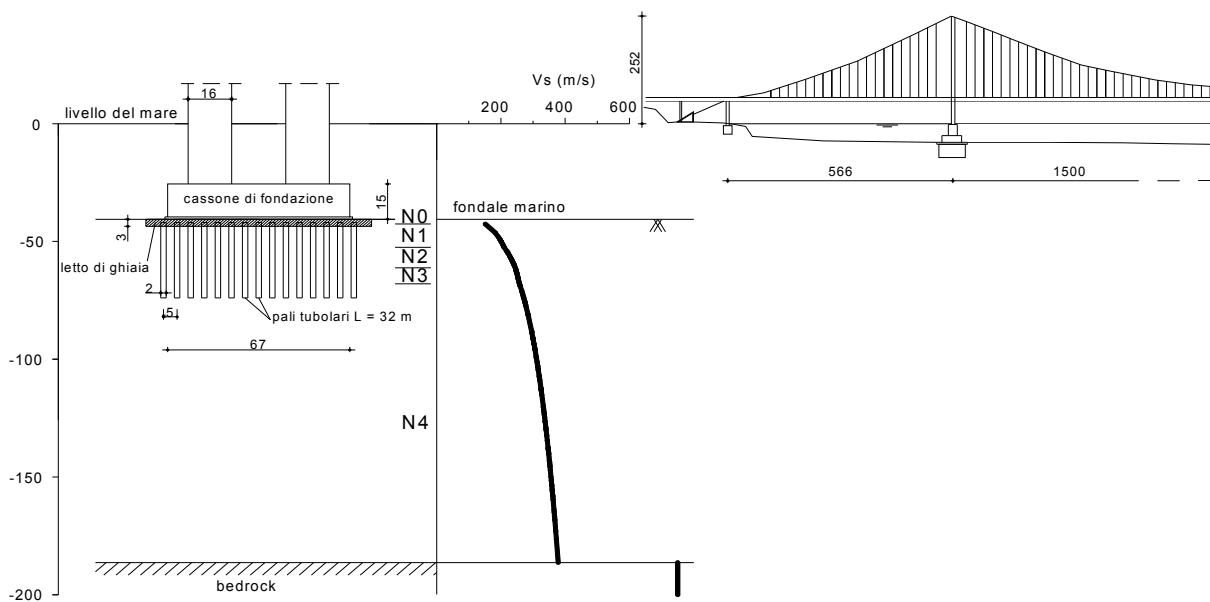


Figura 1. Schema del ponte e sezione trasversale delle fondazioni delle torri

Tabella I. Proprietà dei terreni di fondazione

| Unità        | $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $V_s$ (m/s) | $c'$ (kPa) | $\varphi'$ (°) | $C_u$ (kPa) |
|--------------|-------------------------------|-------------|------------|----------------|-------------|
| N0 - argille | 17.5                          | 177         | 0          | 24             | 50          |
| N1- sabbie   | 18.0                          | 194         | 0          | 41             | -           |
| N2- argille  | 18.5                          | 232         | 8          | 28             | 90          |
| N3 -sabbie   | 19.0                          | 251         | 0          | 42             | -           |
| N4- argille  | 19.0                          | 323         | 15         | 27             | 235         |
| bedrock      | 19.1                          | 750         | -          | -              | -           |

taglio trasmissibile alla base delle torri, contenendone così le massime sollecitazioni.

In Figura 1 è rappresentato schematicamente il modello di sottosuolo utilizzato per le analisi dinamiche, con l'indicazione del profilo delle velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  ricavato dall'interpretazione di una serie di prove *down-hole*. Le principali proprietà fisiche e meccaniche dei depositi sono riassunte in Tabella I, dove  $\gamma$  è il peso dell'unità di volume,  $c'$  è la coesione efficace,  $\varphi'$  è l'angolo di resistenza al taglio e  $C_u$  è la resistenza non drenata.

## 2. Definizione delle azioni sismiche

Per il ponte sulla baia di Izmit è stata condotta una analisi deterministica della pericolosità sismica, tenendo conto della prossimità dell'opera dalla faglia anatolica (North Anatolian Fault). Si sono perciò utilizzate leggi di attenuazione sviluppate specificamente per sorgenti sismiche vicine; in particolare, utilizzando la legge di attenuazione proposta da Chiou e Youngs (2014) con i valori corrispondenti alla media più una deviazione standard si è ottenuto lo spettro elastico di risposta rappresentativo delle azioni sismiche su affioramento rigido mostrato in Figura 2. Nel seguito sono illustrati alcuni dei risultati ottenuti utilizzando una delle registrazioni sismiche selezionate per compatibilità con lo spettro elastico di risposta e con il contesto sismo-tettonico della baia, e specificamente la registrazione di Tabas, della quale si mostrano, sempre in Figura 2, gli spettri elastici di risposta delle due componenti orizzontali del moto.

## 3. Modello di calcolo per il sottosuolo e per le fondazioni

Le analisi dinamiche sono state svolte con il programma di calcolo alle differenze finite FLAC3D v. 5.0 (Itasca, 2012). Nella fase di calcolo statica si è adoperato per il terreno un legame costitutivo elastico-perfettamente plastico con legge di flusso non associata (dilatanza nulla), un valore operativo

del modulo di elasticità tangenziale pari al 30 % del modulo a piccole deformazioni  $G_0$  e un coefficiente di Poisson  $\nu$  pari a 0.20. A partire dalle condizioni ottenute al termine della fase statica, sono state poi svolte le analisi dinamiche: ai lati del reticolo sono stati applicati contorni assorbenti di tipo *free field*, mentre alla base sono state applicate storie temporali delle tensioni tangenziali e normali, ricavate a partire dalle componenti del moto sismico su affioramento rigido portando in conto la rigidezza della formazione di base (Callisto et al. 2013). Per il terreno si è utilizzato un legame costitutivo elastico non lineare di tipo isteretico, calibrato per approssimare le curve di decadimento della rigidezza tangenziale e di incremento dello smorzamento ottenute sperimentalmente (Figura 3). Questo modello isteretico è stato accoppiato a una legge di plasticità perfetta descritta dal criterio di Mohr-Coulomb con legge di flusso non associata e dilatanza nulla. Per correggere i valori pressoché nulli del rapporto di smorzamento equivalente previsti dal modello isteretico, nelle analisi si è utilizzato un modesto smorzamento viscoso aggiuntivo di tipo numerico, pari all'1 %, introdotto attraverso l'algoritmo del *local damping* implementato in FLAC3D.

Nelle analisi, l'insieme costituito dai pali tubolari e dal terreno interposto fra i pali stessi è stato descritto con un mezzo elastico omogeneo equivalente, a comportamento elastico con anisotropia trasversale, le cui proprietà meccaniche sono state ricavate applicando una procedura di omogeneizzazione lineare (Gorini 2015). Il contatto fra il piano di fondazione e il cassone, costituito dal letto di ghiaie, è stato descritto con elementi di interfaccia a comportamento rigido-perfettamente plastico e con criterio di resistenza puramente attritivo. Dato che l'interfaccia è posta al contatto fra due materiali monofase (il cassone di fondazione e il continuo elastico che simula l'insieme palo-terreno) è stato necessario esprimere le resistenze dell'interfaccia in termini di tensioni totali; si è tenuto conto della profondità di immersione del piano di fondazione, pari a 40 m, attraverso la definizione di un angolo di attrito equivalente  $\varphi_s$  per l'interfaccia, fornito dalla seguente relazione:  $\tan \varphi_s = (1-u/\sigma_v) \times \tan \varphi$ , nella quale  $u$  è la pressione interstiziale nel letto di ghiaie,  $\sigma_v$  è la tensione totale media trasmessa dalla torre e  $\varphi$  è l'effettivo angolo di attrito al contatto fra cassone e ghiaia, pari a  $35^\circ$ . Le analisi sono state condotte in condizioni di flusso impedito, assegnando al fluido interstiziale una rigidezza volumetrica di 2.2 GPa; in queste condizioni, il massimo incremento temporale di calcolo che assicura la stabilità dell'analisi è pari a  $8 \times 10^{-7}$  s.

#### 4. Modello strutturale semplificato

Averardi Ripari (2014) e Scardino (2015) hanno messo a punto un modello di calcolo globale per lo studio del comportamento sismico del ponte di Izmit attraverso un'analisi modale. Per effetto della grande luce, e quindi della notevole deformabilità dell'impalcato e del sistema di sospensione, i quattro punti di appoggio del ponte presentano comportamenti dinamici sostanzialmente indipendenti fra loro. Risulta perciò possibile studiare la risposta sismica della singola torre rappresentando il sistema di sospensione e l'impalcato attraverso una combinazione di masse e di vincoli elastici collegati a punti fissi. La Figura 4 illustra schematicamente il modello strutturale semplificato

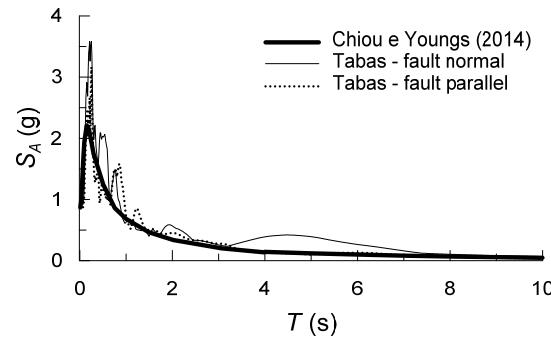


Figura 2. Spettri elastici di risposta delle azioni sismiche

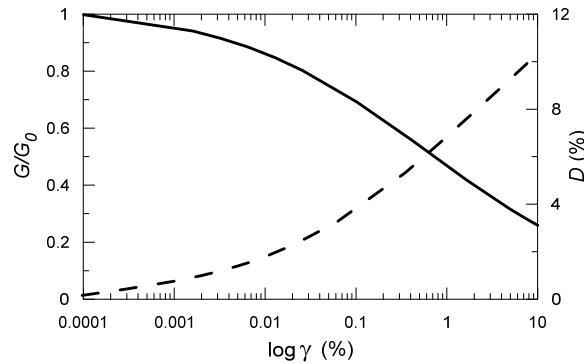


Figura 3. Andamenti del modulo di taglio e dello smorzamento previsti dal modello isteretico.

utilizzato per le torri (Gorini 2015), che è stato messo a punto per riprodurne i primi due modi di vibrare, che si verificano nelle direzioni trasversale e longitudinale, rispettivamente. Il modello è costituito da una serie di elementi *beam* che riproducono fedelmente la distribuzione di masse e rigidezze nelle due gambe della torre e nei due trasversi. Il sistema di sospensione principale è simulato attraverso un insieme di masse e molle, agenti nelle due direzioni longitudinale e trasversale, disposte sulla sommità delle gambe delle torri: le rigidezze sono quelle del sistema di sospensione principale nelle due direzioni, mentre le masse sono ricavate attraverso la procedura di identificazione illustrata in seguito. Lo schema strutturale del ponte prevede che l'impalcato sia vincolato alle torri nella sola direzione trasversale. La presenza dell'impalcato e del sistema di sospensione secondario è perciò simulata mediante l'introduzione di due masse vincolate rigidamente alla torre nella sola direzione trasversale, collegate alla testa delle torri attraverso una coppia di pendoli rigidi oscillanti nel piano longitudinale e collegate a terra con due molle che simulano la rigidezza combinata dell'impalcato e del sistema di sospensione secondario (pendini).

Per consentire ai pendoli di simulare l'effettiva azione di richiamo offerta dal sistema di sospensione secondario, è stato necessario eseguire le analisi dinamiche in condizioni di grandi deformazioni, poiché i pendini si oppongono al moto longitudinale dell'impalcato soltanto per effetto di una modifica della propria configurazione geometrica.

Agli elementi strutturali è stato assegnato uno smorzamento viscoso numerico attraverso l'algoritmo *local damping* implementato in FLAC3D, selezionando un rapporto di smorzamento pari al 2 %. L'efficacia dello smorzamento strutturale è stata controllata analizzando le oscillazioni libere del modello strutturale ottenute a partire dalle deformate modali dei primi due modi di vibrare della torre. Le masse del sistema di sospensione e dell'impalcato partecipanti al modo longitudinale possono pensarsi come la differenza tra la massa partecipante del ponte al modo di vibrare in esame e quella eccitata per le due torri. Quest'ultima è stata calcolata a partire dai risultati di un'analisi modale in cui il modello globale è privo di massa tranne che negli elementi strutturali delle torri, affinché la torre rappresenti l'unica sorgente di massa. Le masse aggiunte alla sommità della torre sono state determinate iterativamente con una procedura di identificazione, che consiste nel sottoporre l'intero modello strutturale a uno *sweep* di frequenze, determinare la frequenza che produce la massima risposta dinamica e controllare sia che questa frequenza coincida con quella associata al corrispondente modo nel modello strutturale globale, sia che la deformata modale, ottenuta in corrispondenza della risposta massima, sia simile a quella fornita dal modello globale.

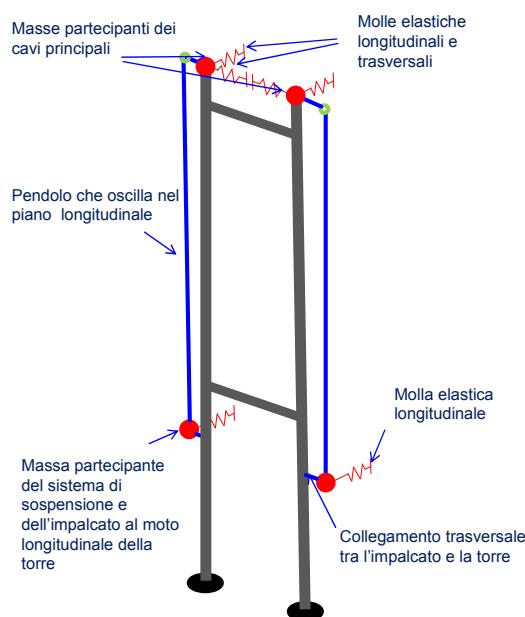


Figura 4. Modello strutturale semplificato di una torre.

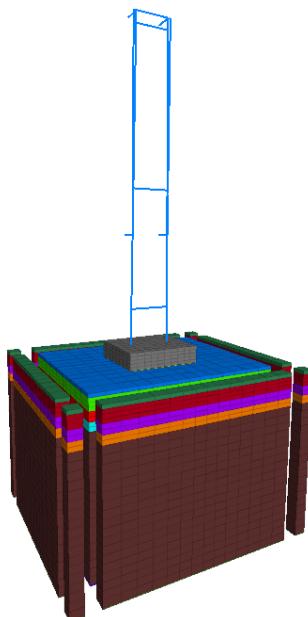


Figura 5. Modello FLAC3D completo.

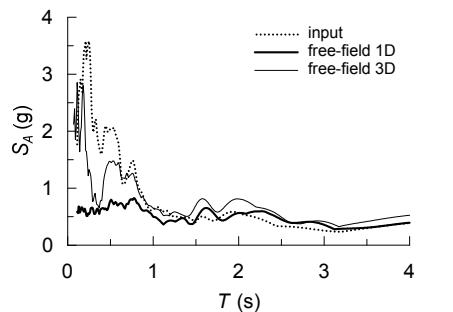


Figura 6. Spettri elastici di risposta ottenuti in condizioni free-field.

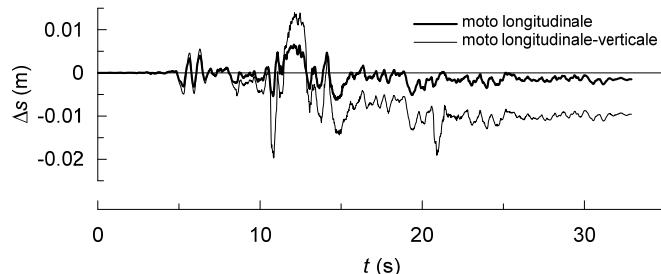


Figura 7. Spostamenti relativi fra il cassone di fondazione e il letto di ghiaia.

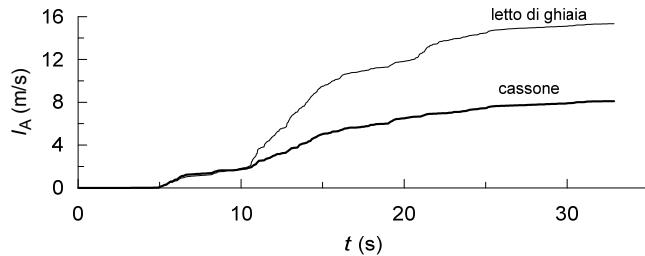


Figura 8. Intensità di Arias dei segnali ottenuti nel cassone e nel letto di ghiaia, nelle analisi svolte con le componenti longitudinale e normale del moto.

Il modello semplificato trasmette in fondazione delle azioni inferiori a quelle effettive, poiché le masse partecipanti ai modi considerati sono solo un'aliquota di quelle totali. Per questo motivo è stato necessario aggiungere in fondazione il peso esercitato dalle forze mancanti, attraverso una distribuzione uniforme di pressioni sul cassone di fondazione.

La Figura 5 mostra il modello di calcolo tridimensionale, nel quale si osservano gli strati di terreno, i contorni *free field*, il cassone e il modello strutturale semplificato.

## 5. Discussione dei risultati e conclusioni

In Figura 6 è mostrato un confronto fra lo spettro elastico di risposta di input e quelli ottenuti, alla profondità di 3 m dal fondale marino, in analisi di *free-field*, nelle quali è stata utilizzata la sola componente orizzontale del moto e non è stata considerata la presenza della struttura in elevazione. Se nelle analisi non viene portata in conto la presenza dell'insieme pali-terreno (*free-field 1D*) il moto in prossimità del fondale marino risulta caratterizzato da una notevole riduzione delle ordinate spettrali per periodi inferiori a 1 s, derivante dal ripetuto raggiungimento della resistenza dei terreni incontrati fino alla profondità di 35 m dal fondale marino. In presenza del continuo elastico che simula la presenza dell'insieme pali-terreno (*free-field 3D*), il moto è invece caratterizzato da una deamplificazione molto meno marcata, limitata ai periodi inferiori a 0.6 s, e da una modesta amplificazione per periodi compresi fra 1.5 e 2.5 s.

Poiché il cassone di fondazione non è collegato strutturalmente alla testa dei pali, al raggiungimento della resistenza disponibile al contatto fra il cassone e il letto di ghiaie possono svilupparsi spostamenti relativi. In Figura 7 sono rappresentati gli andamenti temporali di questi spostamenti relativi per l'analisi di riferimento, nella quale si è utilizzata la sola componente orizzontale dell'azione sismica, agente nella direzione longitudinale, e per un'analisi in cui si è utilizzata anche la componente verticale del moto, opportunamente scalata per portare in conto l'effettiva variazione delle tensioni efficaci agenti sull'interfaccia sommersa. La Figura 7 mostra che, mentre in assenza della componente verticale del moto gli spostamenti relativi risultano trascurabili, in presenza delle azioni verticali, a causa delle istantanee riduzioni delle tensioni normali al contatto tra cassone e ghiaia, si verificano spostamenti relativi di uno-due centimetri in entrambi i versi del moto, con un valore finale di circa un centimetro. Questi spostamenti relativi sono responsabili di una progressiva

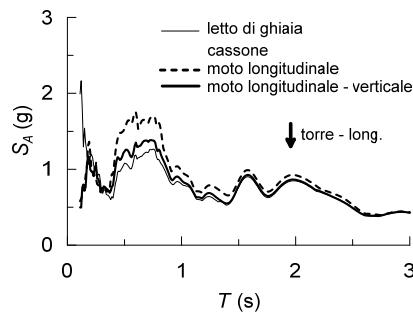


Figura 9. Spettri elastici di risposta ottenuti dalle analisi di interazione con moto orizzontale e verticale.

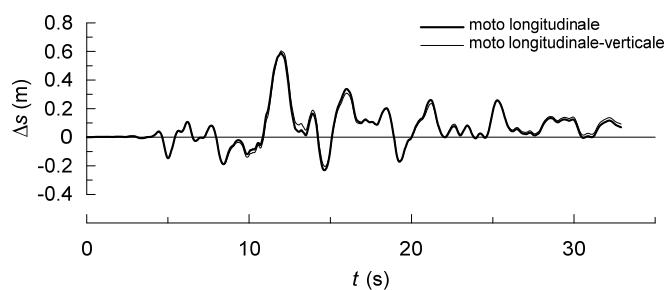


Figura 10. Spostamenti relativi fra il cassone e il bedrock.

dissipazione di energia, evidenziata dal confronto, mostrato in Figura 8, fra gli andamenti dell'intensità di Arias dei segnali ottenuti nel cassone e nel letto di ghiaia. Analizzando gli spettri elastici di risposta ottenuti nelle due zone immediatamente a contatto con l'interfaccia (Figura 9) si nota che gli spettri nel letto di ghiaia e nel cassone si differenziano soprattutto alle alte frequenze ( $T < 0.3$  s), che appaiono perciò influenzare maggiormente il moto relativo fra ghiaia e cassone; nel caso in cui lo scorrimento risulta più significativo (moto longitudinale e verticale) si riducono sensibilmente le ordinate spettrali fra 0.4 e 0.7 s. Il periodo di vibrazione associato al modo longitudinale della sola torre non sembra influenzare significativamente la risposta dinamica dell'insieme terreno-struttura.

Osservando l'evoluzione degli spostamenti relativi fra la formazione di base e il cassone, mostrata in Figura 10, appare però evidente che sia in assenza sia in presenza del moto verticale gli spostamenti subiti dal cassone sono molto maggiori di quelli associati allo scorrimento lungo il letto di ghiaia: si tratta di spostamenti dell'ordine di diversi decimetri, che derivano dal raggiungimento delle resistenze dei terreni posti lateralmente e inferiormente al gruppo di pali. In altri termini, lo studio dell'interazione terreno-struttura per lo specifico caso in esame indica che la capacità della fondazione di dissipare parte dell'energia sismica proveniente dal sottosuolo è legata più alla mobilitazione della resistenza dei terreni di fondazione che alla presenza del dispositivo dissipativo al contatto fra pali e cassone di fondazione.

## Bibliografia

- Averardi Ripari (2014). *Valutazione della sicurezza su base prestazionale di ponti sospesi in zona sismica*. Tesi di laurea magistrale, Sapienza Università di Roma.
- Callisto L., Rampello S. & Viggiani G.M.B. (2013). Soil-structure interaction for the seismic design of the Messina Strait Bridge. *Soil dynamics and Earthquake Engineering* 52, 103-115. doi: 10.1016/j.soildyn.2013.05.005
- Chiou, B. S.-J. and Youngs R.R. (2014). Update of the Chiou and Youngs NGA model for the average horizontal component of peak ground motion and response spectra. *Earthquake Spectra*: August 2014 30, No. 3, pp. 1117-1153. doi: <http://dx.doi.org/10.1193/072813EQS219M>.
- Gorini, D.N. (2015). *Interazione dinamica terreno-struttura per fondazioni di ponti sospesi*. Tesi di laurea magistrale, Sapienza Università di Roma.
- Itasca (2005). FLAC3D, Fast lagrangian analysis of countinua v. 5.0, *User's manual*, Minneapolis, MN, USA,: Itasca Consulting Group.
- Lyngs J.H., Kasper T., Bertelsen K.S. (2013). Modelling of soil-structure interaction for seismic analyses of the Izmit Bay Bridge. In: Delage P., Desrues J., Frank R., Puech A. & Schlosser F., *Challenges and innovations in Geotechnics. Proc. 18th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris*, 763-768.
- Pecker, A. (2003). Aseismic foundation design process, lessons learned from two major projects: the Vasco de Gama and the Rion Antirion bridges. In *ACI Int. Conf. Seismic Bridge Design & Retrofit. La Jolla, California*.
- Scardino (2015). *Collapse behaviour of suspension bridges steel towers*. Tesi di laurea magistrale, Sapienza Università di Roma.