



Il collaudo del viadotto Lambro

Carmelo Gentile*

Roberto Gentile**

1. Vista del Viadotto Lambro tra la pila P18 e il cavalletto metallico

Il viadotto Lambro, costituito da due vie di corsa (tre corsie più emergenza per senso di marcia) aventi lunghezza di oltre 1.600 m ciascuna, rappresenta l'opera d'arte di maggiore impegno della nuova Tangenziale Est Esterna di Milano, TEEM-A58 (si veda articolo a pag. 52).

Nell'ambito dei controlli predisposti per il collaudo del viadotto, inaugurato il 16 Maggio 2015 (si veda articolo a pag. 20), le differenti tratte dell'opera sono state oggetto di un esteso programma di prove dirette di carico e indagini dinamiche, eseguito da personale tecnico specializzato del settore Vibrazioni e Monitoraggio Dinamico di Strutture (Laboratorio Prove Materiali, Politecnico di Milano) nei mesi di Febbraio-Aprile 2015. La presente nota, una volta descritto sinteticamente il viadotto e il programma d'indagini in scala reale eseguito a supporto del collaudo, descrive i risultati principali della sperimentazione con riferimento alla tratta del viadotto di maggiore importanza strutturale, denominata VI004 P16-P19 (Figura 1) e caratterizzata

dalla presenza di una pila a cavalletto rovescio in acciaio che supporta le due campate di maggiore luce (117,70 m) a scavalco del fiume Lambro e delle linee ferroviarie Milano-Bologna e Milano-Codogno.

Descrizione del viadotto e delle indagini di collaudo

Il viadotto Lambro appartiene al Lotto Sud della TEEM-A58 (tra Paullo a Cerro al Lambro) ed è ubicato tra il casello di Vizzolo Predabissi e la connessione con l'Autostrada l'A1 (Melegnano-Cerro). L'imponente viadotto, con impalcati in struttura mista acciaio-calcestruzzo supportati da pile e spalle in calcestruzzo armato, consta di due vie di corsa:

- ◆ la carreggiata Sud (VI004), articolata sulla lunghezza complessiva di oltre 1.600 m attraverso la successione di cinque viadotti, denominati VI004 SP1-P5, VI004 P5-P10, VI004 P10-P16, VI004 P16-P19 e VI004 P19-SP2. La continuità tra i viadotti successivi è realizzata attraverso selle Gerber disposte in prossimità delle pile P5, P10, P16 e P19;
- ◆ la carreggiata Nord (VI005) è parallela alla Sud (Figura 2) tra la spalla terminale SP2 e la pila P10 (con viadotti denominati VI005 P10-P16, VI005 P16-P19 e VI005 P19-SP2 e strutturalmente simili agli omologhi in carreggiata Sud). Da pila P10 si dipartono le rampe di collegamento con l'Autostrada A1, aventi tracciato curvilineo e denominate VI023C e VI024.

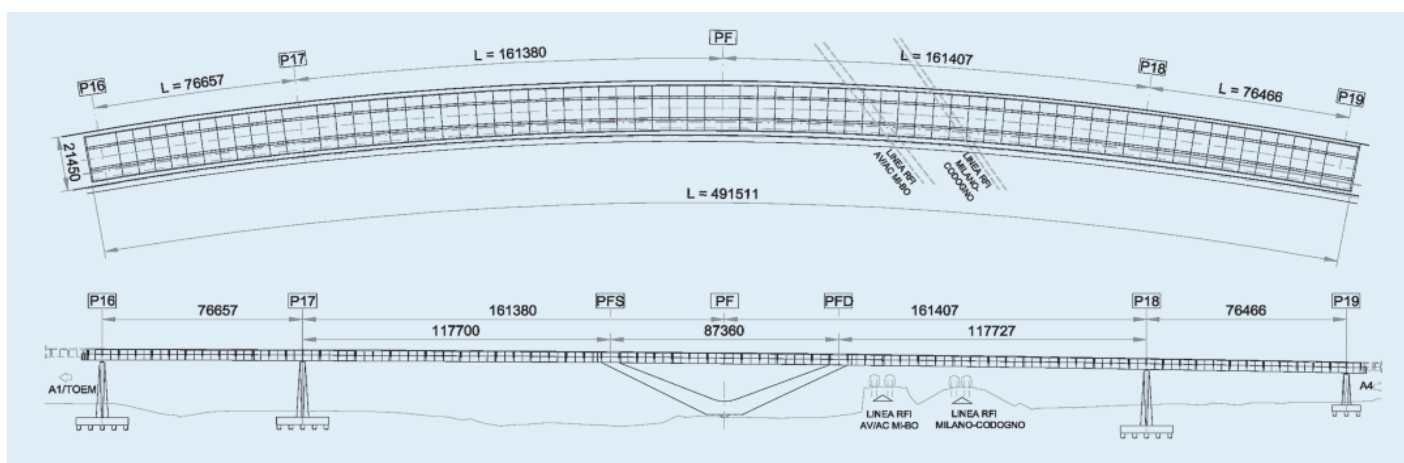
Il programma delle indagini in scala reale funzionale al collaudo statico [1] delle opere in esame ha compreso prove dirette di carico su tutte le tratte del viadotto ed estese indagini dinamiche sui viadotti VI004 SP1-P5, VI004 P16-P19 e VI024 caratterizzati dalle maggiori luci a scavalco di A1 (VI004 SP1-P5 e VI024), del fiume Lambro e delle linee ferroviarie (VI004 P16-P19). Le misure sperimentali, eseguite a cura del settore Vibrazioni e Monitoraggio Dinamico di Strutture (Laboratorio Prove Materiali, Politecnico di Milano), hanno richiesto 25 giornate lavorative e sono state completate il 17 Aprile 2015.



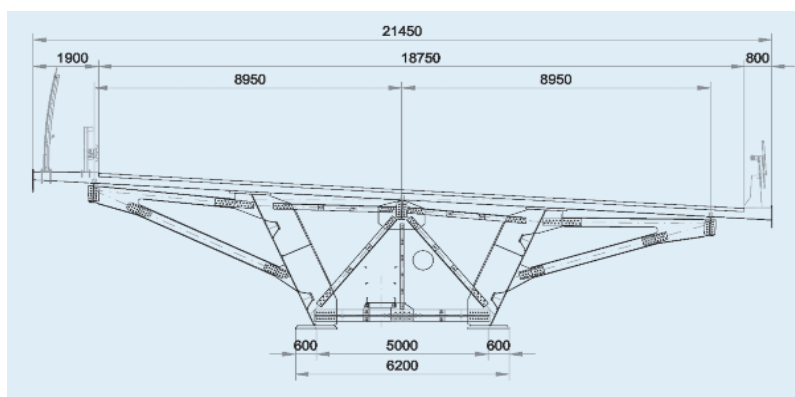
2. Vista del Viadotto Lambro in fase di costruzione (dalla pila P10)

* Professore di Tecnica delle Costruzioni del DABC del Politecnico di Milano

** Ingegnere dello Studio Associato Gentile



3. La pianta e il profilo longitudinale del viadotto VI004 P16-P19 (dimensioni in mm)



4. La sezione trasversale dell'impalcato del viadotto VI004 P16-P19 (dimensioni in mm)

In particolare, la sperimentazione dinamica è stata eseguita in condizioni operative o di vibrazione ambientale (ovvero con eccitazione costituita da micro-tremori, traffico, vento, ecc.) seguendo una prassi ormai da tempo consolidata in ambito internazionale [2-7].

Le indagini, finalizzate ad identificare le caratteristiche dinamiche (frequenze proprie, smorzamenti e deformate dei modi principali di vibrare), hanno avuto il duplice obiettivo di:

- ◆ essere di supporto al collaudo attraverso il controllo che almeno il periodo fondamentale (la prima frequenza naturale) dell'opera fosse confrontabile con quanto previsto in progetto [1];
- ◆ essere un riferimento affidabile nelle fasi di gestione e manutenzione programmata dell'infrastruttura. A tal proposito, si ricorda che le frequenze naturali e le deformate modali corrispondenti sono grandezze direttamente correlate allo "stato" della struttura in quanto sono univocamente specificate dalla distribuzione di masse e rigidità: ciò implica, ad esempio, che ad una diminuzione locale di rigidità corrispondano variazioni locali in alcune deformate modali nonché diminuzioni di alcune frequenze naturali. Di conseguenza, la variazione delle caratteristiche dinamiche del viadotto, individuata attraverso la ripetizione delle indagini dinamiche ad intervalli temporali prefissati, potrà consentire l'individuazio-

ne di eventuali anomalie nel comportamento strutturale e la programmazione degli interventi di manutenzione più idonei a ripristinare il normale comportamento dell'infrastruttura.

Una questione da considerare con grande attenzione riguarda le caratteristiche dinamiche che, nella pratica, possono effettivamente consentire una diagnosi precoce dell'insorgere di comportamenti strutturali anomali e/o danneggiamenti. È infatti noto nella letteratura scientifica che variazioni delle frequenze naturali sono spesso determinate non solo da variazioni di massa e rigidità ma anche da variazioni nelle condizioni ambientali e di temperatura [8-11]. Distinguere nel quadro di variazione delle frequenze naturali gli effetti di un'anomalia strutturale può pertanto risultare assai incerto, a meno di non disporre di sistemi di monitoraggio dinamico permanente [8, 9 e 11].

Viceversa, come dimostrato ad esempio in [11 e 12], le variazioni delle deformate modali sono assai più indicative dell'insorgere di anomalie e/o di variazioni di rigidità localizzate e sembrano, di conseguenza, le grandezze più idonee a guidare la manutenzione programmata in base alla ripetizione di indagini dinamiche ad intervalli prefissati.



5. Vista del cavalletto metallico del viadotto VI004 P16-P19

Nella presente nota sono sintetizzati i risultati delle indagini condotte su una delle tratte principali del viadotto Lambro: VI004 P16-P19. Il viadotto VI004 P16-P19 (Figure 1, 3, 4 e 5) è costituito da cinque campate e ha lunghezza complessiva di 475,90 m, a cui vanno aggiunti due sbalzi di circa 6,80 m ai lati delle pile P16 e P19, terminanti ciascuno con una sella Gerber; le due selle Gerber forniscono l'appoggio alla campata finale del viadotto precedente VI004 P10-P16 e alla campata iniziale del successivo tratto VI004 P19-SP2. Il viadotto è caratterizzato dalla presenza di una pila a cavalletto rovescio in acciaio (Figure 1, 3, 4 e 5), posizionata tra le pile in calcestruzzo armato ordinario P17 e P18, che definisce gli allineamenti di appoggio denominati PFS (verso la pila P17) e PFD (verso la pila P18).

L'impalcato del viadotto VI004 P16-P19 è realizzato in struttura mista acciaio-calcestruzzo con tracciato planimetrico in curva a raggio costante e ha schema statico in esercizio di trave continua su quattro appoggi fissi (appoggi sulle pile P16, P17, P18 e P19) e due appoggi cedevoli elasticamente (appoggi PFS e PFD in corrispondenza della pila a cavalletto in acciaio), con luci approssimativamente pari a 76,60+117,70+87,40+117,70+76,50 m (Figura 3). Le due campate di luce maggiore poste ai lati del cavalletto metallico realizzano lo scavalco del fiume Lambro (campata P17-PFS) e di linee ferroviarie locali e AV (campata PFD-P18).

La sezione resistente d'impalcato (Figura 4) comprende due travi metalliche principali, a doppio T e realizzate per composizione saldata, con anime inclinate di altezza pari a 4,00 m e poste ad interasse inferiore di 5,00 m. Tra le due travi principali e in corrispondenza dei due sbalzi dell'impalcato sono presenti tre travi di spina aventi altezza di 60 cm.

Le travi principali sono collegate trasversalmente tramite diaframmi reticolari, disposti ad interasse variabile di 6,00 m e 7,00 m. La sezione di ogni diaframma è caratterizzata da puntoni inclinati laterali, realizzati con elementi in composizione saldata. Gli elementi interni dei diaframmi sono costituiti da composizioni di profili angolari ad ali uguali.

Una maglia reticolare di controvento inferiore, avente larghezza 5,00 m e passo longitudinale pari a quello dei diaframmi, rappresenta il completamento dell'ideale profilo chiuso della sezione trasversale d'impalcato.



6. Vista dell'impalcato VI004 P16-P19 durante la seconda prova di carico

L'impalcato è caratterizzato da una larghezza di 21,45 m, che si mantiene costante per l'intera lunghezza del viadotto, su cui trovano alloggiamento una carreggiata a tre corsie di marcia (oltre a corsia di emergenza e banchina) ed un marciapiede sul lato della corsia lenta. La soletta in calcestruzzo armato ordinario ha spessore costante di 20 cm ed è stata gettata su lastre metalliche tralicciate e saldate alle piattabande superiori delle travi. Il sistema di connessione tra la soletta e le travi è realizzato mediante pioli connettori di tipo Nelson.

Il viadotto VI004 P16-P19: le prove dirette di carico

Le prove dirette di carico del viadotto sono state condotte il 27 Marzo 2015 secondo le quattro configurazioni di carico illustrate in Figura 7 e aventi l'obiettivo di raggiungere momenti positivi nelle campate maggiori e momenti negativi in continuità prossimi ai massimi valori di progetto.

Più in dettaglio:

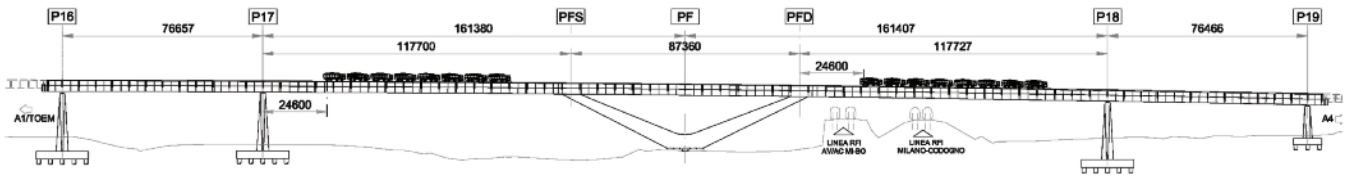
- ◆ la prima prova diretta di carico (38 automezzi pesanti disposti su tre file per un carico totale di circa 15.800 kN, Figura 7) ha impegnato le due campate maggiori P17-PFS e PFD-P18 in modo da determinare su entrambe una sollecitazione flessionale positiva dell'ordine del massimo valore di progetto;
- ◆ la seconda configurazione di carico (32 automezzi pesanti disposti su tre file, Figure 6 e 7) ha impegnato le campate PFS-PFD e PFD-P18 in modo da sollecitare la struttura a massimo momento negativo in corrispondenza dell'appoggio PFD;
- ◆ la terza prova di carico (26 automezzi pesanti disposti su tre file, Figura 7) ha impegnato le campate P16-P17 e P17-PFS in modo da determinare nella zona in appoggio su pila P17 una sollecitazione flessionale negativa prossima al massimo valore di progetto;
- ◆ l'ultima configurazione di carico (15 automezzi pesanti disposti su tre file, Figura 7) ha, infine, impegnato la campata PFS-PFD, centrata sulla pila metallica a cavalletto.

Durante l'intera sessione di collaudo, l'evoluzione nel tempo degli spostamenti è avvenuta in modo regolare e ha seguito progressivamente e proporzionalmente le successive fasi di carico e scarico a ritroso, come esemplificato nelle Figure 8A e 8B per gli spostamenti misurati in corrispondenza della mezz

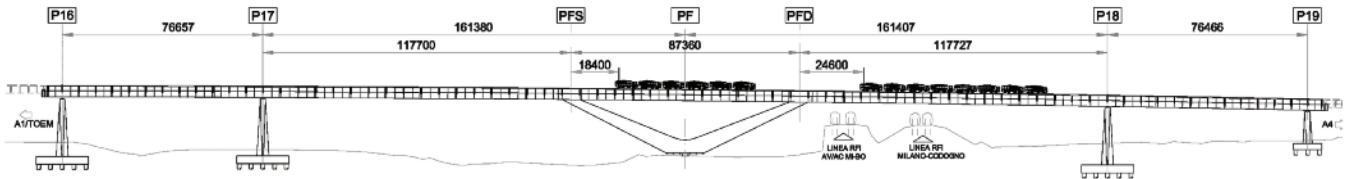
zeria della campata PFD-P18 durante le prime due prove di carico. Per quanto riguarda i valori estremali di spostamenti e residui osservati durante le misure, si può osservare che:

- ◆ il massimo spostamento, misurato nella mezzzeria della campata P17-PFS durante la prima configurazione di carico, è stato pari a -149,8 mm (ovvero inferiore ad 1/700 della luce della medesima campata);
- ◆ gli spostamenti residui misurati nelle mezzzerie delle campate direttamente caricate sono stati generalmente inferiori al 10%;
- ◆ gli spostamenti massimi osservati in corrispondenza degli appoggi sono stati estremamente contenuti e accompagnati da residui allo scarico pressoché nulli o trascurabili.

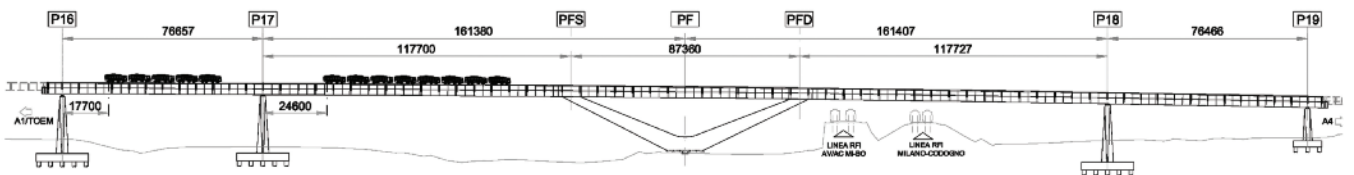
1° CONDIZIONE DI CARICO (38 automezzi)



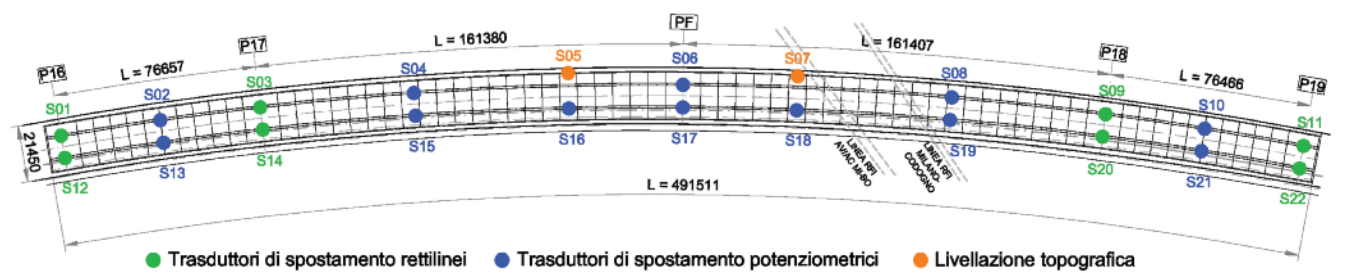
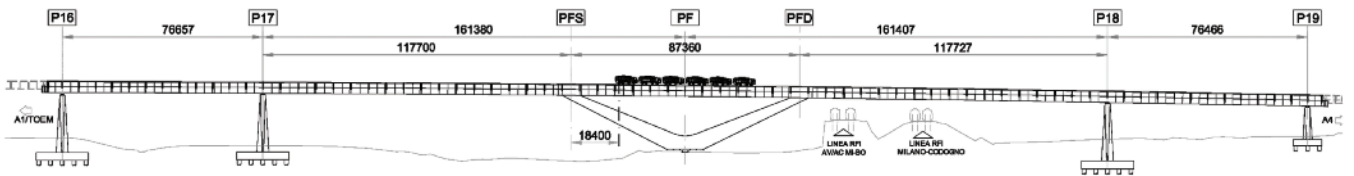
2° CONDIZIONE DI CARICO (32 automezzi)



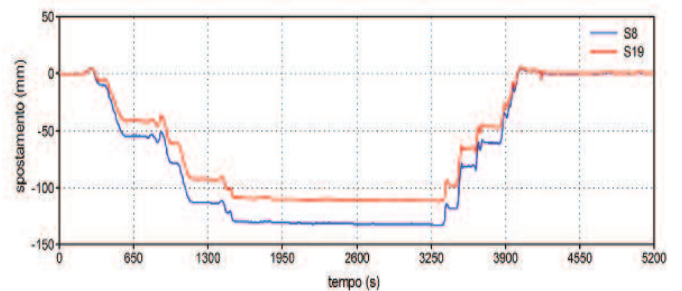
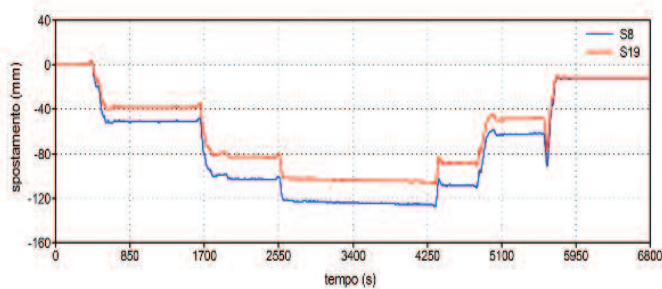
3° CONDIZIONE DI CARICO (26 automezzi)



4° CONDIZIONE DI CARICO (15 automezzi)



7. La sintesi delle prove dirette di carico eseguite sul viadotto VI004 P16-P19 (dimensioni in mm)



8A e 8B. L'evoluzione nel tempo degli spostamenti misurati in mezzera della campata PFD-P18 durante le prove dirette di carico: la prima (8A) e la seconda condizione di carico (8B)

Il viadotto VI004 P16-P19: indagini dinamiche

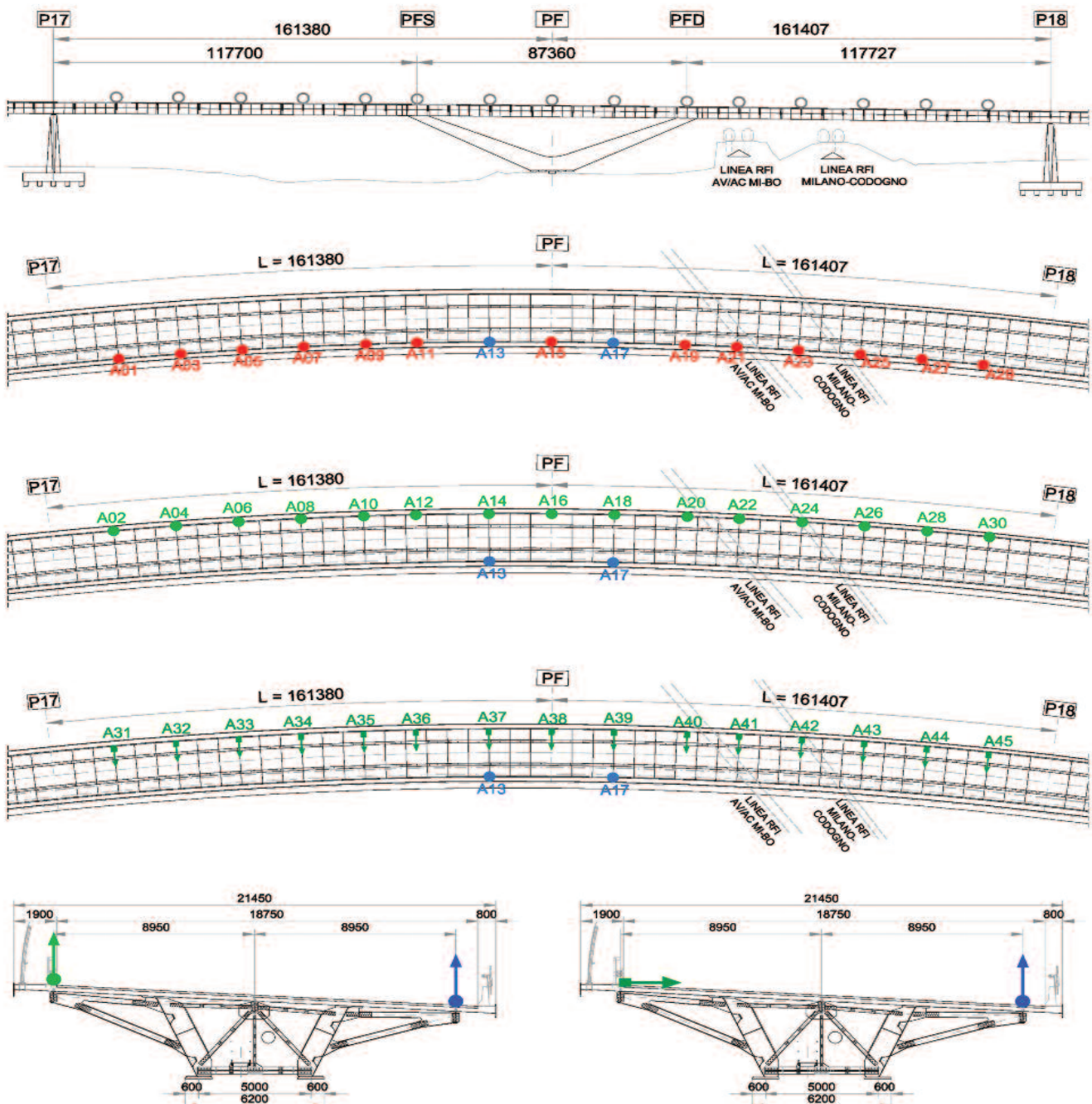
Le indagini dinamiche, finalizzate alla determinazione sperimentale delle caratteristiche dinamiche modali (frequenze naturali, smorzamenti e deformate modali), sono state condotte in accordo sia con le raccomandazioni UNI [13] sia con le più recenti istruzioni internazionali [14] emesse nel 2009 dal Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Al fine di ottenere un'accurata ricostruzione spaziale delle deformate modali dell'impalcato, è stata adottata la disposizione dei sensori di misura (accelerometri) illustrata in Figura 9, con 30 posizioni di misura verticali appartenenti alle campate P17-PFS (a

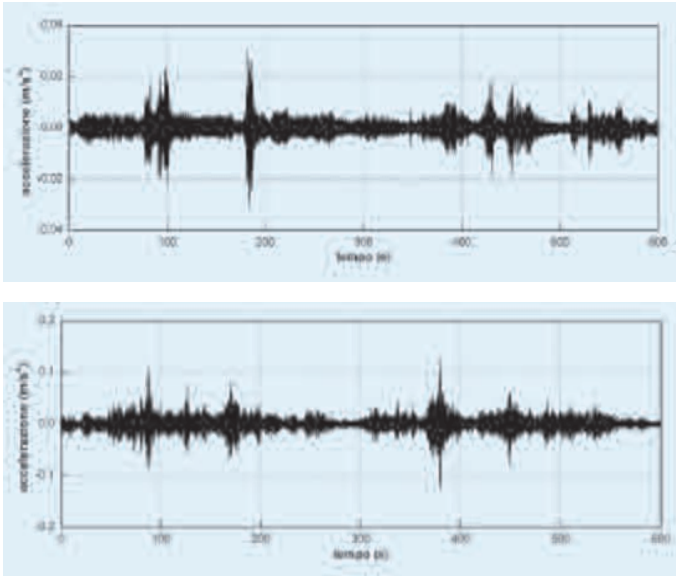
scavalco del fiume Lambro), PFS-PFD e PFD-P18 (a scavalco della ferrovia) e 15 posizioni di misura orizzontali trasversali delle medesime campate del viadotto. Tale disposizione è stata ottenuta attraverso tre distinte configurazioni di misura (Figura 9).

La strumentazione di misura dei segnali era costituita da:

- ♦ sistema di acquisizione dati a 24 canali con sei schede NI 9234 (canali: quattro; risoluzione: 24 bit; frequenza di campionamento: fino a 50 kHz/canale);
- ♦ accelerometri piezoelettrici Wilcoxon Research 731A (sensibilità: 10 V/g; accelerazione di picco: $\pm 0,5$ g), completi di modulo di alimentazione Wilcoxon Research P31.



9. La disposizione dei punti di misura delle accelerazioni sull'impalcato del viadotto VI004 P16-P19 (dimensioni in mm)



10A e 10B. Tipiche accelerazioni registrate sull'impalcato del viadotto VI004 P16-P19 per effetto di micro-tremori (10A) e micro-tremori e transito di un automezzo pesante (10B)

La risposta dinamica del ponte è stata registrata, per ogni configurazione di misura, per una durata di 6 ore con passo temporale $\Delta t = 0,005$ s (frequenza di campionamento pari a 200 Hz). Durante le prime 3 ore d'acquisizione, la risposta della struttura è stata registrata - per ciascuna configurazione di misura - in condizioni puramente ambientali, ovvero con eccitazione prevalentemente costituita dai microtremori indotti dalle attività di cantiere e dall'esercizio delle linee ferroviarie sottostanti alla campata PFD-P18 del viadotto. Nelle 3 ore successive, anche al fine di simulare il normale esercizio viario, l'eccitazione era costituita anche dal transito ripetuto di uno o più automezzi pesanti.

Le Figure 10A e 10B esemplificano, con riferimento a finestre temporali aventi durata di 600 s, storie temporali tipiche delle accelerazioni registrate nella posizione A26 (campata PFD-P18 lato Nord, Figura 9) per effetto dei soli microtremori (Figura 10A) e per effetto dell'azione combinata dei microtremori e del transito di un automezzo pesante (Figura 10B).

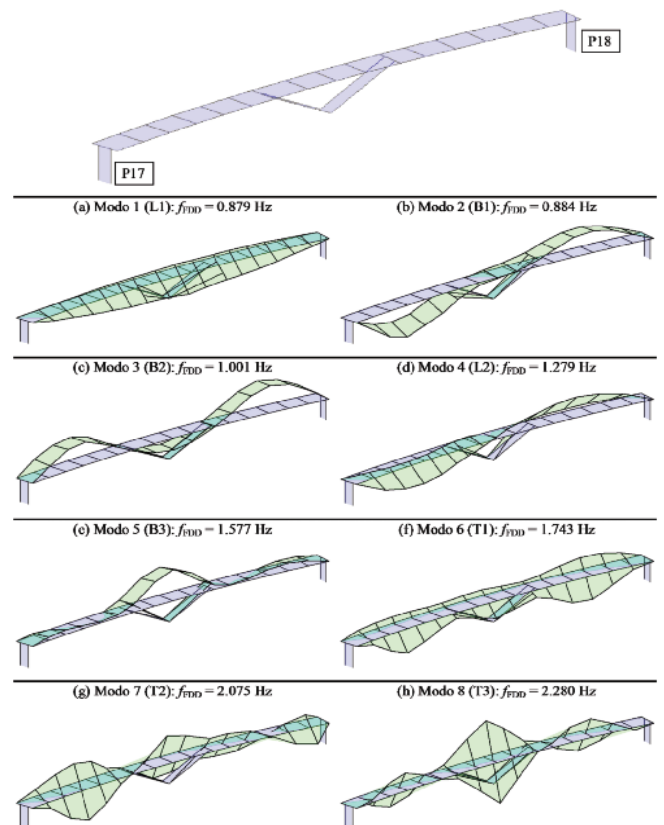
L'esame delle Figure 10A e 10B evidenzia che i micro-tremori indotti dall'esercizio ferroviario provocano sull'impalcato del viadotto accelerazioni tutt'altro che trascurabili, dell'ordine di 2-3 cm/s² (Figura 10A); l'effetto dei microtremori è, inoltre, evidente anche quando un automezzo pesante transita sull'impalcato (Figura 10B). Tale circostanza - importante soprattutto ai fini della ripetizione delle indagini a fini di manutenzione programmata - conferma che l'impiego dell'eccitazione ambientale risulta la metodologia sperimentale più adatta per la caratterizzazione dinamica del viadotto in esame, avente frequenza fondamentale attesa inferiore ad 1 Hz e già esposto a livelli non trascurabili di eccitazione ambientale.

L'identificazione dei parametri modali dell'opera è stata effettuata con riferimento a finestre temporali di 3.600 s in quanto tale durata soddisfa le raccomandazioni della letteratura scientifica [15] e tecnica [13 e 14] per l'applicabilità e l'accuratezza

delle tecniche numeriche di analisi modale in condizioni operative. Essendo, infatti, il periodo fondamentale dell'opera (Figura 11) pari a circa 1,14 s ($f_1 = 0,88$ Hz), la finestra temporale di 3.600 s adottata risulta pari a oltre 3.000 volte il periodo fondamentale dell'opera e quindi ampiamente superiore a quanto suggerito in letteratura (2.000 volte il periodo fondamentale). Il quadro dei parametri modali identificati nell'intervallo di frequenza 0-2,5 Hz è sintetizzato nelle Figure 11A, 11B, 11C, 11D, 11E, 11F, 11G e 11H, ove sono schematicamente rappresentate le deformate modali identificate nell'ultimo dei sei set di dati da 3.600 s registrati, unitamente alle frequenze naturali corrispondenti.

In base al complesso dei risultati in esse presentati è possibile osservare quanto segue:

- ◆ degli otto modi principali illustrati, due sono di prevalente flessione nel piano orizzontale (L), tre sono di prevalente flessione nel piano verticale (B) e tre sono di natura torsionale (T);
- ◆ il modo fondamentale (Figura 11A) è di flessione laterale (combinata a torsione) e ha frequenza propria pari a 0,879 Hz;
- ◆ il primo modo di dominante flessione verticale (Figura 11B) ha frequenza naturale di 0,884 Hz, assai prossima a quella del modo fondamentale;
- ◆ le deformate modali dei primi due modi, aventi frequenze ravvicinate di 0,879 Hz e 0,884 Hz, presentano forma completamente differente e caratterizzata dalla simultanea presenza di atti di moto (componenti di spostamento modale) verticali e trasversali;



11. I modi principali di vibrare identificati nell'intervallo di frequenza 0-2,5 Hz

- ◆ il primo modo di prevalente torsione ha frequenza di circa 1,74 Hz (Figura 11F);
- ◆ i modi di prevalente flessione sia laterale che verticale identificati hanno forma regolare e del tutto conforme al complesso schema statico del ponte in esame;
- ◆ i modi torsionali identificati sono anch'essi piuttosto regolari e conformi alle attese, sebbene la forma di alcuni risente della complessa architettura strutturale dell'opera (schema statico, sezione trasversale d'impalcato aperta, tracciato curvilineo, pendenza trasversale).

Va, infine, osservato che le indagini di vibrazione ambientale sono risultate perfettamente ripetibili, nel senso che le stime di frequenze e deformate modali ottenuti da set di dati diversi sono risultate sostanzialmente invariati.

Tale evidenza conduce a raccomandare l'eventuale esecuzione di successive indagini dinamiche in condizioni d'esercizio, ovvero con il ponte aperto al traffico.

RINGRAZIAMENTI

Gli Autori e il Personale tecnico del Politecnico di Milano desiderano ringraziare gli Ingg. P. Frattino e G. Tagliabue e i Geom. E. Mamino, M. Zullo e G. Gasparetto della Società Costruttrice Lambro Scarl (Itinera, Impregilo, Pavimental) per il supporto costante e la preziosa collaborazione durante l'esecuzione della campagna sperimentale. Si desidera, inoltre, ringraziare la Direzione Lavori e l'Alta Sorveglianza per la fattiva cooperazione.

DATI TECNICI

Concedente: C.A.L. (Concessioni Autostradali Lombarde) SpA

Concessionaria: T.E. (Tangenziale Esterna) SpA

Contraente Generale: C.C.T. (Consorzio Costruttori TEEM)

Affidatario dei Lavori Lotto C: Lambro Scarl (Itinera SpA 97%, Pavimental SpA 2,78%, Salini-Impregilo SpA 0,22%)

Fornitura e posa in opera impalcato metallici: Cimolai SpA

Direttore Tecnico: Ing. Giorgio Tagliabue di Itinera SpA

Progetto definitivo del viadotto Lambro: Ing. Gianpaolo Melis di Sina SpA

Progetto esecutivo del viadotto Lambro: Prof. Pierangelo Pistoletti di Seteco Ingegneria Srl

Collaudo statico: Ing. Aldo Colombo della Direzione Generale Infrastrutture e Mobilità di Regione Lombardia

RUP: Ing. Giacomo Melis di C.A.L. (Concessioni Autostradali Lombarde) SpA

Direzione dei Lavori: Ing. Marco Zanetti di M2P

Alta Sorveglianza: Ing. Ghezzi di SPEA Ingegneria Europea SpA e Ing. Mariotti di Sina SpA

Coordinatore della Sicurezza CSE: Ing. Felice Trimboli di ISA

Responsabile Sicurezza RSPP: Ing. Alessandro Scalzotto, CONTEC

Direzione Cantiere: Geom. Enzo Mamino di Itinera SpA

Responsabile Produzione: Geom. Massimo Zullo, LAMBRO S.c.a.r.l.

Durata dei lavori di costruzione degli impalcato metallici:

Gennaio 2014-Aprile 2015

In tal caso, si potrà anche utilizzare una strumentazione ridotta rispetto a quella delle prove di collaudo, disponendo accelerometri verticali e orizzontali (con caratteristiche simili a quelli impiegati nelle prove di collaudo) solo sul lato marciapiede della sezione trasversale (posizioni A2, A4, A6, ..., A30 e A31-A45 in Figura 9).

La sperimentazione dinamica ad infrastruttura aperta al traffico appare - oltre che pienamente supportata da considerazioni di accuratezza e ripetibilità - del tutto sostenibile nonché di facile esecuzione in sicurezza e senza interruzione dell'esercizio.

BIBLIOGRAFIA

- [1]. NTC 2008: Norme tecniche per le costruzioni, D.M. 14/01/2008.
- [2]. A.J. Felber, R. Cantieni - "Introduction of a new ambient vibration testing system: description of the system and seven bridges tests", EMPA 156'521, Dubendorf, Switzerland, 1996.
- [3]. C. Gentile, F. Martinez y Cabrera - "Dynamic investigation of a repaired cable-stayed bridge", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 26: 41-59, 1997.
- [4]. A. Cunha, E. Caetano, R. Delgado - "Dynamic tests on a large cable-stayed bridge. An efficient approach", *Journal of Bridge Engineering ASCE*, 6: 54-62, 2001.
- [5]. C. Gentile, F. Martinez y Cabrera - "Dynamic performance of twin curved cable-stayed bridges", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 33: 15-34, 2004.
- [6]. C. Gentile, R. Gentile - "Construction phases and reception tests of the new cable-stayed bridge over the Adda river (Northern Italy)", In *Proceedings 34th IABSE Symposium*, (pp. 1-8, CD-ROM), 2010.
- [7]. F. Magalhães, E. Caetano, Á. Cunha, O. Flamand, G. Grillaud - "Ambient and free vibration tests of the Millau Viaduct: evaluation of alternative processing strategies", *Engineering Structures*, 45: 372-384, 2012.
- [8]. B. Peeters, G. De Roeck - "One-year monitoring of the Z24-Bridge: environmental effects versus damage events", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 30(2): 149-171, 2001.
- [9]. P. Moser, B. Moaveni - "Environmental effects on the identified natural frequencies of the Dowling Hall Footbridge", *Mechanical Systems and Signal Processing*, 25: 2336-2357, 2011.
- [10]. C. Gentile, A. Saisi - "Operational modal testing of historic structures at different levels of excitation", *Construction and Building Materials*, 48: 1273-85, 2013.
- [11]. C. Gentile, A. Saisi - "Continuous dynamic monitoring of a centenary iron bridge for structural modification assessment", *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 9(1): 26-41, 2015.
- [12]. C. Gentile, N. Gallino - "Condition assessment and dynamic system identification of an historic suspension footbridge", *Structural Control & Health Monitoring*, 15, 369-388, 2008.
- [13]. "UNI 10985 (2002): Vibrazioni di ponti e viadotti. Linee guida per l'esecuzione di prove e rilievi dinamici".
- [14]. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (2009) - "Investigations et évaluations dynamiques des ponts".
- [15]. R. Cantieni - "Experimental methods used in system identification of civil engineering structures", in *Proceedings 1st Int. Operational Modal Analysis Conf. (IOMAC' 05)*, pp. 249-60, 2005.