



LA VALIDAZIONE DEI MODELLI NUMERICI DINAMICI DI OPERE ESISTENTI: SPUNTI DAL VIADOTTO PEOPLE MOVER DI BOLOGNA

Silvia Castellaro¹, Stefano Isani²

¹ Università di Bologna, Dip. Fisica e Astronomia, viale C. B. Pichat 8, Bologna

² Matildi + Partners, vicolo Sant'Arcangelo 2, Bologna

Sommario

Uno dei problemi attuali dell'ingegneria civile è la validazione dei modelli numerici del comportamento dinamico delle strutture a fronte dei dati sperimentali. Tra modello numerico e struttura reale esiste spesso una differenza principale, relativa al fatto che nei modelli si contempla comunemente (o primariamente) la parte strutturale mentre le misure sperimentali vengono solitamente effettuate a struttura finita, completa di elementi non strutturali. Tuttavia vi sono opere (come i ponti o le loro pile, prima della messa in posto dell'impalcato) in cui gli elementi non strutturali sono ridotti al minimo e ci si attende che i modelli numerici siano più vicini al dato sperimentale anche in assenza di calibrazione specifica.

Qui analizziamo il caso del People Mover di Bologna, il treno monorotaia destinato a collegare l'aeroporto alla stazione di Bologna. Tale treno autoguidato viaggia su un binario sostenuto da 125 pile, lungo un percorso di 4.8 km. Le pile, distribuite lungo il tracciato e alte da 1 a 25 m, hanno forme e dimensioni diverse e sono fondate, attraverso fondazioni dirette o indirette, su terreni alluvionali differenti. La modellazione numerica del comportamento dinamico di una pila dovrebbe essere un compito relativamente semplice, per via della semplicità geometrica dell'oggetto, che di fatto non ha elementi non strutturali e non ha altri vincoli oltre alla fondazione. Mostreremo invece come la stima per via numerica della risposta dinamica di oggetti apparentemente così semplici possa deviare ampiamente dalla realtà, a causa ad esempio dello specifico terreno attraversato e del tipo di fondazione. Vedremo come quantificare sperimentalmente sia quanto il terreno agisca da incastro rigido o cedevole per la struttura e come varia la dinamica dell'opera in esame in funzione di variabili esterne, quali la temperatura, proponendo così dei limiti alla ricerca dell'uguaglianza tra modello numerico e dato sperimentale legati alla variabilità di quest'ultimo.

1. Introduzione

Nell'ingegneria sismica le strutture sono interpretate sistemi oscillanti i cui periodi di vibrazione caratteristici (modi propri) dipendono dalla massa e dalla rigidità. Come noto, il progettista stima tali periodi e deriva da questi, attraverso gli spettri di risposta, le accelerazioni che la struttura dovrà sostenere nel caso del terremoto "caratteristico" atteso nella zona di progetto, entro la vita prevista per struttura. La stima dei periodi propri di una struttura è dunque una parte essenziale del lavoro di progettazione.

Negli approcci semplificati i periodi possono essere stimati in prima approssimazione attraverso formule empiriche. Negli approcci non semplificati si ricorre invece a modellazioni numeriche, che richiedono la scelta di numerosi parametri e assunti di comportamento (per esempio dei vincoli, nel caso delle strutture), e possono portare a risultati molto lontani dai dati sperimentali.

I modelli stessi possono descrivere oggetti diversi dalla realtà sperimentale quotidiana. Quando le strutture intelaiate vengono studiate allo stato limite ultimo, ad esempio, si fa riferimento ai soli elementi strutturali, immaginando che durante un sisma i tamponamenti siano stati tutti espulsi e non collaborino più alla rigidità del sistema. Ne consegue che l'opera modellata è diversa dall'opera nello stato operativo quotidiano, ossia quello che può essere caratterizzato dal punto di vista sperimentale. Nelle opere in muratura la differenza tra carico strutturale e non strutturale non è così nitida e lo studio nello stato operativo dovrebbe avvicinarsi maggiormente a quello nello stato ultimo. Il vero problema delle strutture in muratura, tuttavia, è che difficilmente possono essere interpretate come strutture monolitiche e il problema modellistico diventa di altra natura.

Le costruzioni in cui la condizione operativa e quella di stato limite ultimo sono pressoché coincidenti sono i ponti: nei ponti, infatti, quasi ogni elemento è strutturale e l'oggetto modellato e quello misurato coincidono. Tuttavia anche in questi casi semplici si possono riscontrare differenze tra il comportamento dinamico modellato e quello misurato. Per esempio, nelle condizioni operative normali (strutture sollecitate da microtremore), tutti i vincoli scorrevoli si comportano come fissi, a causa degli attriti che non vengono superati, cosa che non accade nella modellazione dinamica. In aggiunta, la rigidità del terreno (e quindi l'interazione terreno-struttura) può avere un ruolo nel variare il periodo proprio delle strutture ivi fondate, che può essere pensato come una variazione del piano di incastro della fondazione. Nel seguito presentiamo un caso di studio in proposito, relativo al viadotto People Mover di Bologna.

2. Il viadotto People Mover di Bologna

2.1 Introduzione all'opera

Il People Mover (Figura 1) è un sistema di trasporto monorotaia atto a collegare l'aeroporto Guglielmo Marconi con la stazione ferroviaria di Bologna, tramite veicoli totalmente automatici, senza conducente. I veicoli viaggiano su di una trave metallica-via di corsa a un'altezza media di 6-7 metri dal piano campagna. Essi hanno una capacità di 50-75 passeggeri (4-6 pax/m²) ciascuno, cadenze non superiori a 4 minuti, per un totale di più di 3 milioni di passeggeri annui.

Per annullare qualsiasi tipo di interferenza con il tessuto urbano e infrastrutturale è stato deciso di sviluppare il tracciato in viadotto, ad eccezione del sottopasso necessario per superare la nuova linea ferroviaria di alta velocità. Il viadotto si snoda lungo 4.8 km di percorso ed è fondato su 125 pile, con luci tra i 12 e i 50 m ad eccezione del ponte che attraversa l'autostrada A14 con una luce di 90 m [1].

Le pile, di sezione ellittica, in c.c.a., si sviluppano in altezza fino a 25 metri. Stante la loro semplicità geometrica, esse dovrebbero essere oggetti semplici da modellare dal punto di vista numerico e quindi potrebbero costituire una utile palestra per la validazione delle prassi modellistiche.

Sulle pile è collocato l'impalcato (a cassone, Figura 2) continuo che è stato studiato a telaio zoppo in modo che la posizione dei giunti di dilatazione non creasse punti angolosi nella via di corsa, cioè brusche discontinuità di curvatura nella deformata elastica della travata, estremamente nocive per il comfort durante il transito dei treni. I giunti, così realizzati con cerniere a perno, sono quindi posizionati nelle zone di flesso della deformata, corrispondenti a quelli dove, per una travata continua senza cerniere, si avrebbe momento flettente nullo (Figura 3).

Al fine di precludere il rischio di collasso a catena, ogni 140-200 m sono stati introdotti telai stabilizzanti costituiti da una trave con due sbalzi agli estremi collegata a cerniera in senso longitudinale, a due pile (Figura 4),



Figura 1. Particolare di un tratto del People Mover.



Figura 2. Il cassone dell'impalcato è costituito da una coppia di travi collegate da lamiere e diaframmi e ha lati di circa 1 m.

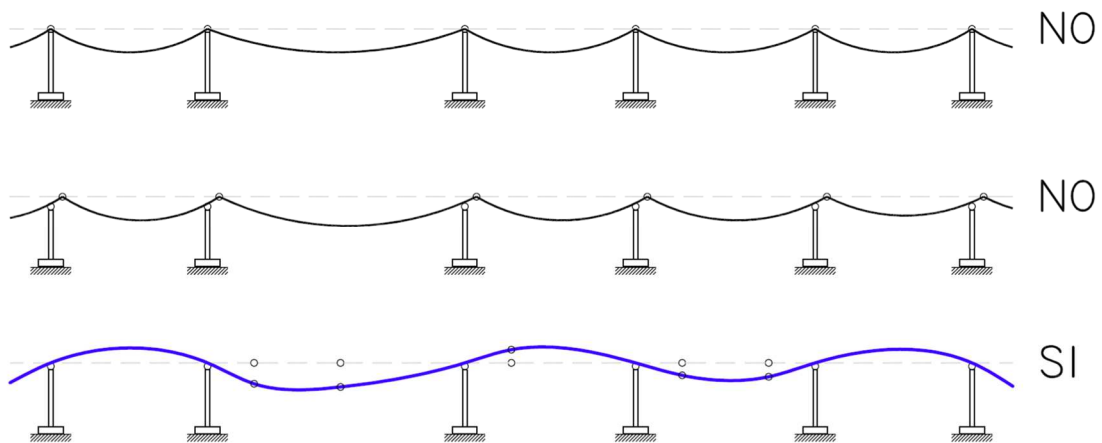


Figura 3. Il cassone dell'impalcato è costituito da una coppia di travi collegate da lamiere e diaframmi e ha lati di circa 1 m.

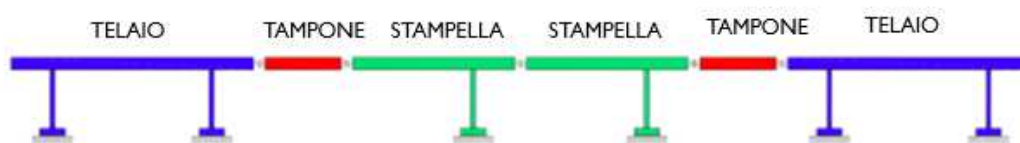


Figura 4. Il cassone dell'impalcato è costituito da una coppia di travi collegate da lamiere e diaframmi e ha lati di circa 1 m.

2.2 Caratterizzazione dinamica sperimentale delle pile

Si è presentata l'occasione di studiare il viadotto in vari stadi di costruzione: dallo stadio delle sole pile, allo stadio con l'impalcato montato, all'opera finita.

Nel 2017 sono state caratterizzate sperimentalmente 55 pile, in assenza del collegamento fornito dall'impalcato. Su dette pile sono state effettuate misure di vibrazione ambientale per mezzo di 3 sismometri Tromino® (MoHo s.r.l.) dotati di 3 canali velocimetrici a guadagno variabile e di 3 canali accelerometrici. La sincronizzazione tra diverse unità è resa possibile attraverso il sistema di trasmissione-ricezione radio o GPS. Lo strumento lavora nell'intervallo di frequenze [0.1, 500] Hz e, nei modelli impiegati per questo studio, può registrare ampiezze fino a +/-4.5 cm/s o +/- 2g.

Ciascuna misura ha avuto una durata di 10 minuti ed è stata acquisita a 512 campioni al secondo. Le misure sono state condotte impiegando 3 strumenti collocati sulla testa della pila, alla base della pila e su terreno sufficientemente lontano dall'opera di fondazione della pila (Figura 5). Quest'ultima misurazione è atta a caratterizzare il terreno, senza risentire delle vibrazioni radiate dalla pila al terreno stesso. L'acquisizione tra i tre strumenti è sincronizzata via radio.

Operando in questo modo, la risoluzione spettrale in frequenza è 0.0156 Hz. Si tratta ovviamente della risoluzione matematica legata alla sola scelta dei parametri usati all'atto del campionamento del segnale e della segmentazione in finestre per l'analisi.

Per ciascun punto di misura sono stati calcolati gli spettri medi di ampiezza in velocità e la relativa deviazione standard, segmentando il segnale acquisito in finestre di 20 s. Si hanno pertanto 30 finestre disponibili per ciascun punto di misura per effettuare le operazioni del calcolo della media e della deviazione standard.

A ciascuna finestra è stato applicato detrending, tapering secondo finestra di Bartlett, padding a zero e trasformata veloce di Fourier (FFT). Gli spettri ottenuti sono stati lisciati secondo finestre triangolari con ampiezza pari all'1% della frequenza centrale, al fine di conservare solo i picchi significativi.

A titolo di esempio si riportano i risultati ottenuti su alcune pile in Figura 6.

2.3 Confronto tra caratterizzazione sperimentale e modellazione numerica

In Tabella 1 sono riportati, a campione (3 o 4 per ogni tipologia di fondazione), i risultati relativi alla caratterizzazione sperimentale dinamica di alcune delle pile indagate. La relazione tra l'altezza e la frequenza del primo modo di vibrare flessionale di tutte le pile indagate è illustrata per via grafica in Figura 7. Per le pile era disponibile la stima della frequenza del primo modo flessionale ottenuta per via di modellazione numerica [2]. La modellazione numerica è stata effettuata contemplando il solo fusto sia nella situazione limite di incastro all'intradosso della fondazione che nell'ipotesi di un terreno deformabile, cosa che equivale ad un incastro a profondità maggiore rispetto al piano campagna. I risultati di dette modellazioni sono riportati sempre in Tabella 1.

Dal confronto tra dati sperimentali e modelli numerici emerge, in sintesi, quanto segue:

- 1) Per le pile su pali il modello che assume un incastro alla base e contempla pertanto i soli fusti è più simile al dato misurato in condizioni di microtremore. Nel caso specifico entrambe le modellazioni (con e senza incastro alla base) forniscono valori di accelerazione di progetto che ricadono nel plateau dello spettro di risposta caratteristico del sito.
- 2) Anche per le pile con fondazione diretta il modello più simile al dato misurato è quello che considera i soli fusti fuori terra e l'incastro alla base.
- 3) Per le pile con fondazione monopalo, site nell'attraversamento del fiume Reno il dato misurato differisce da entrambe le ipotesi di calcolo.

In tutti i casi considerare la cedevolezza del terreno attraverso le molle di Winkler di rigidezza k stimata attraverso il modulo di compressibilità E , a sua volta stimato da prova penetrometrica, porta a periodi di vibrazione più lunghi di un fattore minimo 3. È necessario trovare quindi un metodo alternativo che consenta di stimare il periodo proprio della pila in funzione della reale profondità di incastro in condizioni di microtremore (cfr. par. 3).

Un sottoinsieme di 5 pile era stato caratterizzato sperimentalmente anche nell'agosto 2016, ossia un anno prima della caratterizzazione di massa (maggio 2017) ed in condizioni termiche differenti. È noto che l'effetto termico condiziona la risposta dinamica delle strutture, in quanto ne modifica la rigidezza: in particolare, esiste una correlazione negativa tra la temperatura e la frequenza propria [3]. Si osserva che da agosto 2016 a maggio 2017 è cresciuta la frequenza propria di tutte le pile. Le variazioni nelle frequenze proprie per effetti termici sono valutabili in circa ± 0.1 Hz, pertanto tutti i valori di frequenza da dato sperimentale sono troncati ad un numero di decimali opportuno per rispettare questa variabilità. Al netto degli effetti termici, le misure si sono dimostrate ripetibili nel tempo.

Nota: Le pile sono numerate da P01 a P125 procedendo dall'aeroporto verso la stazione ferroviaria.

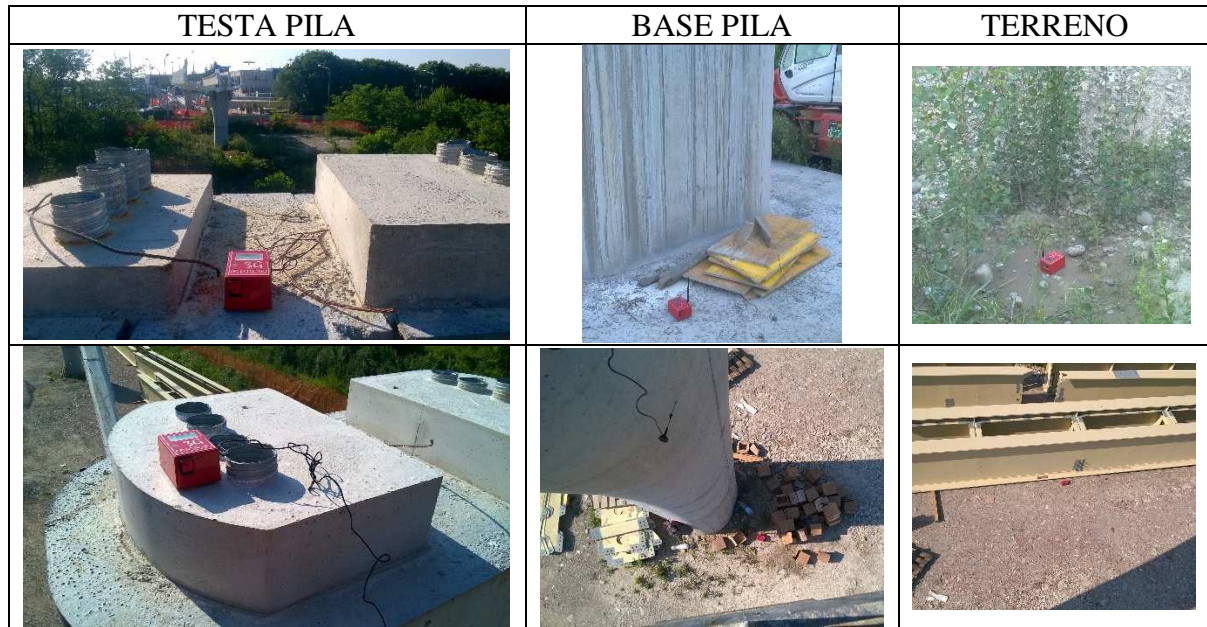


Figura 5. Esempi di ubicazione degli strumenti sulle pile.

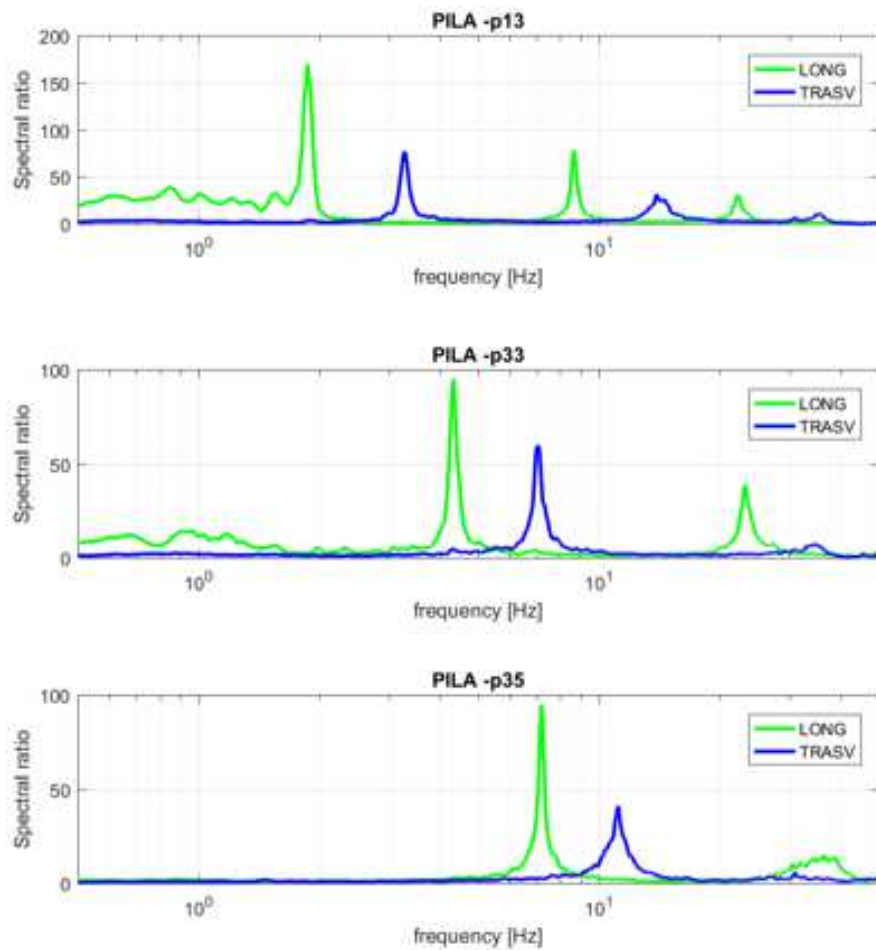


Figura 6. Rapporto spettrale tra le componenti trasversale e longitudinale acquisite sulla testa e alla base di 3 pile campione di diversa altezza.

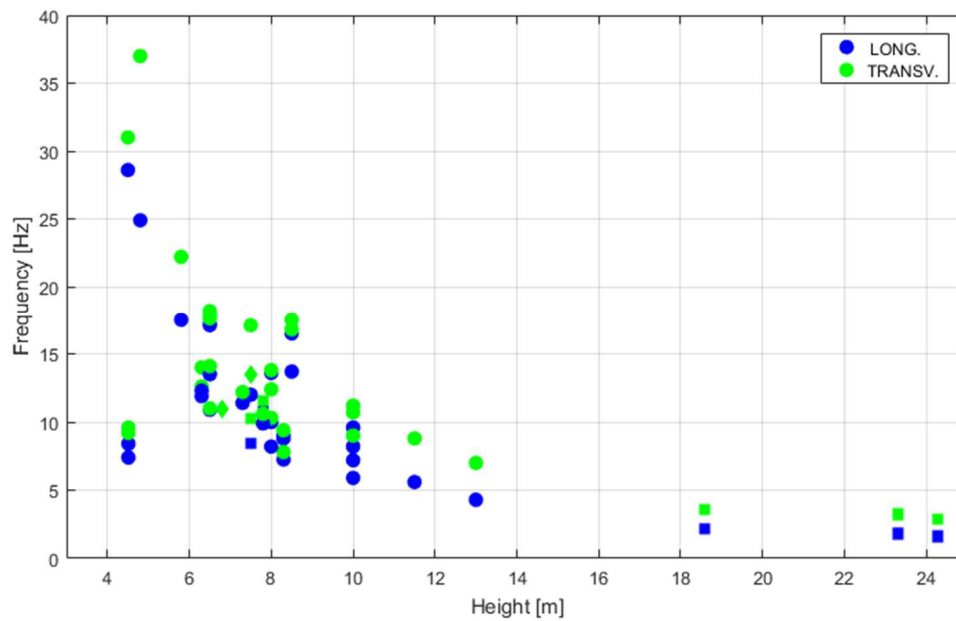


Figura 7. Relazione altezza-frequenza del primo modo (trasversale e longitudinale) per le pile indagate.

PILE								
ID	FONDAZIONE	ALTEZZA FUSTO	f_0 DA MODELLAZIONE NUMERICA		f_0 DA MODELLAZIONE NUMERICA		f_0 DA PROVE SPERIMENTALI PASSIVE	
			SOLO FUSTI		INCLUDE FONDAZ.		LONG.	TRASV.
		[m]	LONG. [Hz]	TRASV. [Hz]	LONG. [Hz]	TRASV. [Hz]	LONG. [Hz]	TRASV. [Hz]
P001	diretta	7.8	10.767	11.692	3.549	3.534	10	10.3
P003	diretta	7.8	10.767	11.692	3.549	3.534	11	11.5
P010	diretta	18.6	2.187	3.801	1.284	1.382	2.2	3.6
P011	diretta	24.3	1.606	2.931	1.037	2.788	1.7	2.9
P022	monopalo $\phi 2000$	9.8	16.338	16.390	3.575	3.745	8.2	9.6
P025	monopalo $\phi 2000$	9.8	16.341	16.395	3.575	3.744	8.4	10.2
P028	monopalo $\phi 2000$	9.8	16.411	16.524	3.575	3.744	9.6	10.7
P029	monopalo $\phi 2000$	8.3	16.472	15.029	4.365	4.523	13.7	17.5
P033	4 pali trivellati	12.8	4.365	7.403	1.837	1.894	4.3	7
P034	4 pali trivellati	11.3	5.660	9.646	1.976	2.011	5.6	8.8
P035	4 pali trivellati	9.8	7.596	13.012	2.109	2.129	7.2	11.2

Tabella 1. Estratto dei risultati sperimentali e numerici riferiti ad alcune delle pile esaminate. Sono evidenziati in verde i casi in cui la vicinanza tra dato di modello e dato sperimentale è buona.

3. I terreni di fondazione del viadotto People Mover

3.1 Caratterizzazione dinamica sperimentale dei terreni di fondazione

Al fine di comprendere l'effetto del terreno sull'allungamento del periodo proprio delle pile fondate su monopalo, sono stati indagati per via geofisica i terreni di fondazione in corrispondenza delle stesse, con l'obiettivo di ottenere la stratigrafia sismica (spessori e rigidità) da utilizzare in una successiva modellazione numerica.

Un suolo vibra con maggiore ampiezza a specifiche frequenze (di risonanza) non solo quando è eccitato da un terremoto ma anche quando è eccitato da un tremore di qualsiasi origine. Questo fa sì che la misura delle frequenze proprie dei terreni, esattamente come quelle delle strutture, sia possibile anche in assenza di terremoti. Questa avviene disponendo un sismometro sul terreno, registrandone le vibrazioni e calcolandone il rapporto spettrale tra componenti orizzontali e verticali (H/V) come descritto in [4, 5].

Lungo il percorso del viadotto People Mover, spostandosi dall'aeroporto alla stazione centrale, in termini di amplificazione sismica si riscontrano sostanzialmente le risposte del terreno illustrate da Figura 8 a Figura 12. In particolare:

- Zona aeroporto: solo modesta amplificazione per risonanza stratigrafica attorno a 0.8-1 Hz, che sono valori comuni a tutta la pianura padana orientale. Tale amplificazione è comunemente associata ad uno strato assimilabile al bedrock sismico posto a circa 120 m di profondità,
- Spostandosi nella zona della pila 12 (Figura 9) oltre alla citata frequenza di 0.8 Hz emerge una amplificazione per risonanza importante attorno a 2-3 Hz. Questa è riconducibile a riflettori sismici rigidi collocati a circa 40 m di profondità,
- Nella zona di cava Berleta emergono nette amplificazioni per risonanza tra 3 e 5 Hz, assimilabili alla presenza di riflettori sismici rigidi a 15-30 m di profondità (Figura 10, Figura 11),
- Attorno alla pila 66 (Figura 12) riappare ampia una risonanza a 0.6 Hz assieme ad una risonanza in medio-alta frequenza (6 Hz) legata ad un riflettore sismico rigido ad una decina di metri di profondità.

Oltre alle prove a stazione singola, sono state effettuate prove multicanale attive e passive a onde di superficie per misurare l'andamento delle rigidità dei terreni con la profondità.

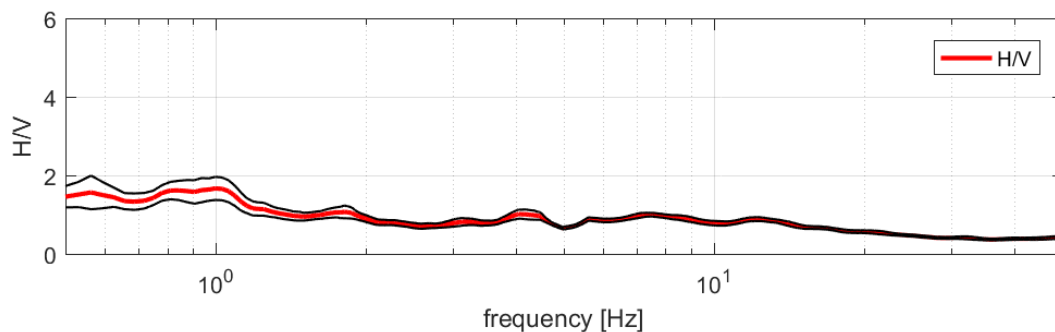


Figura 8. Curva H/V acquisita sul terreno in prossimità della pila P03 (zona aeroporto).

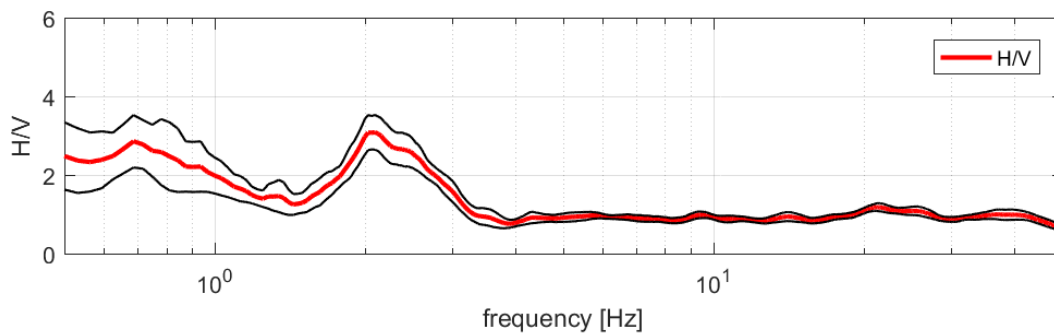


Figura 9. Curva H/V acquisita sul terreno in prossimità della pila P12.

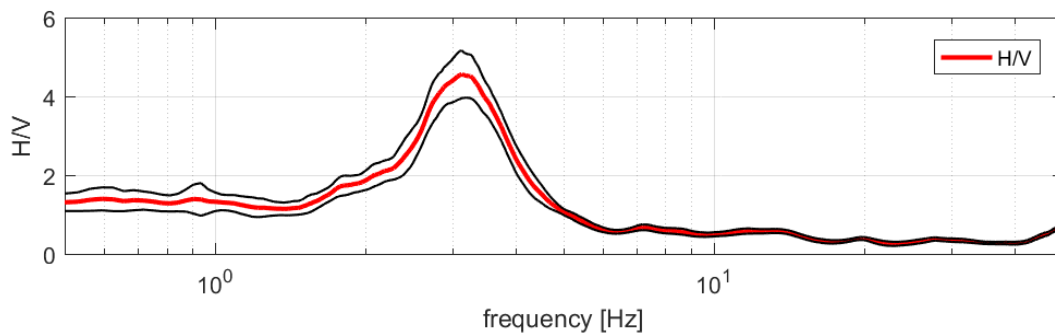


Figura 10. Curva H/V acquisita sul terreno in prossimità della pila P39.

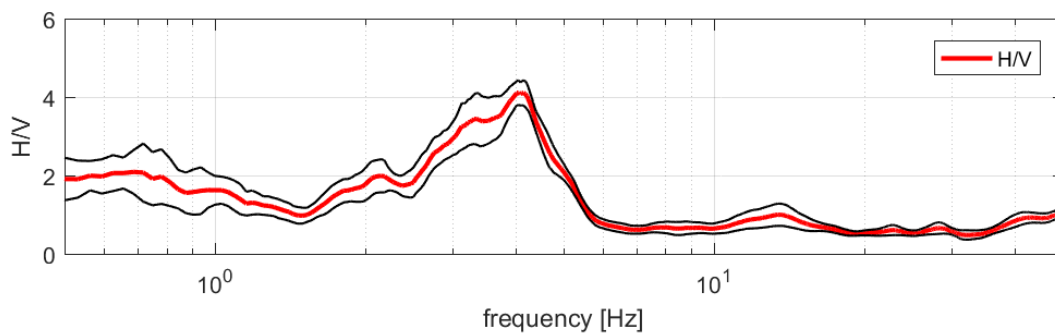


Figura 11. Curva H/V acquisita sul terreno in prossimità della pila P42.

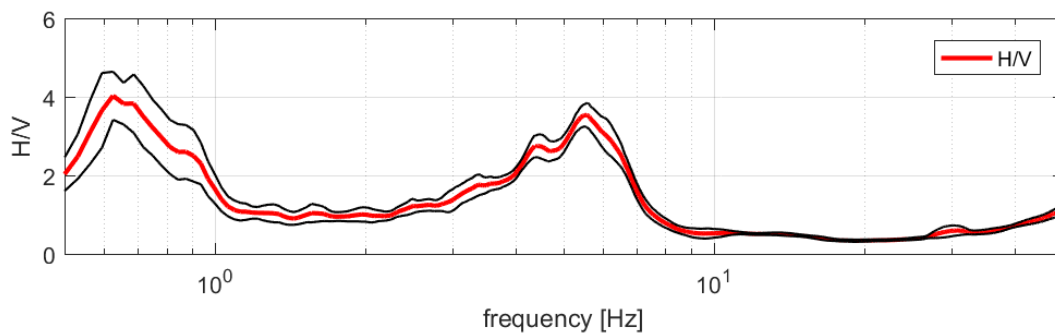


Figura 12. Curva H/V acquisita sul terreno in prossimità della pila P66.

3.2 Modellazione numerica del comportamento dinamico dei terreni di fondazione

Uno degli elementi chiave nella modellazione delle opere in senso dinamico è la loro interazione col terreno di fondazione: il vincolo terreno-struttura può essere rappresentato come un puro incastro alla base oppure può essere prevista una cedevolezza del terreno, usualmente con modelli che prevedono molle alla Winkler, i quali simulano l'azione del terreno su travi tramite una serie di molle di rigidità variabile. Il grado di rigidità orizzontale fornito dal terreno condiziona la profondità di incastro dell'opera costruita su di esso, modificandone il periodo proprio e quindi anche l'accelerazione di picco attesa sull'opera in caso di terremoto. In molti casi pratici, dunque, stabilire l'interazione tra il terreno e la struttura nel caso dinamico è fondamentale per la progettazione in zona sismica. E' stata quindi effettuata la modellazione del comportamento dinamico del sottosuolo per ogni macro-classe di terreno individuato lungo il tracciato del People Mover al fine di stimare:

- i. la profondità di incastro reale (in regime di microtremore e di terremoto) dei diversi tipi di fondazione,
- ii. il coefficiente di rigidità dinamico dei terreni.

Consideriamo due stratigrafie tipiche dell'area di studio:

VALIDA DA P10 A P16 IN CAVA BERLETA		
	Spessore [m]	E [MPa]
Ghiaia con sabbia	5	≈35
Argilla limosa	2	≈20
Ghiaia con sabbia	3	≈50

VALIDA IN GENERALE DA P18 A P42 (eccezione P32)		
	Spessore [m]	E [MPa]
Ghiaia con sabbia	15	≈60
Limo argilloso	2	≈20
Ghiaia con sabbia	Fino a fondo sondaggio (mediam. 30 m)	≈70-80

che abbiamo tradotto, basandoci sulle prove geofisiche effettuate in prossimità delle pile e sulla stratigrafia proposta dalle prove penetrometriche, in due modelli geofisici del terreno come da tabelle seguenti:

VALIDA DA P10 A P16 IN CAVA BERLETA		
	Spessore [m]	E [MPa]
Ghiaia con sabbia	5	150
Argilla limosa	2	140
Ghiaia con sabbia	25	250
Substrato		450

VALIDA IN GENERALE DA P18 A P42 (eccezione P32)		
	Spessore [m]	Vs [m/s]
Ghiaia con sabbia	15	150
Limo argilloso	2	140
Ghiaia con sabbia	15	300
Substrato		500

La funzione di trasferimento del moto sismico dal bedrock alla superficie per i due modelli di sottosuolo sopra riportati è data in Figura 13.

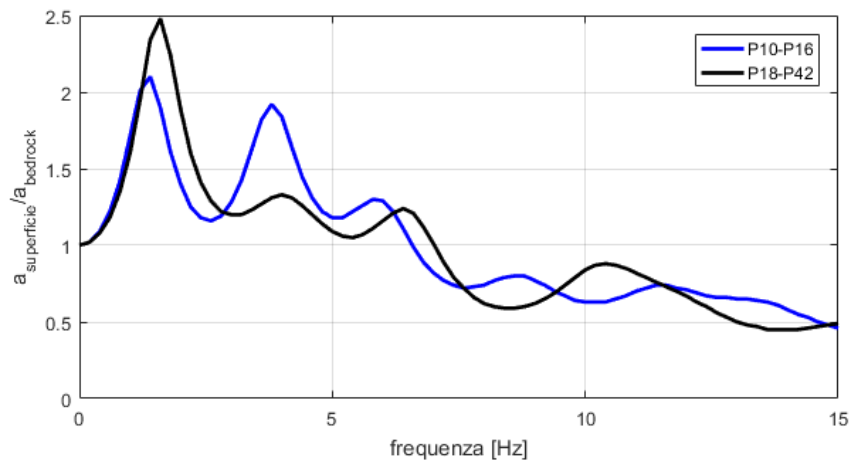


Figura 13. Funzione di trasferimento dell'ampiezza del moto sismico dal bedrock alla superficie per due tipologie di sottosuolo.

Per il comune di Bologna, per una vita nominale $V_N = 50$ anni e una classe d'uso II, le NTC 2008 richiedono lo studio di risposta sismica locale con un valore di $PGA_0 = 0.166g$ al bedrock, che diventa $0.24g$ per la categoria di terreno semplificata C ($V_{S30} = [180, 360] m/s$). Lo spettro di risposta semplificato relativo a questa situazione è dato in Figura 14.

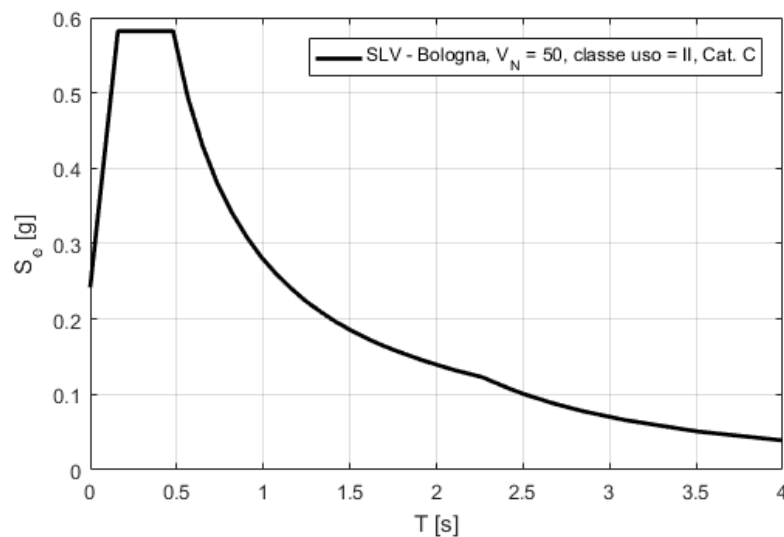


Figura 14. Spettro di risposta semplificato per il sito (categoria C) definito da NTC 2008.

Abbiamo effettuato una modellazione numerica di risposta sismica locale per le due tipologie di sottosuolo in esame utilizzando come input gli accelerogrammi di Figura 15, opportunamente scalati secondo le richieste di normativa sopra citate (NTC 2008).

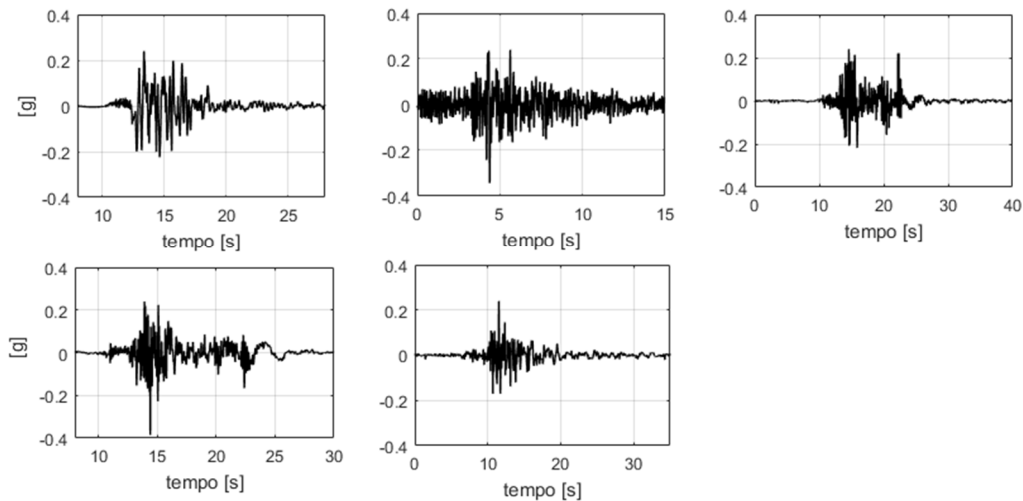


Figura 15. Accelerogrammi usati per la modellazione numerica di risposta sismica locale.

Le modellazioni numeriche di risposta sismica locale hanno come oggetto di studio la risposta ad un input (per esempio sismico) di uno o più oscillatori armonici semplici (sistemi ad un grado di libertà, tipicamente uno per ciascuno strato di terreno) caratterizzati da una rigidità (costante elastica della molla in regime elastico), una massa ed uno smorzamento.

In Figura 16 riportiamo l'andamento del modulo di rigidità rapportato al modulo massimo, e dello smorzamento, in funzione della deformazione per un terreno sabbioso tipico come quello oggetto di studio. Secondo la modellazione numerica effettuata, i valori massimi in regime di microtremore sono quelli indicati dalla linea nera, in corrispondenza di deformazioni minori di 0.01%. I valori in corrispondenza dei terremoti attesi per la zona possono arrivare invece a deformazioni dell'ordine di 0.1%.

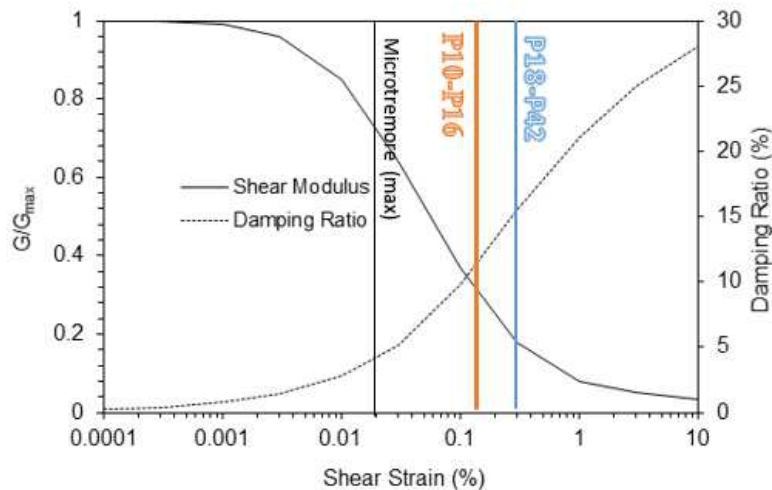


Figura 16. Andamento del modulo di taglio rispetto al modulo massimo e dello smorzamento in funzione della deformazione per un tipico terreno sabbioso-ghiaioso.

In Figura 17 è riportato l'andamento dell'accelerazione di picco del terreno, indotta da un terremoto, con la profondità per i diversi terremoti di prova. Si osserva che l'amplificazione del terreno è maggiore in prossimità della superficie nei terreni tipici tra P10-P16 mentre

l'aumento è più graduale nell'altra tipologia di terreno. Questa evidenza era già implicita nel modello di terreno di partenza in termini di Vs.

La profondità di incastro delle fondazioni nel primo modello di terreno può essere assunta pari a -5 m dal piano campagna.

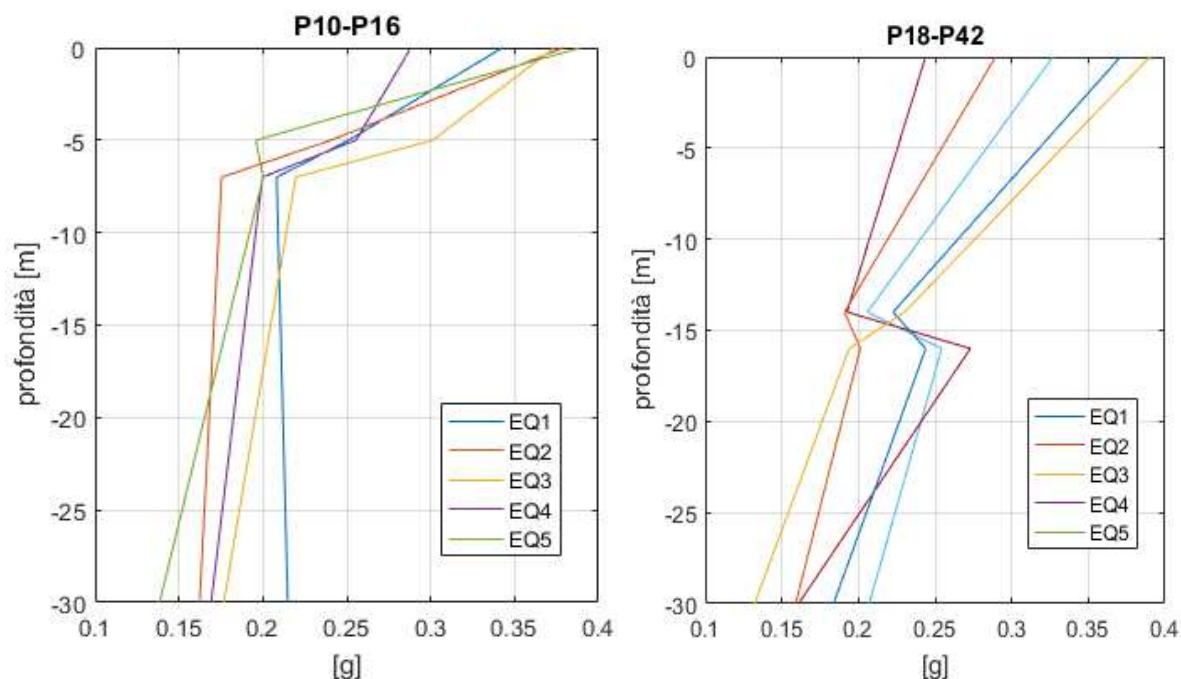


Figura 17. Andamento dell'accelerazione con la profondità nel terreno, per i 5 terremoti di prova studiati e per le due tipologie di terreno presentate.

4. Discussione e conclusioni

L'ingegneria sismica ha bisogno di stimare i periodi propri dei modi di vibrare delle opere. Queste infatti costituiscono il valore di ingresso negli spettri di risposta, funzioni che descrivono l'accelerazione massima che una struttura dovrà sopportare in caso di sisma, in funzione del suo periodo proprio e del suo smorzamento.

La determinazione dei periodi propri dei modi di vibrare delle strutture ancora da costruire si effettua attraverso modelli semplificati generali, per strutture semplici, o modelli numerici costruiti ad hoc, per strutture più complesse. In entrambi i casi tali modelli possono fornire stime non accurate della realtà, rendendo raccomandabile una successiva validazione dei modelli stessi per via sperimentale (collaudo dinamico).

Nel caso dei ponti, che sono opere costituite pressoché da soli elementi strutturali, la modellazione allo stato ultimo e la caratterizzazione dinamica sperimentale in condizioni operative dovrebbero coincidere, almeno nella stima delle rigidità e delle masse da attribuire al modello ma non necessariamente nella definizione dei vincoli.

All'interno di questa classe di opere, abbiamo esaminato il viadotto People Mover di Bologna, ed in particolare 55 delle sue pile, a sezione ellittica ed in c.c.a., ad impalcato ancora scollegato. Mentre si è trovata una buona corrispondenza tra i valori di frequenze modali proposti dal modello e quelli rilevati sperimentalmente nel caso delle fondazioni dirette, c'era una grande divergenza nel caso delle fondazioni indirette. In questo caso la modellazione non

forniva risultati aderenti alla realtà sperimentale né imponendo l'incastro al piano campagna, né utilizzando il modello geotecnico di Winkler per rappresentare la 'cedevolezza' del terreno.

Abbiamo quindi misurato la rigidità dei terreni in corrispondenza di queste pile per via geofisica (attraverso metodi sismici a onde di superficie) ed effettuato una modellazione numerica di risposta sismica del terreno. Per ciascun sito è stata così definita la profondità di incastro 'realistica' delle opere di fondazione in caso di microtremore e di terremoto ed il conseguente "allungamento" virtuale delle pile e del loro aumento di periodo proprio. In via generale l'allungamento del periodo proprio, per le strutture che partono da periodi propri oltre il plateau degli spettri di risposta, è positivo, in quanto implica accelerazioni di progetto minori.

È stato verificato che per tutti i casi in esame le differenze tra i valori di progetto ed i valori individuati sperimentalmente erano a favore di sicurezza. Resta il fatto che il ruolo della deformabilità dei terreni durante un terremoto sia un argomento da valutare più attentamente, in quanto non è necessariamente cautelativo, pur portando ad un allungamento del periodo proprio di vibrazione delle strutture. Questo perché non necessariamente un allungamento del periodo proprio corrisponde ad una diminuzione dell'accelerazione di progetto negli spettri di risposta, quando questi tengano conto esplicitamente dei contrasti di impedenza del terreno.

Bibliografia

- [1] Cherubini A., Matildi C. V., Gandolfi C., Matildi G., Bruni M., Finzi R., 2017. *Il progetto e la costruzione del People Mover di Bologna*, Strade e autostrade, 123, <https://www.stradeeautostrade.it/trasporti-logistica-viabilità/il-progetto-e-la-costruzione-del-people-mover-di-bologna/>
- [2] Relazione geotecnica generale P.M., 2011. A cura di Benincasa T., Bruni M., Frazzoli E.
- [3] Castellaro S., Isani S., 2019. The 'physiological' frequency variations of structures over time, Bull. Earthq. Eng., sottomesso.
- [4] SESAME Project, 2004. Guidelines for the implementation of the H/V spectral ratio technique on ambient vibrations: Measurements, processing and interpretation, SESAME European Research Project WP12, deliverable no. D23.12, http://sesame-fp5.obs.ujf-grenoble.fr/Papers/HV_User_Guidelines.pdf
- [5] Castellaro S., 2016. *The complementarity of H/V and dispersion curves*, Geophysics, 81, 323 - 338