

VALUTAZIONE DELLO STATO DI CONSERVAZIONE DEI PONTI IN CEMENTO ARMATO

C. Gentile*

*Politecnico di Milano
Dipartimento di Ingegneria Strutturale
Piazza Leonardo da Vinci 32, 20133 Milano, Italy

Sommario. *Il lavoro analizza, nell'ambito generale della valutazione dello stato di conservazione dei ponti in c.a., la classe particolare dei ponti ad arco; i ponti ad arco in c.a. rappresentano infatti una classe di strutture ad elevato rischio di degrado delle prestazioni strutturali, per i quali il controllo sistematico ed il monitoraggio dello stato di salute mediante ispezione visiva è spesso non agevolmente praticabile. Per tale importante classe di strutture l'unica forma attualmente sostenibile di valutazione dello stato di conservazione comporta la periodica esecuzione di indagini dinamiche di vibrazione ambientale. Si illustra, quindi, con particolare riferimento ai casi studio del ponte della Vittoria e del Viadotto di Cairate la metodologia d'indagine basata sull'identificazione modale e strutturale eseguite a valle di prove dinamiche ambientali.*

1 INTRODUZIONE

In linea di principio, la valutazione dello stato di conservazione di un ponte esistente presuppone la preliminare disponibilità delle informazioni sulla geometria dell'opera, le caratteristiche dei materiali, il comportamento strutturale globale. Nell'ipotesi di disporre della documentazione di progetto ovvero di un attendibile rilievo dello stato di fatto, quasi sempre i programmi di manutenzione degli Enti di Gestione sono basati su visite di ispezione visiva, effettuate con regolarità da personale qualificato. Quasi mai tali ispezioni implicano misure *in situ* o prove di caratterizzazione dei materiali; prove di tipo statico e/o dinamico, finalizzate all'individuazione di possibili malfunzionamenti strutturali sono effettuate raramente e solo in casi particolari, ovvero per ponti di interesse strategico [14-15] o quando le condizioni di danneggiamento sono così avanzate da suggerire una analisi più approfondita delle condizioni strutturali.

Questa tradizionale tendenza ad effettuare il monitoraggio delle condizioni strutturali al passare del tempo e la determinazione di classi omogenee di manutenzione prevalentemente in base ad ispezioni visive successive (eventualmente integrate da prove su campioni di materiale) è stata in qualche modo rafforzata negli ultimi anni dallo sviluppo di codici commerciali specificamente orientati verso la gestione dei sistemi infrastrutturali o *Bridge Management System (BMS)*. Tali codici *BMS* generalmente gestiscono le seguenti operazioni [5-6]: 1) localizzazione di ogni opera catalogata tramite sistema *GIS*; 2) anagrafica dettagliata della struttura in forma testuale e grafica; 3) riconoscimento di possibili difetti riscontrati nell'ambito di un catalogo integrato; 4) classificazione e valutazione di pericolosità di ogni difetto riscontrato; 5) ricognizione dei risultati di eventuali indagini su campioni di materiale; 6) ottenimento di un indice di danneggiamento relativo; 7) ottenimento di classi di manutenzione omogenee; 8) ottenimento di una stima diretta dei costi di ripristino.

Va naturalmente rilevato che l'efficacia del monitoraggio delle condizioni strutturali attraverso protocolli *BMS* è legato alla sostenibile periodica ripetizione delle visite di ispezione.

Una frazione non trascurabile dei ponti attualmente in servizio nel nostro Paese è rappresentata da ponti ad arco in c.a. realizzati anteriormente agli anni '70. Tali sistemi, oltre ad essere naturalmente esposti all'azione di carichi accidentali anche sensibilmente maggiori di quelli originari di progetto, sovente presentano elementi strutturali (archi e puntoni, travi longitudinali, traversi e piastre d'impalcato) di non facile accesso alle ispezioni di controllo periodico sia per motivi intrinseci legati all'architettura strutturale dei ponti ad arco sia in quanto tali opere molto spesso realizzano il superamento di fiumi o di profonde incisioni naturali. I ponti ad arco in c.a. rappresentano quindi una classe di strutture ad elevato rischio di degrado delle prestazioni strutturali, per i quali il controllo sistematico ed il monitoraggio dello stato di salute mediante ispezione visiva è spesso non agevolmente praticabile. Per tale importante classe di strutture l'unica forma attualmente sostenibile di valutazione dello stato di conservazione comporta la periodica esecuzione di indagini dinamiche di vibrazione ambientale. Infatti, le indagini dinamiche ambientali e l'analisi modale sperimentale sono, in linea teorica, particolarmente adatte per l'analisi dei moderni ponti ad arco in acciaio [9], [13], [20] ed in c.a. [4-6], [10], [15-16] dal momento che queste strutture sono, in generale, relativamente flessibili, per cui è possibile identificare sperimentalmente un elevato numero di modi principali. Inoltre, i costi estremamente contenuti portano a considerare

con grande interesse l'installazione permanente di sistemi di monitoraggio con sensori *MEMS*: a titolo d'esempio, una rete con 36 canali di misura *MEMS*, completa di cablaggi e centralina d'acquisizione locale (a cui connettersi con PC in occasione del controllo programmato) ha un costo non superiore ai 5000 euro.

Le caratteristiche modali (frequenze naturali e deformate modali) individuate nel corso delle indagini dinamiche hanno il duplice scopo di:

- a) costituire il termine di riferimento ad una determinato istante per le prove condotte in tempi successivi (così da poter individuare possibili danni strutturali attraverso la variazione dei parametri modali);
- b) consentire la taratura di modelli ad E.F. che, meglio dei modelli modali, consentono l'interpretazione ingegneristica di eventuali danni strutturali evidenziati da possibili modifiche del comportamento dinamico.

Nella nota, dopo aver richiamato i fondamenti teorici dell'analisi modale sperimentale mediante la tecnica *Frequency Domain Decomposition* [7-8] e del semplice metodo di Douglas-Reid [12] per l'aggiornamento dei parametri di un modello strutturale, si esemplifica l'applicazione di tali tecniche alla valutazione dello stato di conservazione di due importanti ponti ad arco in c.a.

2 PROCEDURE DI IDENTIFICAZIONE MODALE E STRUTTURALE

2.1 Identificazione modale

L'identificazione dei parametri modali può essere effettuata attraverso analisi delle registrazioni disponibili nel dominio delle frequenze. In particolare, unitamente alla procedura di analisi spettrale classica [3] raccomandata nella Norma UNI 10985 [20], può essere convenientemente utilizzata la tecnica nota in letteratura come *Frequency Domain Decomposition* [7-8] o *FDD*. Ambedue i metodi presuppongono la valutazione della matrice spettrale:

$$\mathbf{G}(f) = E[\mathbf{A}(f)\mathbf{A}^H(f)] \quad (1)$$

ove il vettore $\mathbf{A}(f)$ raccoglie le accelerazioni trasformate nel dominio delle frequenze, l'apice H indica la matrice trapposta complessa coniugata ed E rappresenta il valore atteso. I termini diagonali della matrice $\mathbf{G}(f)$ sono gli autospettri dei segnali registrati laddove i termini extra-diagonali sono le densità spettrali incrociate. La matrice spettrale (1) è in genere stimata utilizzando il classico metodo del periodogramma modificato di Welch [26]; in base a tale approccio, viene calcolata una media su ogni segnale, suddiviso in M sequenze di $2n$ campioni temporali con finestrazione e sovrapposizione delle sequenze.

A tal proposito va rilevato che sia l'approccio spettrale classico che la tecnica *FDD* operano nell'ipotesi che la forzante non nota abbia le caratteristiche di un rumore bianco [3]; tale ipotesi si considera sostanzialmente soddisfatta quando la dimensione dei segnali registrati è superiore a 2000 volte il periodo fondamentale della struttura [11].

Nell'approccio spettrale classico, la stima delle frequenze proprie è guidata dall'individuazione dei picchi degli autospettri e degli spettri incrociati; per tale motivo, la procedura è sovente denominata nella letteratura scientifica *Peak Picking (PP)*. L'approccio *PP* conduce a stime attendibili nelle ipotesi di basso smorzamento e frequenze principali sufficientemente distanziate. Infatti, per un sistema debolmente smorzato ed sottoposto a forzante casuale di tipo rumore bianco [3] sia gli autospettri

che i cross-spettri presentano un massimo locale in corrispondenza delle frequenze dei modi propri; quindi, per modi sufficientemente spazati, la matrice spettrale può essere approssimata nell'intorno della frequenza modale f_r dalla:

$$\mathbf{G}(f_r) \approx \alpha_r \boldsymbol{\phi}_r \boldsymbol{\phi}_r^H \quad (2)$$

ove α_r rappresenta una sorta di fattore di scala. La relazione (2) evidenzia che sia ogni riga o colonna della matrice spettrale sia la radice quadrata dei termini diagonali alla frequenza f_r può considerarsi come una stima della relativa deformata modale.

L'approccio spettrale classico *PP* presenta, com'è noto, alcune limitazioni relativamente all'identificazione di modi con frequenze ravvicinate e dei fattori di smorzamento [3].

La procedura *FDD* è basata sulla decomposizione in valori singolari (*SVD*) [17] della matrice spettrale in corrispondenza di ogni frequenza:

$$\mathbf{G}(f) = \mathbf{U}(f) \boldsymbol{\Sigma}(f) \mathbf{U}^H(f) \quad (3)$$

essendo $\boldsymbol{\Sigma}$ la matrice diagonale dei valori singolari (in ordine generalmente discendente) ed \mathbf{U} è la matrice complessa contenente i vettori singolari. Qualora in corrispondenza di una certa frequenza sia abbia contribuito significativo di un solo modo principale, la matrice spettrale potrà approssimarsi mediante una matrice di rango unitario avente la rappresentazione seguente:

$$\mathbf{G}(f) \cong \sigma_1(f) \mathbf{u}_1(f) \mathbf{u}_1^H(f) \quad (4)$$

Il confronto tra le eqq. (2) e (4) rende evidente che il primo valore singolare $\sigma_1(f)$ alla generica frequenza rappresenta l'intensità del modo dominante a quella frequenza laddove il corrispondente vettore singolare $\mathbf{u}_1(f)$ contiene la forma modale; i successivi valori singolari rappresentano l'intensità del rumore presente o di modi con frequenza vicina al dominante. Dal momento che il primo valore singolare $\sigma_1(f)$ alla generica frequenza rappresenta l'intensità del modo dominante a quella frequenza, i massimi locali di $\sigma_1(f)$ consentono di individuare agevolmente i modi principali, come è illustrato in Fig. 1b per il ponte ad arco di Canonica d'Adda (Fig. 1a).



Figura 1a: Vista del ponte ad arco in c.a. di Canonica d'Adda (G. Krall, 1955)

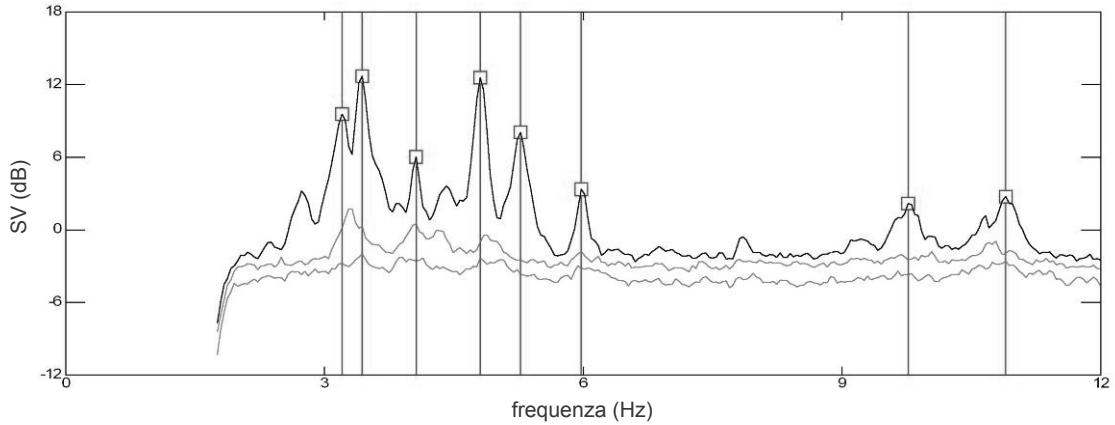


Figura 1b: Identificazione delle frequenze naturali attraverso i valori singolari (SV) della matrice spettrale

L'approccio *FDD* è, in linea di principio, abbastanza semplice e presenta considerevoli miglioramenti rispetto al tradizionale *PP* in quanto:

1. l'applicazione della *SVD* rappresenta al minimo un metodo efficace per regolarizzare la matrice spettrale e, quindi, migliorare la stima delle deformate modali;
2. la valutazione delle forme modali è automatica e significativamente più semplice che nel *PP*;
3. modi con frequenze ravvicinate possono identificarsi in base ai vettori singolari corrispondenti a valori singolari non trascurabili;
4. l'estensione del metodo denominata *Enhanced Frequency Domain Decomposition* [5] o *EFDD* consente la stima degli smorzamenti modali.

2.2 Identificazione strutturale

Una volta stabilito un modello di riferimento della struttura (in base ai disegni di progetto ed a rilievi in sito) e definiti i parametri strutturali da aggiornare, tali parametri possono essere valutati in modo da rendere minima la differenza tra le frequenze naturali calcolate e misurate mediante la procedura di Douglas-Reid [12]. In base a tale semplice approccio, la dipendenza delle frequenze naturali (o generalmente dei parametri modali) del modello dai parametri strutturali incerti X_k ($k=1,2,\dots, N$) viene approssimata, in un certo intorno dei valori delle X_k , mediante la relazione seguente:

$$f_i^*(X_1, X_2, \dots, X_N) = \sum_{k=1}^N [A_{ik} X_k + B_{ik} X_k^2] + C_i \quad (5)$$

ove f_i^* rappresenta l'approssimazione assunta per la i -esima frequenza principale del modello ed i coefficienti A_{ik} , B_{ik} , C_i sono delle costanti da determinare prima di stimare i parametri strutturali incogniti minimizzando lo scarto tra le f_i^* ed i valori sperimentali f_i^E :

$$J = \sum_{i=1}^M w_i \left| \frac{f_i^E - f_i^*(X_1, X_2, \dots, X_N)}{f_i^E} \right| \quad (6)$$

essendo w_i una costante peso.

Naturalmente, dal momento che l'eq. (5) può rappresentare una ragionevole approssimazione della dipendenza delle frequenze del modello dai parametri incogniti nell'intorno di un valore "base" di tali parametri X_k^B ($k=1,2,\dots, N$) delimitato da limiti inferiori X_k^L e superiori X_k^U ($k=1,2,\dots, N$), i coefficienti A_{ik} , B_{ik} , C_i sono dipendenti sia

dal valore "base" sia dalle dimensioni dell'intorno in cui la (5) è ritenuta valida (ovvero dai valori limite superiori ed inferiori).

3 IL PONTE SUL PIOVERNA A CREMENO (1923)

Un caso emblematico di ponte ad arco in c.a. caratterizzato da grande difficoltà di accesso all'ispezione degli elementi strutturali è lo storico ponte ad arco che realizza l'attraversamento del torrente Pioverna tra Cremeno e Maggio (Provincia di Lecco) su una incisione naturale avente circa 90.0 m di profondità [21]. Il ponte, meglio noto come *Ponte della Vittoria* in quanto dedicato ai Caduti per la Patria nella I Guerra Mondiale, fu costruito nel 1923 dall'impresa Terzi. Nel 1984 il *Ponte della Vittoria* è stato oggetto di un importante intervento di riqualificazione, con allargamento dell'impalcato e rinforzo delle arcate.

L'indagine in corso di svolgimento sul ponte consta delle seguenti fasi:

1. indagine storica ed analisi dell'ingente documentazione disponibile negli archivi dell'Amm.^{ne} Provinciale di Lecco, al fine di ricostruire geometria, carpenterie ed armature dell'opera sia nella sua configurazione attuale sia in quella originaria [23];
2. verifica in sito delle principali dimensioni geometriche ed eventuale prelievo di campioni per prove di laboratorio, approfittando dell'esecuzione di un intervento programmato di manutenzione ordinaria;
3. sviluppo di un modello ad E.F. del ponte in configurazione originale [23];
4. indagini di vibrazione ambientale ripetute, con cadenza circa bimestrale nel corso di un anno, al fine di evidenziare eventuali effetti della temperatura sulle caratteristiche dinamiche (frequenze naturali e deformate modali) del ponte [19], [22];
5. sviluppo di un modello ad E.F. della struttura nella sua configurazione attuale e calibrazione dei parametri elastici del modello in base alla correlazione tra le caratteristiche modali teoriche e sperimentali;
6. predisposizione ed esecuzione del monito-raggio dinamico vero e proprio, attraverso la ripetizione di indagini dinamiche ambientali ad intervalli programmati ovvero, in vista di un monitoraggio esteso ai ponti sull'Adda in Provincia di Lecco, attraverso l'installazione permanente di una rete di sensori *MEMS* sull'opera.

Nel seguito, dopo una breve descrizione dell'opera e della sua storia, verranno sinteticamente descritti i risultati di due indagini dinamiche successivamente condotte sull'opera (il 07.04.2006 ed il 18.05.2006) ed il modello ad E.F. sviluppato per il ponte nella sua configurazione attuale.

3.1 Descrizione dell'opera

Il *Ponte della Vittoria* (Fig. 2) è stato progettato all'inizio degli anni '20 da Antonio Cavallazzi (progetto generale e direzione dei lavori) ed Arturo Danusso (progetto strutturale) e realizzata nella seconda metà del 1923 in soli 6 mesi, grazie all'utilizzo di un ardito ponte di servizio e di una centina (Fig. 3). Il ponte è stato per lungo tempo considerato [21] uno dei più apprezzabili esempi italiani di utilizzo del c.a. Significative sono le parole con le quali nel primo numero della "*Rivista di Lecco*" (Settembre 1924) si descrive il ponte: " ... ciò che pareva irrealizzabile è ora realtà e sull'abisso si curva agile ed elegante l'arco che sembra tracciato da una mano onnipotente con una facilità, con una leggerezza davvero fantastica. Di qua e di là la roccia regge le basi dell'arco;

colonne altissime e leggere, che sembrano appoggiate all'aria si drizzano fino a raggiungere il piano stradale; alle colonnette di cemento si appoggia il parapetto della strada, al quale il viatore spaurito e meravigliato, estatico, si affaccia per scrutare l'abisso sul quale cammina".

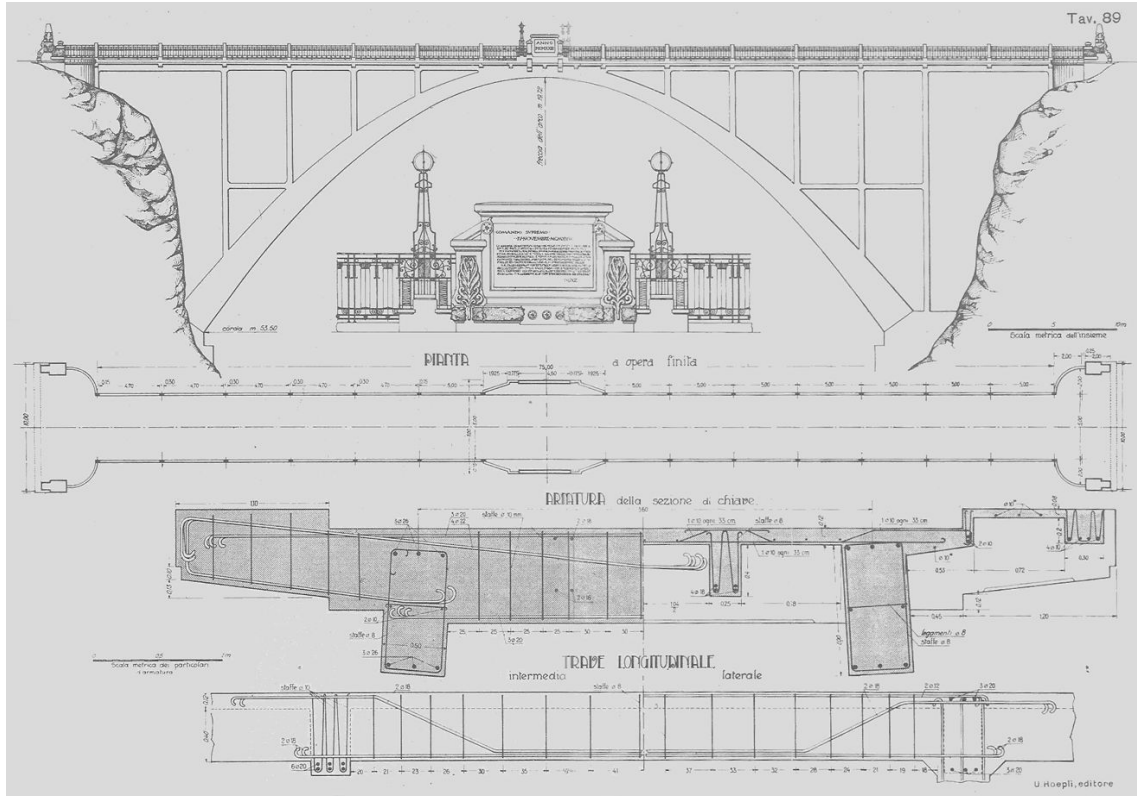


Figura 2: Il ponte della Vittoria tra Cremona e Maggio (1923): Geometria del manufatto originale [21]

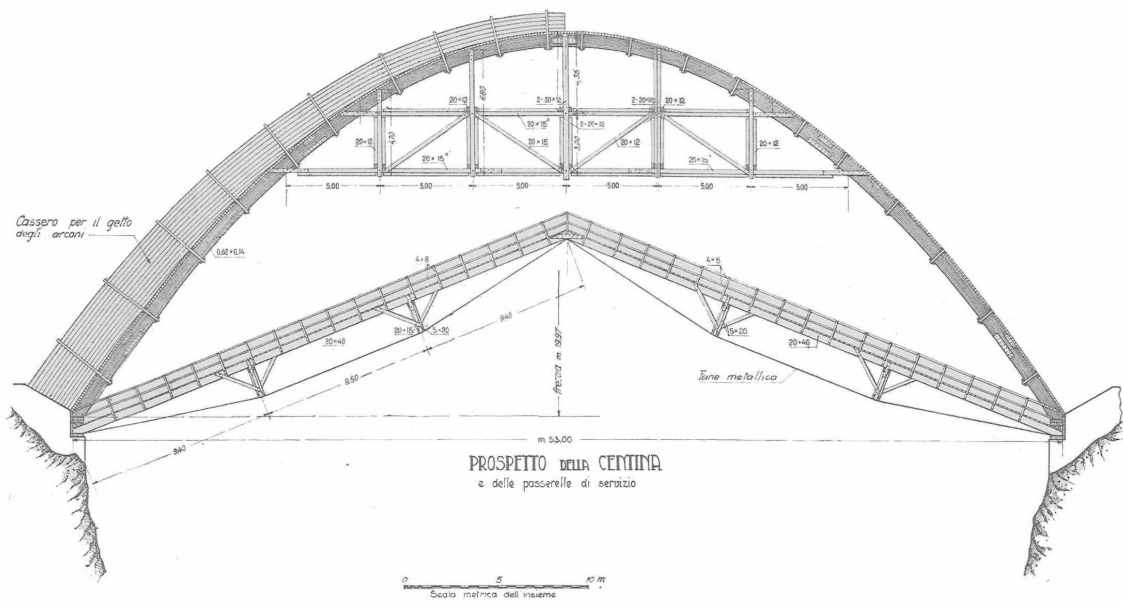


Figura 3: Centina e ponte di servizio utilizzate per la costruzione del ponte della Vittoria [21]

Il ponte è stato quindi oggetto di un intervento di riqualificazione nel 1984 (Fig. 4); tale intervento, progettato da Francesco Martinez y Cabrera in modo da rispettare il più possibile l'architettura originale del manufatto, ha comportato l'allargamento dell'impalcato (dagli originali 5.00 m agli attuali 8.90 m), il rinforzo delle arcate e dei puntoni nonché l'aggiunta di traversi di controvento dei puntoni.

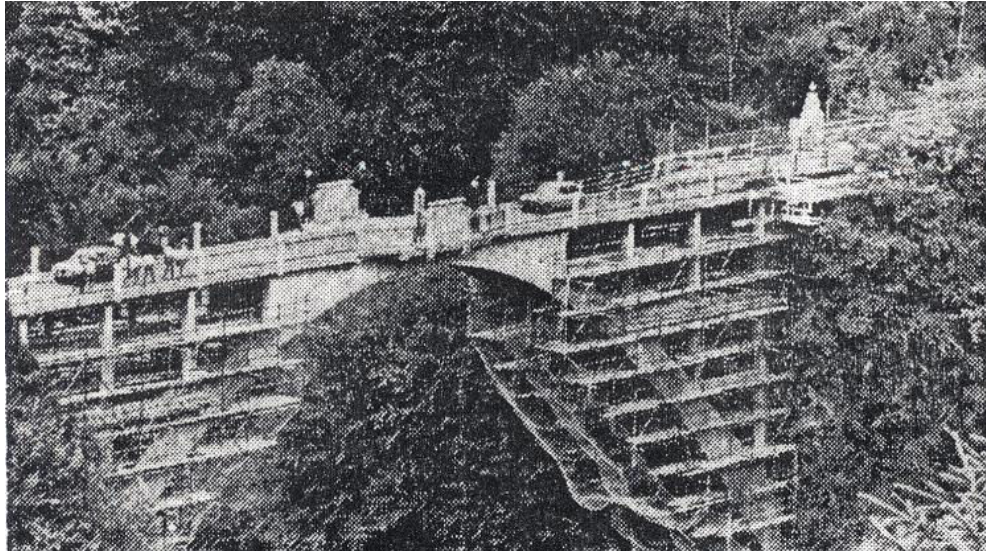


Figura 4: Vista del ponte della Vittoria durante i lavori di adeguamento strutturale

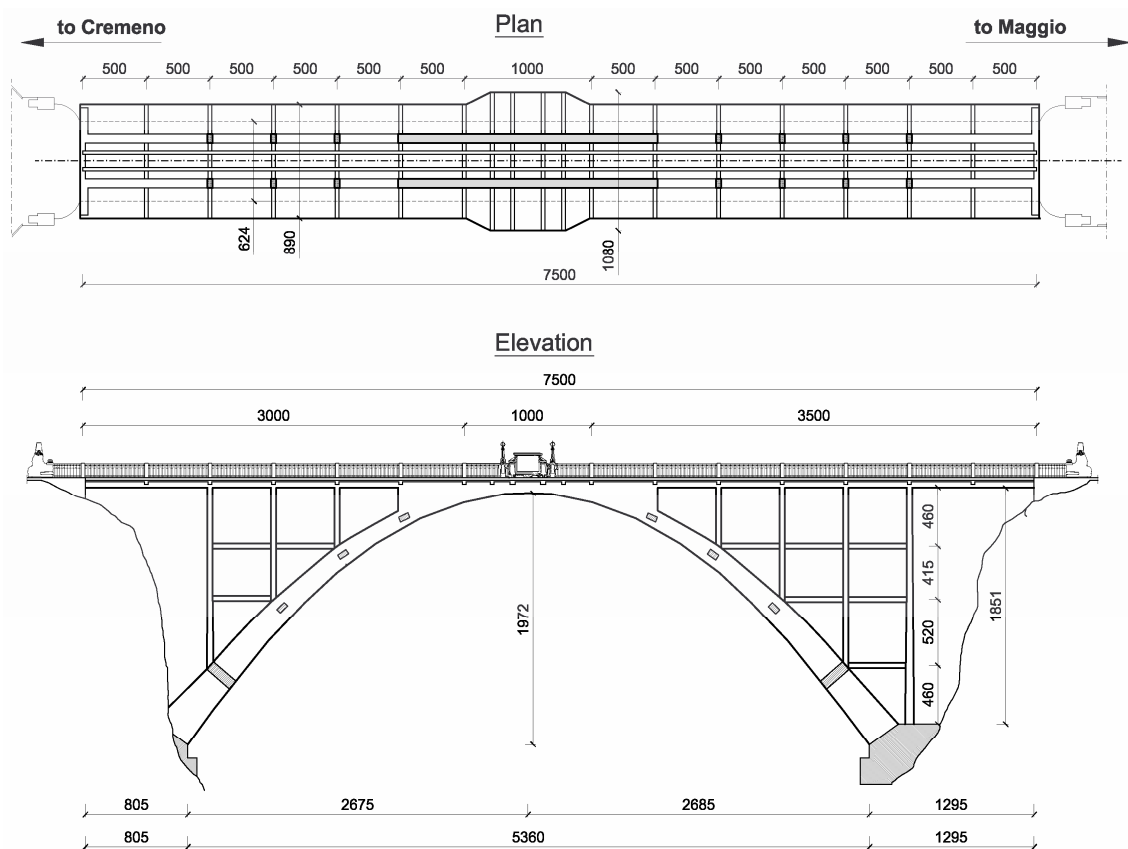


Figura 5: Pianta e sezione longitudinale del ponte della Vittoria nella configurazione attuale

Le principali caratteristiche geometriche del ponte nella sua configurazione attuale sono illustrate in Fig. 5. L'opera è costituita strutturalmente dai seguenti sottosistemi:

1. una soletta d'impalcato in c.a., avente larghezza di 8.90 m e spessore variabile tra 15.0 e 21.0 cm. Nella parte centrale dell'impalcato, ove trova alloggio il monumento ai Caduti, la larghezza è di 10.80 m;
2. un graticcio su cui si imposta la piastra d'impalcato, costituito da 4 travi longitudinali e da traversi aventi interasse generalmente di 5.00 m (salvo che nella zona centrale di maggiore larghezza);
3. due grandi archi in c.a. ad asse parabolico e sezione rettangolare di dimensioni variabili, su cui si imposta il graticcio d'impalcato per tramite di sette coppie di puntoni. La geometria delle arcate è caratterizzata da una corda all'imposta di 53.60 m e da altezza in chiave di circa 20.0 m.

3.2 Indagini dinamiche e caratteristiche modali dell'opera

Il *Ponte della Vittoria* è stato sottoposto a successive campagne di indagini dinamiche, eseguite da personale tecnico specializzato del Laboratorio Prove Materiali (Dipartimento di Ingegneria Strutturale) del Politecnico di Milano. Al fine di ottenere una sufficiente ricostruzione spaziale delle deformate modali, ogni indagine ha comportato due configurazioni di misura (con 4 sensori in comune), illustrate in Fig. 6. Nella prima configurazione (Fig. 6a) sono stati collocati 12 sensori verticali sul lato valle e 2 sensori verticali sul lato monte; nella seconda (Fig. 6b), viceversa, si sono collocati 12 sensori verticali sul lato monte e 2 sensori verticali sul lato valle. Una vista della disposizione dei sensori relativa alla configurazione di Fig. 6b è illustrata in Fig. 6c.

La strumentazione di misura dei segnali era costituita da accelerometri piezoelettrici WR 731A, completi di modulo di alimentazione WR P31.

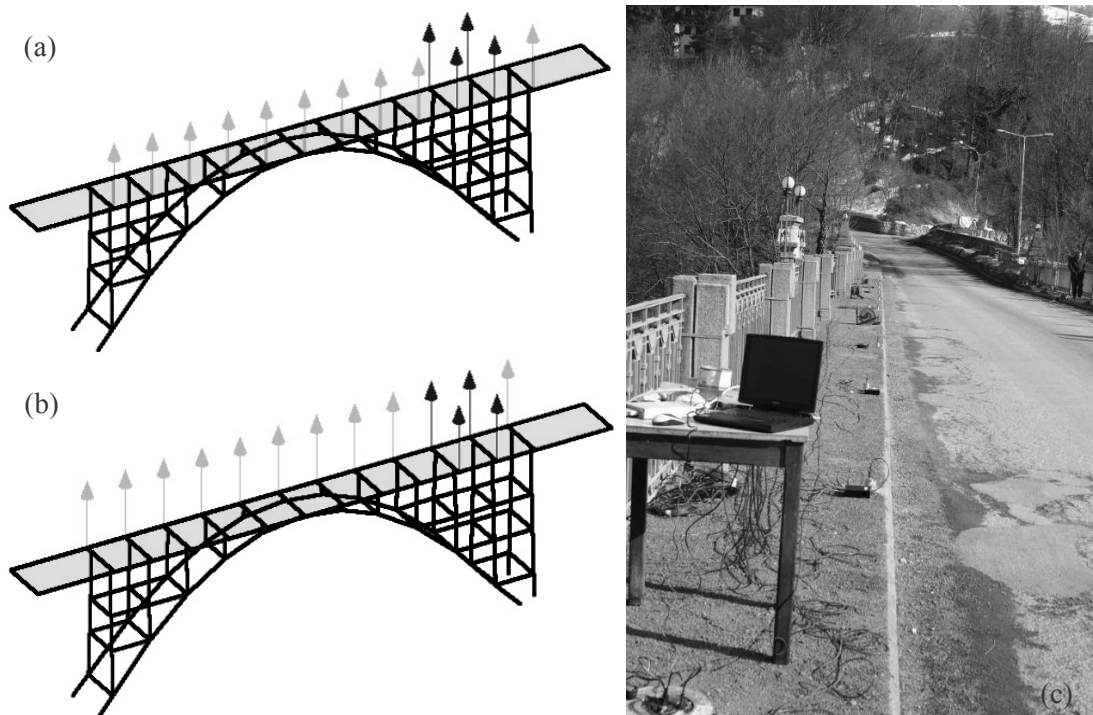


Figura 6: (a) 1° configurazione di misura; (b) 2° configurazione di misura; (c) Vista del campo di prova

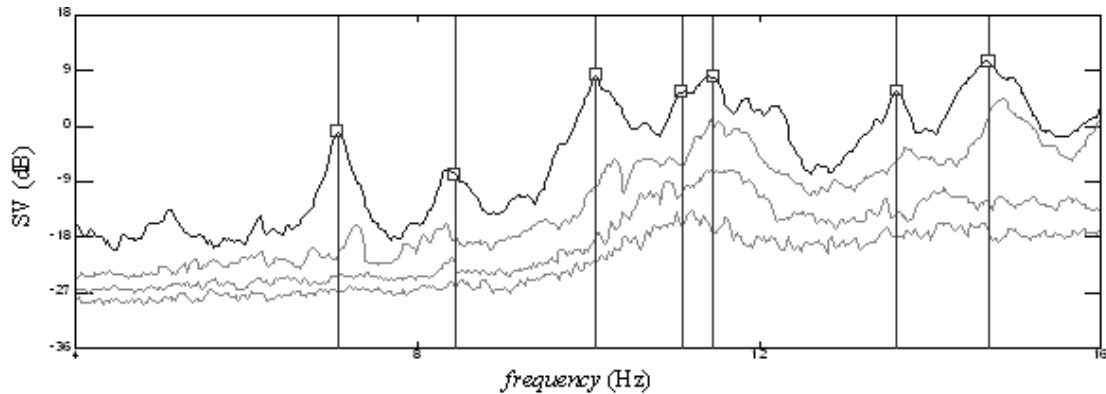


Figura 7: Indagine del 07.04.2006: Valori Singolari (SV) ed identificazione delle frequenze proprie

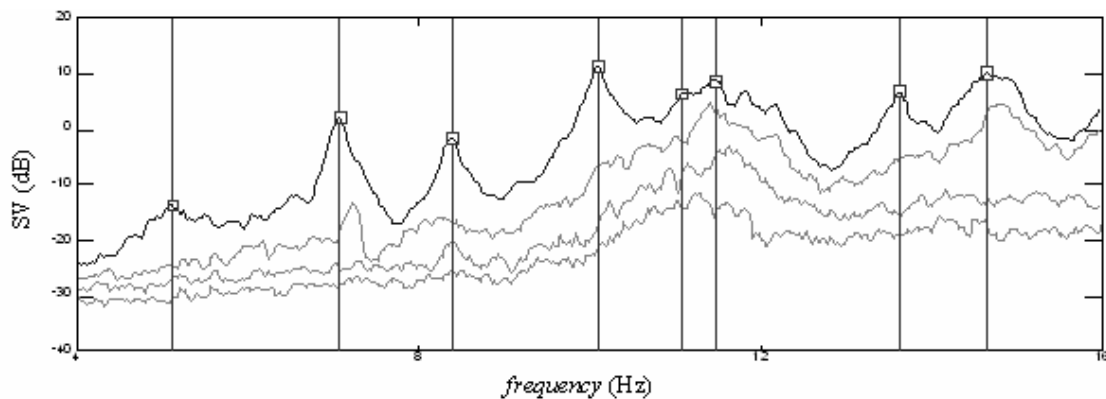


Figura 8: Indagine del 18.05.2006: Valori Singolari (SV) ed identificazione delle frequenze proprie

In tutte le indagini, la risposta dell'impalcato, in termini di accelerazione, è stata registrata con passo temporale $\Delta t=0.005$ s. Sono state effettuate registrazioni della risposta associata all'azione del traffico di durata complessiva dell'ordine dei 60 minuti per ogni configurazione di misura. Per l'identificazione modale, condotta mediante la tecnica *FDD* ed il codice [1], sono state utilizzate sequenze di 2700 secondi.

I risultati delle indagini sin qui condotte, in termini di frequenze proprie, possono riassumersi attraverso le curve illustrate in Figg. 7-8. Tali diagrammi rappresentano rispettivamente l'andamento dei primi Valori Singolari delle matrici spettrali, valutate in base ai segnali rispettivamente registrati nelle indagini del 07.04.2006 (Fig. 7) e del 18.05.2006 (Fig. 8). Come ricordato in precedenza, tali diagrammi consentono l'identificazione delle frequenze naturali attraverso i picchi del primo Valore Singolare, laddove i corrispondenti vettori singolari rappresentano una stima delle forme modali associate. La curva del primo Valore Singolare di Fig. 7, relativa all'indagine del 07.04.2006, mostra chiaramente una serie di picchi assai ben definiti in corrispondenza delle frequenze poste a circa 7.06, 8.40, 10.11, 11.11, 11.30, 13.60 e 14.65 Hz. I medesimi massimi locali sono altrettanto chiaramente individuati in Fig. 8, relativa alla successiva indagine del 18.05.06; in tale indagine è, inoltre, individuato un ulteriore modo principale con frequenza di circa 5.10 Hz.

I modi principali individuati possono classificarsi come modi flessionali verticali d'impalcato (V^+) e modi torsionali d'impalcato (V^-). I valori delle frequenze proprie individuate nelle due indagini sono sintetizzati in Tab. 1 riportata laddove in Fig. 9 sono schematicamente rappresentate le forme modali identificate (18.05.2006).

Tabella 1: Frequenze naturali identificate

Modo	frequenza (Hz)	
	07.04.2006	18.05.2006
V1 ⁺	–	5.103
V2 ⁺	7.056	7.080
V1 ⁻	8.398	8.398
V2 ⁻	10.107	10.107
V3 ⁺	11.108	11.084
V4 ⁺	11.304	11.475
V3 ⁻	13.599	13.623
V5 ⁺	14.648	14.648

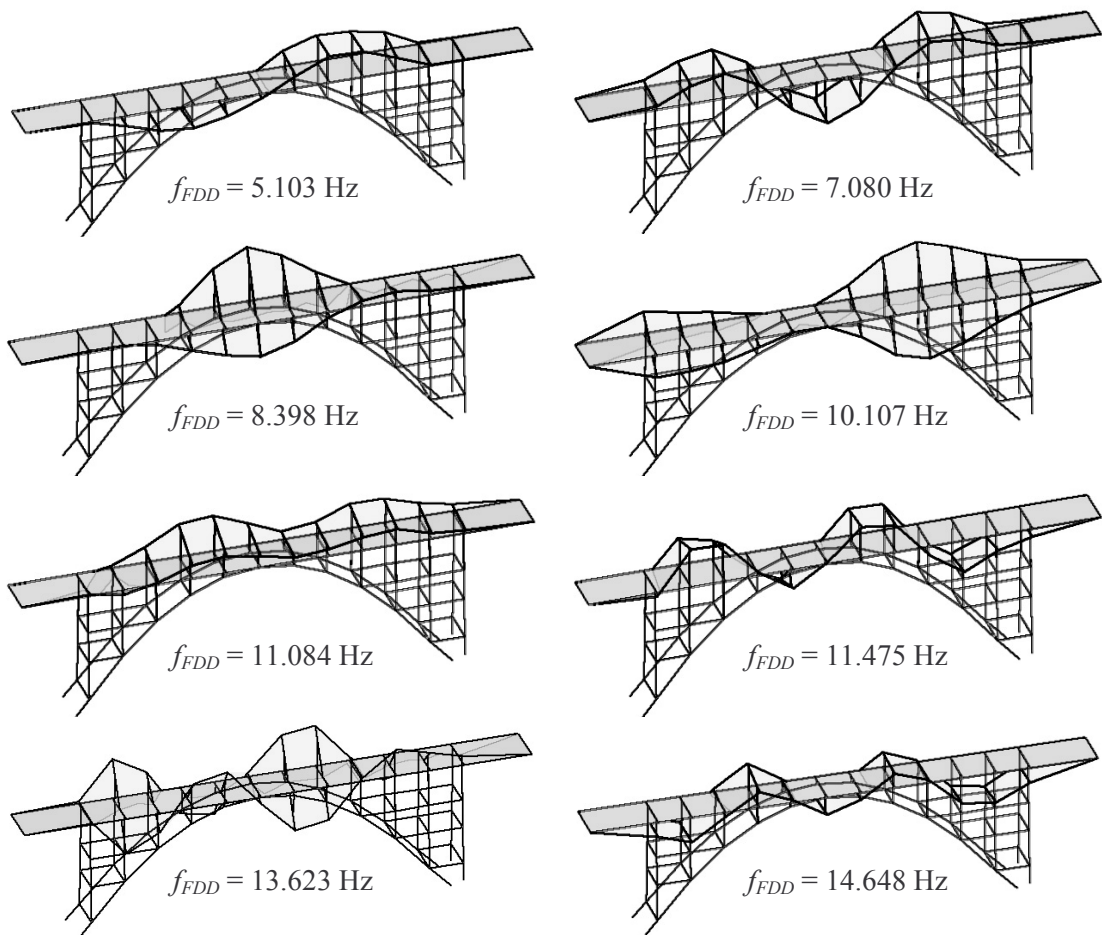


Figura 9: Modi propri di vibrare identificate nell'indagine del 18.05.2006

In base al complesso dei risultati ottenuti è possibile osservare quanto segue:

1. i modi propri identificate durante le indagini di Aprile e Maggio mostrano un'eccellente corrispondenza sia in termini di frequenze naturali che di deformate modali. Ciò appare evidente sia dall'analisi dei Valori Singolari in Figg. 7-8, sia dai valori numerici in Tab. 1;

2. considerato che la differenza di temperatura media tra le due indagini era di circa 10°C , la corrispondenza tra le stime ottenute porta ad ipotizzare marginali effetti della temperatura sul comportamento dinamico dell'opera;
3. il principale effetto della temperatura sul comportamento dell'opera è associato al modo posto a 5.10 Hz ed individuato nella sola indagine di Maggio. Il suddetto modo, come appare evidente in Fig. 9, è caratterizzato da una deformata flessionale antisimmetrica dell'impalcato che, in base alla modellazione strutturale dell'opera, è associata a moti longitudinali d'impalcato. A tal proposito va rilevato che non esistono attualmente giunti di dilatazione alle estremità dell'impalcato e che la libera escursione longitudinale, in linea di principio consentita da vincoli a rullo in buono stato di efficienza, risulta limitata dall'asfalto che riempie l'intercapedine tra spalle ed impalcato. L'impalcato è quindi, vincolato alla traslazione longitudinale da un elemento elastico (il riempimento d'asfalto) avente caratteristiche di rigidità dipendenti dalla temperatura. Le considerazioni precedenti portano a concludere che il modo a 5.10 Hz non sia stato identificato nelle indagini alle temperature più basse a causa dell'incremento di rigidità del riempimento d'asfalto alle basse temperature.

3.3 Modello ad E.F. e confronto con i risultati sperimentali

Prima dell'esecuzione dei rilievi dinamici sulla struttura in scala reale, è stato sviluppato un modello ad elementi finiti del ponte al fine sia di definire una ragionevole disposizione della strumentazione di misura sia di avere una valutazione preliminare dei valori attesi dei parametri modali. Il modello, illustrato in Fig. 10 e sviluppato in base ai disegni del progetto di riqualificazione ed a specifiche verifiche dimensionali condotte in sito, risulta caratterizzato dalle seguenti assunzioni:

1. gli archi, i puntoni verticali, il graticcio d'impalcato e gli elementi di connessione trasversale le membrature sono stati simulati mediante elementi finiti di trave a 2 nodi laddove la soletta d'impalcato è descritta mediante elementi piani a 4 nodi, dotati di rigidità sia membranale sia flessionale;
2. il peso specifico di tutti gli elementi lineari (graticcio d'impalcato, arcate, puntoni e trasversi) è stato assunto pari a 24.0 kN/m^3 laddove per la piastra d'impalcato si è assunto un peso di volume fittizio di 27.0 kN/m^3 per tenere conto al contempo sia del peso proprio strutturale sia del peso della pavimentazione stradale;

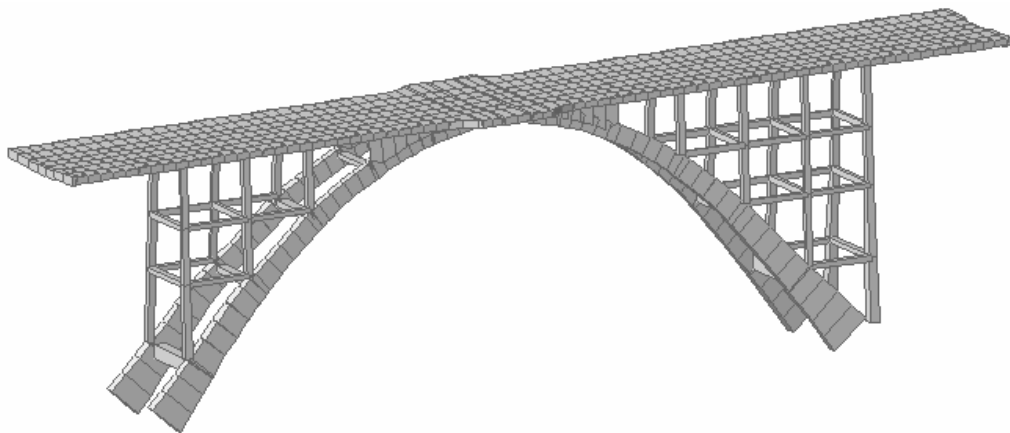


Figura 10: Modello ad E.F. del Ponte della Vittoria

3. il modulo di Poisson è stato assunto pari a 0.20;
 4. il vincolo alla base degli archi è stato assimilato ad un incastro perfetto;
 5. l'impalcato alle estremità è vincolato rigidamente alla traslazione verticale e trasversale laddove l'effetto della deformabilità longitudinale del pacchetto d'asfalto che riempie l'intercapedine tra spalle ed impalcato è stato simulato mediante elementi elastici.
- Il modello consta di 1438 nodi, 1448 elementi trave e 593 elementi piastra per un totale di 8576 gradi di libertà.

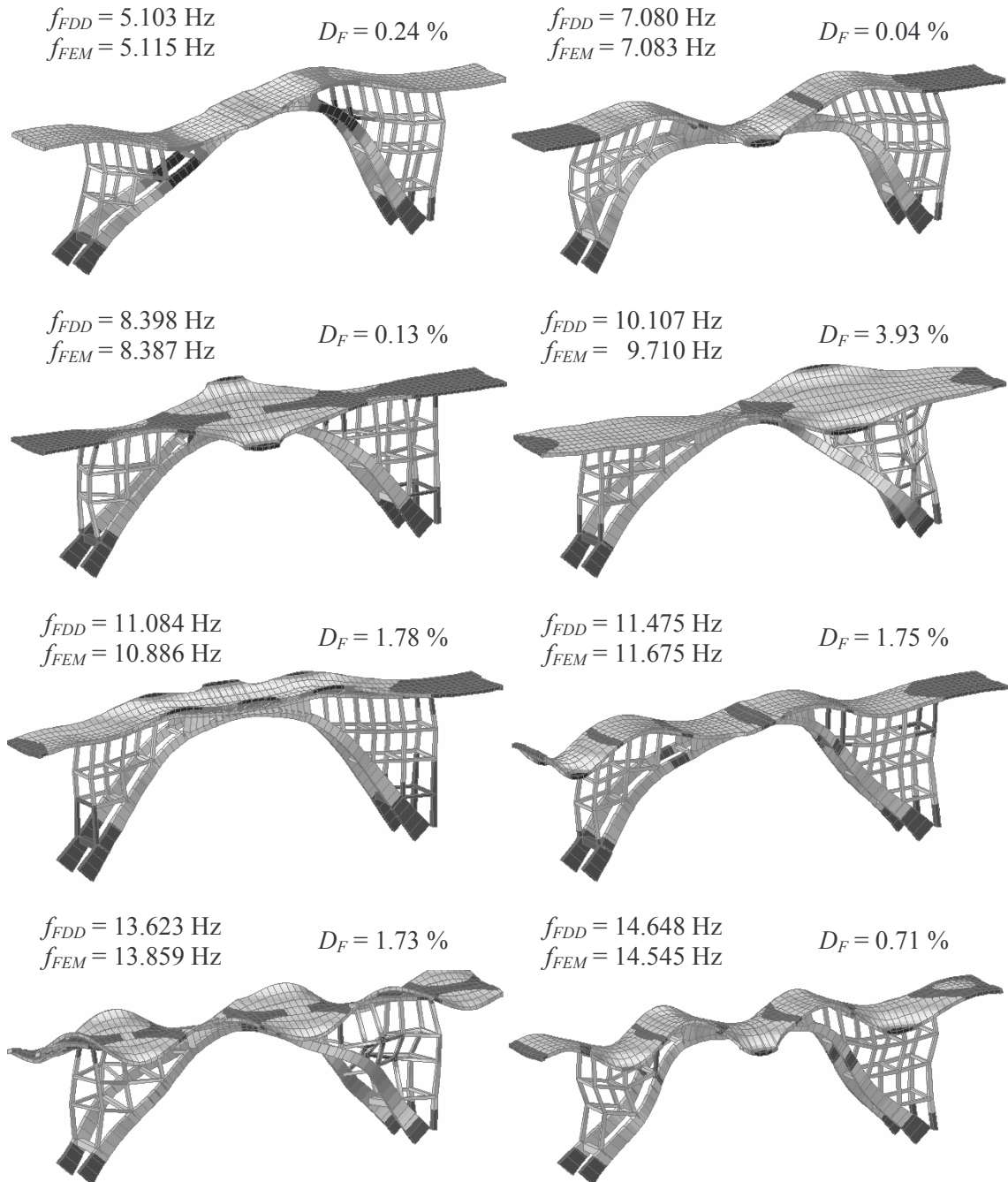


Figura 11: Modi propri del modello base e confronto con le frequenze dei modi sperimentali corrispondenti

Una prima calibrazione manuale del modello ha condotto ad assumere i seguenti valori per il modulo elastico medio del calcestruzzo dell'opera E_C e per la rigidezza risultante K_H degli elementi elastici orizzontali d'estremità:

$$E_C = 38.0 \text{ GPa}$$

$$K_H = 88000 \text{ kN/m}$$

I modi principali di questo primo "modello base" corrispondenti a quelli identificati sperimentalmente (cfr. Fig. 9) è illustrato in Fig. 11, unitamente al confronto tra le frequenze teoriche e sperimentali ed alla differenza percentuale D_F . La buona corrispondenza tra le deformate modali del modello ed i risultati sperimentali costituisce una soddisfacente verifica delle assunzioni utilizzate nella formulazione del modello; d'altro canto, la contenuta differenza percentuale (inferiore al 4%) tra le frequenze teoriche e sperimentali di tutti i modi corrispondenti ottenuta utilizzando un valore medio di $E_C = 38.0 \text{ GPa}$, suggerisce sia una eccellente qualità del calcestruzzo sia un buono stato di conservazione delle strutture.

4 L'ARCATA 07 DEL VIADOTTO DI CAIRATE (1955)

4.1 Descrizione del viadotto e dell'arcata analizzata

Il secondo ponte ad arco considerato analizzato fa parte del viadotto di Cairate che attraversa la valle dell'Olona tra i comuni di Cairate e Lonate Ceppino e realizza il sovrappasso del fiume Olona e della dimessa linea ferroviaria Castellanza–Valmorea. L'attraversamento ha sviluppo complessivo di circa 447 m ed è costituito da 7 campate principali in c.a. ordinario (Figg. 12-13), della lunghezza di 54.10 m ciascuna, e da due campate minori di accesso; le campate principali sono risolte secondo il classico schema statico di arco (parabolico) a via superiore.

Le 7 arcate costituenti il viadotto principale si presentano nella successione illustrata in Fig. 12 e si distinguono in:

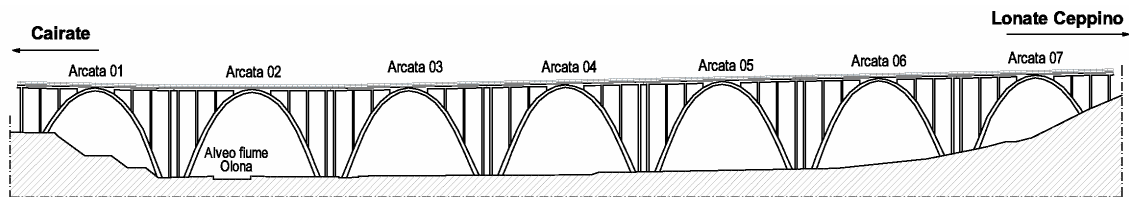


Figura 12: Viadotto di Cairate sulla valle Olona: successione delle arcate



Figura 13: Viadotto di Cairate sulla valle Olona: vista delle campate lato Lonate Ceppino

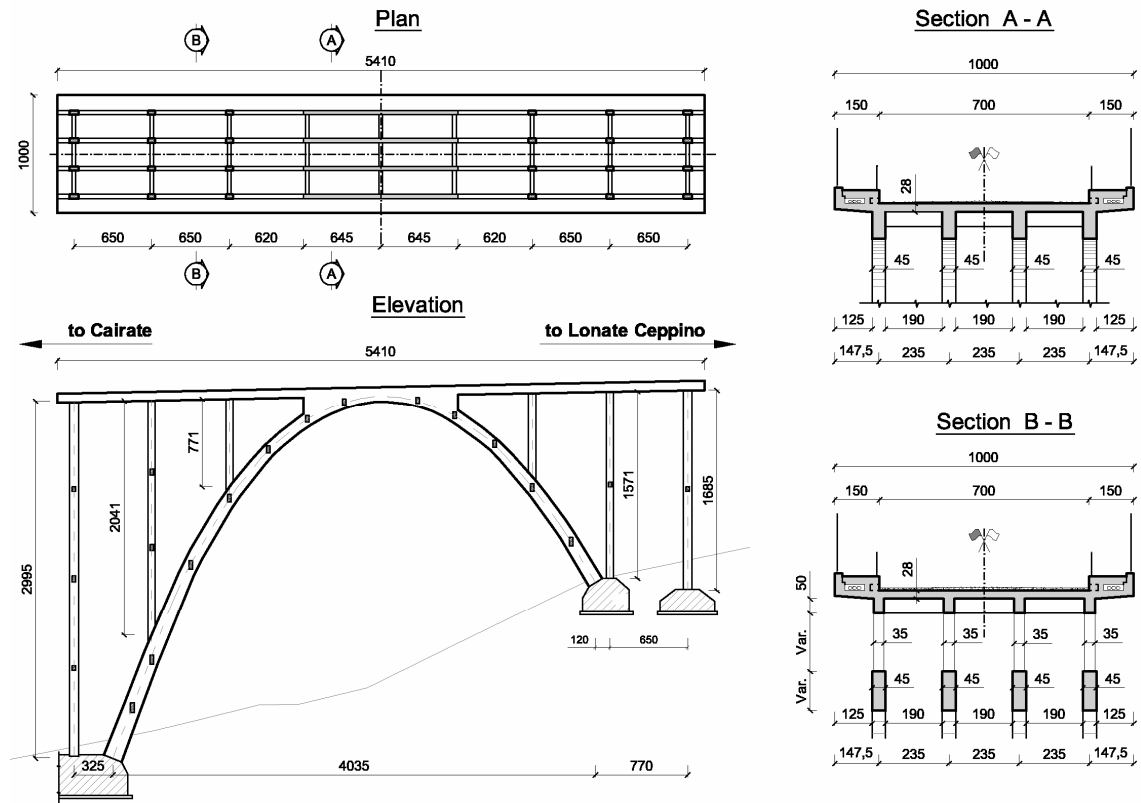


Figura 14: Vista longitudinale, pianta e sezioni tipiche dell'arcata analizzata

- 2 arcate zoppe, alle opposte estremità dell'attraversamento, aventi pendenza d'impalcato del 2%, in modo da seguire il declivio naturale della valle Olona;
- 1 arcata perfettamente simmetrica e con impalcato rettilineo;
- 4 arcate, in linea di principio del tutto eguali tra loro e con geometria analoga all'arcata simmetrica rispetto alla quale differiscono per la pendenza del 2 % dell'impalcato.

Tutte le campate del viadotto sono state oggetto di un'attenta indagine, finalizzata a valutarne lo stato di conservazione, condotta sia con metodi tradizionali di ispezione sia con i metodi dell'identificazione modale e strutturale applicati a valle di indagini dinamiche di vibrazione ambientale [6]. Nel presente lavoro viene analizzata l'arcata zoppa posta sul lato Lonate Ceppino del viadotto, individuata come Arcata 07 in Fig. 12; le principali caratteristiche geometriche del sistema indagato sono illustrate in Fig. 14.

Ciascuna campata del viadotto è costituita strutturalmente dai seguenti sottosistemi:

1. una soletta d'impalcato in c.a., avente larghezza di 10.0 m e spessore di 28.0 cm;
2. un graticcio su cui si imposta la piastra d'impalcato, costituito da 4 travi longitudinali aventi interasse di 2.35 m e da traversi posti ad interasse di 6.50 m;
3. sei stilate di puntoni verticali, di altezza variabile tra circa 7.0 m e 30.0 m, su cui si imposta il graticcio d'impalcato. Le due cortine più esterne sono connesse direttamente al plinto massiccio di fondazione; inoltre, i puntoni esterni, originariamente collegati trasversalmente da traversi e diagonali di controvento, sono stati successivamente irrigiditi fino a circa metà altezza con l'aggiunta di tamponamenti in c.a. in spessore;
4. quattro grandi archi in c.a. ad asse parabolico e sezione rettangolare variabile (tra

45×160 cm² alle imposte e 45×90 cm² in chiave) su cui si imposta il graticcio d’impalcato per tramite di quattro cortine di puntoni verticali. La geometria delle arcate tipiche è caratterizzata da una corda all’imposta di 46.0 m e da altezza in chiave di circa 30.0 m.

4.2 Indagini dinamiche e caratteristiche modali dell’opera

Tutte le campate principali del viadotto di Cairate sono state sottoposte ad un’estensiva campagna di indagini dinamiche. La strumentazione di misura dei segnali era costituita da accelerometri piezoelettrici PCB 393 completi di modulo di alimentazione PCB 480B. Il comportamento dinamico dell’arcata 07 è stato indagato adottando la configurazione di misura illustrata in Fig. 15 (utilizzata anche per le arcate 01, 02, 04 e 06) e caratterizzata dalla contemporanea installazione di 26 sensori solo sull’impalcato; mediante tale disposizione è stato effettuato il controllo simultaneo del comportamento dinamico nelle direzioni verticale (20 accelerometri), laterale (5 accelerometri) e longitudinale (1 accelerometro);

Le registrazioni digitali delle accelerazioni indotte dal normale transito veicolare sulle infrastrutture in esercizio sono state effettuate con passo temporale $\Delta t = 0.0025$ s sino al raggiungimento della lunghezza di oltre 3000 s.

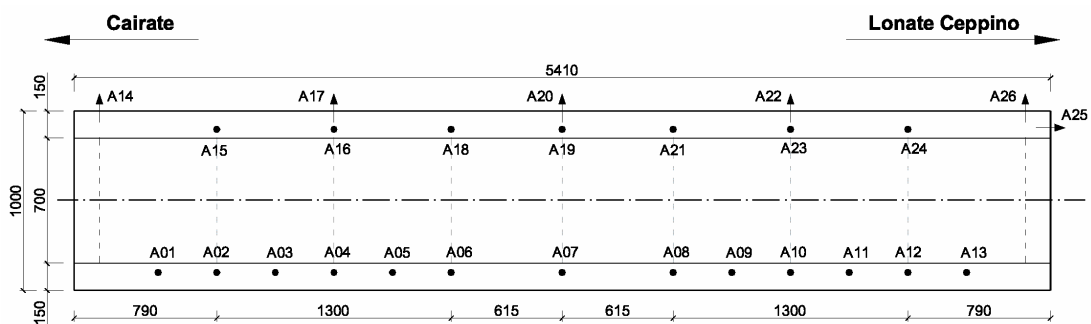


Figura 15: Arcata 07: disposizione dei sensori di misura sull’impalcato

L’analisi modale sperimentale, effettuata mediante ambedue le tecniche *PP* e *FDD* descritte in precedenza, ha condotto all’identificazione di numerosi modi principali nell’ambito di frequenze 0–11 Hz. In totale sono stati identificati 10 modi principali, che possono classificarsi come:

1. modi flessionali verticali d’impalcato, V^+ ; tali modi possono coinvolgere significativi (e talora dominanti) moti longitudinali;
2. modi torsionali d’impalcato, V^- ;
3. modi laterali, L .

Il confronto tra le stime dei parametri modali ottenute dai metodi *PP* e *FDD* è illustrato quantitativamente in Tab. 2 ove, unitamente alla classificazione dei modi osservati, sono riportate le frequenze identificate, la differenza percentuale $D_F = |(f_{FDD} - f_{PP}) / f_{FDD}|$ e gli indici di correlazione *MAC* [2] e *NMD* [25]. Com’è noto il *MAC* è sostanzialmente un coefficiente di correlazione (e come tale ha valori compresi tra 0 ed 1) laddove il *NMD* esprime approssimativamente lo scarto percentuale medio tra le due forme modali ed ha la caratteristica [18] di esser assai più sensibile del *MAC* rispetto alle differenze tra vettori simili, laddove perde progressivamente utilità quando i due vettori sono scarsamente correlati.

Tabella 2: Confronto tra i parametri modali identificati mediante i metodi *PP* e *FDD*

Modo Tipo	f_{FDD} (Hz)	f_{PP} (Hz)	D_F (%)	MAC	NMD (%)
L1	1.440	1.436	0.28	–	–
V1 ⁺	1.978	1.978	0.00	0.9988	3.45
V2 ⁺	2.246	2.245	0.04	0.9998	1.44
L2	2.466	2.461	0.20	–	–
L3	3.394	3.394	0.00	–	–
V3 ⁺	4.883	4.884	0.02	0.9999	0.50
V4 ⁺	6.006	6.006	0.00	0.9969	5.55
V5 ⁺	6.323	6.337	0.22	0.9928	8.51
V1 ⁻	7.983	7.966	0.21	0.9934	8.15
V6 ⁺	9.570	9.576	0.06	0.9957	6.56

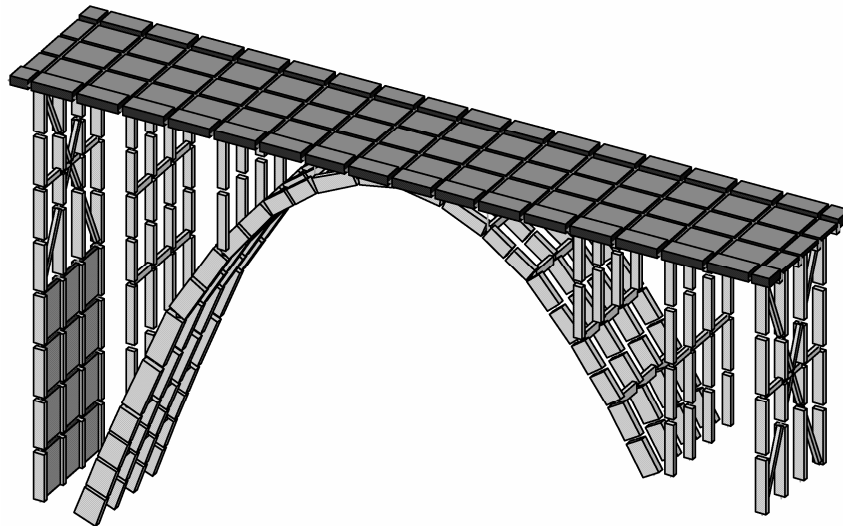


Figura 16: Vista (con estrusione degli elementi) del modello ad elementi finiti dell'Arcata 07

Come si può osservare, i valori riportati in Tab. 2 evidenziano un eccellente accordo tra le stime fornite dai due approcci *PP* e *FDD* sia in termini di frequenze proprie (con differenza percentuale massima di 0.28%) sia in termini di deformate modali (con valori di MAC prossimi all'unità e massimo NMD di 8.51%).

4.3 Identificazione strutturale e confronto con i risultati sperimentali

Anche in questo caso, prima dell'esecuzione dei rilievi dinamici sulla struttura in scala reale, è stato sviluppato un modello ad E.F. del ponte al fine sia di definire una ragionevole disposizione dei sensori di misura sia di avere una valutazione preliminare dei valori attesi dei parametri modali. Il modello, illustrato in Fig. 16, è caratterizzato dalle seguenti assunzioni:

1. gli archi, i puntoni verticali, il graticcio d'impalcato e gli elementi di connessione trasversale le membrature sono stati simulati mediante elementi finiti di trave a 2 nodi laddove la soletta d'impalcato ed i setti di tamponamento dei puntoni esterni sono stati descritti mediante elementi piani a 4 nodi, dotati di rigidità sia membranale sia flessionale;

2. il modulo di Poisson è stato assunto pari a 0.20;
 3. il peso specifico di tutti gli elementi lineari (graticcio d'impalcato, arcate, puntoni, traversi e diagonali) è stato assunto pari a 24.0 kN/m^3 laddove per la piastra d'impalcato si è assunto un peso di volume fittizio di 30.5 kN/m^3 per tenere conto al contempo sia del peso proprio strutturale sia del peso della pavimentazione stradale.
- Il modello consta di 384 nodi, 464 elementi trave e 102 elementi piastra per un totale di 2184 gradi di libertà.

Una prima analisi modale condotta sul modello, assumendo modulo di elasticità di 30.0 GPa per le cortine più esterne di puntoni e di 35.0 GPa per tutte le altre membrature, al fine di effettuare un preliminare confronto tra i parametri modali del modello e della struttura ha evidenziato, pur nell'ambito di una correlazione tutt'altro che perfetta e caratterizzata da differenze percentuali tra le frequenze proprie anche del 13.5%, una sostanziale corrispondenza tra i modi principali teorici ed identificati con valori di *MAC* superiori a 0.90. Tale risultato, seppur non soddisfacente in termini assoluti, può comunque ritenersi una sufficiente verifica delle principali assunzioni utilizzate nella formulazione del modello.

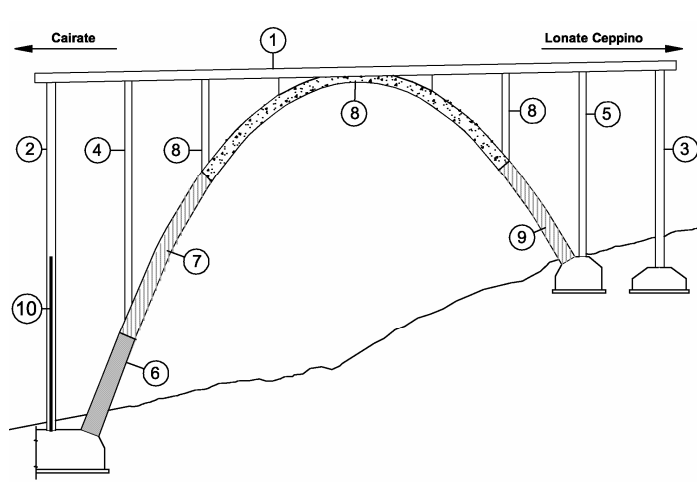
Successivamente, la distribuzione dei moduli elastici del modello è stata aggiornata facendo riferimento alla suddivisione in 10 regioni omogenee illustrata in Tab. 3 e stabilita sia su base euristica sia alla luce di un'analisi di sensitività [18].

L'aggiornamento è stato condotto, nell'ambito della procedura di Douglas-Reid [12] sinteticamente richiamata nel precedente § 2.2, in modo da rendere minima la differenza tra le frequenze corrispondenti del modello e della struttura.

La Tab. 3 riassume, unitamente alla suddivisione in regioni del sistema, i valori base (E^B) i limiti inferiori (E^L) e superiori (E^U) dei moduli di Young assunti, nonché i valori (E^F) forniti dalla procedura di aggiornamento e caratterizzanti il modello ottimale.

Il confronto tra i parametri modali sperimentali e quelli del modello aggiornato è riportato in Tab. 4 attraverso i valori delle frequenze proprie teoriche e sperimentali, la differenza percentuale $D_F = |(f_{FDD} - f_{FEM}) / f_{FDD}|$ e gli indici di correlazione *MAC* e *NMD*. Come si può osservare in base ai valori riportati in Tab. 4, il modello aggiornato mostra un'eccellente corrispondenza con i risultati sperimentali sia in termini di frequenze naturali (con massimo D_F inferiore al 4%) sia in termini di forme modali (con valori di *MAC* compresi tra 0.9115 e 0.9912 e valori di *NMD* compresi tra 9.43% e 31.16%).

Tabella 3: Suddivisione in regioni del modello e parametri strutturali del modello aggiornato



Regione	E^L (GPa)	E^B (GPa)	E^U (GPa)	E^F (GPa)
1	25.00	35.00	45.00	36.95
2	20.00	30.00	45.00	30.33
3	20.00	30.00	45.00	41.20
4	25.00	35.00	50.00	39.82
5	25.00	35.00	50.00	27.90
6	25.00	35.00	50.00	43.00
7	25.00	35.00	50.00	40.97
8	25.00	35.00	50.00	30.32
9	25.00	35.00	50.00	39.31
10	20.00	30.00	45.00	29.96

Tabella 4: Correlazione tra i parametri modali teorici (modello aggiornato) e sperimentali

Modo Tipo	f_{FDD} (Hz)	f_{FEM} (Hz)	D_F (%)	MAC	NMD (%)
L1	1.440	1.473	2.29	–	–
V1 ⁺	1.978	1.907	3.59	0.9908	9.65
V2 ⁺	2.246	2.228	0.80	0.9912	9.43
L2	2.466	2.486	0.81	–	–
L3	3.394	3.381	0.38	–	–
V3 ⁺	4.883	4.886	0.06	0.9703	17.49
V4 ⁺	6.006	6.043	0.62	0.9272	28.01
V5 ⁺	6.323	6.226	1.53	0.9115	31.16
V1 ⁻	7.983	7.904	0.99	0.9645	19.17
V6 ⁺	9.570	9.548	0.23	0.9299	27.45

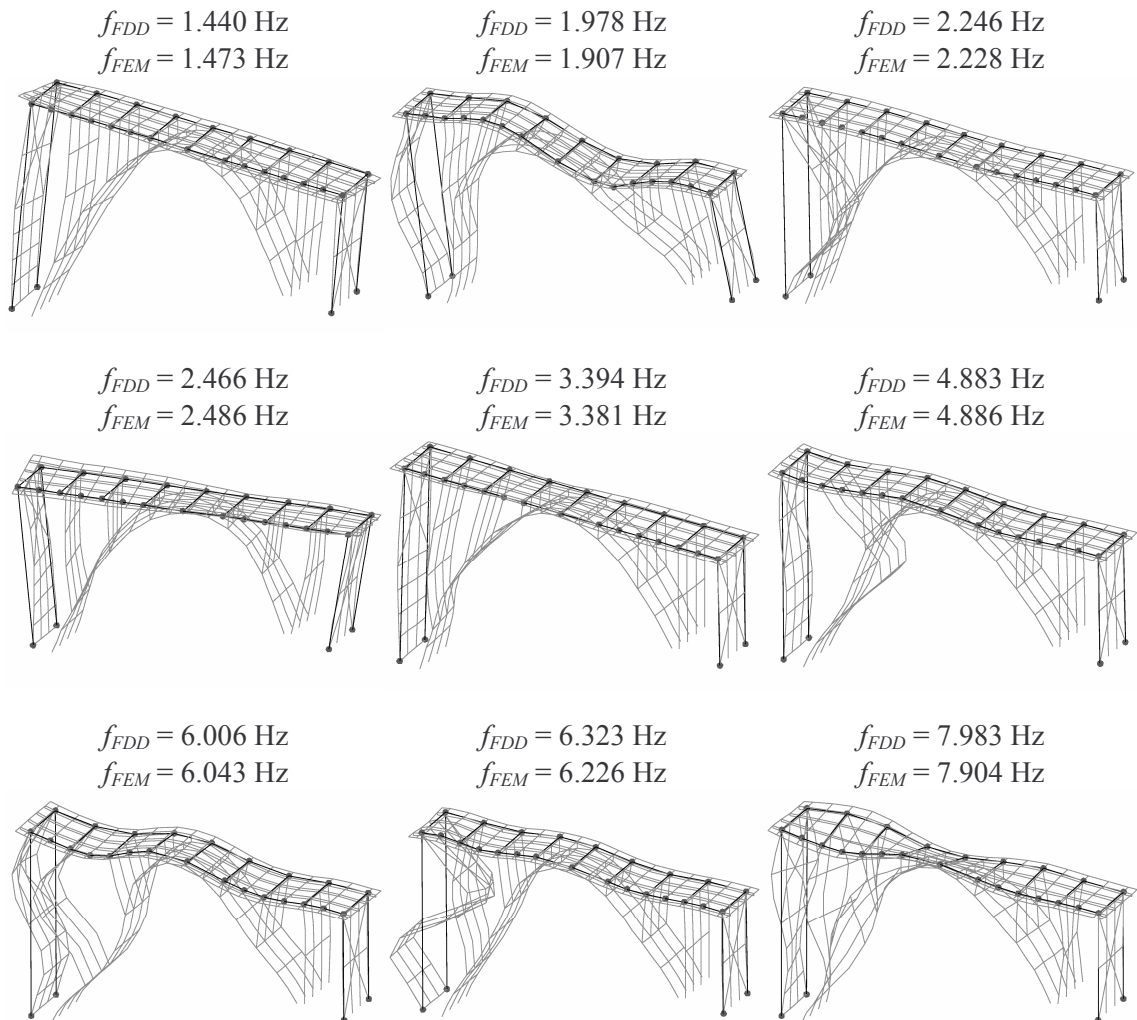


Figura 17: Confronto tra le deformate modali sperimentali (—●—) e del modello aggiornato (—)

Al di là della qualità della corrispondenza tra il modello aggiornato ed i parametri osservati, ulteriormente illustrata in Fig. 17 con riferimento alla quasi totalità dei modi

individuati, occorre rilevare che la distribuzione dei parametri elastici ottenuta per gli archi in c.a., caratterizzata da valori sensibilmente più elevati nelle zone alla base degli archi ove presumibilmente è stato possibile meglio curare la fase di getto, appare in linea con quanto atteso in base alla caratterizzazione dei materiali disponibile. Inoltre, entità e distribuzione dei parametri elastici ottenuti suggerisce l'assenza di danneggiamenti nelle membrature del manufatto.

5 CONCLUSIONI

Il lavoro esemplifica, con particolare riferimento a casi studio di ponti ad arco in c.a. (lo storico Ponte della Vittoria ed una arcata facente parte del Viadotto di Cairate), la metodologia per la valutazione dello stato di conservazione basata sull'aggiornamento di modelli E.F. eseguita a valle di un'analisi modale sperimentale in condizioni operative.

Considerazioni legate a:

1. l'importanza relativa della classe dei ponti ad arco e l'elevato rischio di degrado delle prestazioni strutturali (dal momento che l'epoca di maggior sviluppo dei ponti ad arco in c.a. nel nostro Paese risale alla prima metà del '900);
 2. la difficoltà operative e logistiche di eseguire il controllo sistematico ed il monitoraggio dei ponti ad arco mediante ispezione visiva;
 3. il maggiore dettaglio di informazioni ottenibile sia dall'analisi modale in condizioni operative con eventuale contestuale identificazione di un modello di riferimento ad E.F. sia dalla ripetizione dell'analisi modale ad intervalli prefissati;
 4. i costi di un'indagine dinamica in condizioni operative, ormai del tutto paragonabili o addirittura inferiori a quelli di un'ispezione visiva eseguita allo stato dell'arte già per un ponte che non presenti le difficoltà d'accesso esibite da un ponte ad arco;
- portano a considerare con grande interesse la periodica esecuzione di indagini dinamiche di vibrazione ambientale per la valutazione della condizione strutturale e dello stato di salute dei ponti ad arco in c.a.

6 BIBLIOGRAFIA

- [1] *ARTEMIS Program Overview*, <http://www.svibs.com>, 2005.
- [2] R.J. Allemang, D.L. Brown. – *Correlation coefficient for modal vector analysis*, Proc. 1st Int. Modal Analysis Conference (IMAC), 1983.
- [3] J.S. Bendat, A.G. Piersol –, *Engineering applications of correlation and spectral analysis*, Wiley Interscience, 2nd Ed., 1993.
- [4] F. Benedettini, R. Alaggio, P. Manetta – *Arch bridges in Provincia di Teramo: tests, identification and numerical models*, Proc. 1st Int. Operational Modal Analysis Conference (IOMAC), Copenhagen, 2005.
- [5] F. Benedettini, C. Gentile – *Un programma di gestione programmata per i ponti gestiti da Enti Pubblici Territoriali: 1. Aspetti generali*, Convegno Nazionale Crolli e Affidabilità delle Strutture Civili, Messina, 2006.
- [6] F. Benedettini, C. Gentile – *Un programma di gestione programmata per i ponti gestiti da Enti Pubblici Territoriali: 2. Model updating e futuri sviluppi*,

- Convegno Nazionale Crolli e Affidabilità delle Strutture Civili, Messina, 2006.
- [7] R. Brincker, L.M. Zhang, P. Andersen – *Modal identification from ambient responses using Frequency Domain Decomposition*, Proc. 18th Int. Modal Analysis Conference (IMAC), San Antonio, 2000.
- [8] R. Brincker, C.E. Ventura, P. Andersen – *Damping estimation by Frequency Domain Decomposition*, Proc. 19th Int. Modal Analysis Conference (IMAC), 2001.
- [9] R. Calcada, A. Cunha, R. Delgado – *Dynamic analysis of metallic arch railway bridge*, Journal of Bridge Engineering, ASCE, Vol. 7(4), 2000, pagg. 214-222.
- [10] R. Cantieni, Y. Deger, S. Pietrzko – *Modal analysis of a concrete arch bridge: linking experiments and analysis*, Proc. 4th Int. Conf. on Short and Medium Span Bridges, 1994.
- [11] R. Cantieni – *Experimental methods used in system identification of civil engineering structures*, Proc. 1st Int. Operational Modal Analysis Conference (IOMAC), Copenhagen, 2005.
- [12] B.M. Douglas, W.H. Reid – *Dynamic tests and system identification of bridges*, Journal Structural Div., ASCE, Vol. 108(10), 1982, pagg. 2295-2312.
- [13] A.J. Felber, C.E. Ventura – *Port Mann bridge modal testing and model correlation. 1: Experimental testing and modal analysis*, Proc. 13th Int. Modal Analysis Conference (IMAC), 1995.
- [14] C. Gentile, F. Martinez y Cabrera – *Dynamic investigation of a repaired cable-stayed bridge*, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 26, 1997, pagg. 41-59.
- [15] C. Gentile, F. Martinez y Cabrera – *Dynamic performance of twin curved cable-stayed bridges*, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 33, 2004, pagg. 15-34.
- [15] C. Gentile – *Modal and structural identification of a r.c. arch bridge*, Structural Engineering & Mechanics, Vol. 22(1), 2006, pagg. 53-70.
- [16] C. Gentile – *Dynamic characteristics of an historic arch bridge*, Proc. Structural Faults & Repair, 2006.
- [17] G.H. Golub, C.F. Van Loan – *Matrix computation*, John Hopkins University Press, 3rdEd., 1996
- [18] N.M.M. Maia, J.M.M. Silva (Eds.) – *Theoretical and experimental modal analysis*, Research Studies Press Ltd., 1997).
- [19] B. Peeters, G. De Roeck G. – *One-year monitoring of the Z24-Bridge: environmental effects versus damage events*, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 30, 2001, pagg. 149-171.
- [20] W.X. Ren, T. Zhao, I.E. Harik – *Experimental and analytical modal analysis of a steel arch bridge*, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 130(7), 2004, pagg. 1022-1031.
- [21] L. Santarella, E. Miozzi – *Ponti italiani in cemento armato*, Hoepli, 1924.
- [22] S. Sohn, M. Dzonczyk, E.G. Straser, A.S. Kiremidjian, K.H. Law, T. Meng – *An experimental study of temperature effect on modal parameters of the Alamosa Canyon Bridge*, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 28, 1999, pagg. 879-897.
- [23] E. Tosca – *Il caso del Ponte della Vittoria sul torrente Pioverna (LC) nell'ambito dei ponti in c.a. degli inizi del '900: Storia, analisi strutturale e proposte di*

- controllo*, Tesi di Laurea, Politecnico di Milano, 2005.
- [24] UNI 10985: *Criteri generali per l'esecuzione di prove e rilievi dinamici su ponti e viadotti*, 2002.
- [25] T.P. Waters –, *Finite element model updating using measured frequency response functions*, Ph.D. Thesis, Dept. of Aerospace Engng., University of Bristol, 1995.
- [26] P.D. Welch – *The use of Fast Fourier Transform for the estimation of Power Spectra: a method based on time averaging over short modified periodograms*, IEEE Transactions, **AU-15**, 1967, pagg. 70-73.