

## SPERIMENTAZIONE SU TAVOLA VIBRANTE DEL COMPORTAMENTO DI MURI A MENSOLA IN CONDIZIONI SISMICHE

A. Evangelista, A. Scotto di Santolo, A. Penna  
*Università degli studi di Napoli Federico II, CIMA*  
e-mail [evangeli@unina.it](mailto:evangeli@unina.it); [anscotto@unina.it](mailto:anscotto@unina.it); [aupenna@unina.it](mailto:aupenna@unina.it)

A. L. Simonelli & A. Dello Russo  
*Università del Sannio*  
e-mail [alsimone@unisannio.it](mailto:alsimone@unisannio.it);

G. Mylonakys & P. Kloukinas  
*Università di Patrasso, Grecia*  
e-mail [mylo@upatras.gr](mailto:mylo@upatras.gr); [pkloukin@upatras.gr](mailto:pkloukin@upatras.gr)

C. Taylor, S. Bhattacharya, M. Dietz, L. Dihoru  
*University of Bristol (Regno Unito)*  
e-mail [colin.taylor@bristol.ac.uk](mailto:colin.taylor@bristol.ac.uk); [s.bhattacharya@bristol.ac.uk](mailto:s.bhattacharya@bristol.ac.uk) [m.dietz@bristol.ac.uk](mailto:m.dietz@bristol.ac.uk);  
[luiza.dihoru@bristol.ac.uk](mailto:luiza.dihoru@bristol.ac.uk)

### Sommario

Il comportamento dinamico di muri a mensola è stato analizzato attraverso una sperimentazione su modelli su tavola vibrante 1 g. Il programma sperimentale ha compreso diverse geometrie del muro, proprietà dello strato di base e del terreno di riempimento. I modelli sono stati sottoposti ad accelerazioni armoniche e a reali terremoti selezionati dal database italiano e americano. I risultati delle indagini sperimentali sono in buon accordo con quelli dedotti con il modello teorico proposto da Evangelista et al. (2009) per la valutazione della spinta e degli scorrimenti permanenti dell'opera. I risultati ottenuti sono utili per la comprensione e l'ottimizzazione della progettazione in campo sismico di questa particolare struttura di sostegno.

### Introduzione

I muri di sostegno a mensola in cemento armato rappresentano una tipologia di opera molto diffusa. È considerata vantaggiosa rispetto ai muri a gravità convenzionali perché unisce economia, facilità di costruzione e installazione. Il principio di progetto è ritenuto particolarmente razionale, in quanto sfrutta l'azione stabilizzante del peso del terreno sulla lastra di base, consentendo così la costruzione di muri di notevole altezza. L'approccio tradizionale per l'analisi delle pareti a sbalzo si basa sul noto procedimento dell'analisi di equilibrio in condizioni limite di deformazione piana, valutando la spinta in corrispondenza della parete verticale ideale passante per il punto più interno della lastra di base. Chiaramente, la presenza della massa di terreno sopra la lastra di base interna complica l'interpretazione del comportamento del sistema suolo-parete, soprattutto in presenza di carichi sismici. In realtà molti codici moderni, tra cui gli Eurocodici (Eurocode8-Part 5, 2003) e il regolamento edilizio italiano (NTC, 2008), si riferiscono ai soli muri a gravità. Il comportamento sismico di tali strutture rimane poco esplorato. I recenti risultati teorici (Evangelista et al 2009, 2010; Kloukinas & Mylonakis, 2011) per il caso sismico hanno consentito la determinazione delle soluzioni in forma chiusa sia per il

coefficiente di spinta pseudo-statico,  $K_{AE}$  sia per l'inclinazione della spinta risultante,  $\delta_E$ . Tali studi hanno indotto i ricercatori a eseguire prove in piccola scala a conferma di tali risultati.

### Modellazione su tavola vibrante

Le dimensioni del modello sono illustrate nella Figura 1, con l'indicazione del tipo e delle posizioni della strumentazione utilizzata. Il modello è costituito da una parete, a forma di T (configurazione 1) e a L (configurazione 2 e 3), alta 0,6 m e lunghezza variabile in funzione del cinematisma di progetto, poggiante su uno strato spesso 0,4m (pari alla larghezza massima del muro di fondazione, B). Sono stati utilizzati 21 accelerometri 1-D per monitorare la tavola vibrante, la scatola e il sistema muro- terreno. Ovviamente la strumentazione è stata concentrata nella principale area d'interesse - la parete stessa e la massa di terreno sopra la mensola e nelle sue vicinanze - nonché per misurare la risposta nel campo libero. I trasduttori LVDT sono utilizzati per misurare gli spostamenti permanenti della parete. Inoltre sono stati attaccati 32 estensimetri sulla mensola verticale e sulla base della parete, in tre sezioni, per controllare la flessione della parete. Complessivamente sono stati impiegati 57 canali di dati su un massimo di 61. I rimanenti 4 canali sono stati utilizzati inizialmente per misurare gli spostamenti del piano campagna con trasduttori tipo INDIKON senza contatto, poi dismessi a causa delle restrizioni della loro gamma operativa. In alternativa è stata utilizzata per questo scopo una griglia di sabbia colorata e le prove sono state riprese con un sistema di telecamere. Il condizionamento del segnale è stato eseguito tramite moduli amplificatori adeguati, consentendo l'ottimizzazione sia della tensione di eccitazione, di guadagno e offset. I segnali amplificati sono stati forniti a un filtro multicanale programmabile FERN EF6 che è stato fissato per tutti i canali a una frequenza di 80 Hz per ridurre il rumore. I dati sono stati acquisiti a una velocità di 1024 Hz, tranne che per le prove di rumore bianco acquisite a 256Hz.

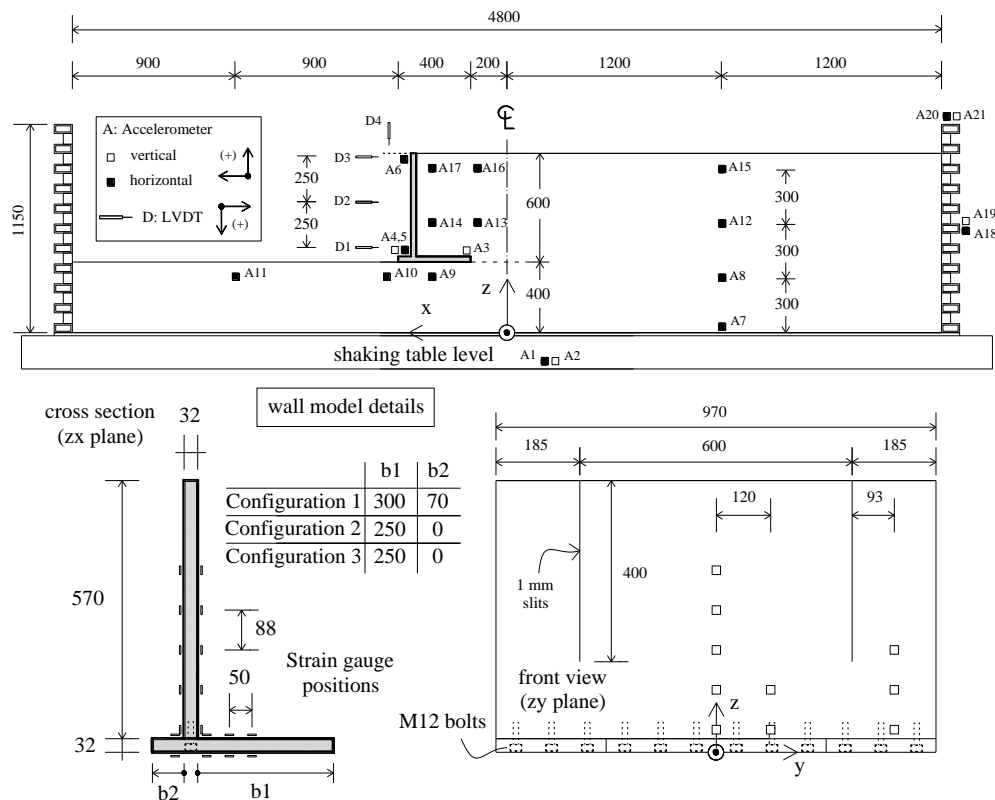


Figura 1. Geometria e strumentazione del modello muro-terrapieno (dimensioni in mm)

La configurazione del terreno consiste di uno strato denso di base e di un deposito meno addensato. Il materiale utilizzato per entrambi i livelli è la Leighton Buzzard (LB) sabbia BS 881-131, Frazione B ( $D_{50} = 0,82$  mm,  $G_s = 2640$  kg/m<sup>3</sup>,  $e_{min} = 0,486$ ,  $e_{max} = 0,78$ ). Questo particolare terreno è stato ampiamente utilizzato nel campo della ricerca sperimentale a Bristol ed è disponibile la caratterizzazione meccanica per una vasta gamma di densità e di rigidità (e.g. Cavallaro et al, 2001). La densità media di ogni strato è stata controllata sulla base delle misure del peso di sabbia versata e del volume occupato. Il deposito di base è stato realizzato attraverso strati di 150-200 mm per un'altezza di 0,6 m, addensato attraverso vibrazione fino a raggiungere l'altezza di 390 millimetri. Lo strato superiore è formato dalla stessa sabbia ma senza addensamento. La deposizione è stata eseguita mantenendo costante l'altezza di caduta, approssimativamente uguale a 200 mm al fine di minimizzare l'effetto di addensamento del flusso verso il basso di sabbia.

Il muro è stato costruito in alluminio 5083. La larghezza della parete è di 970 millimetri. Le proprietà dell'alluminio sono:  $\gamma = 27$  kN/m<sup>3</sup>, modulo di Young  $E = 70$  GPa, rapporto di Poisson  $\nu = 0.3$ . Sono state impiegate durante le prove tre diverse configurazioni (# 1, # 2, # 3) per valutare diversi meccanismi di rottura. Le caratteristiche geometriche sono riportate in Fig. 1. La configurazione 1 è stata definita con riferimento ad un meccanismo di puro scorrimento. Nella seconda configurazione (2 e 3), il tallone del muro è stato accorciato di 50 mm e la punta è stata completamente rimossa per facilitare il ribaltamento rispetto allo scorrimento. Per ottenere il ribaltamento come meccanismo prevalente è stato necessario incrementare la resistenza di attrito dell'interfaccia di base da 23.5° (#2) a 28° (#3) (approssimativamente uguale all'angolo di stato critico), incollando della carta vetrata. Gli angoli di interfaccia di attrito sono stati misurati mediante prove di trazione statiche sulla parete. Le differenze tra queste tre configurazioni, in termini di stati limite ultimi secondo l'EC7 sono riassunti nella Tabella 1. Una serie di immagini dei dettagli del modello e delle procedure di installazione sono riportati in Figura 2.

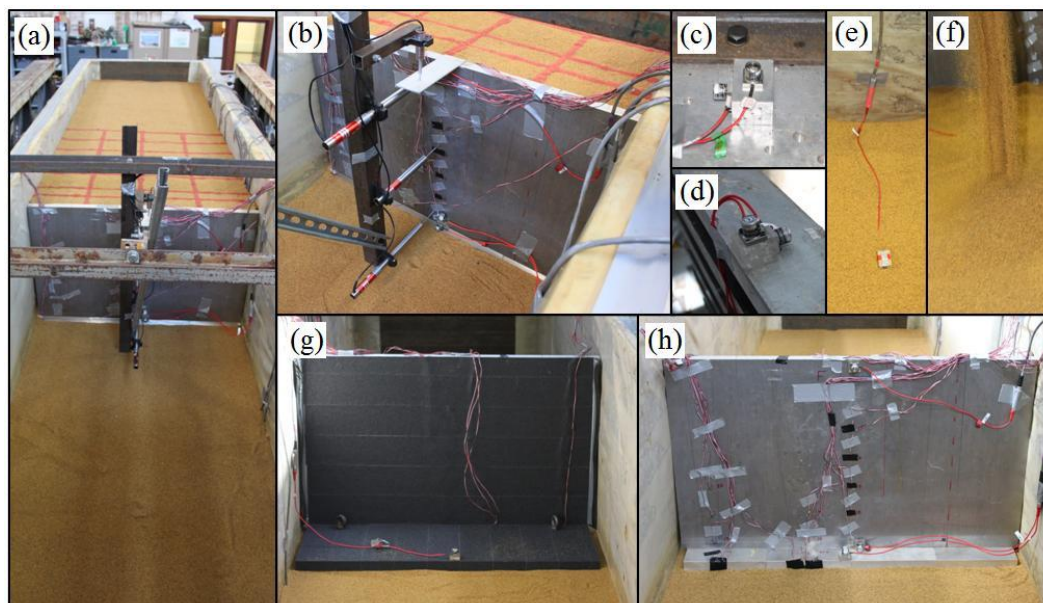


Figura 2. Dettagli sperimentali: (a) vista longitudinale del modello, (b) prospetto della parete –Config.2, (c),(d) accelerometri posti sulla tavola e sul primo anello della SS, (e) accelerometro nel deposito, (f) deposizione pluviale della sabbia, (g), (h) parete interna ed esterna del muro Config. 1

## Procedure sperimentali

Per ogni configurazione del sistema muro terreno sono state eseguite le seguenti prove:

1. *White noise excitation*: Durante tali prove è stato impiegato un segnale di rumore casuale di larghezza di banda 1-100 Hz e di accelerazione RMS = 0,005 g. Durante ogni serie di prove sperimentali, e la simultanea acquisizione dati, il sistema è stato monitorato utilizzando due canali di un analizzatore di spettro (Advantest 9211C). L'analizzatore calcola la funzione di risposta in frequenza (FRF) tra l'ingresso e l'uscita dei segnali di interesse. La funzione di risposta in frequenza è applicata al prodotto tra i dati e una finestra di Hanning (rettangolare). La frequenza naturale e i valori di smorzamento sono stati determinati per ogni frequenza di risonanza fino a 40Hz (cioè entro l'intervallo di frequenze sismiche) e fittando l'output dell'analizzatore con una curva mediante la tecnica dei minimi quadrati.
2. *Eccitazioni Armoniche*: è stata utilizzata una funzione sinusoidale costituita da 15 cicli costanti. Per attenuare la transizione tra la risposta transitoria e lo stato stazionario, l'eccitazione comprende una rampa crescente di 5 cicli fino al livello di accelerazione di prova, un tratto costante e una rampa di 5-cicli decrescente fino a zero. Sono state considerate 5 frequenze (4, 7, 13, 25 e 43 Hz) a bassa ampiezza (0.05g) per studiare la risposta dinamica del sistema. E' stata poi analizzata la risposta del sistema per una serie di eccitazioni armoniche con frequenza costante di 7Hz e ampiezza crescente, fino alla rottura. Queste prove possono essere interpretate nell'approccio pseudo-statico, perché la frequenza utilizzata è molto inferiore a quella di risonanza del sistema.
3. *Eccitazioni sismiche*: sono stati selezionati dal database italiano e americano tre registrazioni di terremoti. In particolare, la registrazione del terremoto di Tolmezzo in Friuli, del 1976, quello di Sturmo dell'Irpinia, 1980 e quello di Northridge di Los Angeles, 1994. I segnali registrati sono stati scalati di un fattore di frequenza scala pari a 5, assumendo un fattore di scala geometrico  $n = 9$  corrispondente ad un prototipo alto 5,4 m e applicando la legge di scala  $n^{0.75}$ , che è valida per la modellazione ad 1g (Muir Wood et al, 2002). I segnali scalati in frequenza sono stati applicati con bassa ampiezza (di 0.05g) per di misurare la risposta dinamica del modello. Successivamente sullo stesso modello è stato selezionato l'input di Sturmo per effettuare test di ampiezza crescente, fino alla rottura del sistema.

Tabella 1. Accelerazione critica e coefficienti di sicurezza per le tre configurazioni analizzate relativi ai differenti cinematismi (SF)

Configurazioni	$\varphi$ (°)	$\delta$ (°)	Critical acceleration for $SF_{sliding} = 1$	$SF_{Bearing\ capacity}$ at critical sliding acceleration	Critical acceleration for $SF_{Bearing\ capacity} = 1$	$SF_{sliding}$ at critical bearing capacity acceleration
Configuration 1	38	23.5	0.18g	7.45	0.35g	0.68
Configuration 2		23.5	0.14g	1.46	0.17g	0.93
Configuration 3		28	0.23g	0.44	0.17g	1.14

## RISULTATI

Le misure sperimentali tipiche sono illustrate nella Figura 3 in termini di accelerazioni, spostamenti ed incrementi del momento flettente per la configurazione 1 e 3 per l'input armonico. Si è osservato un cinematismo di pura traslazione per la configurazione 1 e di rotazione per la configurazione 3 in accordo con i coefficienti di sicurezza riportati in Tab.1.

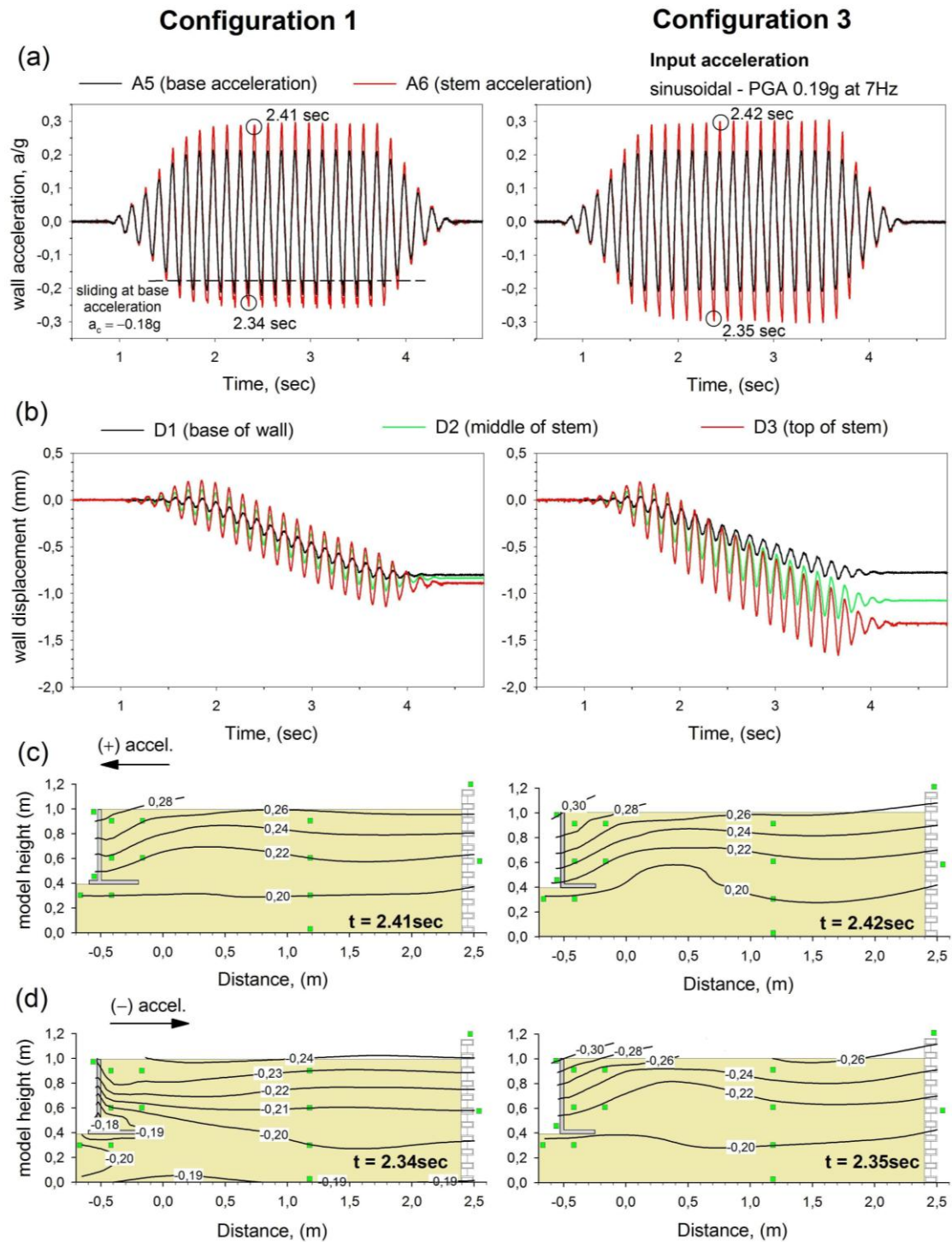


Figura 3. Confronto fra le risposte ottenute durante le accelerazioni armoniche per la configurazione 1 e 3: (a) accelerazioni misurate sul muro, (b) spostamenti del muro corrispondenti, (c) distribuzione delle accelerazioni in direzione positiva (le forze di inerzia massime sono dirette verso il backfill), (d) distribuzione delle accelerazione in direzione negativa (le forze di inerzia massime sono dirette verso il muro)

Sia sul muro sia nel deposito è stata osservata l'amplificazione delle accelerazioni, e quindi anche dei momenti flettenti della mensola, per tutte le eccitazioni armoniche, mentre per le prove con gli input reali sono state misurate accelerazioni più uniformi mostrando quindi condizioni più vicine alle ipotesi dell'analisi pseudostatica. Le misure di spostamento hanno

confermato le previsioni del cinematisimo ed i livelli di accelerazione critica. Si è osservato che l'accelerazione critica non è costante durante il sisma ma cresce. Ciò può essere attribuito all'incremento dell'inclinazione della spinta, come illustrato in Evangelista et al. (2010) o a un incremento della spinta passiva indotta dalla leggera penetrazione della punta del muro conseguente alla lieve rotazione subita. Infine, sono stati filmati e analizzati i profili del piano campagna per visualizzare le superfici di scorrimento. Si è osservata la formazione delle zone di rottura teoriche solo per i terremoti, mentre nel caso di eccitazione armonica il profilo del piano campagna ha assunto una forma quasi parabolica. Ciò può essere spiegato considerando che gli effetti dinamici sono amplificati durante l'eccitazione armonica rispetto a quelle sismiche a parità di livello di accelerazione massima. Inoltre, i meccanismi di rottura rilevati confermano le stime delle proprietà dei materiali e le teorie poste alla base della progettazione dei modelli.

### **Conclusioni**

Sono state eseguite una serie di prove su modelli in scala di muri di sostegno a mensola sulla tavola vibrante presso il laboratorio BLADE dell'Università di Bristol. La motivazione iniziale di questo studio sperimentale è stata la convalida delle soluzioni teoriche sviluppate dagli autori (Evangelista et al, 2010, 2011; Kloukinas e Mylonakis, 2011) per la mancanza di specifici regolamenti stabiliti in codici sismici, tra cui l'EC-8. La preliminare interpretazione dei risultati sperimentali conferma le previsioni dell'analisi teorica, con riferimento ai meccanismi di rottura e alle accelerazioni critiche del sistema. Le analisi pseudo-statiche sono adeguate sia per l'eccitazione armonica sia sismica, sebbene siano evidenti importanti effetti dinamici prevalentemente nel primo caso, dovuti all'interazione della parete con il riempimento. I risultati misurati in presenza di terremoti reali sono stati più prossimi alle assunzioni dell'analisi pseudo-statica, e cioè distribuzione uniforme dell'accelerazione e risposta rigida del riempimento.

### **Ringraziamenti**

L'attività sperimentale è stata condotta nell'ambito del progetto *Seismic Engineering Research Infrastructures for European Synergies (SERIES) project*, finanziato nell'ambito del 7° programma della Comunità Europea. La ricerca rientra nell'ambito del progetto DPC RELUIS 2010-2013 linea MT3.

### **Bibliografia**

- Cavallaro A, Maugeri M, Mazzarella R (2001) Static and dynamic properties of Leighton Buzzard sand from laboratory tests. Proc. of 4<sup>th</sup> ICGEE and soil dyn., San Diego, California, March 26-31, 2001.
- Eurocode 8, (2003). Design provisions for earthquake resistance of structures, Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects, CEN E.C. for Standardization, Bruxelles.
- Evangelista A., Scotto di Santolo A., Simonelli A.L. (2010). "Evaluation of pseudostatic active earth pressure coefficient of cantilever retaining walls", *Soil Dynamics & Earthquake Eng.*, Vol. 30, Issue 11, pp 1119-1128.
- Evangelista A., Scotto di Santolo A. (2011). "Dynamic active earth pressure on cantilever retaining walls". *Computers and Geotechnics*, 28 (2011) 1041-1051.
- Kloukinas, P. and Mylonakis, G. (2011). "Rankine Solution for seismic earth pressures on L-shaped retaining walls", *5ICEGE*, Santiago, Chile, January 10-13, 2011.
- Muir Wood D., Crewe A. & Taylor C.A. (2002). 'Shaking Table Testing of Geotechnical Models', *UPMG-International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, Vol. 2, p.01-13.
- NTC (2008). Italian Building Code, DM 14 Jan., G.U. n. 29, 4 Feb., n. 30.