

**SPERIMENTAZIONE DINAMICA DI TRAVATE DA PONTE:  
ANALISI DI NON LINEARITA' DELLA RISPOSTA**

**A. Zambrano, G. Di Lauro & P. Malangone**

*Dipartimento di Ingegneria Civile, Seconda Università di Napoli, via Roma 29 Aversa (CE)*

**SOMMARIO**

La sperimentazione dinamica e l'utilizzo di tecniche consolidate di identificazione permettono di individuare i parametri necessari per la descrizione del comportamento di una struttura mediante modelli analitici. Punto cruciale della modellazione è la conoscenza del tipo di risposta della struttura ai carichi dinamici e quindi l'individuazione di eventuali comportamenti non lineari.

Nella presente memoria la diagnosi della linearità viene condotta mediante l'applicazione della trasformata di Hilbert ai segnali registrati. Quest'analisi rappresenta una fase importante all'interno di una procedura necessaria alla verifica di ponti esistenti. Diversi comportamenti non lineari sono stati simulati, valutando la risposta di oscillatori semplici a forzanti applicate al fine di evidenziare l'influenza del degrado di rigidità sulla risposta e quindi i limiti di applicabilità della tecnica per la diagnosi di non linearità.

Quale esempio di applicazione della tecnica della trasformata di Hilbert e della intera procedura finalizzata allo studio dinamico delle strutture esistenti viene riportato il caso di un ponte di antico impianto in servizio sulla linea ferroviaria Avellino-Rocchetta-S. Antonio-Foggia. Sulla base dei risultati dell'indagine sperimentale due modelli analitici del ponte sono stati proposti e ottimizzati: un modello ad elementi finiti ed un modello di trave continua semplicemente appoggiata a comportamento flessionale. Entrambi i modelli hanno permesso un'analisi dinamica della struttura.

**ABSTRACT**

Dynamic testing and system identification technique allow to obtain the parameters necessary to optimise the numerical models of the structures. Crucial point of modelling is the knowledge of the type of response to dynamic loading and the identification of probable non linear behaviour.

The diagnosis of linearity is herein conducted using the Hilbert transform applied to the recorded signals during dynamic tests. This analysis represents an important step inside a procedure necessary to study the reliability of existing structure. Different non-linear behaviours have been simulated by means of the responses of single-degree-of-freedom systems subjected to applied loads. The responses are analysed by means of the Hilbert transform with the aim to evidence the influence of the stiffness degradation on the response and moreover the limit of application of the technique for the non-linearity behaviour diagnosis.

As an example of application of the Hilbert transform technique and of the entire procedure necessary to assess the status of a structure an ancient bridge on the Avellino- Rocchetta-

S. Antonio-Foggia has been studied. On the basis of the results of an experimental analysis a finite element model and a continuum beam model of the bridge have been optimised. These models have been used to study the structural dynamics.

## 1. INTRODUZIONE

Le procedure per l'analisi della risposta ai carichi statici e dinamici, e di un eventuale danneggiamento di una struttura esistente sono usualmente basate su prove sperimentali. Le prove dinamiche permettono di determinare le caratteristiche dinamiche dell'opera, quindi il controllare la qualità della costruzione, di ottimizzare i modelli analitici della struttura e di stimare il danno strutturale. Generalmente le proprietà dinamiche della struttura sono marginalmente influenzate dalle variazioni di carico, mentre le proprietà statiche possono dipendere fortemente dall'entità del carico applicato [1, 2, 3, 4, 5, 6]. Nella pratica i metodi consolidati di identificazione nel dominio delle frequenze permettono di appurare con sufficiente accuratezza parametri necessari a perfezionare la descrizione di modelli strutturali e quindi di effettuare una simulazione affidabile del comportamento dell'opera. La difficoltà di ottenere modelli affidabili nasce dal fatto che la risposta è fortemente influenzata dalla scelta dei vincoli interni ed esterni e dalla trasmissione degli sforzi interni fra gli elementi costituenti la struttura.

In generale le prove dinamiche possono essere utilizzate per differenti strategie:

- per la conoscenza dello stato indeformato iniziale, e per periodici monitoraggi e comparazioni nelle diverse condizioni di esercizio.
- per identificare un eventuale danneggiamento.

Le irregolarità in termini di frequenze istantanee, smorzamenti e forme modali potrebbero essere difatti un sintomo di eventuali danneggiamenti e non linearità.

In questa memoria si presenta una tecnica per l'identificazione e la classificazione delle non-linearità strutturali basata sulla trasformata di Hilbert nel dominio del tempo [7, 8, 9, 10, 11]. Questa tecnica rappresenta un passo importante nella procedura definita dagli autori che porta all'ottimizzazione di un modello strutturale della struttura. Questa procedura per lo studio del comportamento dinamico dei ponti viene sintetizzata ed applicata da un caso esistente.

## 2. L'IDENTIFICAZIONE DELLE NON-LINEARITÀ

La trasformata di Hilbert è alla base di una tecnica per identificare eventuali non linearità. Una elaborazione della risposta della struttura registrata mediante un accelerometro quando la struttura è soggetta ad un'eccitazione di tipo ambientale o ad una forzante generica dovuta ad un carico noto od incognito, permette di indagare sul comportamento dinamico della struttura.

La trasformata di Hilbert di un segnale  $g(t)$  nel dominio delle frequenze  $G(\omega)$  è ottenuta dal seguente integrale di convoluzione:

$$H_i(\tilde{\omega}) = -\frac{1}{i\pi} \text{PV} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{G(\omega) d\omega}{(\omega - \tilde{\omega})} \quad (1)$$

dove PV indica “ il valore principale di Cauchy dell’integrale”.

Questa trasformazione può essere usata per individuare non-linearità nella risposta strutturale nella funzione di risposta in frequenza in accordo con il seguente criterio:

$$\begin{aligned} H(\omega) = G(\omega) &\Rightarrow \text{ sistema lineare} \\ H(\omega) \neq G(\omega) &\Rightarrow \text{ sistema non lineare.} \end{aligned} \quad (2)$$

Questo approccio è particolarmente efficace nell’interpretazione di prove dinamiche con eccitazione di tipo sinusoidale. La principale difficoltà nell’applicazione di questa tecnica si ritrova nel fatto che l’eccitazione è spesso incognita [7].

Nel seguito si espone come la trasformata di Hilbert nel dominio del tempo permetta di identificare le caratteristiche non lineari del sistema dinamico anche nel caso in cui l’eccitazione del sistema sia incognita.

La trasformata di Hilbert di un segnale può essere ottenuta con:

$$H_t[y(t)] = \tilde{y}(t) = \frac{1}{\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{y(\tau)}{t - \tau} d\tau \quad (3)$$

aggiungendo al segnale stesso  $y(t)$  la sua trasformata di Hilbert data dall’eq. 3 si ottiene il segnale complesso  $Y(t)$  come segue:

$$Y(t) = y(t) + \tilde{y}(t) \quad (4)$$

La rappresentazione di  $Y(t)$  nel piano complesso dà luogo ad orbite cicliche. La forma di tali orbite indica in modo chiaro e diretto la caratteristica lineare o non lineare del segnale.

In particolare una risposta lineare è caratterizzata da orbite perfettamente circolari. La presenza di non linearità invece è evidenziata da una distorsione dall’andamento circolare delle orbite.

Di seguito si simulerà il comportamento lineare e non lineare di un sistema. Si consideri un oscillatore semplice ad un grado di libertà (fig. 1), il cui equilibrio dinamico quando soggetto ad una forzante  $f(t)$  è dato dalla seguente equazione dinamica

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + f_r(t) = f(t) \quad (5)$$

dove  $m$  è la massa dell’oscillatore,  $c$  la sua costante di smorzamento viscosa,  $x$ ,  $\dot{x}$  e  $\ddot{x}$  sono rispettivamente spostamento, velocità e accelerazione relativa della massa in sommità, mentre  $f_r$  è la forza di richiamo della molla.

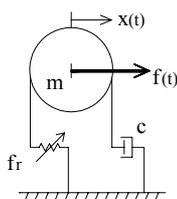


Fig. 1 – Oscillatore semplice.

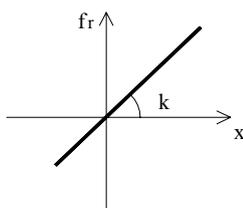


Fig. 2 - Comportamento lineare della molla.

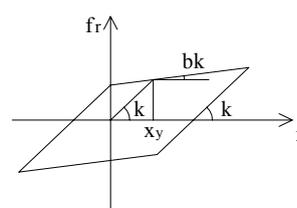


Fig. 3 Comportamento non lineare della molla.

Si consideri un primo caso in cui il sistema ad un grado di libertà è lineare e quindi la forza di richiamo della molla  $f_r$  sia proporzionale allo spostamento relativo  $x(t)$

$$f_r(t) = k x(t) \quad (6)$$

come descritto in fig. 2. Risolvendo l'equazione differenziale per una forzante  $f(t)$  la risposta se manipolata con la tecnica basata sulla trasformata di Hilbert dà luogo ad orbite nel piano complesso perfettamente circolari. Viceversa se il legame è del tipo elastoplastico incrudente:

$$\begin{aligned} f_r(t) &= k x(t) & \text{se } x \leq x_y \\ f_r(t) &= bk x(t) & \text{se } x > x_y \end{aligned} \quad (7)$$

dove il parametro  $b$  descrive il degrado di rigidità del ramo plastico e il cui degrado ciclico è del tipo mostrato in fig.3, la tecnica basata sulla trasformata di Hilbert applicata alla risposta dà luogo ad orbite distorte.

Si consideri un segnale di risposta  $y(t) = \ddot{x}(t) = a(t)$  in termini di accelerazione relativa dell'oscillatore lineare ad un grado di libertà (fig.2) ad un forzante sinusoidale, in tal caso le orbite, rappresentazione nel piano complesso della risposta  $A(t) = a(t) + H_r[a(t)]$ , la cui dinamica è descritta dall'eqq. 5 e 6, sono riportate in fig. 4. Tale figura mostra delle orbite perfettamente circolari. Le figg. 5-9 mostrano, invece, le orbite di  $A(t)$  al variare del parametro  $b$  per il sistema non lineare il cui comportamento dinamico è descritto da eqq. 5 e 7. In particolare per un ramo decrescente a pendenza negativa (ovvero per  $b = -0.003$ ) le orbite mostrano un andamento fortemente distorto (fig. 9).

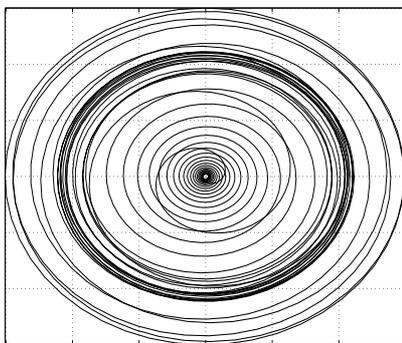


Fig. 4 - Sistema lineare

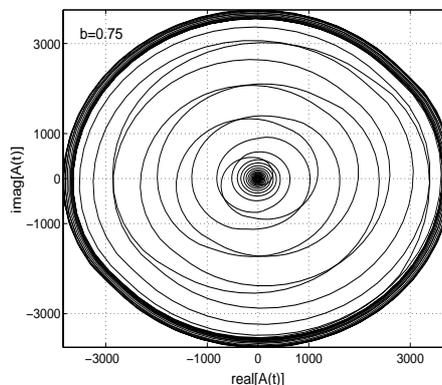


Fig. 5 - Sistema non lineare con  $b=0.75$ .

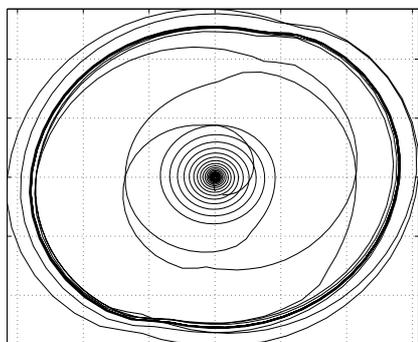


Fig. 6 - Sistema non lineare con  $b=0.50$ .

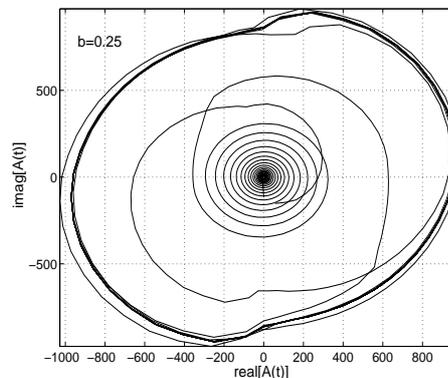
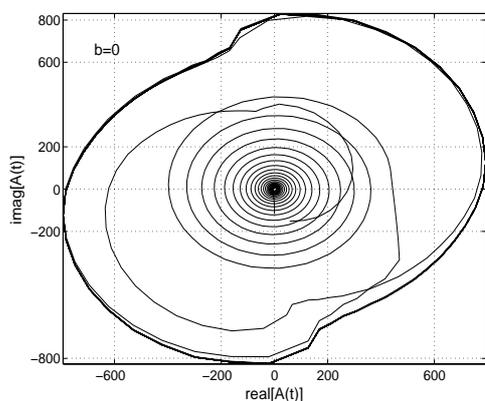
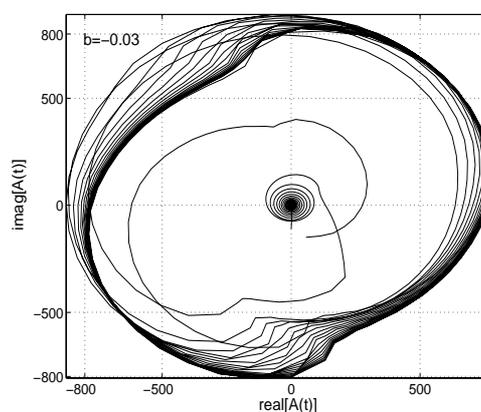


Fig. 7 - Sistema non lineare con  $b=0.25$ .

Fig. 8 – Sistema non lineare con  $b=0.0$ .Fig. 9 – Sistema non lineare con  $b=-0.003$ .

Queste simulazioni numeriche hanno mostrato come la registrazione in termini accelerometrici di un segnale di risposta di un sistema non lineare elaborato con la tecnica della trasformata di Hilbert permettano di rilevare la non linearità. Questo tipo di analisi può essere di ausilio nelle procedure per l'ottimizzazione di un modello analitico di un ponte, come si descriverà nel seguito.

### 3. LA PROCEDURA PER L'OTTIMIZZAZIONE DI UN MODELLO DI STRUTTURA ESISTENTE

La tecnica di identificazione delle non linearità costituisce un passo importante nella procedura per l'analisi dello stato delle strutture esistenti. L'insieme dell'informazioni raccolte con ispezioni in sito, prove sui materiali, prove dinamiche permette di ottenere i parametri necessari all'ottimizzazione di un modello analitico della struttura. Questo modello può successivamente essere utilizzato per simulare il comportamento statico e dinamico dell'opera. La procedura sviluppata per la verifica dei ponti è pertanto riassunta di seguito e mostrata sinteticamente nel diagramma a blocchi in fig. 10. Si mette inoltre in evidenza la generalità di tale procedura che la rende applicabile ad ogni tipo di struttura.

#### 3.1. Studio degli elaborati di progetto ed ispezioni visive

Gli elaborati di progetto possono fornire informazioni sull'approccio adottato nella progettazione, sulle modalità costruttive e quindi permettere una prima modellazione dell'opera. Inoltre, un'indagine visiva può individuare un eventuale situazione di danneggiamento e gli elementi deboli della struttura.

#### 3.2. Prove sui materiali

Le prove sui campioni di materiale estratti dalla struttura forniscono i valori di modulo di Young e tensioni caratteristiche. Il tipo di prova viene scelto sulla base del materiale costituente l'opera dalla struttura. In particolare per l'acciaio, le analisi metallurgiche per gli acciai possono evidenziare la composizione del materiale, e quindi la sua sensibilità alla corrosione, alla frattura fragile dovuta a disomogeneità del materiale.

### 3.3. Prove dinamiche, analisi del segnale ed identificazione dei parametri modali

Le prove dinamiche permettono di ottenere importanti informazioni sulle caratteristiche modali della struttura. L'opera può essere messa in vibrazione forzata mediante una vibrodina, mediante un'eccitazione ambientale o da traffico. Ad esempio per i ponti ferroviari è conveniente utilizzare l'eccitazione prodotta dal passaggio del treno. I trasduttori posti sulla travata possono misurare le accelerazioni indotte.

I segnali, registrati ai diversi accelerometri, devono essere depurati dal rumore inevitabilmente presente, numerose sono le tecniche disponibili in letteratura [3, 5]. Particolarmente efficaci sono le tecniche basate sulla trasformata di Wavelet.

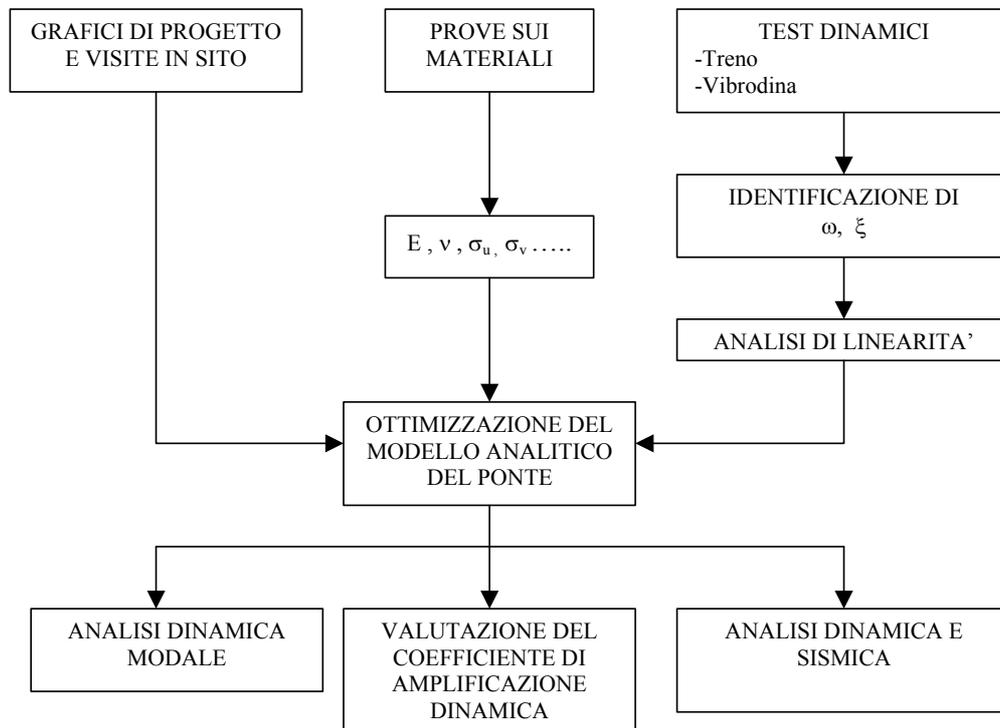


Fig. 10 – Diagramma a blocchi della procedura per lo studio dinamico di ponti esistenti

Successivamente l'analisi spettrale fornisce un facile strumento per l'identificazione delle prime frequenze modali. I segnali raccolti mediante la prova con vibrodina permettono di ottenere le funzioni di risposta in frequenza, il cui modulo è dato da:

$$|H(\omega)| = \frac{A(\omega)}{F(\omega)} \quad (8)$$

rapporto fra i moduli dei valori massimi delle ampiezze  $F(\omega)$  e  $A(\omega)$  della forzante  $f$  e della risposta in termini di accelerazione  $a$ .

Mentre nel caso delle prove con eccitazione da traffico, il modulo della funzione di risposta in frequenza è valutato mediante la funzione densità spettrale  $S_a(\omega)$  della risposta accelerometrica  $a$ :

$$|H(\omega)| = |S_a(\omega)| \quad (9)$$

Lo smorzamento può essere valutato nel dominio del tempo. In particolare il fattore di smorzamento del primo modo longitudinale flessionale è valutato sulla risposta in oscillazione libera successiva all'eccitazione con forzante sinusoidale avente frequenza prossima alla prima frequenza principale della struttura in modo da evitare di eccitare i modi alti di vibrazione. Un'analisi di regressione sui valori massimi della risposta permette di ottenere il valore del fattore di smorzamento  $\xi$  che minimizza l'errore fra i massimi sperimentali e il valore della decremento  $e^{-\xi\omega t}$ .

### 3.4. Analisi di linearità

I segnali registrati nelle prove dinamiche possono evidenziare delle non linearità applicando la tecnica di identificazione basata sulla trasformata di Hilbert. Come descritto in dettaglio nel parag. 2, se al segnale registrato viene sommato la sua trasformata di Hilbert, la forma delle orbite descritte nel piano complesso dal segnale ottenuto è indice della presenza di non linearità. La conoscenza del tipo di risposta dinamica della struttura ai carichi agenti, permette di effettuare la scelta del tipo di modello strutturale.

### 3.5. Scelta ed ottimizzazione del modello

I risultati delle analisi preliminari (dallo studio dei progetti, alle ispezioni visive, all'analisi sui materiali e dinamiche per la valutazione delle caratteristiche dinamiche, all'analisi di linearità) sono elementi importanti per l'ottimizzazione del modello ad elementi finiti (F.E.M.) o di un modello al continuo della travata del ponte. L'ottimizzazione del modello F.E.M. [9,10,11] si può basare sulla minimizzazione dell'errore fra le frequenze sperimentali e quelle analitiche. Mentre il modello al continuo di una trave semplicemente appoggiata, con massa distribuita  $\mu$ , luce  $L$ , modulo di Young  $E$  dedotto dalle analisi sui materiali può essere tarato mediante l'individuazione di un'inerzia equivalente  $I$  della trave sulla base della prima frequenza modale flessionale  $\omega_1$  [12] come segue:

$$\omega_1 = \frac{\pi^2}{L^2} \sqrt{\frac{EI}{\mu}} \Rightarrow I = \frac{\mu L^4 \omega_1^2}{E\pi^4} \quad (10)$$

### 3.6. Analisi dinamica su modello analitico

Il modello analitico (sia modello ad elementi finiti che modello al continuo [12, 13]) può essere utilizzato per effettuare un'analisi statica e dinamica della struttura, in particolare è possibile la valutazione del coefficiente di amplificazione dinamica quando la struttura è soggetta al transito dei treni in condizioni di esercizio.

## 4. APPLICAZIONE DELLA PROCEDURA AD UN PONTE ESISTENTE

La procedura descritta al paragrafo precedente è stata applicata ad un ponte esistente sulla Avellino-Rocchetta-S.Antonio-Foggia, costruito nel 1896 in servizio al km 22 in prossimità del paese di Lapio. Il ponte ha una lunghezza di 96m ed un peso di 257093daN (fig.11,12). Le analisi preliminari, ovvero lo studio degli elaborati di progetto e le ispezioni visive, hanno permesso di ottenere un primo modello analitico del ponte.

Successivamente, sulla base dei risultati dell'analisi in frequenza e dell'identificazione del fattore di smorzamento si è ottimizzato il modello analitico. La fig. 13 mostra la disposizione

degli accelerometri sull'impalcato da ponte. In particolare il confronto in termini di frequenze proprie e modi di vibrare sono riassunti in tabella 1, dove si è indicato con  $f_s$  le frequenze sperimentali ottenute mediante la prova con vibrodina, con  $f_T$  le frequenze ottenute con prove ottenute al passaggio del treno, con  $f_{CM}$  le frequenze del modello al continuo,  $f_{FEM}$  le frequenze del modello ad elementi finiti. Sono inoltre riportate nelle colonne 4 e 6 rispettivamente la descrizione delle forme modali del modello al continuo, che fornisce ovviamente informazioni sul solo comportamento flessionale, e del modello ad elementi finiti.



Fig. 11 - Il ponte di Lapio al km22.



Fig. 12 La travata del ponte di Lapio.



Fig. 13 - Posizione degli accelerometri sul ponte

Le figg. 14 e 15 forniscono la funzione di risposta in frequenza utilizzando la risposta in oscillazione libera successiva al passaggio del treno e quella ottenuta con i dati relativi alla prova con vibrodina. La fig. 16 mostra la funzione decremento che ottimizza l'andamento dei massimi della risposta in oscillazione libera successiva all'eccitazione del ponte mediante vibrodina. Il fattore del primo fattore di smorzamento è stato valutato pari a  $\xi = 2\%$ .

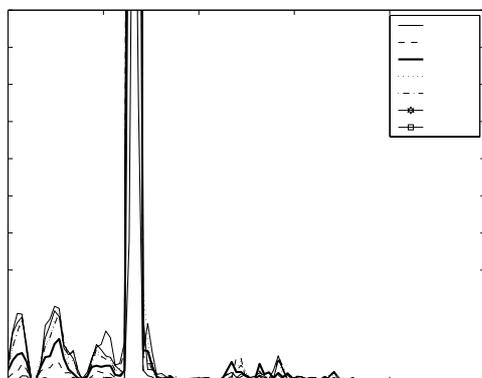


Figura 14 – Modulo della funzione di risposta in frequenza ottenuta dalla prova di traffico,

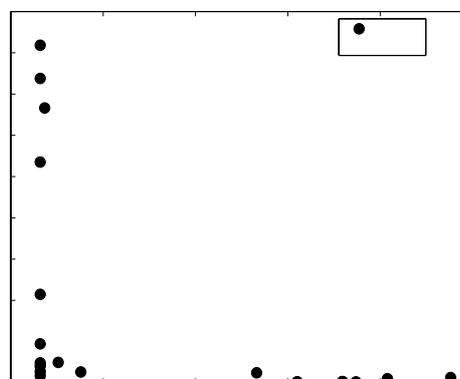


Figura 15 – Modulo della funzione di risposta in frequenza ottenuta con la prova con vibrodina.

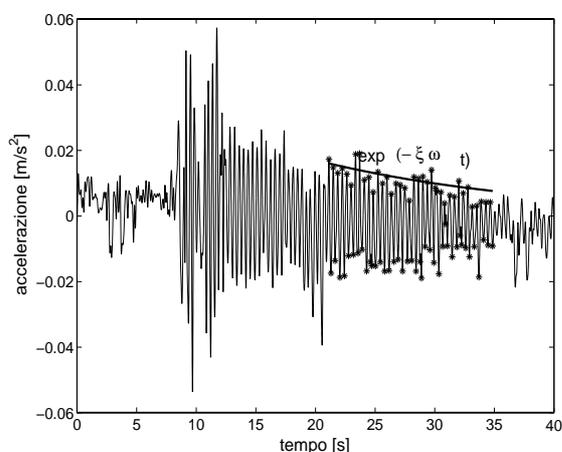


Fig. 16 - Identificazione del primo fattore di smorzamento.

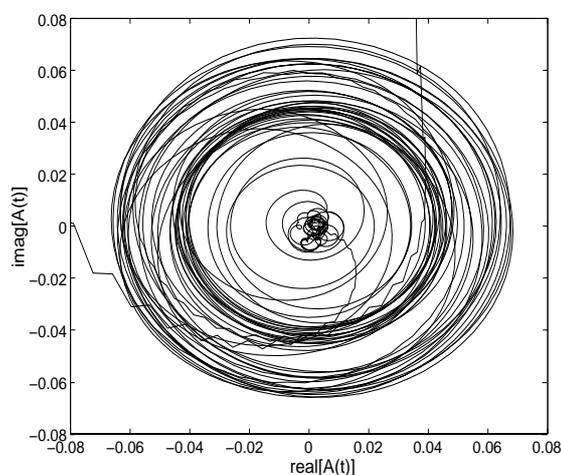


Fig. 17 – Comportamento lineare nella risposta del ponte.

L'analisi di linearità ha permesso di scegliere un modello lineare per descrivere il comportamento del ponte ai carichi viaggianti. La fig. 17 mostra il segnale accelerometrico elaborato mediante la tecnica della trasformata di Hilbert come descritto al paragrafo 2, ed in particolare le orbite del segnale  $A(t)=a(t)+H_i[a(t)]$ , dove  $a(t)$  è il segnale accelerometrico registrato e  $H_i[a(t)]$  è la sua trasformata di Hilbert. Le proiezioni di  $A(t)$  nel piano complesso sono delle orbite perfettamente circolari, pertanto si può concludere che la risposta del ponte a tali sollecitazioni è di tipo lineare.

I risultati ottenuti hanno permesso di ottimizzare un modello ad elementi finiti del ponte mediante minimizzazione dell'errore commesso sulle frequenze proprie. Si riportano in fig. 18 le principali forme modali del ponte.

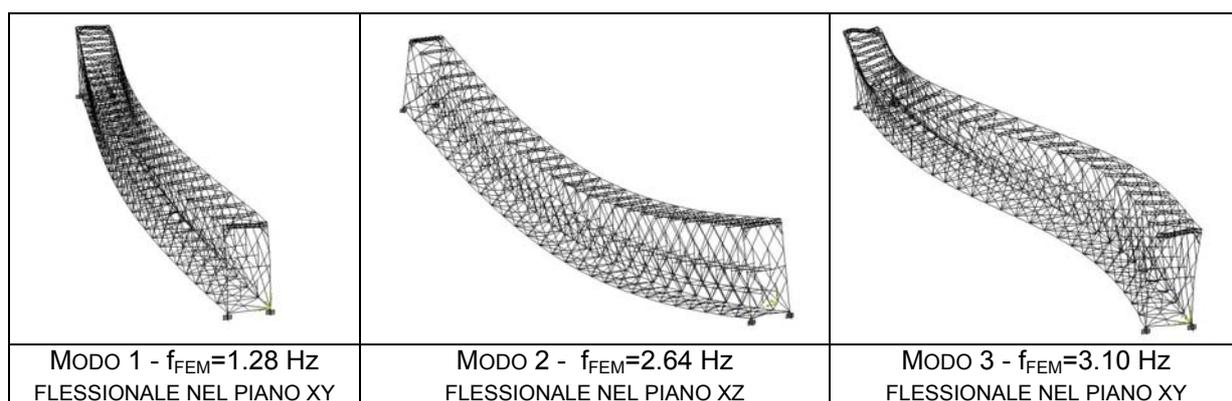


Fig. 18 – Le prime tre forme modali flessionali.

Il modello ad Elementi Finiti permette la valutazione del coefficiente di amplificazione dinamica, definito come rapporto fra lo spostamento dinamico in mezzzeria della travata  $\delta_{din}$  e il corrispondente valore statico  $\delta_{sta}$ , come segue

$$\phi = \frac{\delta_{din}}{\delta_{sta}} \quad (11)$$

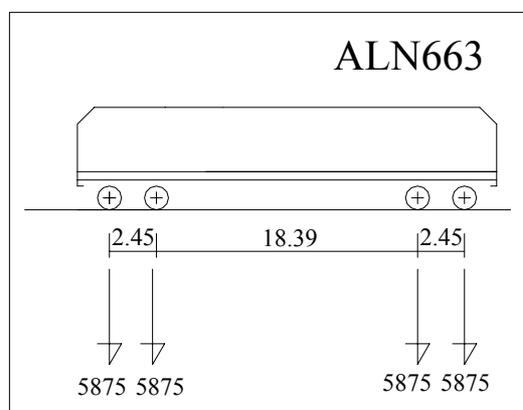


Fig. 19 – Treno di linea ALN663.

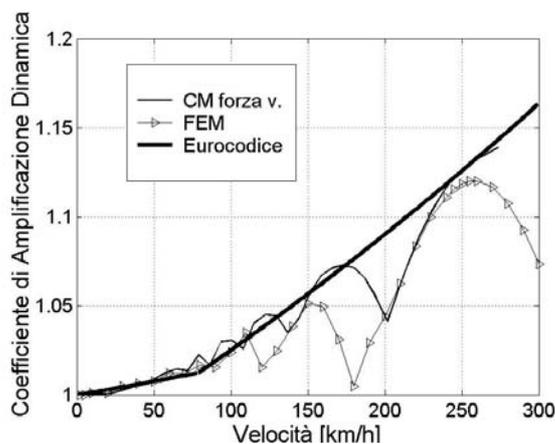


Fig. 20 – Confronto in termini di coefficiente di amplificazione dinamica.

Tale valore dipende fortemente dalla velocità del carico viaggiante, ed dalla interazione veicolo-ponte. Nella fig. 20 si riporta il valore di  $\phi$  per un locomotiva ALN663 (fig. 19) al variare della velocità, tale valore ottenuto mediante l'analisi dinamica su un modello ad elementi finiti viene comparato a quello ottenuto utilizzando la formula proposta dell'Eurocodice 1, ed adottata dalle Ferrovie dello stato Italiane ([14,15]).

Nella stessa fig. 19 si riporta l'andamento del coefficiente di amplificazione dinamica  $\phi$  per il modello al continuo di trave semplicemente appoggiata soggetta ad una forza viaggiante [13]. I valori ottenuti sono prossimi a quelli dell'Eurocodice pertanto si può ritenere che la formula dell'Eurocodice fornisca dei valori di  $\phi$  che non tengono conto dell'interazione veicolo-struttura.

Al fine di tener conto di questo fenomeno senza grosse complicazioni computazionali gli autori hanno sviluppato una modellazione della travata da ponte al continuo; fig. 19 mostra il modello semplice di travata e quello adottato per schematizzare il veicolo. In particolare l'inerzia equivalente della trave è stata valutata eguagliando la prima frequenza flessionale longitudinale flessionale con quella sperimentale (2.64Hz) come mostrato in eq.10, mentre si è assunto un modulo di Young pari a quello sperimentale. La dinamica della trave equivalente continua percorsa dal veicolo meccanico viaggiante è descritta da un sistema di  $n+m$  equazioni, dove  $n$  è il numero di modi che si ritiene significativi, ed  $m$  sono il numero di masse viaggianti. Utilizzando una formulazione stato-spazio, si può risolvere il sistema di  $2n+2m$  equazioni che fornisce tutte le grandezze nel tempo: spostamenti, velocità ed accelerazioni della travata e della massa viaggiante. La completa formulazione del problema è esposta in modo esteso nell'articolo di Ferraioli et al. [13]. In particolare il sistema di sospensioni del veicolo è stato caratterizzato con una molla di rigidità  $k_v$  e un costante di smorzamento  $c_v$  definiti sulla base dei valori forniti dall'Ente Ferrovie.

Per considerare gli effetti dell'interazione veicolo struttura si è confrontata la risposta dell'Eurocodice e quella del modello ad elementi finiti con la soluzione ottenuta con la

modellazione della travata al continuo (fig. 21) in cui il veicolo è schematizzato mediante una massa sospesa e una non sospesa collegate da molla e smorzatore, in particolare si è considerato per il veicolo il modello costituito da una sola massa e quello da due masse viaggianti al fine di analizzare rispettivamente la possibilità di scarico della massa del veicolo su un unico asse o su due assi distinti. La fig. 22 mostra come la presenza di interazione veicolo-struttura porta ad un'amplificazione della risposta, e quindi il trascurare tale fenomeno o l'utilizzo della formula di normativa porta a sottostimare il fenomeno dinamico.

Modo N.	$f_S$ [Hz]	$f_T$ [Hz]	$f_{CM}$ [Hz]	Forme modali CM	$f_{FEM}$ [Hz]	Forme modali FEM
1		1.26			1.28	Flessionale trasversale xy
2	2.64	2.64	2.64	Flessionale longitudinale	2.64	Flessionale longitudinale xz
3		2.92			3.10	Flessionale trasversale xy
4		3.03			3.42	Torsionale
5					4.53	Flessionale trasversale xy
6		4.88			4.99	Flessionale trasversale xy
7		5.66			5.24	Locale
8					5.46	Locale
9					5.96	Locale
10					6.77	Locale
11					6.86	Locale
12					6.92	Locale
13					6.92	Locale
14					6.93	Locale
15		7.13			7.36	Flessionale Trasversale xy
16		8.10	8.76	Flessionale longitudinale	8.23	Flessionale Longitudinale xz
17		9.23			8.76	Flessionale Longitudinale xz
18			21.19	Flessionale longitudinale		

Tabella 1 - Frequenze e forme modali

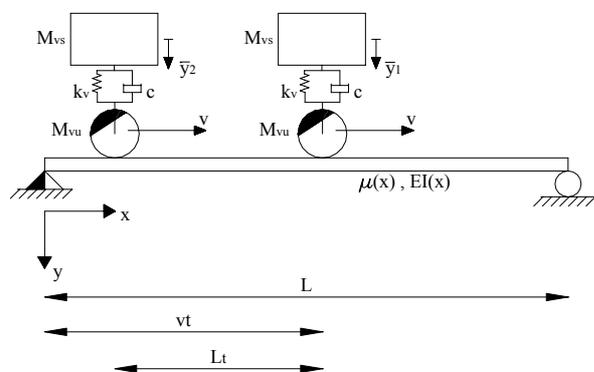


Fig. 21 – Modello al continuo.

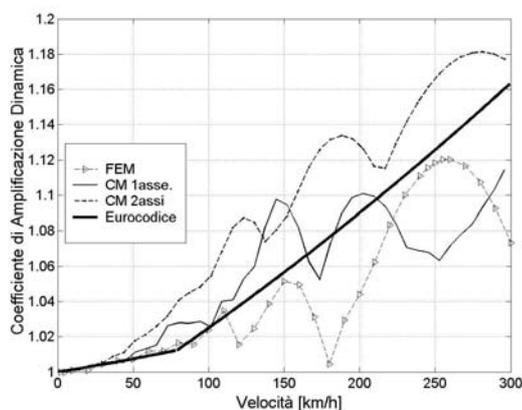


Fig. 22- Confronto in termini di coefficiente di amplificazione dinamica.

## 5. CONCLUSIONI

Una procedura per lo studio e la verifica di ponti esistenti è stata presentata in dettaglio, in particolare una tecnica basata sulla trasformata di Hilbert è stata utilizzata per verificare il comportamento lineare al passaggio dei convogli di esercizio. La procedura è stata applicata ad un ponte esistente di antico impianto sulla linea Avellino-Rocchetta-S. Antonio-Foggia.

I dati raccolti hanno permesso di ottimizzare un modello ad elementi finiti. Il comportamento dinamico ponte soggetto al passaggio di una forza equivalente al treno è stata valutata; i valori ottenuti del coefficiente di amplificazione dinamica sono prossimi a quelli forniti dall'Eurocodice. Inoltre per tener conto dell'interazione veicolo-struttura si è tarato un modello al continuo della travata che considera il solo comportamento flessionale, la semplificazione della struttura ha permesso di modellare con maggior dettaglio il veicolo. Il considerare tale fenomeno porta ad un'amplificazione dinamica della risposta.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] Salawu O.S. & Williams C. (1995) Review of full-scale dynamic testing of bridge structure, *Engineering structures*, Vol.17, No.2, 113-121.
- [2] Kou J.W. & DeWolf J.T. (1997) Vibrational behaviour of continuous span highway bridge-influencing variables, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, N.123: 333-344.
- [3] Ewins D.J. (1986), Modal Testing: theory and Practice, *Research Study Press*, Letchworth.
- [4] Huang C.S. & Yang Y.B. & Lu L.Y. & Chen C.H. (1999) Dynamic testing and system identification of a multi-span highway bridge, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, John Wiley & Sons, N. 28: 857-878.
- [5] Liung L. (1997) System identification: theory for the users, *PTR Prentice Hall*.
- [6] Juang J.N. & Pappa R.S. (1988), A comparative overview of modal testing and system identification for control of structures. *Shock Vib. Dig.* LA-13070-MS.
- [7] De Stefano A. & Ceravolo R. (2002), Signal analysis and artificial intelligence in structural monitoring and diagnosis, Proc.of US-Europe Workshop on Sensor and Smart Technology, 3WCSC, 83-90.
- [8] Feldeman, M. 1994. Non-Linear System Vibration Analysis Using Hilbert transform, *Mechanical System and Signal Processing*. 8: 119-254.
- [9] Ferraioli M., Malangone P., Zambrano A., Identification of an ancient Iron Railway Bridge through Dynamic Testing for Seismic Resistance Assessment, Proceeding of STESSA 2003 conference, Napoli, Balkema.
- [10] Abruzzese D., Ferraioli M., Malangone P., Zambrano A., Some iron railway bridges of the nineteenth century in Italy; historical considerations and recent investigations, Proceedings of the Conceptual approach to Structural Design conference, 2003, Milano.
- [11] Ferraioli M., Malangone P., Zambrano A., Experimental and theoretical analysis of iron bridges of the nineteenth century, Proceeding of C.T.A. XIX Conference "Collegio dei Tecnici dell'acciaio", Settembre 2003, Genova.
- [12] Ferraioli M., Malangone P., Rauci M. & Zambrano A., Historical railway bridges: tests and numerical analysis, Proc. of Structural Analysis of historical Construction, Padova 10-13 novembre 2004.
- [13] Friba L., 1972. Vibration of solids and structures under moving loads, *Academia, Publishing House of the Czechoslovak academy of Sciences, Prague*
- [14] Eurocode 1 part 3 Basis of design and actions on structures UNI ENV 1991-3.
- [15] Ferrovie dello stato FS s.p.a., ASA Servizi di Ingegneria, Testo aggiornato dell'istruzione n.1/Sc/Ps-OM/2298 del 2 giugno 1995 completo delle relative integrazioni, Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari, istruzioni per la progettazione e il collaudo, 1997, Roma.