



## Prove su tavola vibrante di un modello di ponte integrale inclusa l'interazione terreno-struttura

Gabriele Fiorentino<sup>a</sup>, Cihan Cengiz<sup>b</sup>, Flavia De Luca<sup>b</sup>, Bruno Briseghella<sup>c</sup>, Davide Lavorato<sup>a</sup>, George Mylonakis<sup>b</sup>, Anastasios Sextos<sup>b</sup>, Camillo Nuti<sup>a</sup>

<sup>a</sup> Dipartimento di Architettura, Università degli Studi Roma Tre, Largo G.B. Marzi 10, 00152 Roma, Italia

<sup>b</sup> Department of Civil Engineering, University of Bristol, University Walk, Bristol BS8 1TR, Regno Unito

<sup>c</sup> College of Civil Engineering, Fuzhou University, 2 Xue Yuan Road, University Town, Fuzhou, Fujian 350108 P. R. China

*Keywords: Ponte Integrale; Interazione terreno-struttura; Tavola vibrante; Scatola di taglio*

### ABSTRACT

I ponti integrali o IABs (Integral Abutment Bridges) sono strutture caratterizzate dall'assenza di appoggi tra impalcato e le spalle e le pile, e di giunti di espansione. Questa configurazione porta ad una riduzione dei costi di costruzione e manutenzione rispetto ai ponti ordinari ma, nello stesso tempo, la natura monolitica di queste strutture porta a complessi fenomeni di interazione tra la struttura ed il terreno, sia nel caso statico (es. espansione termica) sia in quello dinamico (es. azione sismica).

Al fine di indagare il comportamento sismico di queste strutture inclusa l'interazione terreno-struttura, presso il Laboratorio dell'Università di Bristol (UK) è stata svolta una campagna sperimentale su tavola vibrante, inserendo un modello in scala di un ponte integrale, con fondazione su pali, in una scatola di taglio lunga 5 m e larga 1 m (shear stack) riempita con sabbia. In questo lavoro sono presentati alcuni risultati riguardanti la risposta sismica del modello strutturale e del terreno per diverse configurazioni. In particolare, le diverse prove hanno riguardato: (a) l'inserimento tra il terreno di riempimento e le spalle del modello di ponti di strati di materiale compressibile (schiuma poliuretana); (b) il tipo di vincolo in testa al palo (connesso o disconnesso dal piede della spalla).

### 1 INTRODUZIONE

I ponti rappresentano le strutture più vulnerabili nelle reti di trasporto, sia autostradali sia ferroviarie. A causa dell'invecchiamento e della scarsa manutenzione, la maggior parte di queste strutture è soggetta al degrado nel tempo delle proprietà meccaniche. Inoltre, molti ponti costruiti in zone sismiche sono stati realizzati senza considerare le azioni dovute ai terremoti. La risposta dinamica dei ponti può essere fortemente influenzata dall'interazione terreno-struttura. Pertanto, è necessario ricercare soluzioni innovative per la costruzione di nuovi ponti.

I ponti integrali (o IABs, dall'acronimo inglese Integral Abutment Bridges), strutture caratterizzate dall'assenza di apparecchi di appoggio e giunti di espansione termica tra

l'impalcato e le spalle, hanno ricevuto un crescente interesse negli ultimi anni a causa dei loro vantaggi rispetto a ponti convenzionali (Caristo et al. 2018). I ponti integrali sono oggi molto utilizzati in diversi paesi, sia come nuove realizzazioni sia come intervento di retrofitting sui ponti convenzionali (Briseghella e Zordan 2007, Totaro 2014). Gli Stati Uniti (USA) sono stati tra i primi ad adottare questa tipologia di ponte (Burke 1993), infatti più di 13.000 ponti integrali sono stati costruiti dalla metà degli anni 2000. Tuttavia, un numero significativo di IABs può essere trovato in Europa centrale, principalmente in Germania, Svizzera, Regno Unito, Austria, Lussemburgo e Francia (White 2007). Nel Regno Unito, in particolare, tutti i ponti stradali con lunghezze non superiori a 60 m devono essere realizzati come ponti integrali (BD 57/01 2001; Totaro 2019).

Gli IABs vengono utilizzati anche in vari altri paesi, tra cui il Giappone (Nakamura 2002) e l'Australia (Connal 2004). In Cina, le prime applicazioni sono iniziate alla fine degli anni '90, ma solo negli ultimi anni i ponti integrali stanno diventando più popolari (Chen et al. 2013, Munoz et al. 2016).

L'utilizzo dei ponti integrali può portare ad una sensibile riduzione dei costi di manutenzione e gestione dell'infrastruttura. Oltre ai vantaggi economici, la connessione monolitica tra la sovrastruttura del ponte e le spalle garantisce un maggiore iperstaticità, la quale porta a maggiore rigidità della struttura ma anche ad un'interazione più complessa tra la sovrastruttura, le spalle ed il terreno di riempimento. In altre parole, l'interazione tra terreno e struttura (SSI) ha un ruolo significativo nella risposta degli IABs ai carichi orizzontali, sia per le azioni statiche (variazioni termiche) sia dinamiche (azione sismica). I carichi orizzontali possono portare ad alti valori della pressione del terreno sulle spalle. Il contributo delle spalle al comportamento dinamico dei ponti integrali è stato discusso in diversi studi numerici evidenziando l'importanza delle proprietà dinamiche del terreno di riempimento (Kotsoglou e Pantazopoulou 2007, 2009).

Il numero di indagini sperimentali sull'interazione terreno-struttura degli IABs ed il ruolo delle spalle nella risposta sismica sono temi meno trattati. Diverse università statunitensi (Università del Nevada-Reno, Università della California - San Diego, Università della California - Berkeley) si sono concentrate sulla risposta sismica dei ponti con "seat abutments". In particolare, alcuni (Saiidi et al. 2013) hanno eseguito test su tavola vibrante di modelli su larga scala di ponti a due e quattro campate presso l'Università del Nevada, a Reno; Wilson ed Elgamal (2009) hanno fatto prove su tavola vibrante per indagare il contributo delle spalle alla risposta strutturale.

Alcuni autori (Horvath 2004) hanno introdotto la tecnica di interporre strati di materiali geosintetici tra le spalle e il terreno di riempimento con lo scopo di mitigare le pressioni del terreno, principalmente per contrastare le variazioni termiche. Il materiale maggiormente utilizzato per queste applicazioni è il polistirene espanso (EPS Geofoam), disponibile in blocchi, che vengono posizionati tra le spalle ed il terreno, permettendo l'espansione della struttura. Gli studi numerici sulla risposta sismica degli IABs reperibili in letteratura hanno dimostrato i benefici di questi materiali geosintetici che portano alla riduzione delle pressioni e dei

cedimenti del terreno di riempimento (Mitoulis et al. 2016).

In questo lavoro vengono presentati alcuni risultati del progetto SERENA (Seismic Response of Novel Integral Abutment Bridges), finanziato nell'ambito del progetto SERA (Seismology and Earthquake Engineering Research Infrastructure Alliance for Europe) del programma europeo Horizon 2020.

Lo scopo del progetto è quello di eseguire delle prove su tavola vibrante su un modello in scala di ponte integrale, collocato in una "shear stack" – scatola di taglio riempita di sabbia al fine di riprodurre le condizioni naturali del terreno e permettere di simulare l'interazione terreno-struttura. Le prove sono state effettuate per diverse configurazioni, variando il numero di strati di geosintetico interposto tra la spalla ed il terreno (0-1-2 strati) e con i pali di fondazione connessi o disconnessi (Karatzia and Mylonakis 2016) dalla base della fondazione della spalla.

Dopo una descrizione dell'impostazione del test e del protocollo di prova, verranno illustrati e discussi i risultati preliminari relativi alla risposta dinamica del modello.

## 2 PROGRAMMA SPERIMENTALE

### 2.1 Tavola vibrante e Shear Stack

Il simulatore di terremoti EQUALS-BLADE, illustrato in Figura 1, è costituito da una piattaforma in alluminio di dimensioni 3 x 3 m e del peso di 3,8 tonnellate. La tavola è in grado di scuotere un carico utile massimo di 15 t nel range di frequenze di 0-100 Hz.

Il contenitore del terreno "Shear Stack", mostrato in Figura 2, è costituito da undici strati rettangolari in alluminio, alternati da sezioni di gomma che formano una scatola di dimensioni interne 4.80 m di lunghezza, 1 m di larghezza e 1,15 m di profondità (Crewe et al. 1997 Bhattacharya et al. 2012).



Figura 1. Tavola Vibrante dell'Università di Bristol.



Figura 2 Scatola di taglio utilizzata durante la campagna sperimentale

## 2.2 Modello di Ponte Integrale

In Figura 3 è riportato il modello di ponte in scala adottato nelle prove. Nella progettazione e costruzione del modello di ponte, l'obiettivo è stato quello di riprodurre la connessione monolitica tra la sovrastruttura del ponte e le spalle. La spalla e le fondazioni superficiali del ponte sono state realizzate utilizzando piastre di alluminio di spessore pari a 32 mm, collegati da 8 bulloni M12. L'impalcato del ponte è stato realizzato utilizzando quattro travi in acciaio con una lunghezza, larghezza e profondità di 1000, 100 e 30 mm, rispettivamente. Questa soluzione è stata preferita all'utilizzo di una lastra continua al fine di consentire l'accessibilità e l'ispezione dello spazio situato sotto l'impalcato, dal quale è stato possibile operare la disconnessione dei pali di fondazione. Le leggi di scala per passare dal modello a quella del prototipo sono state sviluppate sulla base di lavori di letteratura (ad esempio Veletsos e Younan 1994).



Figura 3 Modello di ponte integrale in scala utilizzato durante le prove.

Ciascuna delle fondazioni superficiali delle spalle era sostenuta da otto pali di fondazione in scala, per un totale di 16 pali. Questi sono stati realizzati con tubi di alluminio cavi con un'altezza di 400 mm e un diametro esterno e uno spessore della parete rispettivamente di 22,24 e 1,3 mm. Un tappo forato di nylon è stato inserito nella parte superiore di ogni palo, come illustrato in Figura 4, per avvitare una barra filettata in acciaio per connettere o disconnettere i pali dalla fondazione.



Figura 4 Tubi di alluminio utilizzati come pali di fondazione del modello di ponte

## 2.3 Proprietà del terreno

Il terreno utilizzato nelle prove di tavola vibrante è la sabbia di tipo Leighton Buzzard sand fraction B (Kloukinas 2014). La superficie libera del terreno è stata fissata a 1 m dal fondo del contenitore. Il terreno è stato depositato nella shear stack in due fasi successive. Inizialmente, uno strato di 400 mm di spessore è stato posizionato attorno ai pali. Questo strato è stato quindi addensato con vibrazioni applicate con la tavola vibrante (rumore bianco). Successivamente, è stato posizionato il modello di ponte nella scatola, ed è stata inserita ancora sabbia fino ad arrivare ad una quota di 600 mm dalla sommità del primo strato.

## 2.4 Strumentazione

La centralina di acquisizione disponibile presso il laboratorio dell'università di Bristol aveva la possibilità di collegare 64 canali. Per eseguire le prove sono stati utilizzati 4 LVDT per misurare gli spostamenti di una spalla (Est), 24 accelerometri disposti sulla tavola vibrante, sulla shear stack, nel terreno di fondazione, in quello di riempimento a diverse quote e sulla struttura del ponte in scala. 32 strain gauges sono invece stati posizionati nella sezione centrale dell'altra spalla (Ovest), sulla fondazione superficiale e su due pali.

Il layout della strumentazione è stato progettato tenendo conto anche di simili test su tavola vibrante eseguiti nel laboratorio EQUALS-

### 3 CAMPAGNA SPERIMENTALE

Durante il programma sperimentale SERENA sono state esaminate cinque diverse configurazioni di prova. Per simulare l'effetto della EPS Geofam sul modello, è stata adottata una schiuma poliuretanic con una densità di 20 kg/m<sup>3</sup>. Nell'esperimento, la schiuma di poliuretano è stata preferita a EPS Geofam perché è facilmente lavorabile in laboratorio ed è caratterizzata da un modulo di taglio inferiore. I test sui materiali sono in corso presso il laboratorio EQUALS-BLADE dell'Università di Bristol per valutare le caratteristiche meccaniche del materiale. Il numero di strati di schiuma poliuretanic (PU) e connessione testa palo sono stati variati per ottenere le diverse configurazioni. Le configurazioni testate sono riportate in Tabella 1.

Tabella 1. Configurazioni testate. n.PU= numero di strati di schiuma; Con.= Pali connessi; Dis. = Pali disconnessi.

N.	Nome	n.PU	Pali
1	EPS2-CP	2	Con.
2	EPS1-CP	1	Con.
3	noEPS-CP	0	Con.
4	noEPS-noCP	0	Dis.
5	EPS1-noCP	1	Dis.

I segnali utilizzati come input per la tavola vibrante sono stati selezionati tra i record sismici della Rete accelerometrica italiana (RAN), scaricabili dal sito Web dello European Strong Motion Database ([www.esm.mi.ingv.it](http://www.esm.mi.ingv.it)). Sono state prese in considerazione solo stazioni sismiche per le quali fossero disponibili i profili della velocità delle onde di taglio  $V_s$ .

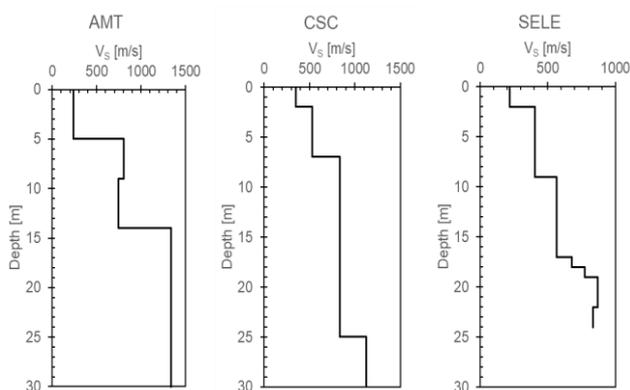


Figura 5 Profili della velocità delle onde di taglio  $V_s$

Per 3 intensità sismiche, corrispondenti a tempi di ritorno dell'azione sismica di 50, 100 e 500 anni, sono stati valutati gli spettri di risposta elastici definiti dalla normativa italiana (NTC 2018), per il sito dell'Aquila. Per ogni periodo di ritorno, a seconda della disaggregazione del rischio, sono stati utilizzati per svolgere la ricerca all'interno del database diversi intervalli di Magnitudo  $M$  e Distanza sorgente-sito- $R$  (in questo caso considerata la distanza epicentrale) per la ricerca nel database. I record naturali (non scalati) sono stati confrontati con lo spettro di normativa per verificare la compatibilità dello spettro. Nella selezione dei segnali, è stata prestata attenzione al contenuto in frequenza (Figura 6), escludendo i record con frequenze superiori a 30 Hz. I record sono scalati nel dominio delle frequenza di un fattore 5 per adattarli al fattore di scala del modello.

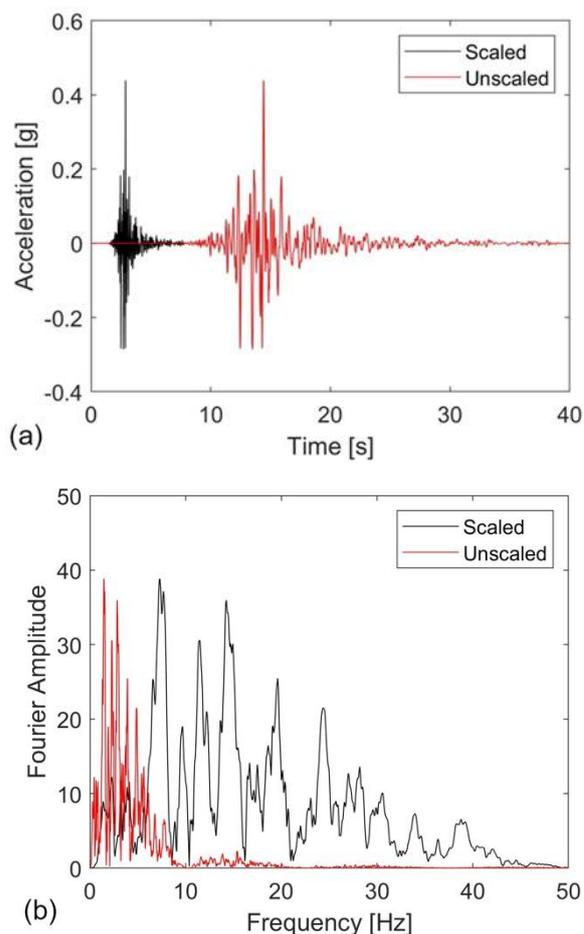


Figura 6 Confronto tra la versione scalata nel tempo (nero) e non scalata nel tempo (rosso) di: (a) uno degli accelerogrammi applicati alla tavola vibrante; (b) la trasformata di Fourier dello stesso segnale scalato e non scalato.

Nella Figura 6a sono riportati gli accelerogrammi scalati e non scalati della componente orizzontale del Record 6 relative al

terremoto del 30 ottobre 2016 registrato presso la stazione Amatrice (AMT). L'effetto di scalatura del tempo è evidente nella Figura 6b in cui sono mostrati gli spettri di ampiezza di Fourier dei due segnali. Il record 6 è caratterizzato da un'accelerazione di picco di 0.44 g. Inoltre, con lo scopo di riportare i segnali al bedrock è stata svolta una deconvoluzione del segnale con DEEPSOIL (Hashash et al. 2016).

#### 4 RISULTATI PRELIMINARI

In ciascuna configurazione, è stata impiegata una sequenza di segnali, inclusi test di white noise per valutare le frequenze proprie del modello. Hammer test sono stati eseguiti tra una configurazione e l'altra per valutare i cambiamenti di frequenze del sistema. Nella Tabella 2 sono riportate le frequenze ottenute con il white noise per ciascuna configurazione di test, dove si vede che la frequenza iniziale varia tra 9 e 17 Hz per tutti i modelli.

Tabella 2. Frequenze ottenute nelle diverse configurazioni

N.	Nome	Frequency [Hz]
1	EPS2-CP	16.7
2	EPS1-CP	14.0
3	noEPS-CP	13.8
4	noEPS-noCP	14.3
5	EPS1-noCP	9.9

Le figure 7 ed 8 riportano alcuni risultati preliminari in termini di massime accelerazioni registrate dagli accelerometri posizionati nel terreno di riempimento e sul modello di ponte. In particolare, le figure riportano le massime risposta in accelerazione corrispondente all'istante in cui si verifica il picco massimo di accelerazione in direzione Ovest (corrispondente al picco positivo nel grafico di figura 6a) per ognuno degli accelerometri orizzontali. I risultati in Figura 7 sono relativi alle configurazioni con i pali connessi, mentre nella Figura 8 sono riportate quelle con i pali disconnessi.

Se si osservano le accelerazioni dell'array verticale disposto nel terreno lontano dalle spalle si nota, sia in Figura 7 sia in Figura 8, che c'è amplificazione del moto dal basso verso l'alto della shear stack. In effetti il moto di Free Field dovrebbe essere sostanzialmente indisturbato dalle diverse configurazioni adottate per la spalla ed i pali.

Il buon comportamento della scatola di taglio è confermato dalle accelerazioni registrate sulla

scatola stessa, del tutto simili a quelle registrate dall'accelerometro posto a 0.4 m dal fondo della scatola.

Per quanto riguarda il terreno di riempimento dietro alla spalla, si osserva nella Figura 7 che le accelerazioni aumentano passando dalla configurazione senza schiuma poliuretanicamente dietro alla spalla a quella con 1 e 2 strati, rispettivamente. Ciò che è interessante notare è che all'aumentare delle accelerazioni nel terreno, l'accelerazione orizzontale sul ponte si riduce nei due casi con la schiuma poliuretanicamente.

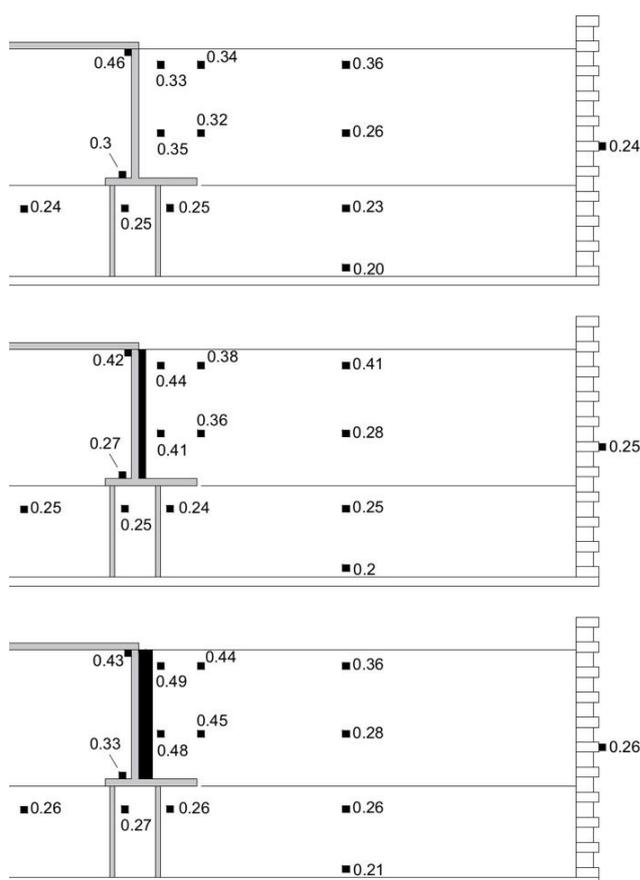


Figura 7 Risultati in termini di massima accelerazione per le configurazioni con pali connessi alle fondazioni superficiali: noEPS-CP (in alto), EPS1-CP (al centro), EPS2-CP (in basso).

La riduzione delle accelerazioni è ancora maggiore nel caso di pali disconnessi, come illustrato in Figura 8, dove si passa da un'accelerazione di 0.43 g del caso senza schiuma poliuretanicamente a una di 0.36 g nel caso senza schiuma.

#### 5 CONCLUSIONI

I ponti integrali necessitano di un'attenta analisi dell'interazione terreno-struttura a causa

della natura monolitica della connessione tra impalcato e spalle. Il primo scopo del progetto SERENA era quello di testare sulla tavola vibrante un modello di ponte integrale inserito in una scatola di taglio o shear stack al fine di simulare l'interazione tra il ponte, le fondazioni ed il terreno per diverse configurazioni, al variare delle condizioni della spalla (senza e con uno o più strati di schiuma poliuretanic) e dei pali (connessi e disconnessi). Gli accelerogrammi naturali utilizzati nelle prove sono stati estratti dalla Rete Accelerometrica Nazionale, e scalati nel tempo per tenere conto delle maggiori frequenze del sistema terreno-struttura in scala.

I risultati preliminari mostrano che le strategie di mitigazione messe in atto sono efficaci. In particolare per quanto riguarda le accelerazioni, esse si riducono passando dai casi senza schiuma poliuretanic a quelli con la schiuma, e passando dai pali connessi ai pali disconnessi.

È in corso un lavoro di elaborazione delle leggi di scala per passare dal modello al prototipo, che permetteranno di estendere i risultati ottenuti con questo esperimento a ponti integrali realmente esistenti.

Inoltre, i futuri lavori riguarderanno la simulazione numerica mediante programmi FEM delle prove sperimentali.

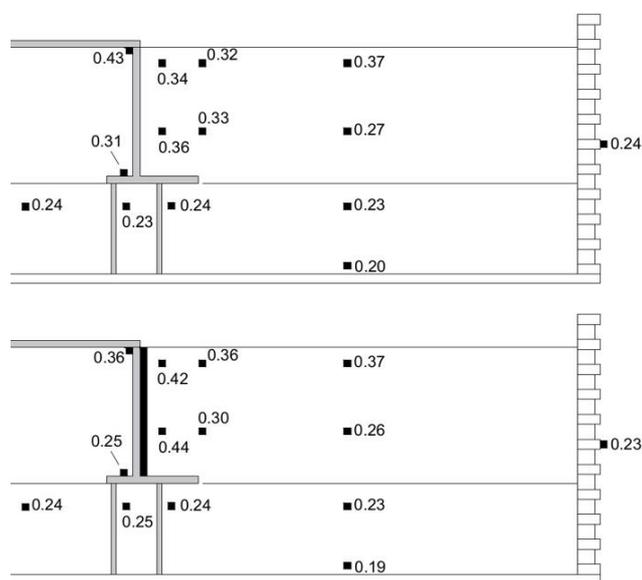


Figura 8 Risultati in termini di massima accelerazione per le configurazioni con pali disconnessi dalle fondazioni: noEPS-noCP (in alto), EPS1-noCP (in basso).

## ACKNOWLEDGEMENTS

Il progetto SERENA è finanziato dal programma dell'Unione Europea HORIZON

2020 [H2020 2014-2010] con il grant agreement numero 730900 [SERA].

## RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- BD 57/01 (2001) Design for durability. The Highways Agency.
- Bhattacharya, S., Lombardi, D., Dihoru, L., Dietz, M. S., Crewe, A. J., & Taylor, C. A. (2012). Model container design for soil-structure interaction studies. In *Role of seismic testing facilities in performance-based earthquake engineering* (pp. 135-158). Springer, Dordrecht.
- Briseghella, B., Zordan, T. (2007). Integral abutment bridge concept applied to the rehabilitation of a simply supported concrete structure. *Structural Concrete*, **8**(1), 25-33.
- Burke Jr., M.P., (1993). Integral bridges: attributes and limitations. *Transportation Research Record* 1393, 1-8.
- Caristo A., Barnes J., Mitoulis S.A., Numerical modelling of integral abutment bridges under seasonal thermal cycles. In *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Bridge Engineering*, **171**(3), 179-190. Thomas Telford Ltd, 2018.
- Cavallaro, A., Maugeri, M., Mazzarella, R. (2001). Static and dynamic properties of Leighton Buzzard sand from laboratory tests.
- Chen, B., Zhuang, Y., Briseghella, B. (2013). *Joint-less Bridges* (in Chinese). China Communications Press.
- Connal, J., (2004). Integral abutment bridges-Australian and US practice. 5th Austro-ads bridge conference, Hobart, Tasmania
- Crewe, A. J., Lings, M. L., Taylor, C. A., Yeung, A. K., & Andrighetto, R. (1995). Development of a large flexible shear stack for testing dry sand and simple direct foundations on a shaking table. *European seismic design practice*. Balkema, Rotterdam, 163-168.
- Fiorentino G., Cengiz C., De Luca F., De Benedetti G., Lolli F., Dietz M., Dihoru L., Lavorato D., Karamitros D., Briseghella B., Isakovic T., Vrettos C., Topa Gomes A., Sextos A., Mylonakis G., Nuti C. (2019), Shaking Table Tests on an Integral Abutment Bridge Model: Preliminary Results, COMPADYN 2019, 7th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, M. Papadrakakis, M. Fragiadakis (eds.), Crete Island, Greece, 24-26 Giugno 2019.
- Fiorentino, G., Nuti, C., Squeglia, N., Lavorato, D., Stacul, S. (2018). One-Dimensional Nonlinear Seismic Response Analysis Using Strength-Controlled Constitutive Models: The Case of the Leaning Tower of Pisa's Subsoil. *Geosciences*, **8**(7), 228.
- Hashash, Y. M. A.; Musgrove, M. I.; Harmon, J. A.; Groholski, D. R.; Phillips, C. A.; Park, D. DEEPSOIL 6.1. User manual 2016.
- Horvath, J. S. (2004). Integral-abutment bridges: a complex soil-structure interaction challenge. In *Geotechnical Engineering for Transportation Projects* (pp. 460-469).
- Karatzia, X., & Mylonakis, G. (2016). Horizontal stiffness and damping of piles in in-homogeneous soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **143**(4), 04016113.
- Kloukinas, P., Penna, A., di Santolo, A. S., Bhattacharya, S., Dietz, M. S., Dihoru, L., Evangelista, A., Simonelli, A.L., Taylor, C.A., Mylonakis, G. (2014). Experimental investigation of dynamic behavior of cantilever

- retaining walls. In *Seismic Evaluation and Rehabilitation of Structures* (pp. 477-493). Springer, Cham.
- Kotsoglou, A., Pantazopoulou, S. (2007). Bridge-embankment interaction under trans-verse ground excitation. *Earthq Eng Struct Dyn* 36:1719–1740
- Kotsoglou, A., Pantazopoulou, S. (2009). Assessment and modeling of embankment participation in the seismic response of integral abutment bridges. *Bull Earthq Eng* 7, 343–361
- Munoz, M., Briseghella, B., Nuti, C., Xue, J., Semi static loads in an integral abutment bridge, (2016) IABSE Conference, Guangzhou 2016: Bridges and Structures Sustainability - Seeking Intelligent Solutions - Report, pp. 61-69.
- Nakamura, S., Momijama, Y., Hosaka, T., Homma, K., (2002). New technologies of steel/concrete composite bridges. *Journal of Constr Steel Res* 58(99–130)
- Mitoulis S., Palaiochorinou A., Georgiadis I., Argyroudis S., Extending the application of integral frame abutment bridges in earthquake-prone areas by using novel isolators of recycled materials. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 45(14), 2283-2301, 2016.
- Saiidi, M., Vosooghi A, Nelson R, 2013. Shake Table Studies of A Four-Span Reinforced Concrete Bridge, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Special Issue: NEES 2: Advances in Earthquake Engineering, 139 (8), 1352-1361.
- Totaro A., 2014. PhD thesis: Retrofit and seismic adjustment techniques of existing bridges: integral bridges as possible solution, Brescia.
- Totaro, A., 2019. Integral Bridge Design From The UK Highways Perspective, *COMPDYN 2019*, 7th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, M. Papadrakakis, M. Fragiadakis (eds.), Crete, Greece, 24–26 June 2019.
- Veletsos, A. S., Younan, A. H. (1994). Dynamic soil pressures on rigid vertical walls. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 23(3), 275-301.
- White, H., (2007). Integral abutment bridges: comparison of current practice between European countries and The United States of America, special report 152. Transportation Research and Development Bureau, New York State Department of Transportation.
- Wilson P, Elgamal A, (2009) Full-scale shake table investigation of bridge abutment lateral earth pressure, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 42(1).
- Zordan, T., Briseghella, B., & Lan, C. 2011. Analytical formulation for limit length of integral abutment bridges. *Structural Engineering International*, 21(3), 304-310.