

Analisi Modale Operativa di ponti: alcune applicazioni

G. Chellini¹, F.V. Lippi², L. Nardini³, W. Salvatore⁴ ■

Sommario

I diversi aspetti del controllo e della diagnostica delle costruzioni civili sono oggetto, da parte della comunità tecnico-scientifica e delle pubbliche amministrazioni, di una crescente attenzione dovuta alla volontà di garantirne la sicurezza, la fruibilità e la conservazione.

La necessità di affiancare ai metodi tradizionali, basati su ispezioni visive e prove locali distruttive o semi-distruttive, nuovi e più efficaci strumenti per il controllo e la verifica globale ha portato all'applicazione e sviluppo di tecniche basate sull'analisi delle proprietà dinamiche di ponti esistenti.

Le tecniche di Analisi Modale Sperimentale sono inoltre utilizzate con sempre maggior frequenza su opere di nuova realizzazione sia come verifica sperimentale di assunzioni progettuali sia come controllo dei fenomeni di vibrazioni per strutture particolarmente snelle oppure soggette a carichi dinamici ripetuti di notevole intensità. In Italia

recenti applicazioni condotte su ponti d'interesse storico-monumentale e di nuova realizzazione, hanno mostrato le potenzialità del monitoraggio dinamico come strumento per la verifica del livello di sicurezza. Tra le tecniche di monitoraggio dinamico, l'Analisi Modale Operativa si prospetta come una tra le più adatte, semplice ed economica per l'applicazione alle strutture tipiche dei ponti consentendo l'individuazione delle proprietà dinamiche (frequenze naturali, forme modali e smorzamenti) mediante l'analisi della sola risposta strutturale.

Nella memoria sono riportate alcune esperienze che hanno avuto per oggetto ponti di nuova realizzazione, esistenti e di carattere storico-monumentale a cui è stata applicata l'Analisi Modale Operativa come fase iniziale di un processo di valutazione del comportamento strutturale e dinamico. I risultati dell'analisi hanno infatti costituito una base conoscitiva per successive ed ulteriori analisi diagnostiche e d'intervento.

1. Introduzione

Quali elementi principali delle infrastrutture di trasporto, i ponti sono considerati opere di primaria importanza per la vita economica e sociale di un paese, siano essi opere di nuova realizzazione oppure esistenti o di carattere storico-monumentale. Il loro mantenimento in condizioni di sicurezza e fruibilità e la valutazione della loro vita utile residua sono temi centrali per la comunità tecnico-ingegneristica e per le pubbliche amministrazioni. Risulta dunque basilare la capacità di evidenziare qualsiasi causa di malfunzionamento o di danneggiamento al loro primo manifestarsi in modo tale da evitare così perdite sia economiche sia di vite umane [FHWA, 2006]. In questa prospettiva, sono stati numerosi gli studi e le ricerche dedicate allo sviluppo di tecniche e metodologie di valutazione dell'effettiva risposta di strutture da ponte, rivolgendo particolare attenzione al monitoraggio delle opere durante la loro vita utile [Aktan *et al.*, 2002, Fujino, 2002]. Il

processo che porta a determinare e seguire l'evoluzione dell'integrità strutturale è spesso indicato come Structural Health Monitoring, definito da Housner *et al.*, [1997] come una metodologia interdisciplinare che, mediante l'uso di prove sperimentali in situ ed analisi teoriche, consente di cogliere i cambiamenti della risposta strutturale che possano indicare l'insorgere del danneggiamento o deterioramento. Le indagini in situ possono essere di tipo "locale" o "globale": le prime sono in grado di fornire informazioni relativamente ad una porzione limitata di struttura, mentre le seconde sono dedicate alla valutazione del comportamento dell'intera opera. Le tecniche d'indagine locale generalmente mirano all'individuazione della posizione di eventuali danneggiamenti mediante ispezioni visive [FHWA, 2001], seguite da test sperimentali per il controllo di difetti quali fessurazioni, cricche, etc [Doherty, 1987]. Tali metodi possono essere applicati solo su limitate porzioni di struttura e la loro efficacia

¹ Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Pisa - ✉ giuseppe.chellini@ing.unipi.it

² Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Pisa - ✉ francesco.lippi@ing.unipi.it

³ Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Pisa - ✉ l.nardini@ing.unipi.it

⁴ Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Pisa - ✉ walter@ing.unipi.it

dipende fortemente dal tipo di oggetto in esame e dalla esperienza dell'operatore. Le principali limitazioni di queste tipologie di indagine sono legate alla necessità di conoscere a priori le eventuali zone critiche e dalla impossibilità di analizzare le parti non accessibili della struttura, possibili sedi di fenomeni di degrado.

Quindi la necessità di metodi di indagine in grado di fornire informazioni sul comportamento complessivo dell'opera hanno portato allo sviluppo di diverse tecniche di analisi globale. Tra queste, l'Analisi Modale Sperimentale ha avuto un notevole successo nel corso degli ultimi anni consentendo di valutare la risposta strutturale locale e globale [Catbas e Aktan, 2002; Catbas *et al.*, 2007; Maeck e De Roeck, 2003; Gentile e Gallino, 2008]. Questa metodologia si basa sull'interdipendenza tra le proprietà dinamiche (frequenze naturali, rapporti di smorzamento e forme modali) e le caratteristiche di massa, rigidità e smorzamento: una variazione del comportamento strutturale si riflette in un mutamento della risposta dinamica e può essere evidenziato tramite la misura delle vibrazioni. Il monitoraggio strutturale dinamico si pone quindi come utile strumento in grado di fornire importanti indicazioni riguardo il comportamento della struttura, lo stato di conservazione e la sicurezza.

Le fasi principali del monitoraggio strutturale dinamico possono essere schematizzate come: i) Identificazione Strutturale, a sua volta formata dall'Analisi Modale Sperimentale (ovvero progetto ed esecuzione di prove sperimentali di vibrazione, estrazione del modello modale mediante opportune tecniche d'identificazione modale), dallo sviluppo ed aggiornamento di

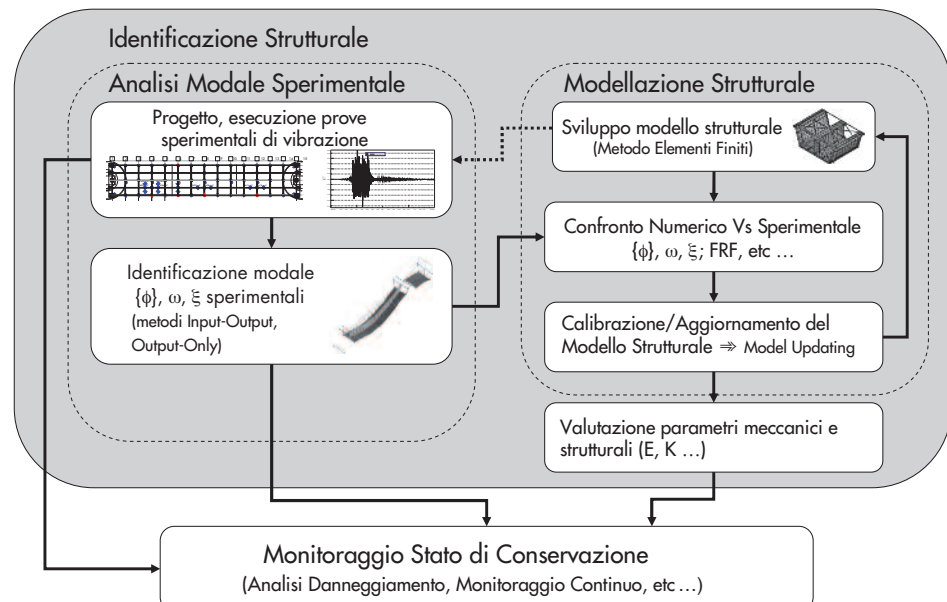
uno o più modelli strutturali in grado di rappresentare l'oggetto in esame da cui determinare i parametri meccanici del modello d'interesse; ii) Monitoraggio dello Stato di Conservazione effettuabile attraverso lo studio dell'evoluzione dei parametri del modello identificati oppure tramite misure di vibrazione ripetute nel tempo (si veda in Fig. 1 un possibile diagramma di flusso del processo di Identificazione Strutturale e Monitoraggio).

La progettazione ed esecuzione della campagna di prove sperimentali di vibrazioni per la struttura in esame è uno dei punti cruciali dell'iter metodologico esposto, in quanto le scelte effettuate in questa fase possono influenzare tutte le fasi successive del processo. Da un punto di vista generale, le varie tecniche di Identificazione Modale ad oggi sviluppate possono essere classificate in due gruppi: i) metodi Input-Output in cui vengono misurate sia la risposta strutturale (in termini di accelerazioni, velocità, spostamenti o deformazioni) sia le forzanti applicate (impulsive, periodiche, etc); ii) metodi Output-Only che si basano sulla sola risposta strutturale. Per una classificazione dettagliata si rimanda a [Maia e Silva, 1997; Ewins, 2000] ed a [Peeters e De Roeck, 2001; Zhang *et al.*, 2005].

Le tecniche di Analisi Modale Sperimentale "classiche" si basano sulla misura della risposta strutturale e delle forze causa del moto: da queste registrazioni è possibile ottenere un modello sperimentale grazie ad uno dei vari metodi di identificazione modale disponibili in letteratura [Maia e Silva, 1997; Ewins, 2000].

Esistono tuttavia alcuni casi in cui l'applicazione di forzanti artificiali può risultare difficile e partico-

Fig. 1
Diagramma di flusso del
processo di Identificazione
Strutturale e Monitoraggio
Dinamico.



larmente onerosa sia da un punto di vista tecnico sia operativo, dovendo interrompere o limitare le attività che normalmente vengono svolte nella struttura per l'esecuzione delle analisi sperimentali. In questi casi è consigliabile ricorrere alle tecniche di Analisi Modale Operativa (o Output-Only) che si basano sulla misura della sola risposta strutturale e sull'assunzione che l'ente generatore delle vibrazioni sia un processo stocastico (rumore bianco) [Peeters e De Roeck, 1999; Cunha *et al.*, 2004]. A partire dai primi anni '90, l'analisi modale operativa ha trovato applicazione in tutti i casi, tipici nell'ingegneria civile ma non solo, in cui risulti impegnativo ed economicamente oneroso eccitare dinamicamente strutture massive quali ponti o edifici con i mezzi tradizionali dell'analisi dinamica sperimentale per indurre livelli di vibrazioni superiori a quelli dovuti per esempio al traffico veicolare od al vento [Gentile *et al.*, 2002, Andersen *et al.*, 2007; Brincker *et al.*, 2001].

I principali vantaggi dell'Analisi Modale Operativa sono in sintesi: velocità ed economia nell'esecuzione dei test sperimentali, caratterizzazione dinamica della struttura o di sue parti nelle condizioni maggiormente simili a quelle di reale funzionamento, possibilità di identificare forme modali ravvicinate tra loro o ripetute, possibilità d'utilizzo per il monitoraggio strutturale e per la localizzazione del danno.

Da quanto brevemente esposto, emerge quindi che l'Analisi Modale Operativa si configura come un utile strumento di indagine di strutture esistenti in grado di fornire informazioni sull'effettivo comportamento dinamico e strutturale. Proprio per questo motivo, i dati di vibrazione desunti da tali analisi sono spesso confrontati con quelli estratti da modelli di calcolo iniziale (di solito realizzati mediante il Metodo agli Elementi Finiti). Il processo di confronto e successiva modificazione e aggiornamento del modello di calcolo sulla base dei dati sperimentali è conosciuto sotto il nome di Model Updating [Friswell e Mottershead, 1995; Teughels, 2003; Jaishi e Ren, 2005;] e rappresenta un settore di studio e ricerca in continua evoluzione [Kerschen e Golinval, 2004, Friswell, 2007]. L'idea di base del processo di Model Updating consiste appunto nel confrontare i dati di vibrazione (frequenze

naturali, modi, Funzioni di Risposta in Frequenza FRF o altro) con le corrispondenti quantità desunte dal modello di calcolo. Questo confronto può mettere in luce delle differenze (talvolta anche notevoli ed inaspettate) e che quindi spingono a migliorare il modello in modo tale da ottimizzarne la risposta dinamica ed ottenere una rappresentazione del comportamento strutturale più vicino a quello reale. Ne consegue che il modello aggiornato potrà essere usato con maggior attendibilità anche per tutte le successive fasi di analisi della struttura: interventi di modifica dell'assetto strutturale, rinforzo locale, adeguamento o miglioramento statico e sismico, valutazione della sicurezza ai sensi della vigente normativa etc.

Ad esempio nella valutazione della vulnerabilità sismica di ponti esistenti (come anche per gli edifici) risulta di rilevante importanza poter disporre di informazioni sull'effettivo comportamento dinamico di tali strutture in modo da avere una migliore e più precisa stima degli effetti del sisma sulle strutture [Ren *et al.*, 2004; Shama *et al.*, 2001; Moroni *et al.*, 2005].

Per le strutture di nuova realizzazione, l'Analisi Modale Sperimentale può risultare un utile strumento per la verifica di alcune assunzioni progettuali (come per esempio la stima dello smorzamento nel caso di ponti pedonali, etc) oppure come verifica diretta del livello di vibrazione in servizio. Da un punto di vista normativo, le uniche indicazioni sulle modalità di progettazione ed esecuzione di analisi dinamiche sperimentali di strutture da ponte si possono trovare nella UNI 10985 [UNI 10985, 2002], rimanendo tali istruzioni però ad livello molto generico.

Nella presente memoria sono riportati alcuni esempi di applicazione dell'Analisi Modale Sperimentale (eseguiti in modalità operative) a strutture da ponte i cui risultati sono parte di un più vasto processo che porta alla conoscenza dell'effettivo comportamento globale e che può fornire informazioni utili all'ingegnere professionista che debba affrontare problematiche quali ad esempio: i) la valutazione dei livelli di vibrazione di ponti pedonali; ii) la valutazione della sicurezza di ponti esistenti; iii) la valutazione della vita utile ed a fatica di ponti ferroviari.

2. Analisi modale sperimentale come strumento di indagine per strutture da ponte

Nella moderna pratica ingegneristica, le tecniche di Analisi Modale Sperimentale possono trovare applicazione in svariati campi e frangenti, in quanto si tratta di tecniche di indagine che

riguardano sia il comportamento sia globale sia locale di una struttura. Nel seguito sono riportate alcune esperienze di problematiche tipiche dell'ingegneria civile in cui l'Analisi Modale Sperimentale è stata una delle tecniche principali d'indagine del comportamento strutturale.

2.1 Valutazione dei livelli di vibrazione di ponti pedonali

A seguito di casi divenuti ormai famosi come Millennium Bridge di Londra (chiuso dopo 2 giorni dall'inaugurazione [Dallard *et al.*, 2001; Newland, 2003]), il Toda-Park Bridge in Giappone [Fujino *et al.* 1993; Nakamura e Kawasaki 2006] o la Passerelle Solférino a Parigi [Cremona, 2009], è stato possibile osservare una costante e progressiva crescita dell'attenzione di ricercatori e progettisti sulle problematiche di controllo, monitoraggio e mitigazione delle vibrazioni su ponti pedonali [Živanović *et al.*, 2006; Caetano *et al.*, 2007; Brownjohn e Pavic 2007] e sulla modellazione dei carichi dinamici indotti dal passaggio dei pedoni [Bachmann e Ammann 1987; Živanović *et al.*, 2005; Racic *et al.*, 2009] e sull'interazione dinamica tra la pedoni e struttura. Infatti il continuo miglioramento delle caratteristiche meccaniche dei materiali da costruzione sembra aver portato alla realizzazione di ponti pedonali caratterizzati strutture sempre più leggere, snelle e dalle forme insolite (se non ardite) che possono manifestare una pronunciata sensibilità alle vibrazioni indotte dal passaggio dei pedoni [Živanović *et al.*, 2005, Caetano *et al.*, 2005]. Un eccessivo livello di vibrazione può d'altronde provocare la perdita del comfort da parte del pedone che attraversa il ponte, portando quindi ad una perdita parziale di funzionalità della struttura.

Da quanto esposto emerge come la conoscenza del reale comportamento dinamico di ponti pedonali di nuova realizzazione [Caetano *et al.*, 2010] o esistenti [Gentile e Gallino, 2008] sia di basilare importanza per garantire una corretta fruibilità dell'opera e possa assumere notevole rilevanza anche come momento di verifica sperimentale delle assunzioni progettuali.

A titolo di esempio, sono riportati due esempi di applicazione di Analisi Modale Sperimentale a ponti pedonali per la valutazione delle loro proprietà dinamiche e del livello di vibrazione in esercizio: Il Ponte delle Catene a Bagni di Lucca (LU) ed il ponte pedonale sul fiume Esino a Falconara Marittima (AN).

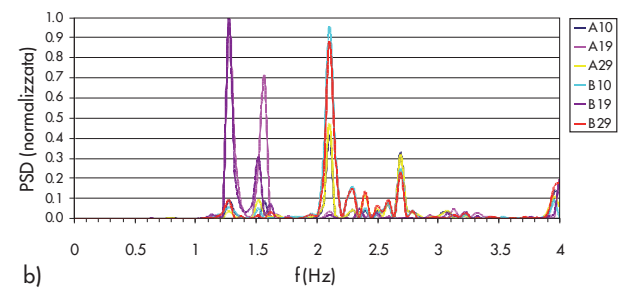
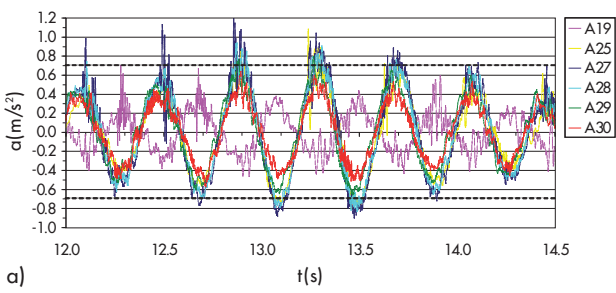
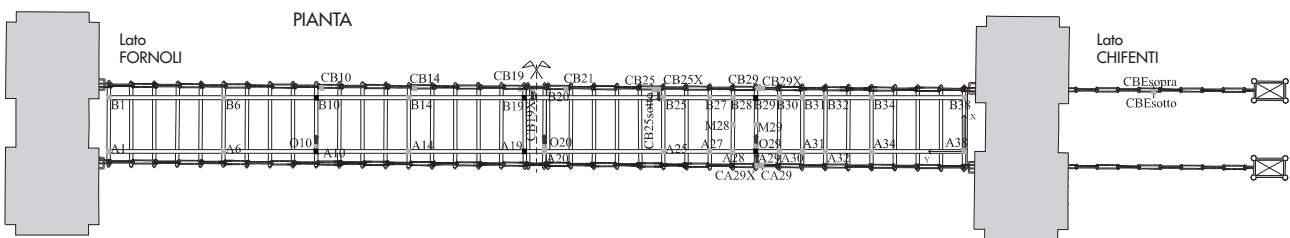
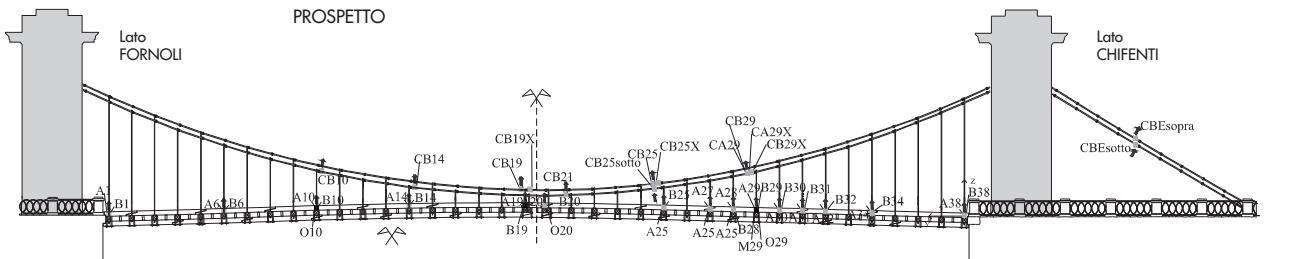
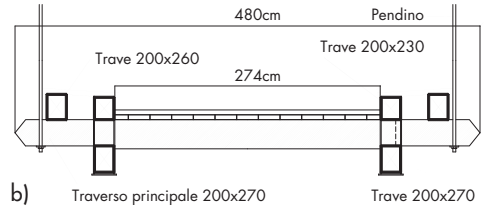
2.1.1 Il Ponte delle Catene

Il Ponte delle Catene, situato sull'attraversamento del fiume Lima presso Fornoli, Bagni di Lucca (LU), è un ponte sospeso realizzato tra il 1839 ed il 1860 su progetto di Lorenzo Nottolini, Architetto Regio del Ducato di Lucca [Dezzi Bardeschi *et al.*, 1970] (Fig. 2). Il ponte ha una luce di 50 m circa ed è caratterizzato da un impalcato ligneo di rovere sorretto, tramite pendini in ghisa collegati ai traversi, da due file di catene anch'esse in ghisa (due per lato) che, deviate da

selle poste in sommità di due arconi in muratura, sono ancorate nel sottosuolo. L'orditura dell'impalcato è formata da due travi principali interne (ognuna costituita da due correnti collegati tramite staffe metalliche), dai traversi e da due travi longitudinali esterne. I dispositivi deviatori, posti in sommità delle torri e alla quota del piano di calpestio dei piazzali circostanti, sono realizzate mediante rulli collegati a piastre metalliche.

Dalla sua realizzazione fino ad oggi il ponte ha subito alcuni importanti interventi strutturali avvenuti nel secondo dopoguerra e negli ultimi anni. Durante la Seconda Guerra Mondiale, le truppe tedesche in ritirata fecero saltare le catene e l'impalcato, poi ricostruiti poi nei primi anni '50. Dopo essere stato inserito, dal World Monuments Watch nel 2001, nella lista dei cento siti mondiali con maggiore bisogno di interventi di recupero, nel 2002 sono stati avviati lavori di consolidamento e restauro conservativo e architettonico, con stanziamenti pubblici e privati. Nel corso di questi lavori di restauro sono stati sostituiti i dispositivi di deviazione ed ancoraggio delle catene, l'impalcato è stato integralmente ricostruito identico all'esistente per concezione e tipologia, le catene sono state revisionate sostituendone alcuni elementi con altri identici per forma e dimensioni, gli arconi e le pareti di contenimento dei piazzali d'accesso (realizzate in muratura di pietrame) sono state consolidate ed impermeabilizzate.

La struttura è stata oggetto di una campagna di Analisi Modale Sperimentale, condotta in modalità operative e mirata alla caratterizzazione del comportamento strutturale e dinamico dell'opera. La disposizione degli accelerometri (mod. PCB 3701 e PCB 393C) è stata studiata in modo da rilevare il comportamento del ponte sia su scala globale, sia su quella locale (Fig. 3), disponendo i sensori in corrispondenza dell'incrocio delle travi principali con i traversi e sulle catene. Sono state utilizzate cinque diverse configurazioni degli strumenti di misura (di cui alcuni fissi di riferimento) per poter analizzare il moto dell'impalcato e delle catene interne ed esterne. Il moto della struttura, soggetta alle vibrazioni ambientali ed al normale traffico pedonale, è stato registrato utilizzando una frequenza di campionamento pari 800 HZ con una centralina di acquisizione LMS SCADAS III (Fig. 4). L'identificazione modale è stata effettuata mediante l'utilizzo della tecnica Stochastic Subspace Identification [Peeters 2000] ed ha permesso di riconoscere 11 forme modali riportate in tabella 1 e rappresentate in figura 5. Tra i modi identificati, che descrivono le deformate della struttura nel piano verticale ed orizzontale



(trasversale), è possibile riconoscere quelli verticali di tipo flessionale e torsionale per l'impalcato (a seconda che le due travi principali si deformino in fase o in antifase) e quelli laterali (descritti in maniera più semplificata a causa del minor numero di sensori posizionati in direzione orizzontale trasversale). Per quanto riguarda le catene, è possibile osservare come esse seguano la deformata verticale della trave principale d'impalcato a cui sono connesse tramite i pendini che sembrano comportarsi come elementi assialmente indeformabili [Chellini et al., 2006]. Bisogna inoltre sottolineare che i

primi modi si collocano nel range di frequenza tipicamente coperto dalla forzante prodotta dal passaggio dei pedoni [Živanović et al., 2005], esponendo il ponte pedonale a possibili fenomeni d'interazione dinamica tra pedone e ponte. Infatti è possibile osservare in figura 4a come le accelerazioni dell'impalcato sotto il passaggio di alcuni pedoni raggiungono livelli notevoli, prossimi ai limiti riportati in EN 1990-A2 [CEN, 2006] pari a 0.7 m/s^2 . I rapporti di smorzamento modale identificati risultano considerevolmente elevati per alcuni modi e possono essere attribuiti a fenomeni attritivi interni tra gli

Fig. 2
Il Ponte delle Catene:
a) vista laterale;
b) schema della sezione trasversale;
c) particolare dell'impalcato ligneo.

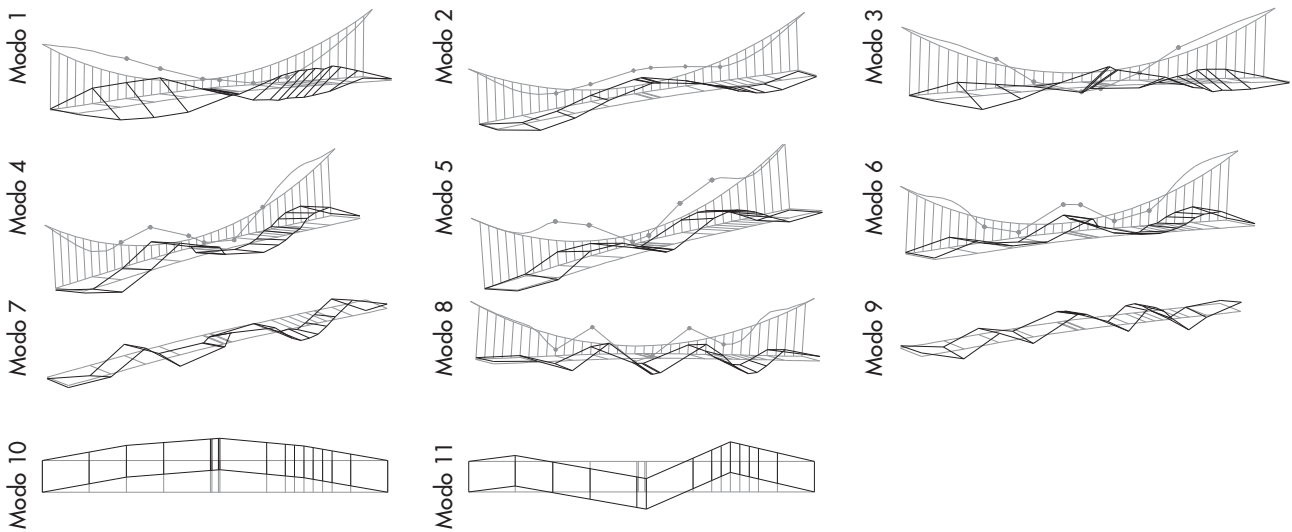
Fig. 3
La disposizione degli accelerometri sulla struttura.

Fig. 4
Ponte delle Catene:
a) dati accelerometrici registrati;
b) valutazione degli spettri di potenza.

Tabella 1 - Frequenze e smorzamenti dei modi identificati

Modo	Frequenza [Hz]	ξ [%]	Deformata	Modo	Frequenza [Hz]	ξ [%]	Deformata
1	1.10	5.83	vert. torsionale	7	4.05 Hz	4.05 %	vert. flessionale
2	1.33	4.35	vert. flessionale	8	4.97 Hz	2.27%	vert. flessionale
3	1.53	3.57	vert. torsionale	9	7.22 Hz	1.61 %	vert. flessionale
4	2.08	2.79	vert. flessionale	10	0.63 Hz	-	oriz. flessionale
5	2.61	2.03	vert. flessionale	11	2.39 Hz	-	oriz. flessionale
6	3.19	1.90	vert. flessionale				

Fig. 5
I modi identificati dalla
campagna sperimentale.

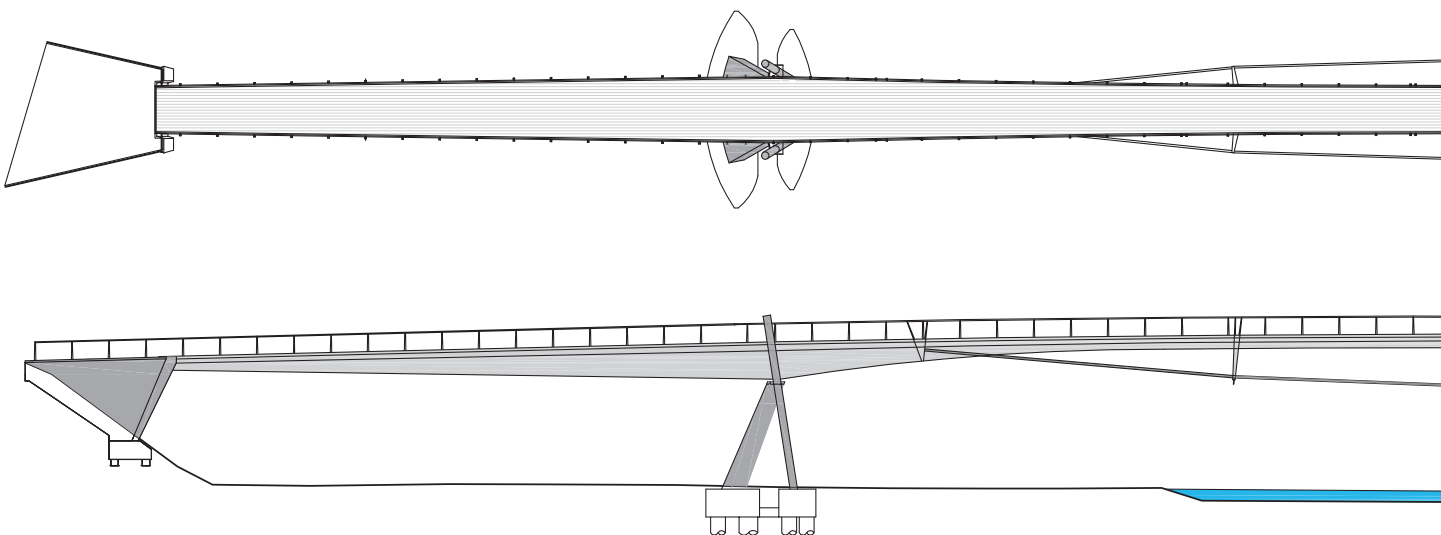


elementi lignei, connessi tramite staffe metalliche bullonate e connettori a piastra dentata, nonché ai possibili scorrimenti tra elementi stessi della catenaria e tra questi ed i deviatori.

2.1.2 Il ponte pedonale sul fiume Esino

Il ponte pedonale sulla foce del fiume Esino è

parte di più vasto progetto di riqualificazione urbanistica dei due quartieri collegati dall'opera (Fiumesino e Rocca Priora nel Comune di Falconara Marittima, AN) e diviene elemento di connessione tra l'abitato ed parco naturale dell'alveo fluviale. Il progetto della struttura risale al 2003 mentre la realizzazione è stata ultimata nel 2008.



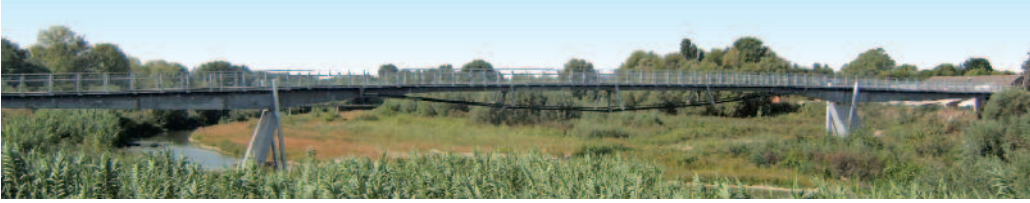


Fig. 6
Il ponte pedonale sul fiume Esino: vista in pianta e profilo laterale [Dall'Asta and Ragni, 2005].

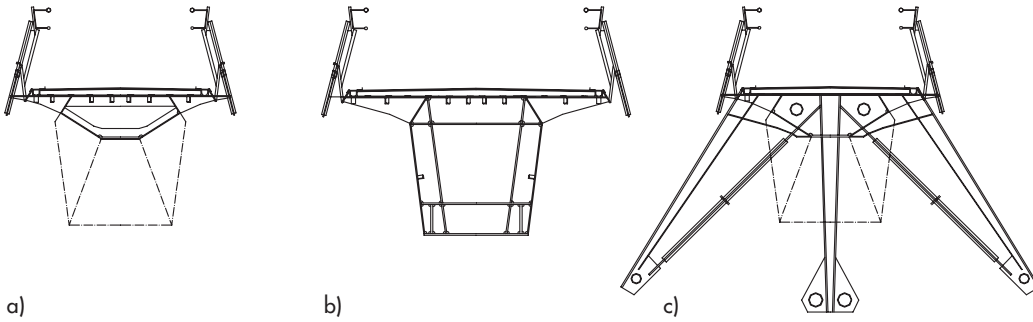


Fig. 7
Particolari della sezione trasversale del ponte pedonale:
a) campata centrale; in corrispondenza
b) delle pile e
c) dei deviatori dei tiranti [Dall'Asta and Ragni, 2005].

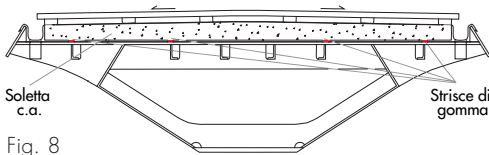


Fig. 8

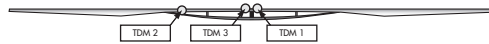


Fig. 9

Fig. 8
Disposizione delle strisce in gomma HDR [Dall'Asta and Ragni, 2005].

Fig. 9
Sistemi di dissipazione delle vibrazioni adottati: Disposizione dei TMD lungo il ponte [Dall'Asta and Ragni, 2005].

Il ponte è formato da una trave continua su 3 campate (luci 31, 71 e 31 metri) con sezione a cassone in acciaio a geometria variabile, in cui quelle ad altezza maggiore sono posizionate in corrispondenza delle pile intermedie (Fig. 6). La campata centrale presenta una sezione ridotta ed è munita di un sistema articolato di tiranti inferiori che permettono di raggiungere le prestazioni strutturali richieste con un notevole contenimento dei pesi strutturali (Fig. 7). I deviatori dei cavi sono stati posizionati in modo da ridurre le sollecitazioni indotte dai carichi verticali e limitare la

deformabilità nel piano orizzontale.

Per evitare che la struttura potesse incorrere in livelli eccessivi di vibrazione al passaggio dei pedoni, sono stati previsti fin dagli stadi iniziali della progettazione due tipologie d'intervento per il controllo delle vibrazioni: i) incremento delle capacità dissipative globali della struttura in acciaio (perciò caratterizzata da bassi valori dello smorzamento) tramite l'inserimento di strisce di gomma dissipativa HDR (High Damping Rubber) tra l'impalcato metallico e la soletta in c.a. d'estradosso [Dall'Asta e Ragni, 2006, 2008]

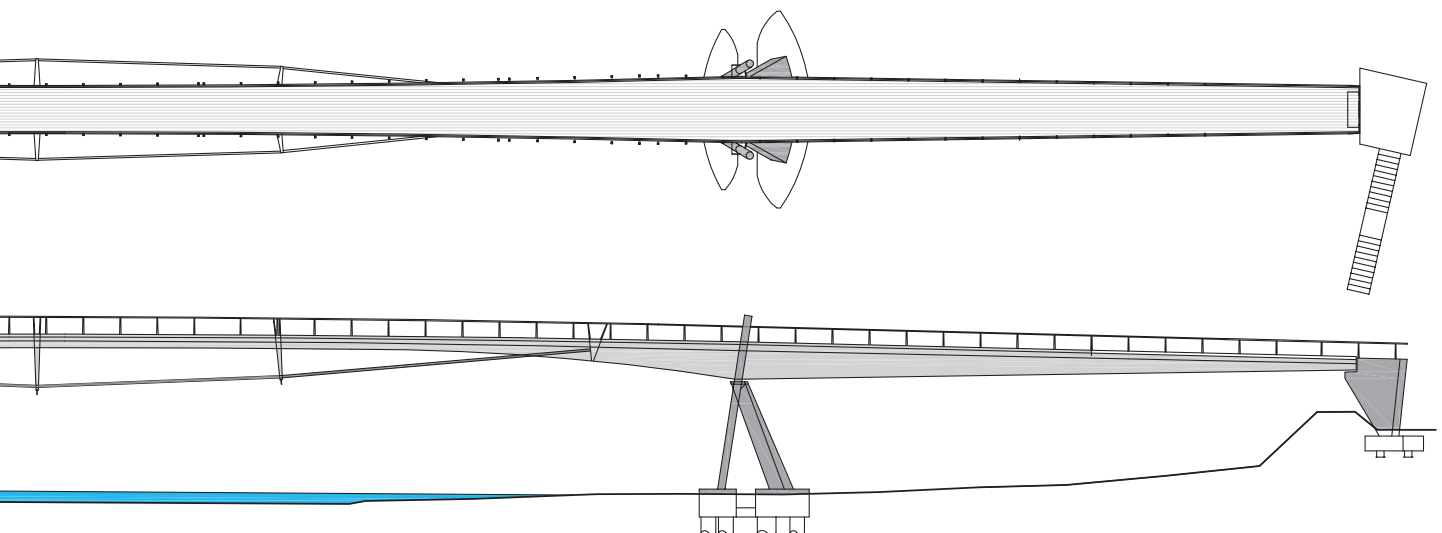


Tabella 2 - Caratteristiche dei TMD installati [Dall'Asta and Ragni, 2005]

TMD	Modo	m [kg]	K [kN/m]	F [Hz]	ξ [%]	d [cm]
1	1° H	800	58	1.49	0.13	1
2	1° V	800	75.3	1.61	0.13	1.4
3	2° V	800	194.25	2.55	0.13	2.25

(Fig. 8); ii) inserimento di 3 smorzatori a massa accordata TMD (Tuned Mass Damper) all'interno del cassone metallico in posizioni (Fig. 9) e di caratteristiche tali da ridurre sensibilmente la risposta strutturale legata ai 3 modi maggiormente interessati da possibili fenomeni d'interazione dinamica tra i pedoni ed il ponte (Tab. 2) [Dall'Asta e Ragni 2005].

La campagna di caratterizzazione dinamica del ponte pedonale è stata condotta in diverse fasi di realizzazione dell'opera con molteplici motivazioni: valutazione delle reali proprietà modali della struttura (frequenze naturali, smorzamenti e forme modali) durante diversi momenti di costruzione; valutazione del comportamento dinamico di alcune sottostrutture (soletta in c.a. su strisce di gomma HDR); riscontro sperimentale dell'efficacia dei dispositivi di controllo delle vibrazioni installati; stima dei livelli di vibrazione in condizioni di esercizio [Chellini *et al.*, 2009].

Le tre fasi della campagna sperimentale sono:

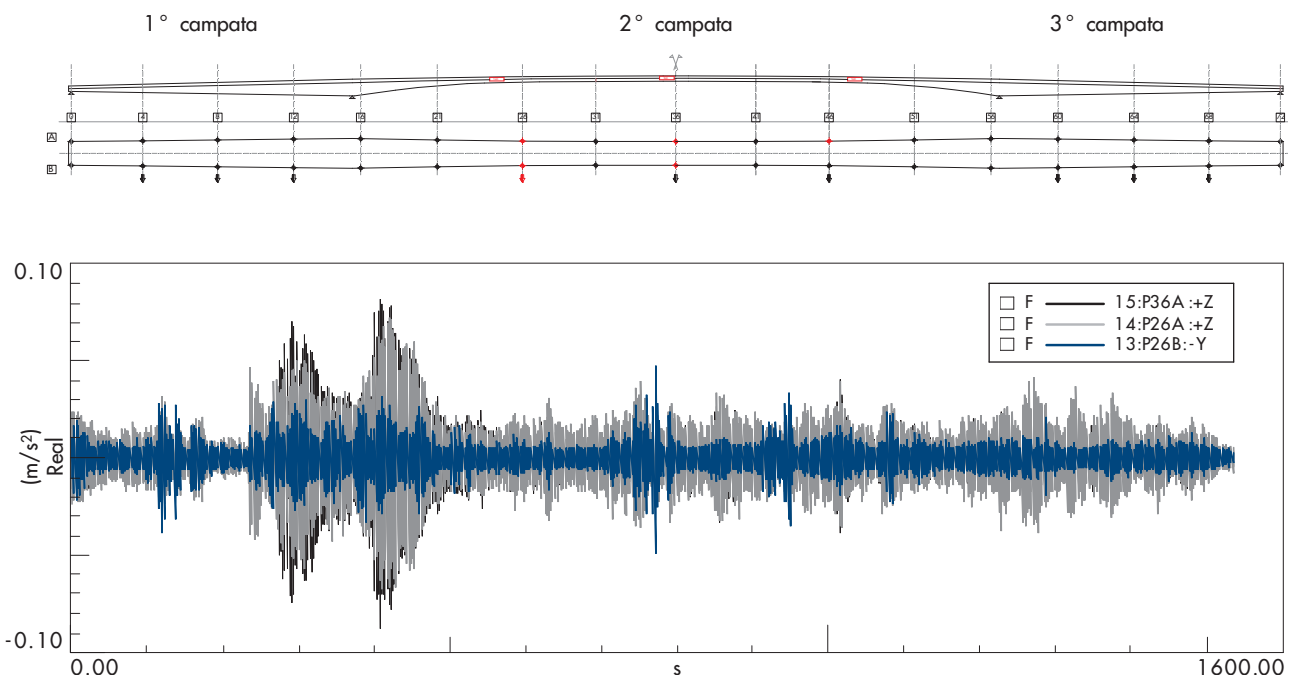
- Fase I: solo struttura in acciaio;
- Fase II: struttura in Fase I + soletta in c.a. + strisce in gomma HDR;
- Fase III: struttura in Fase II + TMD.

Allo stato attuale solamente le prime due campagne di analisi modale sperimentale sono state effettuate. Per ognuna di esse le accelerazioni della struttura sono state misurate mediante 16 sensori (6 accelerometri piezoelettrici PCB 393C e 10 accelerometri capacitivi PCB 3701) disposti in direzione verticale ed orizzontale in 43 posizioni lungo la struttura, utilizzando 6 sensori come riferimento per le 4 differenti configurazioni degli strumenti (si veda Fig. 10). Alcuni esempi dei dati registrati dalla centralina di acquisizione dati LMS SCADAS III gestita dal software LMS TEST.LAB 8 sono riportati nelle figure 11-13 come storie temporali e spettri di potenza.

La caratterizzazione del comportamento dinamico della struttura è stata effettuata tramite la misura delle accelerazioni dovute a forzanti dinamiche come il vento ed il traffico veicolare transitante sulla vicina strada statale (vibrazioni ambientali), mentre per la valutazione dei livelli di accelerazione in esercizio è stato sfruttato il passaggio sul ponte dei tecnici che effettuavano la prova. La frequenza di campionamento utilizzata è stata di 400 Hz per una durata delle registrazioni di circa 1500 s.

Fig. 10
Pianta e profilo laterale delle posizioni dei sensori accelerometrici lungo il ponte (in rosso i sensori di riferimento).

Fig. 11
Esempio di storia temporale di accelerazioni misurate sul ponte pedonale.



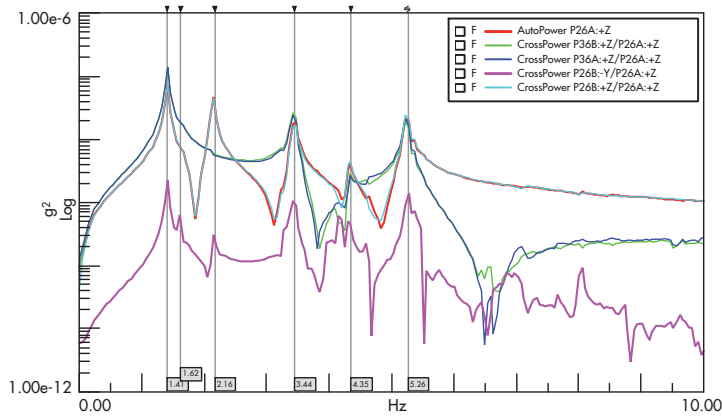


Fig. 12
Spettri di potenza relativi ai dati registrati durante la Fase I.

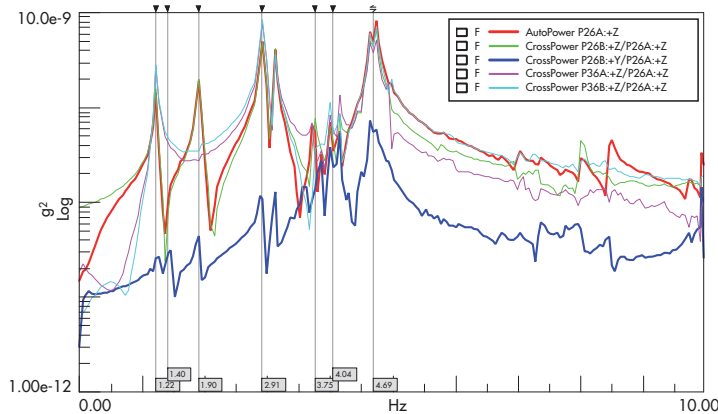


Fig. 13
Spettri di potenza relativi ai dati registrati durante la Fase II.

Tabella 3 - I primi quattro modi identificati nelle Fasi I e II

Modo	Tipo	Fase I		Fase II		Δf_{I-II} [%]	$\Delta \xi_{I-II}$ [%]	MAC [%]
		f [Hz]	ξ [%]	f [Hz]	ξ [%]			
1	1° V	1.41	0.44	1.22	0.39	-13.59	-11.36	93.85
2	1° H	1.63	0.30	1.45	0.37	-11.31	23.33	90.01
3	2° V	2.14	0.24	1.90	0.41	-11.44	70.83	91.98
4	3° V	3.44	0.45	2.97	0.49	-13.55	8.89	94.60

L'applicazione della tecnica di analisi Operational PolyMAX [Peeters *et al.*, 2005] ai dati registrati dalle vibrazioni ambientali effettuate sul ponte nelle Fasi I e II ha permesso di identificare numerosi modi propri di vibrazione. In figura 14 sono illustrate le prime deformate modali identificate (relative alla Fase I, rimanendo pressoché inalterate anche in Fase II come dimostrato dai valori del Modal Assurance Criterion MAC [Allemang, 2003] in tabella 3). I valori delle frequenze naturali ed i rapporti di smorzamento identificati nelle Fasi I e II sono riportati in tabella 3. Dal confronto riportato, è possibile notare una diminuzione pressoché uniforme delle frequenze di vibrazione mentre per i rapporti di smorzamento presentano variazioni piuttosto differenti da modo a modo. Tali valori

risultano piuttosto contenuti sia nella Fase I, relativa alla struttura in solo acciaio, sia nella Fase II, in cui è presente anche la soletta in c.a. con interposte strisce di gomma HDR. Bisogna sottolineare inoltre che gli smorzamenti modali sono stati identificati sulla base delle vibrazioni ambientali, caratterizzate da ampiezze di oscillazione contenute rispetto a quelle ottenute al passaggio di alcuni pedoni. Come segnalato anche nella letteratura scientifica di riferimento [Magalhães *et al.*, 2010], in taluni casi lo smorzamento può presentare una significativa dipendenza dall'ampiezza di oscillazione; quindi per una sua migliore identificazione potrebbe essere opportuno ricorrere a prove sperimentali con forzanti di maggiore intensità e tali da produrre vibrazioni di ampiezza più elevata.

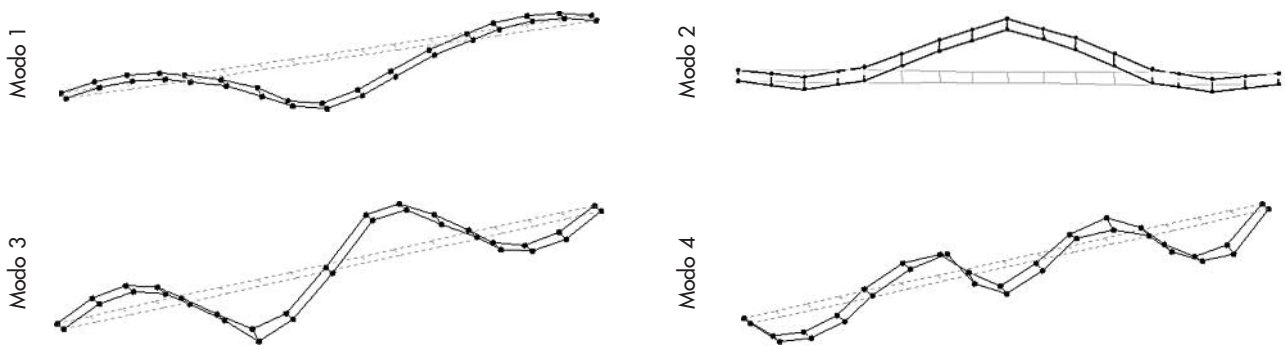


Fig. 14
14 I primi quattro modi
identificati (Fase I e II) del
ponte pedonale sul fiume
Esino.

2.2 Valutazione della sicurezza di ponti esistenti

La valutazione della sicurezza di ponti esistenti rappresenta una delle attività ingegneristiche in cui l'Analisi Modale Sperimentale può dare un notevole contributo: tipicamente le verifiche di sicurezza di infrastrutture esistenti sono basate su modelli di calcolo le cui proprietà meccaniche sono desunte da prove sperimentali sui materiali costituenti (calcestruzzo, acciaio, muratura, legno) ed indagini sui dettagli strutturali [Pinto *et al.*, 2009; Priestley *et al.*, 1996; Fib, 2007, NTC 2008]. L'Analisi Modale Sperimentale può fornire informazioni ulteriori riguardo l'effettivo comportamento dinamico e strutturale, permettendo di identificare le reali frequenze naturali ed i modi di vibrazione del ponte e di conseguenza di stimare con maggior precisione le corrispondenti azioni sismiche rispetto a modelli strutturali desunti da "schemi classici" di riferimento.

A titolo di esempio è riportata l'Analisi Modale Sperimentale condotta sul viadotto di Canal Piccinino nei pressi di Carrara (MS) che è servita da ausilio al tecnico incaricato dalla Pubblica Amministrazione competente di effettuare delle verifiche di sicurezza ai sensi della vigente normativa tecnica. L'elaborazione dei dati sperimentali ha permesso di determinare le principali proprietà dinamiche della struttura ed ha consentito di ottimizzare il modello di calcolo usato nelle verifiche di sicurezza.

Fig. 15
Vista complessiva dei ponti
di Vara.

Fig. 16
Il viadotto di Canal
Piccinino.

2.2.1 Il viadotto di Canal Piccinino

Il viadotto di Canal Piccinino è parte del com-

plesso dei Ponti di Vara siti a poca distanza dalla città di Carrara (Figg. 15 e 16). La costruzione di questi ponti fece parte dell'ampliamento della Ferrovia Marmifera Privata di Carrara che ebbe luogo tra il 1887 ed il 1890. La Società della Ferrovia Marmifera Privata di Carrara fu fondata nel 1874 con lo scopo di collegare le cave di marmo delle Alpi Apuane con il porto di Marina di Carrara e con la Ferrovia Nazionale ad Avenza [Betti Carboncini, 1984]. La prima tratta ferroviaria entrò in funzione nel 1876 e fu successivamente ampliata, tra il 1887 ed il 1890, per migliorare i collegamenti della Ferrovia Nazionale con le cave marmifere. Agli inizi del XX secolo furono eseguiti nuovi lavori di ampliamento, tra i quali è possibile ricordare il consolidamento del Viadotto di Vara avvenuto nel 1932. Dopo la Seconda Guerra Mondiale, la Società Ferroviaria incontrò numerosi problemi per il ripristino della linea, danneggiata oltre che dagli eventi bellici anche da un'inondazione. A causa della progressiva diminuzione del traffico merci, negli anni 1962-1969 fu promosso ed eseguito un piano di sostituzione della linea ferroviaria con una carrabile. In seguito a tale conversione, la linea vide un progressivo incremento del trasporto di marmo fino a divenire al giorno d'oggi la più importante via di comunicazione tra le cave e la città di Carrara, la rete autostradale ed il porto di Marina di Carrara.

I Ponti di Vara sono stati oggetto di studio da parte delle Autorità Locali con lo scopo di verificare la sicurezza delle strutture sottoposte attualmente ad un carico giornaliero notevolmente



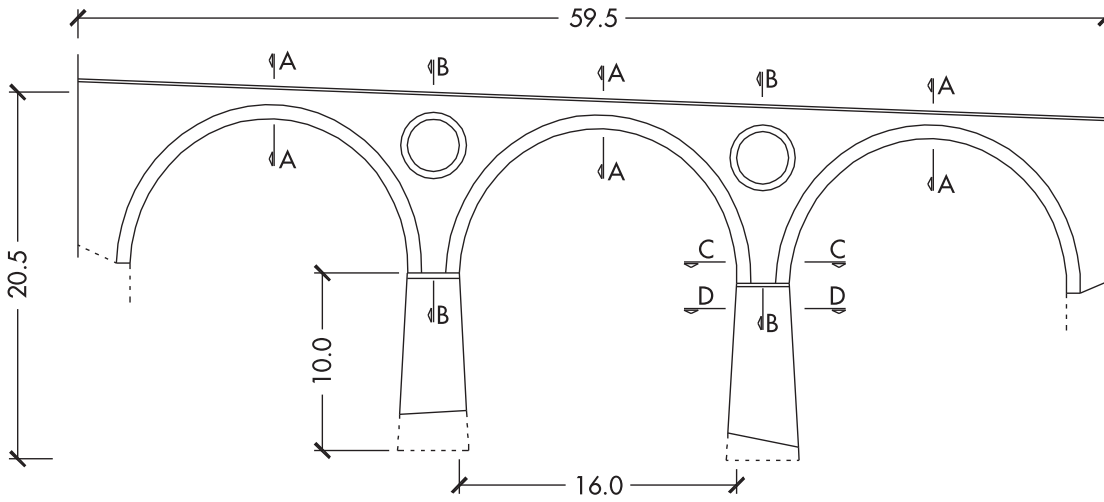


Fig. 17
Prospetto del viadotto di Canal Piccinino.

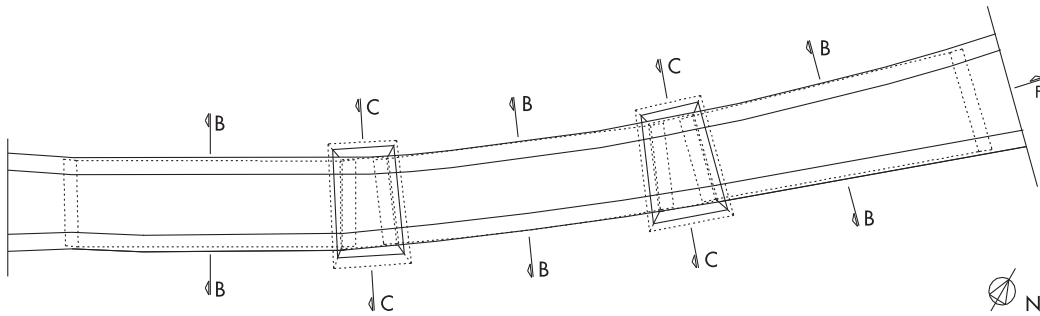


Fig. 18
Pianta generale del viadotto di Canal Piccinino.

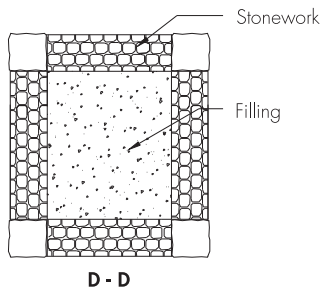
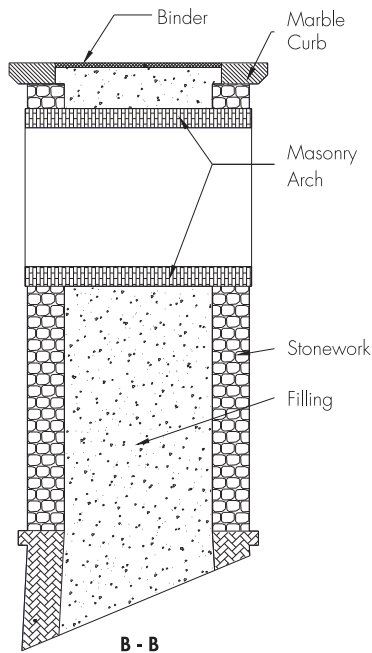
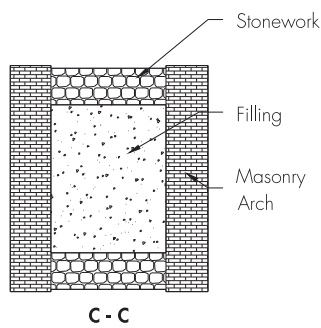
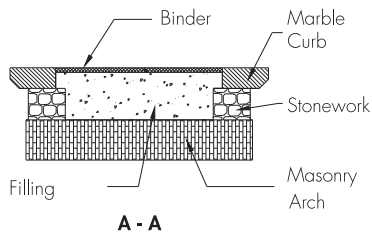


Fig. 19
Sezioni tipiche del viadotto di Canal Piccinino.

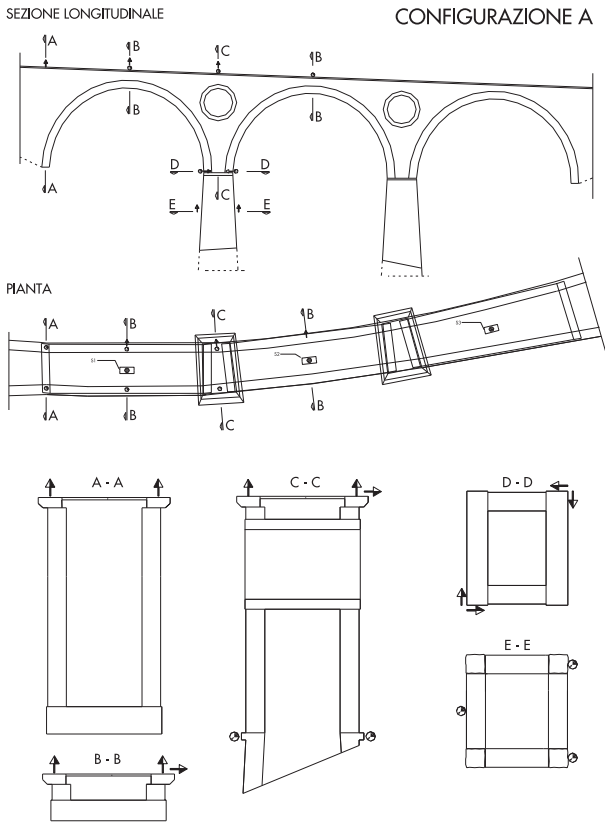


Fig. 20
Posizionamento degli accelerometri sulla struttura: Configurazione A.

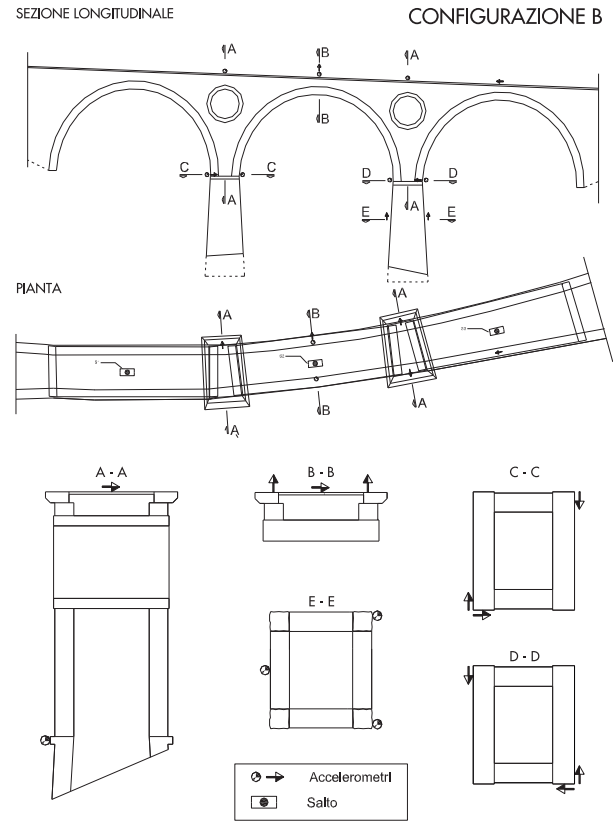


Fig. 21
Posizionamento degli accelerometri sulla struttura: Configurazione B.

Fig. 22
Accelerazione orizzontale della sezione di chiave dell'arco centrale al passaggio dell'autoveicolo sull'ostacolo.

Fig. 23
Spettro di Fourier dell'accelerazione orizzontale della sezione di chiave dell'arco centrale al passaggio dell'autoveicolo sull'ostacolo.

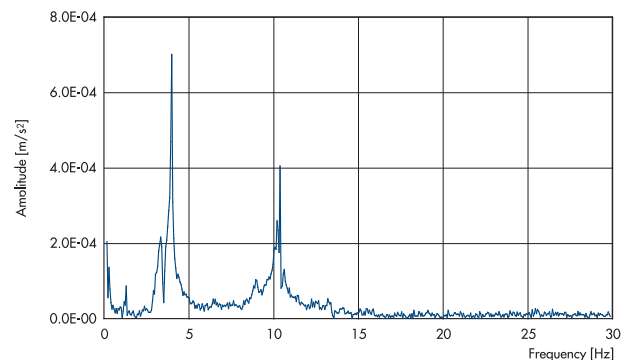
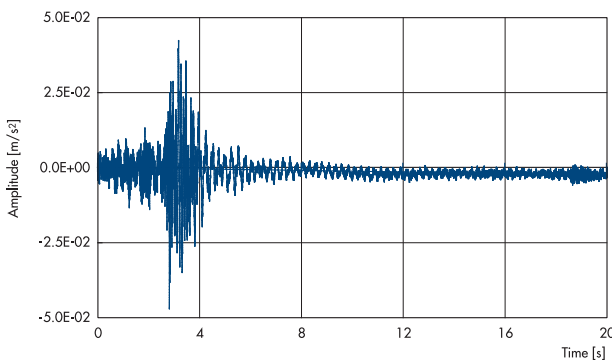
superiore rispetto a quello di progetto originario: infatti in origine i ponti erano percorsi da convogli ferroviari mentre oggi sono soggetti ai carichi dovuti ai pesanti automezzi che trasportano i blocchi marmorei dalle cave verso l'autostrada ed il porto.

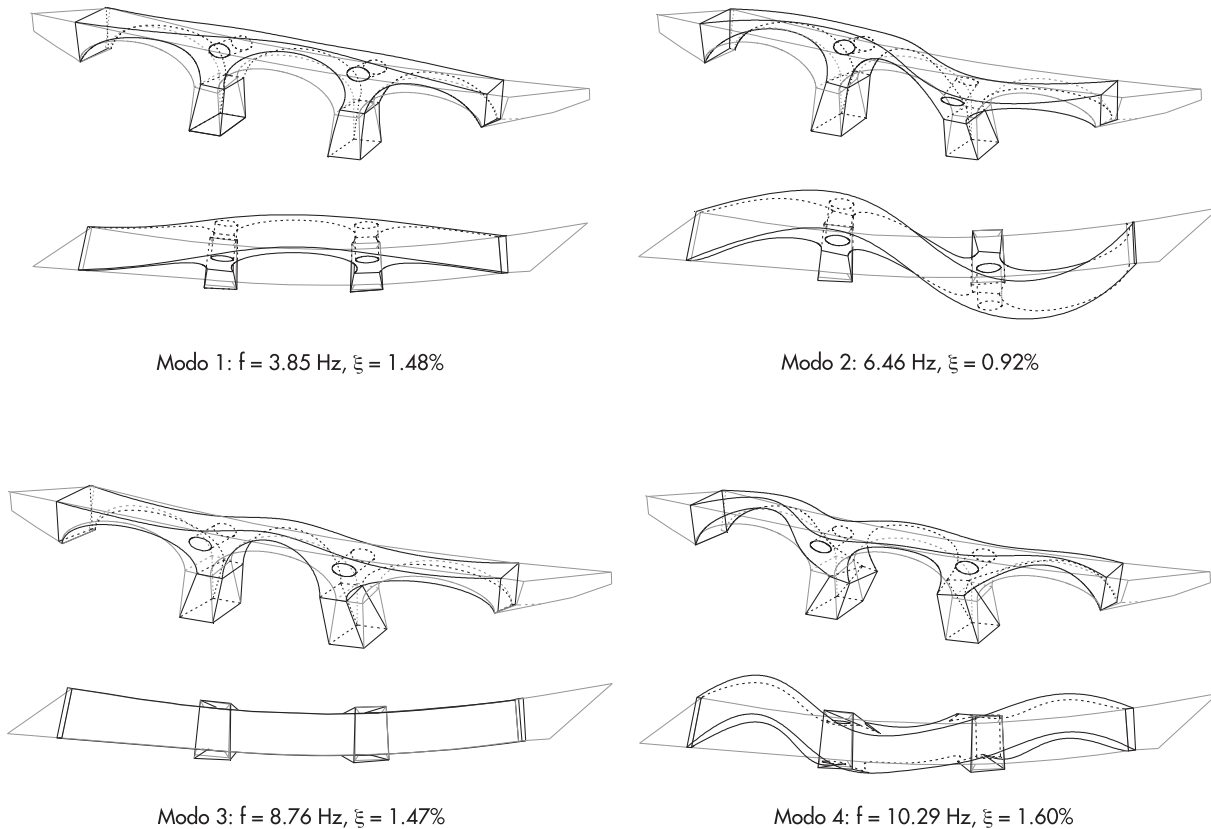
Le indagini conoscitive effettuate sul viadotto di Canal Piccinino si sono basate su di un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali (Figg. 17, 18 e 19), su indagini geotecniche per la quantificazione dello strato di detriti di marmo accumulatosi attorno alle pile e su analisi dei materiali [Chellini *et al.*, 2004].

L'analisi sperimentale dinamica è stata progettata ed eseguita con l'obiettivo di rilevare l'effettivo comportamento della struttura nelle condizioni di esercizio e a tale scopo sono state eseguite prove

di vibrazione utilizzando come forzante l'azione dinamica fornita da un automezzo a pieno carico (peso totale di 223 kN) transitante su un ostacolo artificiale. Nelle prove sperimentali la risposta strutturale è stata misurata tramite 16 accelerometri piezoelettrici tipo PCB 393C, i cui segnali sono stati acquisiti mediante una centralina National Instruments PCI-6031 E, con frequenza di campionamento 800 Hz.

La disposizione degli accelerometri è stata progettata in modo tale da misurare le accelerazioni di punti significativi della struttura quali le sezioni in chiave agli archi, nelle spalle e nelle pile. Per poter acquisire la risposta strutturale in un numero sufficiente di posizioni, sono state utilizzate tre configurazioni degli strumenti di misura A, B e C, ciascuna riguardante uno dei tre archi.





Nelle figure 20 e 21 sono mostrate le posizioni accelerometriche nelle configurazioni A e B. Nelle figure 22 e 23 sono riportate l'accelerazione orizzontale della sezione di chiave dell'arco centrale al passaggio dell'autoveicolo sull'ostacolo ed il relativo spettro di Fourier.

Le prime deformate modali, identificate con la tecnica Stochastic Subspace Identification [Chellini *et al.*, 2004; 2006], si sviluppano principalmente al di fuori del piano verticale del ponte mentre i modi superiori combinano componenti di spostamento sia nel piano della struttura che al di fuori di questo (Fig. 24). Nella stessa figura sono riportate le frequenze naturali ed i rapporti di smorzamento dei primi 4 modi identificati attraverso l'applicazione della tecnica di analisi modale operativa Stochastic Subspace Identification [Chellini *et al.*, 2004; 2006].

2.3 Modellazione ed analisi del comportamento a fatica di ponti ferroviari

Sulla base delle esperienze maturate in altri paesi, negli ultimi anni è emerso come sia essenziale tenere in conto nella fase di progettazione dei gravosi effetti dinamici provocati dal passaggio dei veicoli, al fine di garantire sia un elevato livello di sicurezza strutturale sia una adeguata funzionalità [Didier, 2004]. Da una parte, il passaggio dei treni ad elevata velocità produce nella struttura sequenze di azioni dinami-

che impulsive che provocano livelli di sollecitazioni elevati, capaci di condizionarne la vita utile di servizio attraverso l'insorgenza fenomeni di fatica. Dall'altra, un elevato livello di vibrazione durante il passaggio dei veicoli ne condiziona la stabilità di marcia, la sicurezza ed il livello di comfort.

L'approccio classico per la valutazione delle azioni dinamiche, basato sull'impiego di distribuzioni di carico statiche con amplificazione degli effetti mediante appositi coefficienti moltiplicativi, si è spesso dimostrato incapace di evidenziare l'insorgenza di pericolosi fenomeni di risonanza. I moderni codici di progettazione, quali gli Eurocodici [CEN, 2006; CEN, 2005] o la normativa ferroviaria italiana [Ferrovie dello Stato, 1997], introducono la possibilità di utilizzare procedure più evolute per la valutazione della risposta dinamica strutturale, individuando i casi in cui tali analisi sono da ritenersi necessarie. In Italia, a titolo di esempio, è necessario procedere con più accurate valutazioni quando: i) la velocità di percorrenza supera i 220 km/h; ii) la frequenza propria della struttura non ricade in un apposito intervallo specificato dalle norme; iii) in presenza di tipologie non convenzionali (ponti strallati, ponti sospesi, ponti di grande luce, ponti metallici difforni dalle tipologie in uso in ambito FS).

Per quanto riguarda le nuove soluzioni costrut-

Fig. 24
Viadotto di Canal Piccinino:
i primi quattro modi
identificati.

tive in struttura composta acciaio-calcestruzzo, queste sono state introdotte in un periodo di veloce espansione delle reti ferroviarie AV e tale fatto ha amplificato l'esigenza di analizzarne i numerosi problemi ancora aperti. In particolare, la valutazione delle loro proprietà dinamiche strutturali e della risposta alle azioni indotte dal passaggio dei veicoli, in assenza di esperienze maturate attraverso indagini sperimentali, ad oggi può essere effettuata in fase di progetto unicamente facendo ricorso a procedure analitico-numeriche. Gli obiettivi di tali analisi riguardano: a) la valutazione del comportamento dinamico della struttura (in termini di spostamento e accelerazione) ed il livello di sollecitazione, determinato dal transito dei veicoli in funzione della loro velocità di percorrenza; b) l'individuazione dei dettagli critici e la stima del loro impegno a fatica; c) la valutazione del livello di comfort sul veicolo durante il suo passaggio sul ponte.

L'utilizzo delle procedure per la simulazione dell'Interazione Veicolo-Struttura (Vehicle Bridge Interaction, VBI) richiede la conoscenza di un modello strutturale, per la valutazione del comportamento dinamico del ponte, capace di rappresentare le effettive rigidità del sistema, la distribuzione delle masse ed il reale livello di smorzamento [Nielson e DesRoches, 2006, Chellini, 2007]. La valutazione della rigidità strutturale rappresenta una delle più importanti fonti di incertezza nella valutazione del comportamento dinamico e della sensibilità ai fenomeni di risonanza. Eventuali sovrastime della rigidità strutturale possono condurre ad una sovrastima delle relative frequenze naturali e, di conseguenza, delle velocità alle quali si manifestano i fenomeni di risonanza [CEN, 2005]. Tra le principali cause di errore nella valutazione della rigidità strutturale, si evidenziano: le modalità di modellazione della struttura composta acciaio-calcestruzzo; la scelta dei valori assunti dai parametri meccanici dei materiali strutturali, con particolare riferimento al modulo elastico del calcestruzzo che risulta essere generalmente maggiore di quello assunto per le analisi statiche; la differenza tra le effettive condizioni di vincolo effettive e quelle assunte in fase di modellazione; la mancata introduzione del contributo in termini di rigidità da parte di elementi accessori, quali il binario, il ballast e gli elementi di completamento dell'armamento ferroviario.

Il valore della massa, insieme alla sua distribuzione spaziale, rappresenta un ulteriore fattore chiave nella modellazione strutturale. Variazioni importanti di tale parametro, sia in difetto che in

eccesso, possono infatti condurre ad una erronea valutazione dell'effettivo comportamento dinamico. Una eventuale sottostima può portare alla sovrastima delle frequenze naturali e quindi della velocità cui si manifestano i fenomeni di risonanza. Al contrario, una sovrastima può portare ad un più basso valore della accelerazione verticale massima dell'impalcato [CEN, 2005]. Un contributo importante nel caso delle soluzioni composte acciaio-calcestruzzo è dato dal ballast, contributo variabile nell'arco della vita della struttura in funzione del livello di umidità e della temperatura esterna. Lo smorzamento, infine, rappresenta un parametro importante nell'analisi dinamica delle strutture. Esso infatti contribuisce a determinare l'entità della massima risposta strutturale in presenza di fenomeni di risonanza. Le sorgenti di fenomeni dissipativi, dai quali ha origine lo smorzamento strutturale, all'interno dei ponti ferroviari in struttura mista possono essere diverse: fenomeni di scorrimento nei giunti strutturali, eventuali separazioni nell'interfaccia acciaio-calcestruzzo, micro-fessurazione nella soletta in cemento armato, scorrimenti interni nel volume del ballast. Attualmente gli Eurocodici [CEN, 2005] forniscono unicamente un limite inferiore da adottare per quantificare lo smorzamento (assunto di tipo viscoso) in funzione della tipologia strutturale e della luce del ponte, mentre la normativa italiana [Ferrovie dello Stato, 1997] assume un valore unico per tutte le tipologie.

Per quanto riguarda il fenomeno della fatica, le azioni prodotte dal traffico sui ponti ferroviari sono caratterizzate da alcune peculiarità [Aparicio, 2004]: a) la posizione del veicolo all'interno della struttura è fissata e completamente determinata durante il suo moto, comportando quindi stati di sollecitazione nei dettagli critici di natura altamente ripetitiva nel tempo; b) la velocità di percorrenza delle strutture da parte del veicolo ferroviario è approssimativamente costante nel tempo, dipendente dall'orario di servizio fissato delle ferrovie e tende al suo valore massimo di progetto, allo scopo di massimizzare la capacità di trasporto della linea. Le azioni indotte dal transito veicolare tendono, quindi, ad assumere il loro massimo valore di progetto. Di conseguenza, nell'analisi dei ponti ferroviari risulta essenziale ai fini della valutazione della sicurezza strutturale lo studio delle problematiche legate alla fatica. A causa dell'elevato rapporto rigidità/peso e delle basse capacità di smorzamento delle soluzioni composte acciaio-calcestruzzo, appare possibile che queste possano manifestare fenomeni di risonanza.

nanza prodotti dal passaggio di veicoli ferroviari anche per velocità minori di quella massima di progetto.

Per quanto riguarda il comfort, tra gli scopi principali delle reti di trasporto vi è quello dell'aumento della "accessibilità" delle zone collegate dall'infrastruttura, riducendo i tempi di trasporto ed aumentando il livello di comfort percepito [Willigers, 2003]. Il successo di infrastrutture come le linee ferroviarie ad Alta Velocità risiede, oltre che nella loro capacità di garantire un elevato livello di sicurezza strutturale, nella loro efficacia nel permettere il transito dei veicoli in condizioni giudicate confortevoli dai passeggeri. Il principale parametro legato alla determinazione del comfort di marcia è il livello di accelerazione verticale all'interno del veicolo. Durante il passaggio su opere quali ponti e viadotti, l'accelerazione indotta nel veicolo dipende da quella ottenuta nella struttura come risultato del processo di interazione veicolo-struttura. Mentre sono state sviluppate numerose procedure e metodologie di analisi per la valutazione della sicurezza e la resistenza a fatica di ponti e viadotti, ad oggi poche ricerche sono state condotte ai fini della analisi del livello di comfort nelle strutture per l'alta velocità.

Da quanto esposto emerge che l'Analisi Modale Sperimentale può risultare uno strumento molto utile nello studio di nuove infrastrutture per le linee AV, in quanto sono in grado di fornire informazioni sul reale comportamento dinamico dell'opera e sull'effettivo livello di vibrazione in esercizio. I dati desunti possono essere utilizzati come base per lo sviluppo ed ottimizzazione di modelli di calcolo sui quali condurre verifiche di comfort e del comportamento a fatica. Inoltre il Monitoraggio Dinamico può essere utilizzato per la determinazione sperimentale dell'effettivo spettro di traffico dei convogli ferroviari della linea AV.

Nel seguito sono riportati i risultati delle campagne di Analisi Modale Sperimentale e Monitoraggio Dinamico effettuate sul viadotto Elvo e viadotto Sesia, situati sulla linea AV-AC Torino-Milano.

2.3.1 Il viadotto Elvo

Il viadotto sul Torrente Elvo (VC) è una delle nuove opere realizzate all'interno della rete ferroviaria italiana per l'Alta Velocità sulla tratta Torino-Milano.

Il viadotto, progettato secondo una tipologia strutturale sviluppata per la realizzazione di ponti e viadotti di piccola e media luce in soluzione composta acciaio-calcestruzzo, è compo-

sto da 11 campate semplicemente appoggiate della luce di 33.70 m, per un totale di 371m. Nelle figure 25 e 26 sono mostrate una immagine dell'intero viadotto e della generica singola campata.

Il funzionamento generale della struttura può essere assimilato a quello di due cassoni torsio-rigidi, collegati per mezzo di diaframmi intermedi reticolari. La generica campata vede la presenza al suo interno di diverse tipologie di elementi reticolari:

- il traverso intermedio, che garantisce il collegamento tra i "cassoni" esterni;
- la sezione intermedia, nella quale il controvento garantisce la rigidità dei "cassoni";
- il traverso terminale, di elevata rigidità, che garantisce la trasmissione di tutte le azioni orizzontali e degli effetti torcenti agli apparecchi d'appoggio;
- il controvento di torsione, che collega le flangie inferiori delle coppie di travi esterne;
- il controvento di montaggio tra le flangie superiori delle coppie di travi esterne.

Nella figura 27 sono mostrate la planimetria con le principali dimensioni strutturali e le diverse tipologie di traverso presenti, con l'indicazione della loro posizione.

Una singola campata del viadotto sul torrente Elvo è stata soggetta ad una estesa campagna di analisi dinamica sperimentale, al fine di identificare le principali proprietà dinamiche (frequenze, smorzamenti e forme modali) da utilizzare in successive analisi d'interazione treno-struttura e per la valutazione della sensibilità ai fenomeni di fatica. Il posizionamento della strumentazione (costituita da accelerometri mod. PCB 3701 e PCB 393C) è stato progettato in modo tale da consentire la caratterizzazione del comportamento globale e locale dei principali componenti strutturali. Nella figura 28 è riportato uno schema con riportate le posizioni scelte per gli accelerometri in cui è possibile notare come gli strumenti di misura siano stati principalmente collocati in corrispondenza dell'incrocio tra le quattro anime verticali ed i traversi intermedi e di estremità.

L'elaborazione dei dati per l'estrazione delle caratteristiche dinamiche è stata effettuata mediante le tecniche di identificazione strutturale ad input incognito Stochastic Subspace Identification ed Operational PolyMAX [Chellini *et al.*, 2009b].

Nella tabella 4 sono riportati i primi 12 modi di vibrazione identificati, mentre in figura 29 sono rappresentate sei forme modali della struttura, che descrivono il comportamento di tipo verti-

Fig. 25
Viadotto Elvo: vista generale dell'intero viadotto.



Fig. 26
Viadotto Elvo: vista della singola campata.

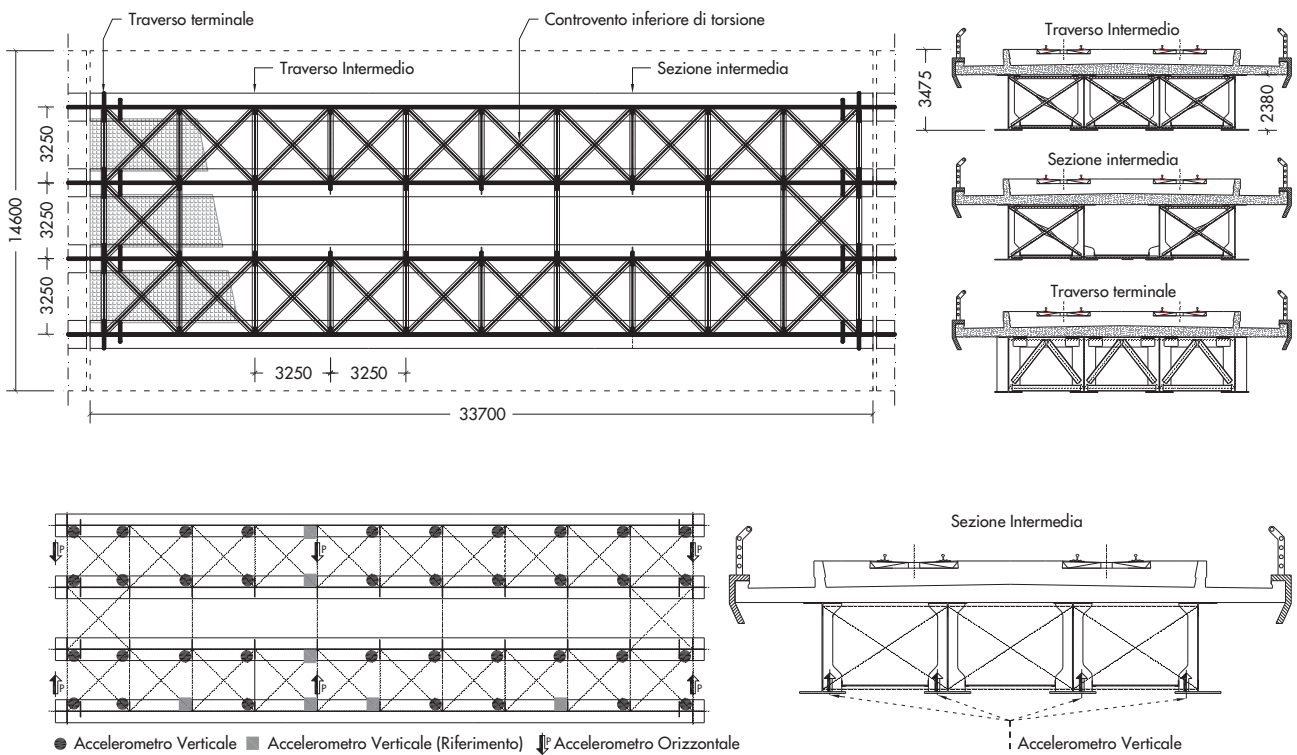


Fig. 27
Viadotto Elvo: planimetria e sezioni del ponte ferroviario (dati forniti da Italferr SpA ed RFI SpA).

Fig. 28
Viadotto Elvo: disposizione degli accelerometri nella campagna di analisi sperimentale dinamica.

cale, torsionale e distortante della struttura, caratteristico dei ponti a "doppio cassone torsio-rigido". L'analisi dei risultati evidenzia una elevata rigidità associata alle prime sei forme modali, caratterizzate da un alto valore della frequenza, oltre ad un elevato fattore di smorzamento probabilmente legato al contributo dissipativo offerto dalla soletta in calcestruzzo e dello strato di ballast.

2.3.2 Il viadotto Sesia

Il viadotto sul fiume Sesia, nel comune di Novara, fa parte della nuova linea AV/AC Torino – Milano. Progettato nel 2003, è composto da 7 campate di circa 46 m di luce, per una lunghezza totale di 322 m (Fig. 29). Ciascun impalcato in semplice appoggio è stato realizzato mediante un doppio cassone torsio-rigido in soluzione composta acciaio-calcestruzzo, dotata di controventi torsionali intermedi e di estremità (Fig. 31).

Tabella 4 - Viadotto Elvo: frequenze e smorzamenti dei modi identificati, insieme ad una loro descrizione

Modo	Frequenza (Hz)	Smorzamento (%)	Tipo	Modo	Frequenza (Hz)	Smorzamento (%)	Tipo
1	4.97	5.4	Flessionale	7	15.85	0.9	Distorcete
2	6.60	4.2	Torsionale	8	20.91	0.8	Distorcete
3	8.31	1.9	Laterale	9	22.38	0.6	Flessionale
4	12.05	4.5	Laterale	10	23.73	0.6	Torsionale
5	14.15	2.0	Flessionale	11	26.97	0.4	Distorcete
6	15.23	4.3	Torsionale	12	28.26	0.4	Distorcete

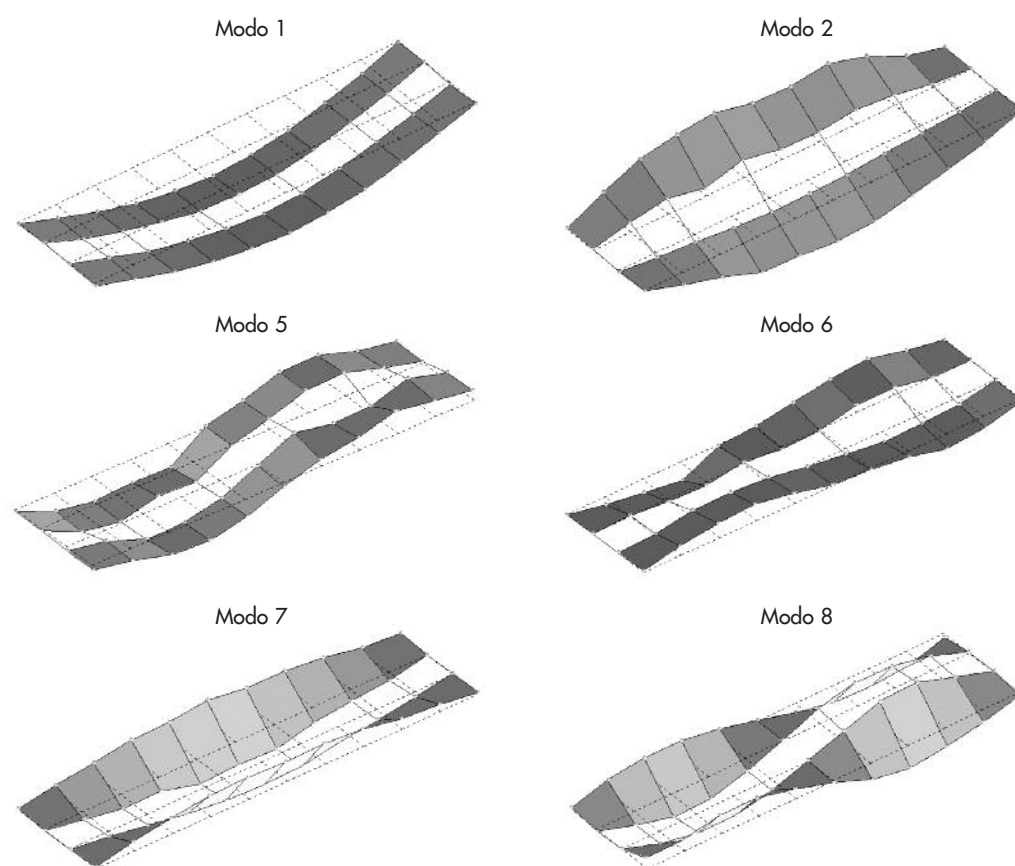


Fig. 29
Viadotto Elvo: forme modali dei modi di vibrazione verticale, torsionale e distorcete.

La struttura in acciaio è stata assemblata a piè d'opera in tre conci separati di lunghezza pari a circa 15 m, collegati precedentemente al posizionamento sulle pile mediante una saldatura di testa a completa penetrazione. La soletta in calcestruzzo armato, realizzata mediante getto in opera su predelle prefabbricate, ha larghezza pari a 13.6 m e spessore 0.4 m.

Lo schema degli appoggi (Fig. 31) è stato progettato per minimizzare le coazioni termiche ed è composto da appoggi fissi, mono-direzionali e multi-direzionali. Le pile, di forma circolare in calcestruzzo armato, sono collegate monoliticamente ad un basamento di grande spessore e

diametro che costituisce la testa superiore della palificata di fondazione.

In maniera similare a quanto effettuato per il viadotto Elvo, la campagna sperimentale del viadotto Sesia ha avuto come obiettivo principale la caratterizzazione del comportamento dinamico (frequenze, smorzamenti e forme modali) della singola campata, estendendo però le misurazioni anche alle campate adiacenti. A tale scopo sono state rilevate le accelerazioni presenti in 103 diverse posizioni della struttura, mediante l'utilizzo di accelerometri PCB 393C, PCB 3701, PCB 393B12 e PCB 393B31 con frequenza di campionamento di 800 e 1024 Hz (Fig. 32).

Fig. 30
Vista generale del viadotto
Sesia.

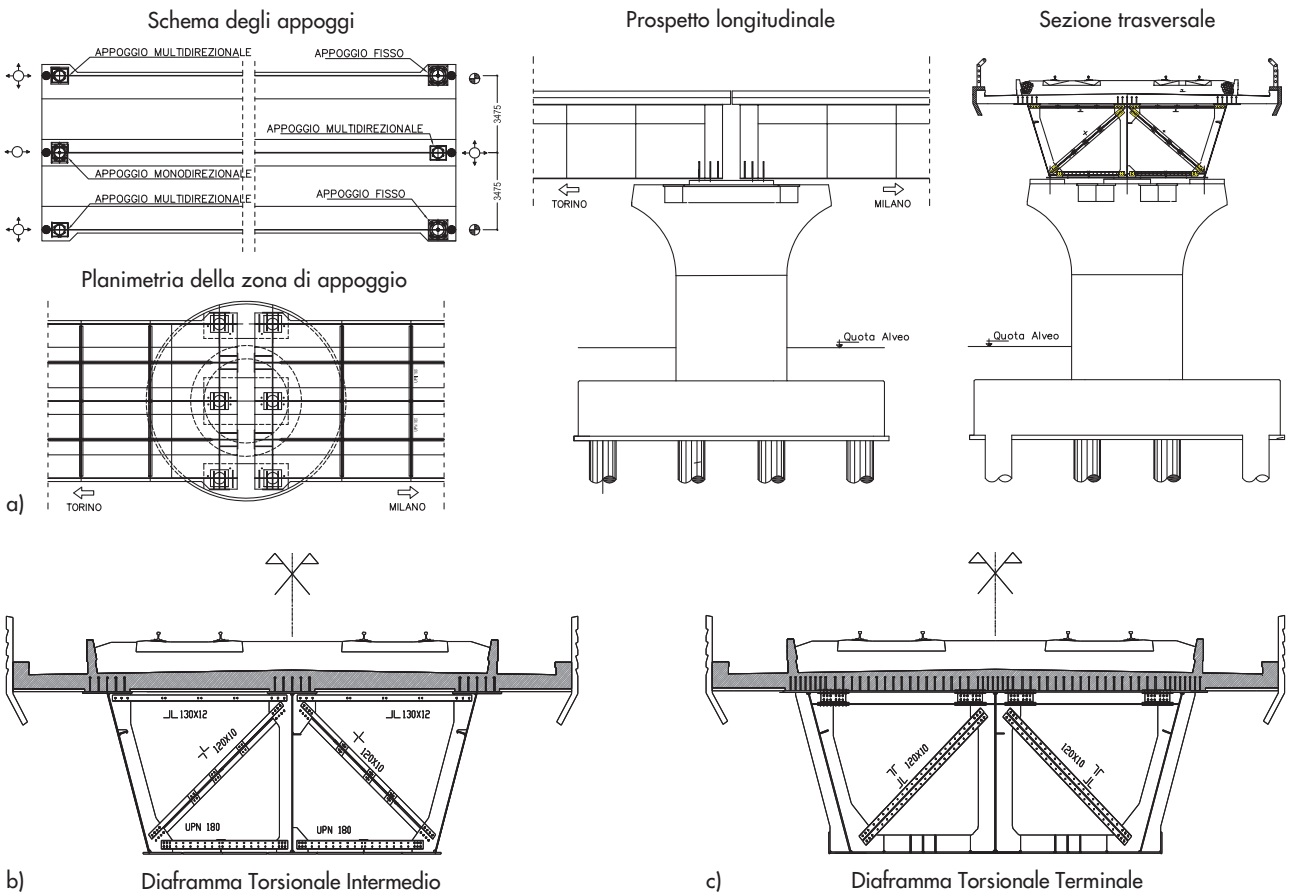


Fig. 31
Viadotto Sesia:
a) schema degli appoggi e
prospetti;
b) e c) diagrammi torsionali
intermedi e di estremità.
(dati forniti da Italferr SpA
ed RFI SpA).

Le posizioni degli strumenti sono state selezionate in modo da poter caratterizzare dinamicamente il comportamento globale di una campata (la seconda lato Torino) e di quelle adiacenti, disponendo gli accelerometri sia in direzione verticale sia orizzontale principalmente all'intersezione tra le tre anime verticali del cassone in acciaio ed i traversi intermedi. Alcuni sensori sono stati posizionati sull'elemento diagonale di un traverso intermedio, sulla flangia inferiore, sull'irrigidimento longitudinale inferiore in modo tale da poter caratterizzare eventuali modi locali di queste sottostrutture [Chellini *et al.*, 2009b, 2009c].

La valutazione del comportamento dinamico è

stata realizzata mediante le tecniche Stochastic Subspace Identification ed Operational PolyMAX. Nella tabella 5 sono riportati i primi 12 modi di vibrazione identificati, mentre in figura 33 sono rappresentate sei forme modali della struttura, che descrivono il comportamento di tipo verticale, torsionale e distorto dell'impalcato. L'analisi dei risultati evidenzia la presenza di forme modali della stessa tipologia (flessionale, torsionale, trasversale) caratterizzate da frequenze prossime fra loro ma che si distinguono per movimenti "in fase" ed in "anti-fase" delle campate adiacenti con il risultato che, dal punto di vista dinamico, è evidentemente presente una certa continuità tra le campate (anche se il cas-

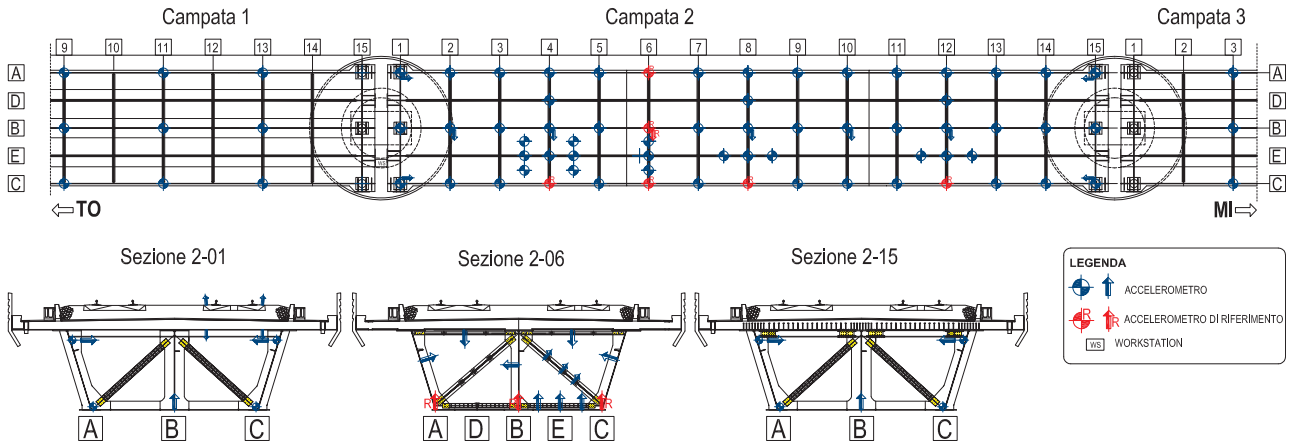


Tabella 6 - Viadotto Sesia: frequenze e smorzamenti dei modi identificati, insieme ad una loro descrizione

Modo #	Frequenza (Hz)	Smorzamento (%)	Tipo	Modo #	Frequenza (Hz)	Smorzamento (%)	Tipo
1	3.07	10.35	Laterale	7	10.53	2.63	Flessionale
2	3.62	2.13	Flessionale	8	11.19	2.89	Laterale
3	4.14	2.21	Flessionale	9	14.31	1.96	Torsionale
4	8.32	2.27	Torsionale	10	14.51	0.72	Distorcete
5	9.05	1.82	Torsionale	11	14.87	1.66	Laterale
6	9.94	2.05	Flessionale	12	16.73	1.18	Distorcete

Fig. 32 Viadotto Sesia: disposizione in pianta ed in sezione dei punti di misura per l'Analisi Modale Sperimentale.

sono metallico e la soletta sono separati) dovuta alla presenza del ballast, conglomerato bituminoso, traversine e binari. Come nel caso del viadotto Elvo, anche per il viadotto Sesia le prime forme modali sono caratterizzate da un alto valore della frequenza e di smorzamento, sicuramente in parte dovuto al contributo della soletta in calcestruzzo e del ballast.

Successivamente alla fase di identificazione dinamica, sul viadotto Sesia è stato installato un sistema fisso per il monitoraggio a lungo termine della risposta strutturale. Il sistema è stato progettato per lo studio dello spettro di traffico effettivamente presente sulla linea, ed anche per il controllo delle prestazioni strutturali nel tempo, mediante il monitoraggio delle caratteristiche dinamiche proprie dell'opera (frequenze, smorzamenti e forme modali). Tali informazioni potranno essere utilizzate per l'identificazione di eventuali danneggiamenti o modifiche nel comportamento meccanico degli elementi strutturali, anche attraverso l'utilizzo di modelli numerici agli elementi finiti calibrati sul comportamento dinamico della struttura non danneggiata.

Il sistema è composta da cinque accelerometri, un sensore termico e di umidità, da una unità di

condizionamento del segnale, da una centralina di acquisizione, da una videocamera e da un computer (Fig. 34).

L'alimentazione elettrica viene fornita dalla linea esterna durante le ore di esercizio della linea ferroviaria, mentre nelle ore notturne (circa 6) la fornitura di energia viene interrotta. Durante tale interruzione, il sistema è alimentato in modo autonomo da un gruppo di batterie.

Gli accelerometri (1 GeoSIG AC-43 tri-assiale e 4 AC-61-V uni-assiali orientati in direzione verticale) sono stati disposti all'interno del doppio cassone in modo da poter identificare le principali forme modali della singola campata insieme all'effetto delle campate adiacenti (Fig. 35).

Il software di acquisizione, sviluppato dalla LMS International System, è in grado di realizzare due tipologie differenti di registrazione dei dati: i) una acquisizione periodica (time based) programmata a priori, ii) una acquisizione basata sul superamento di una soglia minima di segnale (trigger based). In tale modo è possibile registrare periodicamente il comportamento della sola struttura, sottoposta alle sollecitazioni ambientale di piccola intensità (Fig. 36), ed anche il passaggio dei convogli ferroviari (Fig. 37).

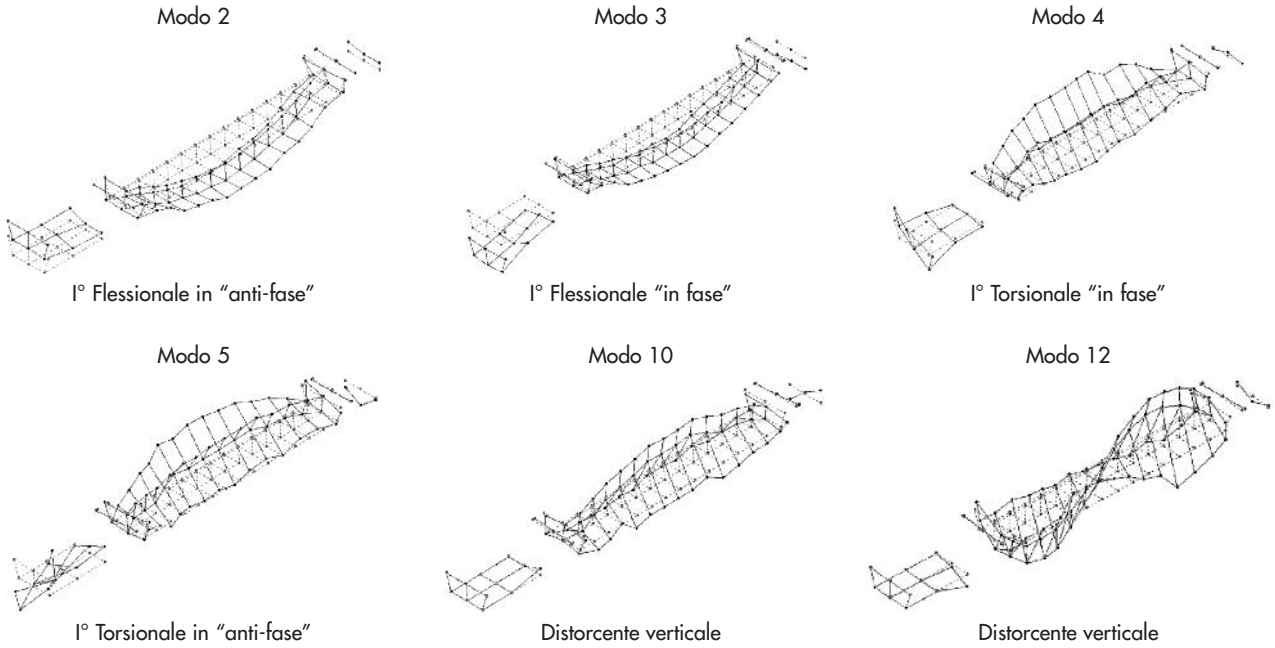
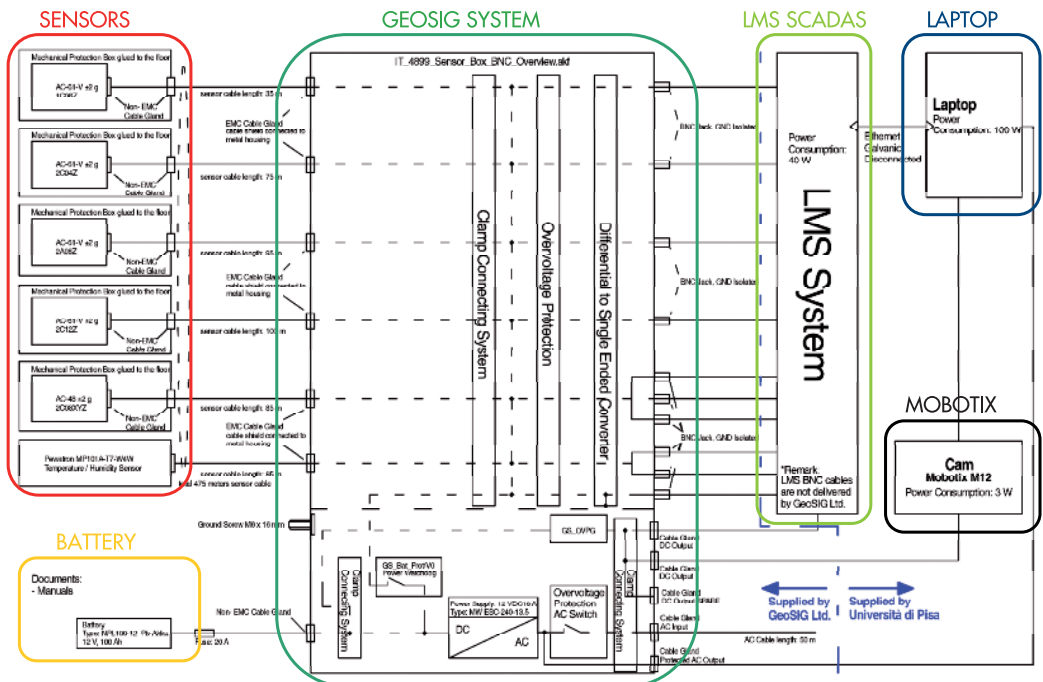


Fig. 33
Viadotto Sesia: forme
modali dei modi di
vibrazione torsionale e
distorcente.

La videocamera digitale MOBOTIX è in grado di rilevare la variazione di luminosità associata al passaggio dei convogli ferroviari nella zona inquadrata dall'obiettivo, attivandosi automaticamente e registrando il passaggio del veicolo. Dalle immagini registrate (Fig. 37) è quindi possibile risalire alla tipologia ed alla composizione del convoglio ferroviario, parametro indispensabile per la valutazione degli spettri di traffico. Il software di acquisizione e la videocamera digitale sono gestiti direttamente dal computer

centrale (del tipo Macintosh), mediante l'utilizzo di un software che simula una macchina hardware virtuale, (disponibile nel programma VMware) sulla quale è stato installato il sistema di acquisizione dati. Tutto il sistema è in grado di riavviarsi in automatico nel caso di mancanza temporanea di energia ed è inoltre stato programmato per effettuare operazioni periodiche di reset software e hardware, che consentono di evitare o superare senza l'intervento dell'operatore molti casi di blocco (freezing) del sistema.

Fig. 34
Viadotto Sesia: schema del
sistema di monitoraggio.



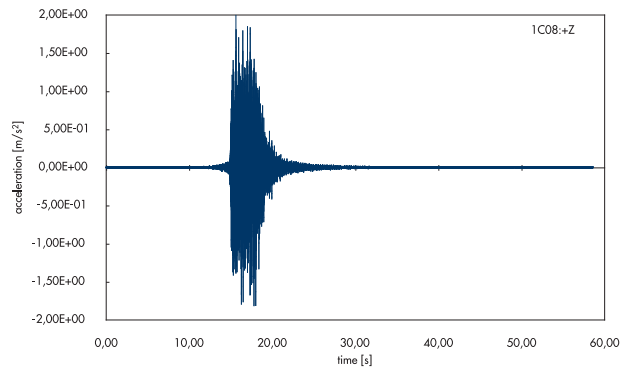
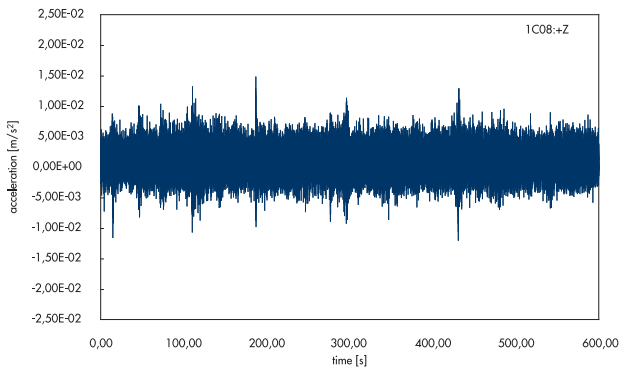
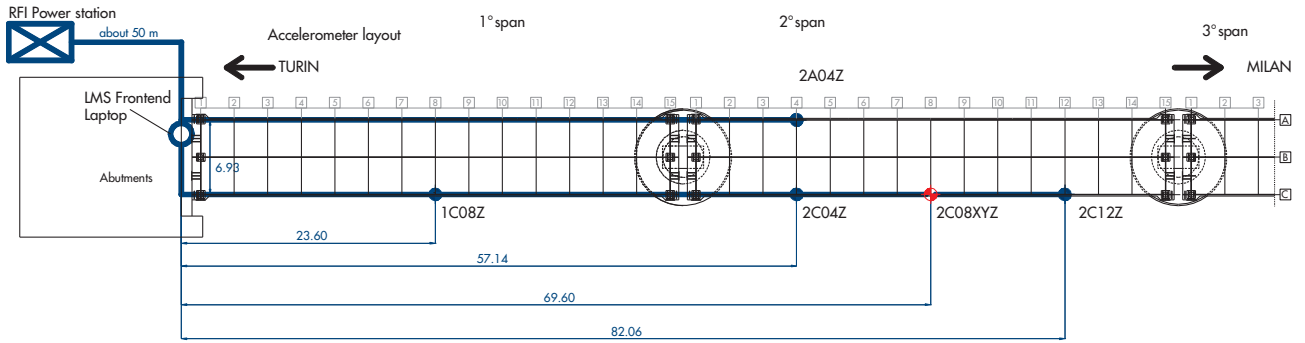


Fig. 35 Viadotto Sesia: disposizione degli accelerometri del sistema fisso di monitoraggio.

Fig. 36 Viadotto Sesia: Esempio di registrazione ambientale del sistema di monitoraggio.

Fig. 37 Viadotto Sesia: Esempio di registrazione al passaggio del treno del sistema di monitoraggio.



Fig. 38 Viadotto Sesia: esempio di registrazione video al passaggio del convoglio ferroviario.

3. Conclusioni

L'Analisi Modale Sperimentale rappresenta sicuramente un importante ed utile strumento per l'analisi del comportamento dinamico di ponti storici e di recente realizzazione. Tra le varie

tecniche oggi disponibili, l'Analisi Modale Operativa sembra presentare numerosi vantaggi in quanto non richiede l'utilizzo di forzanti artificiali né l'interruzione del normale esercizio. Le esperienze riportate nella presente memoria

hanno riguardato cinque strutture molto diverse tra loro per tipologia, schema statico e materiali costituenti: in tutti i casi l'Analisi Modale Operativa ha permesso di riconoscere il complesso comportamento dinamico della struttura attraverso l'identificazione delle frequenze proprie, dei rapporti di smorzamento e delle deformate modali. Questi dati, oltre a permettere l'espressione di giudizi preliminari sul livello di sicurezza, possono essere utilizzate come base d'informazioni

per lo sviluppo di modelli strutturali in grado di rappresentare l'effettivo comportamento della costruzione (Model Updating) da impiegare per successive verifiche di sicurezza più dettagliate oppure per la progettazione di interventi di recupero e consolidamento. Inoltre i dati sperimentali di vibrazione, se ricavati da prove ripetute nel tempo, possono essere utilizzati come parametri indicativi dell'eventuale degrado strutturale (Damage Detection).

Bibliografia

- Aktan A.E., Catbas F.N., Grimmelsman K.A., Pervizpour M. (2002) - Development of a model health monitoring guide for major bridges. Report to FHWA, Report No. DTFH61-01-P-00347, Drexel Intelligent Infrastructure and Transportation Safety Institute.
- Allemang R.J. (2003) - The Modal Assurance Criterion - Twenty Years of Use and Abuse. *Sound and Vibration* 2003, August:14-21.
- Andersen P., Basseville M., Brincker R., Mevel L., Ventura C.E., Zhou W. (2007) - Seismic Damage Assessment in Structures using Stochastic Subspace-based Algorithm. *Proceedings of The ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Rethymno, Crete, Greece, 2007.
- Aparicio A.C. (2004) - Differences in designing high-speed railway bridges and highway bridges. *Proceeding of Workshop Bridges for High-Speed Railways*, Porto, Portugal, 3 - 4 June 2004.
- Bachmann H., Ammann W. (1987) - Vibration in structures induced by man and machines, IABSE-AIPC-IVBH Structural Engineering Document.
- Betti Carboncini A. (1984) - I treni del marmo. Ferrovie e tranvie della Versilia e delle Alpi Apuane. Editrice trasporti su rotaie 1984.
- Brincker R., Andersen P., Cantieni R. (2001) - Identification and Level 1 Damage Detection of the Z24 Highway Bridge by Frequency Domain Decomposition. *Experimental Techniques*, Vol 25 No. 6, The Society of Experimental Mechanics (SEM).
- Brownjohn J.M.W., Pavic A. (2007) - Experimental methods for estimating modal mass in footbridges using human-induced dynamic excitation, *Engineering Structures*, 29, 2833-2843.
- Caetano E., Cunha A., Da Fonseca A., Bastos R., Da Fonseca A. Jr (2005) - Assessment and control of human induced vibrations in the new Coimbra footbridge, 2nd International Conference Footbridge 2005, December 6-8, Venezia, Italy.
- Caetano E., Cunha A., Moutinho C. (2007) - Implementation of passive devices for vibration control at Coimbra footbridge, *Experimental Vibration Analysis For Civil Engineering Structures EVA-CES'07*, October 24-26, Porto, Portugal.
- Caetano E., Cunha A., Magalhães F., Moutinho C. (2010) - Studies for controlling human-induced vibration of the Pedro e Inês footbridge, Portugal. Part 1: Assessment of dynamic behaviour. *Engineering Structures*, 32 (4), 1069-1081.
- Catbas F.N., Aktan A.E. (2002) - Condition and Damage Assessment: Issues and Some Promising Indices. *Journal of Structural Engineering*, 128 (8): 1026-1036.
- Catbas F.N., Ciloglu S.K., Hasancebi O., Grimmelsman K., Aktan A.E. (2007) - Limitations in Structural Identification of Large Constructed Structures. *Journal of Structural Engineering*, 133(8): 1051-1066.
- CEN, European Committee for Standardization (2005) - EN 1991-2. Eurocode 1 Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges, European Community, Brussels, Belgium, 2005.
- CEN, European Committee for Standardization. 2006. EN 1990-A2. Eurocode: Basis of Structural Design, European Community, Brussels, Belgium, 2006.
- Chellini G., Orsini P., Salvatore W. (2004) - Dynamic monitoring of an ancient masonry bridge on Carrara marble way; SAHC 2004 - Proceedings of the International Seminar on Structural Analysis of Historical Constructions - Possibilities of Numerical and Experimental Techniques, 10-13 November 2004, Padova, Italy, vol. 1, pp. 1-8.
- Chellini G., Nardini L., Salvatore W. (2006) - Analisi dinamica sperimentale di costruzioni storiche e monumentali. *Convegno Nazionale Sperimentazione su materiali e strutture*, Venezia, 6-7 Dicembre 2006.
- Chellini G. (2007) - Structural identification and modelling of steel-concrete composite railway bridges for the new HS railway network. Thesis discussed for the fulfilment of the PhD Degree. Pisa, Italy (in Italian).
- Chellini G., Lippi F., Nardini L., Salvatore W., Dall'Asta A., Ragni L. (2009) - Identificazione dinamica e modellazione numerica del ponte pedonale sul fiume Esino, XIII ANIDIS L'Ingegneria Sismica in Italia, 28 Giugno - 2 Luglio, 2009, Bologna, pp 1-7.
- Chellini G., Nardini L., Salvatore W. (2009)b - Dynamical identification and modelling of steel-concrete composite high-speed railway bridges. *Structure and Infrastructure Engineering*, Taylor and Francis, DOI: 10.1080/15732470903017240.
- Chellini G., Nardini L., Salvatore W., Sorrentino G., Tisalvi M. (2009)c - Global and local dynamic behaviour of the Sesia viaduct, a steel-concrete composite railway bridge on the HS line Turin-Milan. *IOMAC 2009 International Operational Modal Analysis Conference*, May 4-6, 2009, Portonovo (Ancona), Italy.
- Cremona C. (2009) - Dynamic investigations of the Solferino footbridge, 3rd International Operational Modal Analysis Conference IOMAC 2009,

- June 4-6, Portonovo di Ancona, Italy.
- Cunha A., Caetano E., Brincker R., Andersen P. (2004) - Identification from the natural response of Vasco de Gama bridge. Proceedings of the 22nd International Modal Analysis Conference (IMAC), Detroit, Michigan, 2004.
- Dallard P., Fitzpatrick T., Flint A., Low A., Ridsdill Smith R., Willford M., Roche M. (2001) - London Millennium bridge: pedestrian-induced lateral vibration, *Journal of Bridge Engineering*, 6(6), 412-417.
- Dall'Asta A., Ragni L. (2005) - Design of a steel footbridge over the Esino river: static and dynamic behavior, 2nd International Conference Footbridge 2005, December 6-8, Venice, Italy.
- Dall'Asta A., Ragni L. (2006) - Experimental tests and analytical model of High Damping Rubber dissipating devices. *Engineering Structures*, 28, 1874-1884.
- Dall'Asta A., Ragni L. (2008) - Non linear behavior of dynamic systems with HDR, *Engineering Structures*, 30 (12), 3610-3618.
- Dezzi Bardeschi M., Evangelisti R., Regoli V., Santini P. (1970) - Lorenzo Nottolini: Architetto a Lucca; Libreria Editrice Baroni, Lucca, 1970.
- Didier M. (2004) - Railway bridges for high speed lines and eurocodes. Proceeding of Workshop Bridges for High-Speed Railways, Porto, Portugal, 3-4 June 2004.
- Doherty J.E. (1987) - Nondestructive Evaluation. Chapter 12 in Handbook on Experimental Mechanics, A. S. Kobayashi Edt., Society for Experimental Mechanics, Inc.
- Ewins D.J. (2000) - Modal Testing: Theory, Practice and Application. Research Studies Press Ltd.
- Ferrovie dello Stato (1997) - Istruzione n. 1/SC/PSOM/2298 del 2.6.1995 "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari - Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo", Final review.
- FHWA (2001) - Reliability of Visual Inspection. FHWA Report Nos. FHWA-RD-01-020 and FHWA-RD-01-021.
- FHWA (2006) - Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1-Bridges, Publication No. FHWA-HRT-06-032, Federal Highway Administration, US Department of Transportation, McLean, VA. Also published as Special Publication, MCEER-06-SP10, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo NY.
- FIB Bulletin 39 (2007) - Seismic bridge design and retrofit - structural solutions. State-of-art report. ISBN 978-2-88394-079-6, May 2007.
- Friswell M.I., Mottershead J.E. (1995) - Finite Element Model Updating in Structural Dynamics. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands.
- Friswell M.I. (2007) - Damage identification using inverse methods. *Philosophical Transactions of the Royal Society: Mathematical, Physical & Engineering Sciences A*, Vol. 365:393-410, 2007.
- Fujino Y., Pacheco B.M., Nakamura S., Warnitchai P. (1993) - Synchronization of human walking observed during lateral vibration of a congested pedestrian bridge, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 22(9), 741-758.
- Fujino Y. (2002) - Vibration, control and monitoring of long-span bridges-recent research, developments and practice in Japan. *Journal of Constructional Steel Research*, 58: 71-97.
- Gentile C., Gentile R., Valsecchi A. (2002) - Sperimentazione dinamica e modellazione strutturale di un ponte a travata in c.a.p. Atti del 14° Congresso C.T.E., Mantova, 7-9 Novembre, 2002.
- Gentile C., Gallino N. (2008) - Condition assessment and dynamic system identification of a historic suspension footbridge. *Structural Control and Health Monitoring*, 15 (3): 369-388.
- Housner G.W., Bergman L.A., Caughey T.K., Chassiakos A.G., Claus R.O., Masri S.F., Skelton R.E., Soong T.T., Spencer B.F., Yao J.T.P. (1997) - Structural Control: Past, Present and Future. *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 123 (9), 897-971.
- Jaishi B., Ren W.X. (2005) - Structural Finite Element Model Updating Using Ambient Vibration Test Results, *Journal of Structural Engineering* 2005; 131: 617-628.
- Kerschen G., Golinval J.C. (2004) - A model updating strategy of non-linear vibrating structures. *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 60, 2147-2164.
- LMS International (2005) - LMS TestLab Rev6A: Operational Modal Analysis User Manual.
- Maeck J., De Roeck G. (2003) - Damage assessment using vibration analysis on the Z24-bridge. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 17 (1): 133-142.
- Magalhães F., Cunha A., Caetano E., Brincker R. (2010) - Damping estimation using free decays and ambient vibration tests. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 24(5), 1274-1290.
- Maia N.M.M., Silva J.M.M. (1997) - Theoretical and Experimental Modal Analysis. Research Studies Press LTD, Baldock, Hertfordshire, England.
- Moroni M.O., Boroschek R., Sarrazin M. (2005) - Dynamic Characteristics of Chilean Bridges with Seismic Protection. *Journal of Bridge Engineering*, 10 (2):124-132.
- Nakamura S., Kawasaki T., (2006) - Lateral vibration of footbridges by synchronous walking, *Journal of Constructional Steel Research*, 62, 1148-1160.
- Newland D. (2003) - Vibration of the London Millennium footbridge: cause and cure, *International Journal of Acoustics and Vibration*, 8(1), 9-14.
- Nielson B.G., DesRoches R. (2006) - Influence of modeling assumptions on the seismic response of multi-span simply supported steel girder bridges in moderate seismic zones. *Engineering Structures* 28 (8), 1083-1092.
- Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14/01/2008.
- Peeters B., De Roeck G. (1999) - Reference-based stochastic subspace identification for Output-Only Modal Analysis. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 13 (6): 855-878.
- Peeters B. (2000) - System identification and damage detection in civil engineering. Ph.D. thesis, Structural Mechanics, Civil Engineering Department, K.U. Leuven, Belgium.
- Peeters B., De Roeck G. (2001) - Stochastic System Identification for Operational Modal Analysis: A Review; *ASME Journal of Dynamic Systems, Measurement and Control*, vol. 123, 659-667.