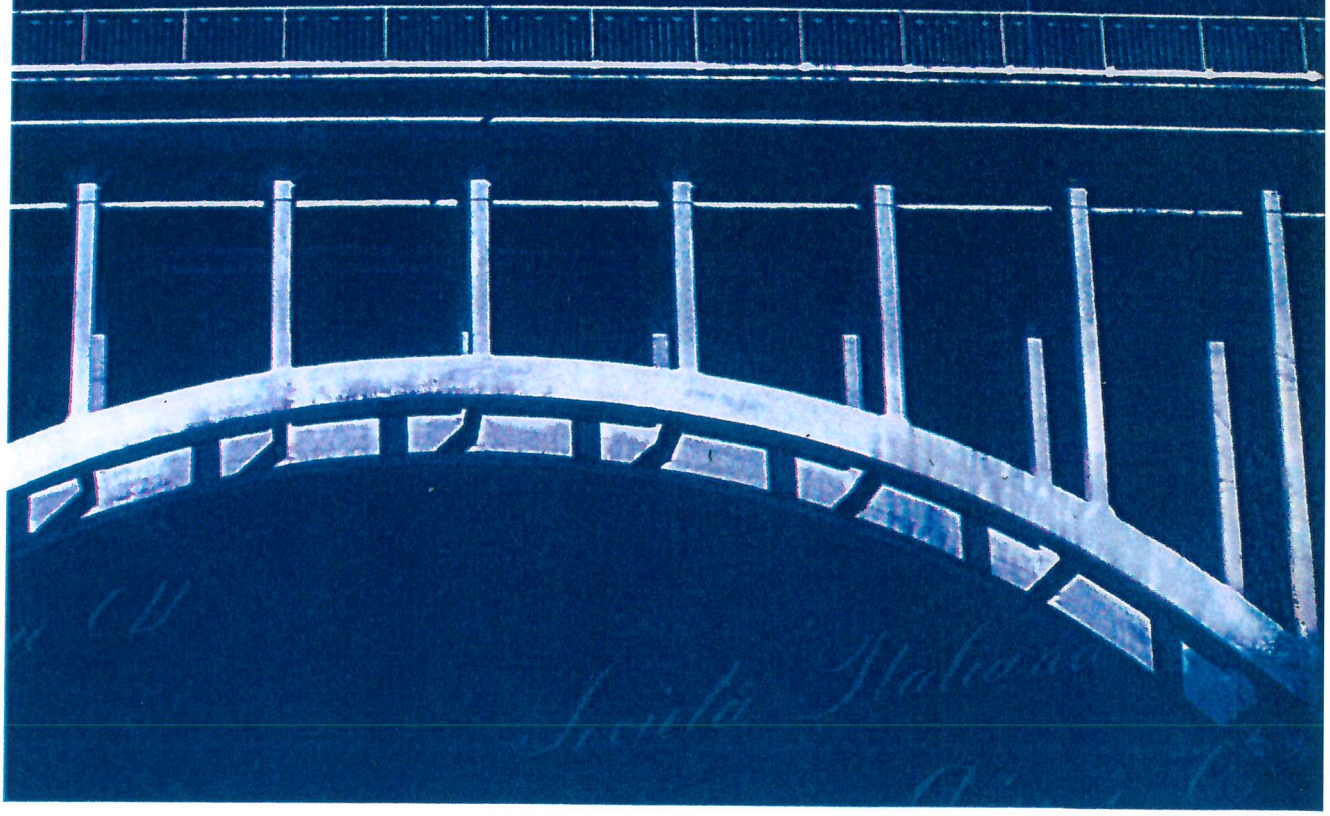
QUI SI FA IL PONTE!

La storia di un'innovativa opera in cemento armato: il ponte del 1910 di Cortese in Val Borlezza



Ideazione e progettazione
Centro Studi e Ricerche
"Archivio Bergamasco"
www.archiviobergamasco.it

Direzione e coordinamento
Sergio Del Bello
s.delbello@tiscali.it

Assistenza alle ricerche documentarie e iconografiche
Marco Duina

Finanziatori
Comune di Songavazzo
Italcementi Group

Enti sostenitori
Provincia di Bergamo
Comunità Montana Valle Seriana Superiore
Comune di Castione
Comune di Cerete
Comune di Clusone
Comune di Fino del Monte
Comune di Gorno
Comune di Onore
Comune di Rovetta

Parrocchia di S. Bartolomeo Apostolo
di Songavazzo
AVS Associazione Volontari Songavazzo:
Gruppo Alpini,
Protezione Civile,
FIDAS.

Introduzione
Giorgio Bigatti, *docente,*
Storia economica Università Bocconi di Milano

Autori
Maurizio Acito, *ingegnere,*
professore a c., Politecnico Milano
Sara Belviso, *laureata in Pedagogia e Filosofia,*
insegnante di Rovetta
Stefano Cangiano, *ingegnere,*
CTG-Italcementi Group
Tiziana Carrara, *geologo, professionista*
Museo di Scienze Naturali di Lovere Bg
Sergio Chiesa, *geologo,*
Primo Ricercatore del CNR - IDPA
Cristina Citroni, *antropologa,*
Università di Bologna
Umberto Costa, *ingegnere,*
CTG-Italcementi Group
Sergio Del Bello, *archivista,*
ricercatore di storia locale
Omar Fantini, *ingegnere, professinista*
Carla Ferliga, *geologo*
Carla Fausti, *architetto*
Coop. A.R.C.A. Gardone Val Trompia Bs
Gennaro Guala, *ingegnere*
CTG-Italcementi Group
Diego Marsetti, *geologo,*
Ecogeo srl di Bergamo
Antonio Migliacci, *ingegnere,*
Politecnico di Milano
Tullia Iori, *ingegnere,*
Università degli Studi Tor Vergata di Roma
Simona Nogara, *laureata in Scienze*
Ambientali, professionista
Paolo Oscar, *architetto,*
Cartografia derivata e sistemi informativi
territoriali
Paolo Pezzoli, *ingegnere, professionista*
Cesare Ravazzi. *Dottore di Ricerca in Scienze*
della Terra, CNR - IDPA.

Collaboratori e autori di contributi scritti
Alberto Benzoni, *geometra,*
tecnico comunale di Songavazzo
Giacomo Benzoni, *laureato in Lingue,*
insegnante di Castione della Presolana
Nello Camozzi, *art director*
Marco Cortese, *ingegnere,*
nipote di Luigi Cortese
Adriana Covelli, *già impiegata comunale*
di Songavazzo
Bruno Covelli *di Songavazzo*
Carlo D'Agata, *geologo, dottorando*
Marco Duina, *geometra*
Silvia Marinoni, *laureata in Scienze Naturali,*
insegnante di Rovetta
Sonia Mazzeschi, *moglie di Marco Cortese*
Carlo Meller *di Songavazzo*
Stefano Mora, *ingegnere, professionista*
Giuseppe Moro, *ingegnere, già dirigente della*
Provincia di Bergamo
Riccardo Nelva, *ingegnere,*
Politecnico di Torino
Camillo Pezzoli, *storico locale di Rovetta,*
Circolo Culturale Baradello di Clusone
Giovanni Re, *geometra, topografo,*
professionista.

Altri collaboratori, qui non riportati, sono citati nei singoli saggi.

Grafica, impaginazione e scansione fotografie
Gianluca Brambati, *grafico e web designer*
www.bybite.it

Scansioni tavole dei progetti storici
Archivio Disegni - Italcementi Group

Aerofotografie
Air Photo Studio - Lino Olmo
Ortofoto di p. 31, 35: Terraitaly™ - ©
Compagnia Generale Ripreseaeree S.p.a. -
Parma - *www.terraitaly.it*

ISBN - 88-901581-0-7

Copyright © 2004
by Comune di Songavazzo Bg – Italia

I diritti di traduzione, memorizzazione elettronica, riproduzione e adattamento totale o parziale, con qualsiasi mezzo (compreso i microfilm, le copie fotostatiche e le scansioni), sono riservati per tutti i paesi.

• Il volume è consultabile in formato digitale, sul sito internet dell'Archivio Bergamasco.

ARMATO DEL 1910

*Maurizio Acito, Gennaro Guala, Antonio Migliacci, Paolo Pezzoli**

La memoria presenta le modalità di esecuzione ed i risultati dello studio sperimentale-teorico condotto per il ponte in calcestruzzo armato del 1910 sul torrente Valeggia, tra i Comuni di Songavazzo e Rovetta in provincia di Bergamo, ai fini di valutarne le possibilità di transitabilità anche in vista di una sua riabilitazione.
Le valutazioni, effettuate in relazione ai carichi di progetto definiti dalle vigenti normative, assumono come base gli elementi raccolti sulla consistenza geometrica e meccanica mediante le indagini e i rilievi. In particolare le indagini eseguite hanno riguardato prove soniche, misure sclerometriche, rilievi con pachometro e prove su carote e l'esecuzione di prove di carico dinamico con vibrodina.
Quest'ultime sopratutto allo scopo di potere identificare un modello numerico, capace di rappresentare al meglio la realtà strutturale del manufatto.
In tale senso, si è inteso operare attraverso il confronto tra i parametri dinamici dell'opera, ottenuti attraverso una prova dinamica, ed i corrispondenti parametri dinamici, ottenuti tramite l'analisi numerica su modelli numerici di calcolo.
Successivamente, individuato il modello numerico tarato al meglio con la sperimentazione dinamica; l'analisi numerica può fornire un'adeguata valutazione delle sollecitazioni negli elementi strutturali del ponte, il che consente di valutare la situazione strutturale del manufatto in modo da avere le prime indicazioni circa la transitabilità del ponte.

PREMESSA

Come è noto, il problema della valutazione dei margini di sicurezza di singoli manufatti, interessati o meno da fenomeni di degrado, può essere ottenuta di diverso tipo e livello. Tale esigenza attiene alla più generale questione della gestione delle reti stradali, in relazione sia ai maggiori carichi di servizio che

* Maurizio Acito, diplomato alla Scuola di Specializzazione in C. A. "F.lli Pesenti" - Politecnico Milano
Gennaro Guala, CTG-Italcementi Group
Antonio Migliacci, Politecnico di Milano
Paolo Pezzoli, ingegnere in Bergamo

alle condizioni ambientali, sempre più aggressive dal punto di vista fisico-chimico.
In generale, per la messa a punto e l'uso di metodologie, per la valutazione della sicurezza di manufatti stradali, finalizzata alla gestione delle reti di trasporto e delle attività che su di esse devono svolgersi, occorre considerare le seguenti esigenze fondamentali:

1 valutazione della sicurezza attuale dei manufatti;
2. monitoraggio dei manufatti, con la previsione dell'evoluzione del loro degrado.

Evidentemente, la messa a punto di metodologie che rispondano a tali esigenze considera, quindi, sia la valutazione della sicurezza attuale del singolo manufatto, che la possibilità di prevedere l'evoluzione del loro degrado.
In particolare, per quanto attiene al punto 1, ovvero alla valutazione o misura della sicurezza dei manufatti, è noto che tale misura può essere ottenuta con procedimenti di diverso tipo e livello.
È noto, infatti, che le metodologie di rilievo, pur differendo fra loro per i dettagli operativi, generalmente seguono un itinerario comune, definito in tre livelli:
- visual inspection (I-level);
- in-depth inspection (II-level);
- static and dynamic tests (III-level).

In particolare, il primo livello prevede ispezioni di tipo visivo, al più, supportate da strumentazioni molto semplici, attraverso le quali vengono espressi giudizi sullo stato di degrado delle opere. Il secondo livello, invece, prevede un giudizio sullo stato di degrado, supportato da approfonditi test sia meccanici che chimico-fisici (da svolgersi in sito od, eventualmente, in laboratorio su campioni prelevati). Il terzo livello, da attivarsi anche in relazione agli esiti dei due precedenti livelli di ispezione, prevede test statici e/o dinamici (questi ultimi ormai con un onere economico e logistico anche contenuto), mediante i quali si può verificare il livello di degrado, sino ad imporre l'eventuale interruzione del servizio dell'opera.
Per quanto riguarda la possibilità di affrontare la misura di sicurezza di un manufatto, sulla base di informazioni raccolte con ispezioni di tipo visive (I-level), come è noto, ben si presta ad essere gestita con metodologie fuzzy. In tal caso, infatti, attraverso una procedura di analisi con la teoria degli insiemi sfocati (FST), risulta possibile il trattamento delle informazioni (spesso di tipo linguistico) sul livello di degrado raccolte nelle ispezioni visive (I livello), col risultato di avere la possibilità di stimare, con rapidità, la vulnerabilità [01] dei singoli manufatti.
D'altra parte, avendo il II e III livello un impegno economico e logistico più elevato, la possibilità di un loro impiego per la definizione di tutti gli elementi, che intervengono nelle metodologie classiche di misura della sicurezza, va vista con prudenza e comunque subordinata all'esito delle ispezioni di tipo visivo (I livello).
Qualora, infatti, anche sulla base di quanto valutato in riferimento ad informazioni di tipo linguistico, v'è la necessità di affrontare la misura con le metodologie classiche basate sull'approccio probabilistico per la pratica utilizzazione di tale approccio, è necessario passare ai livelli successivi di rilievo e predisporre l'acquisizione di tutti gli elementi geometrici, fisici e meccanici dei manufatti, mediante apposite campagne di rilievo geometrico e meccanico, nonché di identificazione statica e talvolta dinamica, del comportamento strutturale del manufatto.
Per quel che riguarda le indagini tese ad individuare le caratteristiche mec-

caniche dei materiali e di consistenza geometrica si è in presenza di una diffusa pluriennale pratica esperienza, nel caso di indagini di tipo dinamico, tese ad individuare il comportamento strutturale, pur se utilizzata da diversi anni, si è in presenza di un impiego pratico limitato a pochi casi, per lo più inerenti solo a strutture importanti, quali, ad esempio, i manufatti da ponte.
In tale contesto, appare opportuno un breve richiamo dei principali aspetti e delle principali metodologie, utilizzate per la individuazione dei margini di sicurezza di manufatti come i ponti, per poi passare a descrivere i principali aspetti delle metodologie di identificazione dinamica, per la definizione del comportamento strutturale di tali manufatti.
In particolare, nei paragrafi successivi vengono richiamati, in breve, sia gli aspetti peculiari che assumono le verifiche delle costruzioni esistenti e di come si possa operativamente tenere conto, di informazioni di diversa natura (anche linguistiche) che si possono acquisire dalle costruzioni esistenti, che gli aspetti principali che informano le procedure di identificazione dinamica delle strutture e la sua importanza in campo strutturale. Per quanto riguarda, invece gli aspetti operativi si rimanda al capitolo relativo al rapporto sulle analisi svolte per il ponte sul fiume Valeggia, dove sono stati utilizzati alcuni di tali principi.

PECULIARITÀ DELLE MISURE DI SICUREZZA DI STRUTTURE ESISTENTI

Attualmente, è noto che, per organizzare razionalmente i principi e le regole necessari per garantire la sicurezza di costruzioni, si hanno diverse possibilità.
In particolare, i principali metodi divulgati in letteratura (ad esempio, [02], [03]) vengono definiti:

- Metodi di livello 3, quando si affronta direttamente il calcolo degli integrali per la valutazione della probabilità di insuccesso o "failure" P_f ;
- Metodi di livello 2, quando la P_f è garantita attraverso una relazione nominale basata sulla valutazione di una grandezza β detta distanza o indice di sicurezza;
- Metodi di livello 1, divulgati operativamente in [04], [05], nei quali non si calcola la P_f, ma i suoi valori desiderati, che vengono assicurati mediante l'adozione di opportuni coefficienti parziali γ, lato resistenza e lato sollecitazioni, e coefficienti ψ per la combinazione delle azioni (ad esempio, [05], [06]).

Tutti questi metodi operano con riferimento a ciascuno dei molteplici aspetti di comportamento che ogni costruzione può presentare. In tal caso, misurare in termini probabilistici la sicurezza nei confronti dell'i^{mo} Stato Limite (SL), significa valutare la probabilità P_{fi} che si determini tale SL e confrontarla con valori P_{fi}^* prefissati, sulla base di considerazioni di vario genere (etiche, sociali, economiche, ecc.). In particolare, per l'i^{mo} SL, se risulta:
$P_{fi} \leq P_{fi}^*$
allora, la misura si ritiene positiva per tale i^{mo} SL.
Peraltro, è noto come sia possibile determinare la probabilità P_f globale di una costruzione passibile di n SL, appunto, al fine di scrivere la misura della sicurezza, in presenza di un numero n di crisi possibili. È altresì noto, come si possa "adeguare" tale misura, fatta in un determinato istante, all'intero tempo di vita T_s della costruzione, tenendo conto della variabilità nel

tempo delle azioni e ammettendo che la sorveglianza e la manutenzione siano in grado di mantenere la resistenza costante (in termini statistici) nel tempo.[1]
In tale ipotesi, il problema è quello di valutare i valori della probabilità P_{fi}, nei confronti di un determinato SL, in un determinato istante. Inteso che si tratta di una ben determinata crisi (la i^{ma}), e nel prosieguo si omette il pedice i, come, pure, non si considera il parametro tempo.
Il valore P_f, che si ottiene dal calcolo, deve essere confrontato con un valore assegnato P_f^* secondo la (1), che è quindi operativa, sennonché per i valori P_f^* da assegnare ai diversi SL non si ha univocità di vedute.
In passato il CEB ([07]) aveva suggerito i valori $P_f^* = 10^{-5} \div 10^{-7}$ per gli stati limite ultimi (Ultimate Limit State, ULS) e $P_f^* = 10^{-2} \div 10^{-3}$ per gli stati limite di servizio (Serviceability Limit State, SLS) senza però fare riferimento esplicito al tempo che deve essere considerato (ossia, non si parlava del tempo di vita richiesto T_S).
Recentemente, però, ad esempio in Eurocodice 1 [05] si è introdotto il riferimento al tempo per la definizione delle P_f^* prescrivendo quanto segue:
Ultimate Limit State (ULS)
$P_f^* = 10^{-6}$ per un anno di vita;
$P_f^* = 10^{-4}$ per il tempo di vita T_S;
Serviceability Limit State (SLS)
$P_f^* = 10^{-3}$ per un anno di vita;
$P_f^* = 1{,}5 \cdot 10^{-1}$ per il tempo di vita T_S.
Comunque, indipendentemente dal metodo di verifica della sicurezza, nella fase di verifica di un componente o di un sistema strutturale, in relazione ad un determinato SL, è necessario predisporre:

- una valutazione, a monte della analisi, di tutte le quantità, la cui natura intrinseca non è probabilistica, come ad esempio l'intervento di errori umani di calcolo o di esecuzione, che possono modificare di diversi ordini di grandezza la probabilità di crisi;
- un modello strutturale, cioè una serie di relazioni analitiche fra le azioni applicate (forze, distorsioni, cedimenti, ecc.) e gli effetti prodotti (spostamenti, sollecitazioni, ecc.) e, parallelamente, le caratteristiche meccaniche dei materiali ed i meccanismi resistenti;[2]
- la statistica delle variabili in gioco e i modelli probabilistici, con riferimento ai dati raccolti sulle azioni e a quelli raccolti sui materiali.

Chiaramente, la elaborazione statistica dei dati raccolti sulle azioni e sui materiali, fornisce le informazioni indispensabili per la scelta dei modelli probabilistici a "priori", utilizzati nel progetto.
Generalmente, però, il numero di dati a disposizione è minore di quello necessario ad una corretta trattazione statistica. Infatti, per la determinazione della probabilità di crisi sono necessari frattili molto piccoli la cui valutazione è soggetta a grandi incertezze, in quanto richiede un numero elevatissimo di risultanze sperimentali (almeno 1000 per stimare frattili dell'ordine di 0.001).
Per queste ragioni, il problema della valutazione della probabilità di crisi su una struttura mostra spesso una "valenza" convenzionale. Inoltre, tale carattere convenzionale è rafforzato, oltre che dal fatto che l'effettiva caratterizzazione statistica delle variabili in gioco non è mai nota al momento del progetto, soprattutto per l'incertezza del modello assunto in relazione

---

1. Cioè, che si abbia sempre lo stesso valore medio η_R, la stessa deviazione standard σ_R, ossia la stessa forma statistica.

2. Usualmente, queste relazioni vengono assunte di tipo deterministico in quanto si basano sulla meccanica classica delle strutture e dei materiali.

alla schematizzazione della struttura e dei vincoli.
Tuttavia, il patrimonio di esperienza accumulato sul costruito consente di affermare che la progettazione di nuove costruzioni, basata sul rispetto dei procedimenti previsti dalle norme, consente di realizzare costruzioni che nella quasi totalità dei casi offrono una adeguata sicurezza strutturale.
Chiaramente, nel caso della misura della sicurezza di strutture esistenti, i principi e le regole adottati per la progettazione delle nuove costruzioni si prestano ad adattamenti, in relazione alle peculiarità che caratterizzano le strutture esistenti.
Infatti, per queste strutture si possono individuare i seguenti aspetti:

1. possibilità di valutazione di tutte le quantità la cui natura non è probabilistica, come ad esempio, il possibile accadimento di errori umani di calcolo o di esecuzione;
2. possibilità dell'elaborazione statistica dei dati raccolti sulle azioni e sui materiali, per la scelta di modelli probabilistici da utilizzare nelle verifiche della struttura in esame;
3. possibilità di valutazione della corrispondenza del modello strutturale, cioè del complesso di relazioni fra le azioni applicate (forze, distorsioni, cedimenti, ecc.) e gli effetti prodotti (spostamenti, sollecitazioni, ecc.), con il comportamento della struttura in esame.

Appare quindi evidente che, qualora si disponga dei dati geometrici, meccanici e di "servizio" (caratteristiche dimensionali della struttura, tipi di vincolo, caratteristiche dei materiali, nonché tipo e caratteristiche delle azioni applicate), è possibile procedere in modo assai più razionale alla misura della sicurezza di quanto non si faccia per le costruzioni ex novo.
Peraltro, in fase operativa, col metodo semi-probabilistico agli stati limite a livello 1, risulta possibile gestire in modo semplice e razionale le suddette peculiarità delle costruzioni esistenti.
Infatti, con la suddivisione del coefficiente di sicurezza globale γ in più coefficienti parziali (γ_m per i materiali e γ_f per le azioni) risulta possibile riconoscere se, a seconda dei casi, si ha diritto ad un "premio", oppure invece se v'è da patire una "punizione": questa riduzione o quest'aumento della sicurezza può essere richiesto in relazione, ad esempio, alla situazione strutturale preesistente, che può mostrare un'intrinseca bontà dei materiali costituenti, talvolta anche con assenze di difetti locali originari, oppure invece rilevarsi molto scadente e cosparsa di deficienze esaltate dal degrado.
È noto, infatti, che una parte dei coefficienti γ_m, applicati ai materiali, vuole tenere conto delle incertezze e delle aleatorietà, riguardanti i materiali in opera ed i risultati costruttivi che si avranno nella fase di esecuzione, sono invece ben ricavabili per una struttura esistente, di cui si vuole valutare la vulnerabilità o che si vuole consolidare. In tal caso, come sopra si è detto, i γ_m vanno adattati. Così anche, si può pensare a ridurre, o invece più spesso ad aumentare la parte dei coefficienti γ_f relativi alle azioni applicate.
Per chiarire più compiutamente questi concetti, è sufficiente considerare che, lato resistenza, per i materiali della struttura esistente, le resistenze f_{mk} possono essere determinate con riferimento a quanto v'è in opera, ad esempio su provini estratti, cosicché non possono sussistere dubbi riguardo a possibili differenze di resistenza fra provini compattati e maturati in condizioni standard e le resistenze in opera, come può accadere per una struttura da costruire ex novo. Sempre per la struttura esistente, la presenza di difetti, imperfezioni, etc., può essere osservata su una realtà controllabile, anziché essere semplicemente presunta, come accade per una struttura ex novo, con il risultato di poter assegnare valori più corretti alle parti dei coeffi-

cienti γ_m che coprono tali aleatorietà ed incertezze.
Così pure, lato sollecitazioni, è sufficiente considerare che nei confronti delle azioni, ritenute trascurabili (e come tali trascurate), cui come principio deve conseguire una fittizia maggiorazione dei valori A_k delle azioni staticamente studiate, il controllo della realtà esistente può dare precise informazioni sulla possibilità o meno di trascurare tali azioni, così come, dall'esame di quanto è avvenuto nel passato si possono trarre informazioni sicure sull'effettiva possibilità di avere in futuro carichi più alti di quelli Q_k introdotti nei calcoli. Inoltre, nella determinazione delle sollecitazioni, le incertezze e le aleatorietà geometriche, di vincolo e di schema sono per la gran parte superate, dal momento che quasi tutte le grandezze base sono controllabili con buona attendibilità sulla realtà esistente, così come si può riconoscere che la stessa analisi strutturale non è più inficiata da aleatorietà ed incertezze: si pensi, ad esempio, alla possibilità di osservare, con buona sicurezza attraverso prove dinamiche, il comportamento di organismi articolati e complessi.
In sostanza, con il metodo di livello 1, la suddivisione coefficiente di sicurezza nei coefficienti parziali γ_m e γ_f, e il riconoscimento che essi sono dovuti a più cause di aleatorietà ed incertezza, molte delle quali controllabili, consente di "dosare" meglio premi e punizioni per le diverse operazioni, attraverso le quali si valuta la sicurezza e si progetta il consolidamento strutturale.
Evidentemente, però, è indispensabile una giustificazione teorico-sperimentale degli adattamenti dei valori dei coefficienti di sicurezza, previsti per le misure di sicurezza delle strutture ex novo.
La pratica possibilità di procedere a tali adattamenti necessita della conoscenza dei criteri che informano la definizione dei coefficienti di sicurezza utilizzati per la progettazione, cosicché da poterli al caso delle strutture esistenti, soprattutto in riferimento ai risultati delle sperimentazioni e dei rilevamenti svolti sulla struttura esistente per caratterizzarne gli aspetti peculiari.
Per brevità, in questa sede, per gli scopi che ci si prefigge, non si procede

foto 1.
Ponte sul torrente Valeggia.
(2004, Franco Valoti)

al richiamo dei principi che informano la definizione dei coefficienti di sicurezza, rimandando il lettore alla letteratura sin qui richiamata (in particolare si veda [05]). Così pure, si rimanda alla letteratura (ad es. [01]) per la definizione di eventuali metodologie che consentano di gestire al livello 1 informazioni di diversa natura (anche linguistiche) che si possono acquisire dalle costruzioni esistenti.

L'IMPORTANZA DELL'ANALISI DINAMICA DELLE STRUTTURE

L'impiego della sperimentazione dinamica delle strutture, in specie nei ponti e viadotti, si è molto diffusa in maniera rapida negli ultimi anni, questo soprattutto in ragione della validità del metodo di indagine ed alla notevole evoluzione dei sistemi di misura, sia lato controllo, che lato acquisizione e memorizzazione dei dati, raccolti in sede di indagine
In letteratura (ad esempio, [08], [09]) sull'argomento evidenzia come le prove dinamiche costituiscano un metodo esauriente ed affidabile per definire complessivamente gli aspetti che caratterizzano una struttura.
Come è noto, il metodo consiste in una "procedura sperimentale finalizzata a determinare le frequenze naturali, le corrispondenti deformate modali ed i valori di smorzamento associati di una struttura". Ed è pure noto che i modi di vibrare costituiscono un insieme di parametri che caratterizzano in maniera complessiva il comportamento locale e globale di una struttura. In ragione di ciò, i risultati di queste sperimentazione possono essere utilizzati sia con riferimento al problema di identificazione degli schemi e delle assunzioni di progetto adottati (fase di collaudo), sia nel controllo dello stato dell'opera nel corso della vita utile della struttura (monitoraggio).
In particolare, per la fase di monitoraggio di importanti opere esistenti, appare oggigiorno sempre più necessario il ricorso alle analisi dinamiche, in quanto esse consentono:

- una valutazione dell'importanza dei fenomeni di interazione terreno struttura;
- luna valutazione della corrispondenza dei modelli di calcolo, utilizzati nella modellazione numerica;
- un controllo dei parametri di calcolo caratterizzanti i singoli materiali adottati;
- il riconoscimento di eventuali difetti o anomalie, presenti nella struttura, nonché la localizzazione di tali difetti, evidenziata dal confronto tra le forme modali sperimentali e quelle teoriche.

Per quanto riguarda le modalità di indagine dinamica di impiego più ricorrente, queste, fondamentalmente, possono essere classificate, in base al tipo di eccitazione utilizzata, in tre tipologie di prove:

- con eccitazione impulsiva (di vibrazione libera);
- con eccitazione forzata artificiale (vibrodina);
- con eccitazione fornita da cause ambientali (ad es., vento, traffico).

La scelta della modalità di indagine è legata alle peculiarità dell'opera in esame. Comunque, in genere, il metodo di sperimentazione mediante eccitazione forzata artificiale, si lascia preferire in quanto comporta i vantaggi quali:

- un migliore controllo delle modalità di prova;
- una migliore disponibilità di risultati di una prova di tipo ripetibile;
- una migliore interpretazione dei risultati della prova;
- di contenere il numero di dati da acquisire;

Inoltre, la forzante risulta, nella prova con eccitazione forzata, sotto il diretto controllo dello sperimentatore ed è prodotta artificialmente, mediante opportuni generatori di vibrazioni, in grado di produrre azioni con andamento periodico, sinusoidale a frequenza lentamente variabile o casuale. I generatori di vibrazioni possono suddividersi, in relazione al loro principio di funzionamento, in meccanici, elettrodinamici o idraulici. Il campo delle frequenze esplorabili è variabile tra 1-100 Hz per i generatori meccanici (vibrodina), 5-1000 Hz per le macchine elettrodinamiche, 1-200 Hz per le macchine idrauliche.
A fronte dei vantaggi elencati elle prove con forzante artificiale vi è l'onere della prova è piuttosto elevato sia in termini di costo che in termini di modalità esecutive della prova stessa.
Come è noto, la modalità di prova più usuali consistono nell'applicare alla struttura una serie di forzanti sinusoidali di frequenza variabile e registrare la forzante e la risposta strutturale in varie stazioni di misura. Infatti, dato che la risposta a regime in corrispondenza della sezione di ascissa generica x per effetto di una forza di intensità F e pulsazione Ω applicata nella posizione x_q può esprimersi nel dominio delle frequenza con l'espressione:

$$U(x,\Omega) = \sum_{r=1}^{\infty} \Phi_r(x) \cdot H_{Dr}(\Omega) \cdot \Phi_r(x_q) \cdot F \cdot e^{i\Omega},$$

(dove, $\Phi_r(x)$ è la forma modale associata all'r-esimo modo di vibrare e $H_{Dr}(\Omega)$ è la relativa funzione di trasferimento in termini di spostamento) o, in termini di accelerazioni, con l'espressione:

$$\ddot{U}(x,\Omega) = \sum_{r=1}^{\infty} \Phi_r(x) \cdot H_{Ar}(\Omega) \cdot \Phi_r(x_q) \cdot F \cdot e^{i\Omega},$$

la ripetizione della prova per differenti valori di Ω consente di costruire per punti le $U(x, \Omega)$ per ogni stazione di misura.
Per quanto detto, si comprende facilmente quanto ai possibili campi di utilizzo dei risultati dell'analisi modale sperimentale per la validazione dei modelli numerici di calcolo; e per individuare gli eventuali difetti e/o danneggiamenti strutturali presenti.
Per entrambe le due possibilità di utilizzo, la procedura consiste nell'istituire delle tecniche di confronto significative tra due serie di parametri modali.
Per quanto riguarda la prima possibile utilizzazione, l'attendibilità del modello teorico di calcolo può essere stabilita in base al confronto tra i parametri modali osservati sperimentalmente ed i corrispondenti valori numerici dedotti da adeguati modelli di calcolo.
Per quanto riguarda la seconda possibile utilizzazione, il confronto può riguardare sia serie di derivazioni sperimentale come nel caso di risultati di prove successive sulla struttura eseguite in tempi diversi (ad esempio ad inizio servizio e ad un generico tempo di vita dell'opera), ma, anche con modelli numerici che tengano conto della presenza difetti e/o di danneggiamenti.
In particolare, il primo caso, che attiene al più generale problema di monitoraggio delle strutture, consente, mediante l'identificazione dinamica dei manufatti (in termini di frequenze e forme modali) in tempi diversi, di evidenziare eventuali variazioni, le quali risultano essere sintomatiche dei danni subiti dall'opera.
Il secondo caso, invece, attiene al più generale problema di validazione dei modelli numerici di calcolo, consente, mediante il confronto di serie sperimentali e di serie numeriche dedotte da modelli in cui si sono simulate la presenza di difetti, di evidenziare sia la presenza di tali difetti o danni che la definizione di adeguati modelli di calcolo che considerino la presenza di tali difetti.
Per quanto riguarda le tecniche di confronto fra le serie, occorre subito

precisare che nel caso il confronto riguardi le frequenze naturali, è necessario porre grande attenzione. Talvolta, infatti, nei problemi di validazione dei modelli esso è spesso non correttamente eseguito in quanto limitato solo alle prime frequenze disponibili e senza curare la corrispondenza tra le forme modali teoriche e quelle sperimentali.
Peraltro, anche nel confronto diretto tra i dati sperimentali di due prove successive, una variazione di frequenza che sia significativa di cambiamenti nell'assetto della struttura deve essere dell'ordine del 5% o superiore; variazioni di frequenza inferiori sono spesso da ascriversi alle condizioni di prova (effetti della temperatura) o alla risoluzione delle tecniche di analisi del segnale utilizzate.
Sulla base di ciò, risulta evidente l'elevato livello di significatività che assume sia il confronto tra le forme modali (costruite con riferimento alle stazioni di misura disponibili). Inoltre, è noto che gli spostamenti modali risultano legati al comportamento locale e quindi in linea di principio più adatti alla valutazione di danneggiamenti localizzati.
Per quanto riguarda i metodi per condurre il confronto tra due serie di forme modali, usualmente si fa riferimento al "Modal Assurance Criterion" (MAC) e al "Coordinate Modal Assurance Criterion" (COMAC).
In particolare, il "Modal Assurance Criterion" (MAC), rappresenta un indice di misura della corrispondenza tra due vettori e si calcola mediante l'espressione:

$$MAC(\Phi_k^i, \Phi_j^{ii}) = \frac{(\Phi_k^{iT} \cdot \Phi_j^{ii})^2}{(\Phi_k^{iT} \cdot \Phi_k^i) \cdot (\Phi_j^{iiT} \cdot \Phi_j^{ii})} \quad ,$$

dove ϕ^i e ϕ^{ii} sono i vettori di cui si vuole misurare il grado di correlazione. Chiaramente, valori di MAC prossimi a 1 si considerano indice di una perfetta corrispondenza laddove, invece, valori prossimi a 0, sono indicativi di valori non correlati.
Spesso, alla valutazione del MAC è accoppiata la valutazione del "Normalised Modal Difference", ad esso correlato mediante la espressione:

$$NMD = \sqrt{\frac{1\text{-}MAC}{MAC}} \quad ,$$

il quale esprime in media lo scarto percentuale tra due forme modali ed ha la caratteristica di essere più sensibile del MAC rispetto alle differenze tra le forme modali piuttosto simili, laddove perde progressivamente utilità quando le due forme modali sono scarsamente correlate.
Il "Coordinate Modal Assurance Criterion" (COMAC), considera i modi corrispondenti di due serie differenti (^{i}) e (^{ii}) confrontati, se in presenza di una ben definita posizione p misurata attraverso l'indice:

$$COMAC(p) = \frac{(\sum_{k=1}^{n} \Phi_{pk}^i \cdot \Phi_{pk}^{ii})^2}{\sum_{k=1}^{n} (\Phi_{pk}^i)^2 \cdot \sum_{k=1}^{n} (\Phi_{pk}^{ii})^2} \quad ,$$

dove $\phi^i{}_{pk}$ e $\phi^{ii}{}_{pk}$ sono le componenti p-esime dei vettori $\phi^i{}_k$ e $\phi^{ii}{}_k$,rispettivamente.
Si tratta di una misura della correlazione tra tutti gli spostamenti nel punto p relativi a modi corrispondenti. Valori di COMAC(p) prossimi a 1 implicano una sostanziale invarianza delle forme modali in p.
Alla luce di quanto detto, appare evidente come l'impiego degli indici MAC e COMAC consente di stabilire un confronto oggettivo tra le due serie di forme modali ed il COMAC, anche in relazione al fatto risultano riferiti a punti specifici della struttura.

DESCRIZIONE DEL MANUFATTO

Il ponte stradale sul torrente Valeggia, costruito nel 1910 su progetto dell'ing. Neuman, realizza uno degli attraversamenti, tra i comuni di Songavazzo e Rovetta, situati in provincia di Bergamo.
La struttura è in calcestruzzo armato e rappresenta, per il periodo di costruzione, uno dei primi esempi, in Italia, di ponti in c.a.. Infatti, il più noto "ponte del Risorgimento" a Roma, contemporaneo di questo fu inaugurato nel 1911 (progettato da Hernebique e realizzato dal prof. Danusso).
Il ponte, dal punto di vista strutturale, costituisce un classico esempio di ponte ad arco a via superiore la cui struttura di sostegno dell'impalcato è costituita da due coppie di archi di circa 30 m di luce, i quali, a partire da una pila centrale in alveo, raggiungono le due sponde del torrente al di là delle quali vi è il classico sistema a telaio con coppie di travi e pilastri in cemento armato, disposti con luci modeste (4.60 m). L'impalcato è costituito da una soletta, avente due nervature in direzione longitudinale, posti nel piano dei sottostanti archi e nervature trasversali, in corrispondenza dei pilastri come nelle due zone laterali (sponde orografiche destra e sinistra).
Le dimensioni principali dell'opera sono:

lunghezza complessiva:	128 m
larghezza originaria:	4.60 m
larghezza attuale:	5.80 m
altezza dal punto più depresso:	20 m

Descrizione dello stato di degrado

foto 2.
Ispezioni visive

Per poter disporre di un quadro completo dello stato di degrado dell'opera, sono state condotte *ispezioni visive* (vedi foto 2) con rilievi della consistenza degli elementi strutturali.
Il manufatto presenta alcuni episodi di ammaloramenti non sistematici che interessano alcuni elementi strutturali; in particolare:

- la pila centrale presenta alcune fessure pseudo orizzontali;
- la testa della pila centrale presenza una lesione pseudo verticale in corrispondenza del collegamento con la trave ad arco;
- l'intradosso della trave ad arco, l'estradosso del traverso di collegamento, e l'intradosso del traverso di collegamento presentano distacchi di calcestruzzo di ricoprimento delle barre di armatura per ossidazione delle stesse;
- le connessioni tra trave ad arco, e quelle tra traverso e pilastro evidenziano alcuni episodi di ammalloramento;
- l'intradosso della soletta dell'impalcato evidenzia la presenza di micro lesioni trasversali;
- sia la sponda orografica sinistra sia quella destra evidenziano la formazione naturale di un giunto;

Inoltre l'ispezione visiva evidenzia un non perfetto e/o adeguato drenaggio delle acque meteoriche sull'impalcato; questo è osservabile a seguito di eventi piovosi in quanto sull'impalcato l'acqua ristagna per diversi giorni; inoltre da ispezioni effettuate dell'impalcato tramite micro–carotaggi si evidenzia che il sottofondo stradale rimane saturo d'acqua e che al di sotto della guaina impermeabilizzante a contatto con l'estradosso in calcestruzzo

foto 3.
Indagine sclerometriche

foto 4.
Indagini soniche

foto 5.
Indagine magnetometriche

foto 6.
Prelievo di carote di calcestruzzo

dell'impalcato si riscontra la presenza dell'acqua di infiltrazione. Questo problema probabilmente è stato determinato nella costruzione dei due cordoli/marciapiedi realizzati in anni recenti e non presenti nel progetto originale.
La foto 3, mostra la fase delle battute sclerometriche (sono state effettuate 72 battute sclerometriche), le misure dell'indice di rimbalzo hanno fornito i seguenti valori di riferimento per la resistenza del calcestruzzo:

media:	27,1 MPa
varianza:	6,8 MPa
valore minimo:	10,0 MPa
valore massimo:	41,5 MPa
valore caratteristico (al 5 %):	16,0 MPa

La foto 4, mostra la fase delle misure soniche (sono state effettuate 87 misure soniche per trasparenza); le misure della velocità di propagazione delle onde soniche nel calcestruzzo hanno fornito i seguenti valori di riferimento:

media:	3612 m/s
varianza:	397 m/s
valore minimo:	2980 m/s
valore massimo:	4650 m/s
valore caratteristico (al 5 %):	2960 m/s

Nel corso delle ispezioni visive è stata valutata la consistenza degli elementi strutturali del Ponte sia in termini di dimensioni delle sezioni sia in termini di armatura presente nei getti.
La foto 5, mostra la fase di utilizzo del parcometro (indagine magnetometrica) col quale è stato possibile individuare la presenza, la consistenza e il copriferro di copertura delle armature presenti nei getti.
La precisione relativa al diametro delle barre rilevata con la tecnica magnetometrica utilizzata è dell'ordine di ± 1 mm per diametri inferiori a Ø 10 mm, e dell'ordine di ± 1÷1,5 mm per diametri superiori a Ø 10 mm.
La foto 6, mostra la fase in cui sono stati prelevati campioni cilindrici di calcestruzzo mediante carotaggio continuo. Il prelievo ha interessato prevalentemente i pilastri verticali e la trave arcuata della campata ad arco a sinistra dal lato monte.
In relazione all'esigua dimensione dei pilastri verticali il diametro di carotaggio è più contenuto (Ø 40) rispetto a quello utilizzato per le travi ad arco (Ø 60).
Le successive misure in laboratorio (prove sotto pressa) della resistenza dei campioni cilindrici prelevati hanno fornito i seguenti valori di riferimento per la resistenza del calcestruzzo:

media:	MPa
varianza:	MPa
valore minimo:	MPa
valore massimo:	Mpa
valore caratteristico (al 5 %):	Mpa

In conclusione l'assetto strutturale dell'opera che emerge dalle indagini strutturali in sito appena descritte sono sostanzialmente positive in quanto evidenziano stati di degrado ed ammaloramento contenuti, anche in considerazione del periodo di costruzione (1910).
La consistenza degli elementi strutturali (comprese la presenza e la dimensione delle barre di armatura di rinforzo del calcestruzzo) hanno sostanzialmente confermato quanto indicato nei disegni di progetto originario rintracciati negli archivi.

ANALISI DINAMICA SPERIMENTALE

Sistema di eccitazione

foto 7.
Vibrodina e sensori sismometrici

Per effettuare le prove dinamiche si utilizza un generatore elettro-meccanico di vibrazioni (vibrodina), vincolato rigidamente alla struttura, in grado di erogare forze rigorosamente sinusoidali di ampiezza massima fino a 20 kN sino alla frequenza di 50 Hz, con risoluzione in frequenza sino a 1/100 di Hz. La vibrodina (foto 7) viene posizionata sul piano dell'impalcato, in posizione eccentrica, rispetto agli assi principali orizzontali longitudinali e trasversali dell'impalcato.
In particolare, l'eccentricità trasversale (100 cm dal piano orizzontale-longitudinale) viene scelta per poter eccitare con il carico verticale, oltre ai modi di vibrare flessionale, anche i modi torsionali (movimenti in controfase tra l'arco a monte e l'arco a valle)
La posizione longitudinale viene scelta in corrispondenza di 1/4 della luce dell'arco, in sponda orografica destra, così da eccitare sia i modi simmetrici, sia quelli emi-simmetrici. La vibrodina viene connessa rigidamente al solaio, mediante quattro tasselli meccanici ancorati alla soletta dell'impalcato. In fasi successive, vengono applicati carichi in direzione laterale e carichi in direzione verticale.

Strumentazione utilizzata per l'acquisizione dei dati

Le prove di vibrazione forzata vengono condotte misurando le vibrazioni conseguenti all'eccitazione forzata, mediante terne sismometriche (sismometri), composte ciascuna da tre sensori di velocità di vibrazione, disposti secondo le direzioni principali della struttura. I sensori sono caratterizzati da elevata sensibilità e possono raggiungere risoluzioni dell'ordine di 1mm/sec. Essi possono operare nel campo di frequenza da circa 1 Hz sino a 100 Hz. L'installazione dei sensori viene eseguita, posizionando il sismometro sul piano in calcestruzzo dei cordoli laterali dell'impalcato, dopo avere verificato il buon contatto con la parte strutturale. Le singole catene di misura vengono completate da amplificatore di segnale e filtro anti-aliasing impostato, nel caso in esame, alla frequenza di 40 Hz. In questo modo è possibile raccogliere correttamente i dati nel campo di frequenza di interesse per le indagini, avendo adottato come modalità di campionamento digitale dei segnali, una frequenza variabile con quella di eccitazione e pari a 16 punti per ciclo. Nel corso delle prove vengono impiegate complessivamente 10 terne sismometriche; in particolare, mentre nel caso di eccitazione verticale, i sensori sono installati sia sul cordolo di valle, sia sul cordolo di monte, nel caso di eccitazione laterale i sensori sono collocati solo a valle. Si può infine osservare che la strumentazione utilizzata risulta adeguata alle prove, in relazione ai seguenti aspetti:

- la sensibilità dei sensori consente di rilevare accuratamente i livelli vibrazionali, indotti artificialmente sulla struttura dalla macchina di eccitazione;
- il campo di frequenza di corretto funzionamento dei sensori risulta adeguato con quello di interesse per l'indagine;
- il numero e la disposizione dei sensori di misura è tale da consentire una corretta descrizione del comportamento dinamico della struttura, con particolare riferimento alla deformata modale dei modi di vibrare compresi nel campo di frequenza dell'indagine.

Per il rilievo automatico delle grandezze di interesse si è adottato un sistema di acquisizione automatica, composto da un personal computer, alloggiato su un laboratorio mobile, dotato di scheda di acquisizione A/D ad alte prestazioni (16 canali, 12 bit, 100 kHz). Il sistema, gestito da un software appositamente sviluppato e operante in ambiente Windows, consente una completa supervisione dell'esecuzione delle prove.
Si osserva infine che:

- Il campo di frequenza esplorato per l'eccitazione verticale è compreso tra 3 e 20 Hz; quello indagato per l'eccitazione laterale è tra 1 e 14 Hz.
- Mentre nel caso di eccitazione verticale le misure interessano solo posizioni in corrispondenza dei due archi, nel caso di eccitazione laterale il monitoraggio interessa tutta l'opera, ossia anche le parti di completamento sulle due sponde orografiche non sostenute dagli archi.

foto 8.
Vibrodina e sensori sismometrici della P&P Consulting Engineers srl di Bergamo (1999, collezione Camillo Pezzoli)

Analisi del comportamento dinamico per eccitazione verticale

Per l'analisi del comportamento dinamico dell'opera per eccitazione verticale si fa riferimento alla componente verticale della risposta della struttura, che consente di individuare le amplificazioni strutturali e di esaminare i movimenti flessionali (movimenti in fase tra arco a monte e arco a valle) e torsionali (movimenti in contro-fase tra arco a monte e arco a valle) dell'impalcato.
I grafici della risposta della struttura nelle differenti posizioni di misura per eccitazione verticale (grafico 1) mostrano che la struttura (tutte le posizioni di misura) amplifica notevolmente la risposta in corrispondenza di particolari valori della frequenza (frequenze di risonanza o anche chiamate frequenze critiche della struttura).
Nel campo di frequenza esaminato, compreso tra 3 e 20 Hz, vengono individuati 5 modi di vibrare, caratterizzati dai valori di frequenza propria e smorzamento, indicati nella tabella sottostante. Si osservi che, mentre i primi tre modi sono

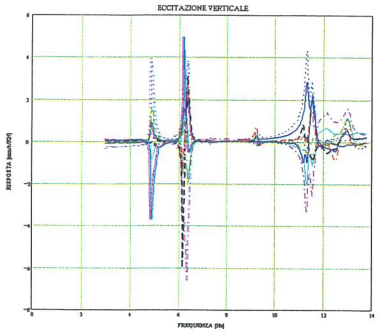


grafico 1.
Risposta della struttura per eccitazione verticale

Tabella 1

Modo	Frequenza	Smorzamento	Forma modale
I	4.8 Hz	0.8%	Modo flessionale non lontano da risultare emi-simmetrico, rispetto alla pila centrale. Presenza di 3 nodi: uno in corrispondenza della pila centrale e gli altri due prossimi alla stessa pila centrale, a circa 1/4 delle luci degli archi.
II	6.2 Hz	0.9%	Modo flessionale non lontano da risultare simmetrico, rispetto alla pila centrale. Presenza di 2 nodi, a circa 1/2 delle luci degli archi. Il II modo si presenta accoppiato al III modo.
III	6.38 Hz	1.2%	Modo flessionale non lontano da risultare emi-simmetrico, rispetto alla pila centrale. Presenza di 3 nodi: uno in corrispondenza della pila centrale e gli altri due prossimi alla stessa pila centrale, a circa 1/2 delle luci degli archi. Il III modo si presenta accoppiato al II modo.
IV	11.3 Hz	0.7%	Modo torsionale non lontano da risultare emi-simmetrico, rispetto alla pila centrale. Presenza di 3 nodi: uno in corrispondenza della pila centrale e gli altri due prossimi alla stessa pila centrale, a circa 1/2 delle luci degli archi. La deformata evidenzia una maggiore flessibilità della spalla destra rispetto alla sinistra. Il IV modo si presenta accoppiato al V modo.
V	11.6 Hz	1.0%	Modo torsionale non lontano da risultare simmetrico, rispetto alla pila centrale. Presenza di 2 nodi, a circa 1/2 delle luci degli archi. La deformata evidenzia movimenti maggiori per l'arco destro rispetto al sinistro ed una maggiore flessibilità della spalla destra, rispetto alla sinistra. Il V modo si presenta accoppiato al IV modo.

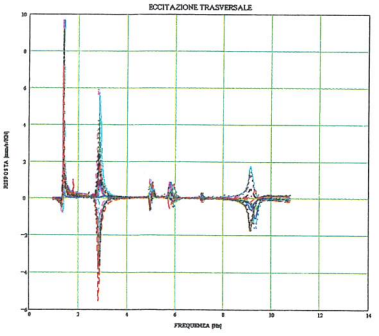


grafico2.
Risposta della struttura per eccitazione laterale

Tabella 2

Modo	Frequenza	Smorzamento	Forma modale
I	1.42 Hz	0.9%	Modo simmetrico. Assenza di nodi.
II	2.90 Hz	2.0%	Modo emi-simmetrico. Presenza di 1 nodo.
III	4.94 Hz	0.7%	Modo lontano da risultare emi-simmetrico. Presenza di 1 nodo. Il III modo si presenta accoppiato al IV modo.
IV	5.10 Hz	1.2%	Modo non lontano da risultare simmetrico. Presenza di 2 nodi. Il IV modo si presenta accoppiato al III modo.
V	5.90 Hz	1.3%	Modo simmetrico. Presenza di 2 nodi.
VI	7.14 Hz	0.7%	Modo non lontano da risultare simmetrico. Presenza di 2 nodi.
VII	9.30 Hz	1.4%	Modo emi-simmetrico. Presenza di 3 nodi.

di tipo flessionale, il quarto ed il quinto sono di tipo torsionale.
Si ricorda che per modi accoppiati si intendono quei modi le cui amplificazioni non sono isolate nelle Funzioni di Trasferimento, ma si presentano accoppiate, in relazione a valori non molto differenti della frequenza propria.

Analisi del comportamento dinamico per eccitazione laterale

Per l'analisi del comportamento dinamico dell'opera per eccitazione laterale si fa riferimento alla componente laterale della risposta della struttura, che consente di individuare le amplificazioni strutturali e di esaminare i movimenti laterali dell'impalcato.
I grafici della risposta della struttura nelle differenti posizioni di misura per eccitazione laterale (grafico 2) mostrano che la struttura (tutte le posizioni di misura) amplifica notevolmente la risposta in corrispondenza di particolari valori della frequenza (frequenze di risonanza).

Conclusioni sull'analisi modale sperimentale

Dai risultati dell'analisi modale, si evidenzia quanto segue.
Il Ponte presenta una rigidezza notevolmente più elevata nei confronti dei carichi verticali, rispetto a quelli trasversali. Considerato che la frequenza del primo modo flessionale è riscontrata a 4,8 Hz e che la frequenza del primo modo trasversale è risultata pari a 1,4 Hz, la rigidezza verticale (rapporto tra forza e spostamento) è stimabile attorno ad oltre 10 volte più grande di quella trasversale (ossia di un ordine di grandezza): questo perchè, come è noto, le rigidezze sono direttamente proporzionali al quadrato delle frequenze proprie.
Il comportamento dinamico dell'opera presenta alcune variabilità connesse probabilmente alle condizioni di vincolo dell'impalcato, come viene evidenziato dal confronto tra le risposte dell'opera nella medesima posizione raccolte in tempi successivi (effetti termici o di differente esposizione all'irraggiamento solare).
Nella risposta dinamica del Ponte per eccitazione verticale, i primi tre modi sono di natura flessionale (movimenti in fase tra arco a monte rispetto a quello a valle); i successivi due modi hanno deformata torsionale (movimenti in contro–fase tra arco a monte rispetto a quello a valle)
Nella risposta dinamica del Ponte per eccitazione trasversale, le deformate modali interessano in modo significativo tutta la lunghezza del Ponte, ossia non solo la parte centrale interessata dai due archi da 30 m, ma anche le due parti in sponda orografica destra e sinistra per le quali l'impalcato è sostenuto da copie di pilastri disposti ad interasse di circa 4,60 m.
In molti casi le deformate presentano delle buone simmetrie o delle buone emi–simmetrie; in altri casi vengono a mancare in modo importante simmetrie o emi–simmetrie. Tutto ciò va anche attribuito al fatto che il Ponte presenta una parte centrale (2 archi ciascuno da 30 m) perfettamente simmetrica, accoppiata a parti di differente lunghezza in sponda orografica destra (più lunga) e sinistra (più corta).

ANALISI DINAMICA NUMERICA

Il programma di calcolo e il tipo di analisi numerica

Per la definizione del modello numerico di calcolo si utilizza il programma agli Elementi Finiti SuperSap 12.04 per Windows del 1999. Il quale implementa il metodo degli elementi finiti, con applicazioni estensibili al campo non lineare sia in termini di effetti del secondo ordine, sia in termini di caratteristiche meccaniche dei materiali.
Tuttavia, perchè il modello numerico viene predisposto con riferimento a materiali con comportamento lineare, nel modello non si tengono in conto in alcun modo di comportamenti non lineari anche dovuti agli ammaloramenti del calcestruzzo.

Le tipologie di elementi finiti: elementi "beam", "linear brick" e "linear plate"

Gli elementi finiti utilizzati nella modellazione del manufatto sono di tre tipologie differenti: gli elementi "beam", usati per modellare archi, travi, pilastri e nervature, gli elementi linear brick, usati per modellare la pila centrale e gli elementi "linear plate", usati per modellare l'impalcato. Per quanto riguarda la schematizzazione delle strutture di fondazione, date le buone caratteristiche di rigidezza e resistenza del terreno, dato il basso livello di sollecitazione indotte sul terreno, data l'elevata snellezza della sovrastruttura e la contemporanea considerevole dimensioni delle strutture di fondazione, nel modello si sono adottati, per semplicità, dei vincoli di incastro.

Materiali

Le caratteristiche del calcestruzzo in opera, valutate sulla base delle prove sulle carote prelevate sull'opera d'arte e sulle indagini in sito sclerometriche e soniche, per principali elementi costituenti il manufatto sono riportati sinteticamente nella tabella sottostante. Tali valori evidenziano le migliori caratteristiche del calcestruzzo relativo agli archi.

Tabella 3

Materiali	Elememti	Peso specifico [kN/m^3]	Modulo elastico [N/mm^2]	Coefficiente di Poisson	Resistenza f_{cm} [Mpa]
Calcestruzzo	Archi	25	36000	0.2	40
Calcestruzzo	Travi e pilastri	25	25600	0.2	23
Calcestruzzo	Impalcato	25	29300	0.2	23

Risultati dall'analisi numerica

I risultati dall'analisi numerica considerano i primi 30 modi di vibrare, in modo tale da cogliere almeno i primi 2 modi di vibrare per ciascun tipo di deformabilità della struttura (laterale, flessionale, torsionale).
Di seguito si riporta la tabella contenente le informazioni più importanti circa

i 6 modi di vibrare presi in considerazione. Si noti che alcune delle forme modali calcolate dal programma sono state trascurate, in quanto corrispondenti a vibrazioni localizzate, di scarso interesse per una visione globale dell'opera.

Tabella 4. Caratteristiche dei modi di vibrare

Modo numero	Frequenza circolare (Pulsazione) [rad/sec]	Frequenza [Hertz]	Periodo [sec]	Tolleranza
1	8.9295	1.4212	0.70364	2.1387E-15
2	20.706	3.2954	0.30345	7.9553E-16
5	28.521	4.5392	0.22030	1.5374E-15
6	31.260	4.9751	0.20100	0.0000E+00
22	58.356	9.2876	0.10767	2.8443E-14
24	61.709	9.8212	0.10182	8.9673E-13

Nel prosieguo, per una migliore lettura dei risultati, sono riportate le figure che rappresentano le 6 deformate modali calcolate. Evidentemente, la prima e la seconda sono disegnate nel piano orizzontale-longitudinale (x-y), mentre le altre sono disegnate nel piano verticale-longitudinale (z-x). Si noti che, malgrado la non perfetta simmetria della struttura in corrispondenza delle due sponde, le deformate presentano sempre buone simmetrie o emi-simmetrie.

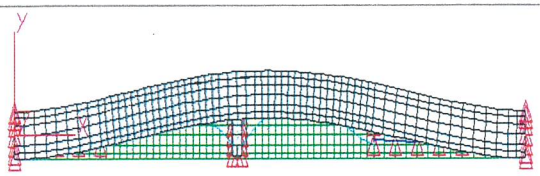


fig. 1. Modo 1
Modo di vibrare laterale; deformata simmetrica; assenza di nodi.

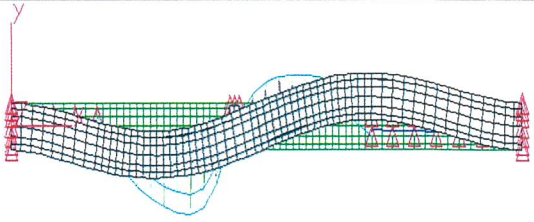


fig. 2. Modo 2
Modo di vibrare laterale; deformata emi-simmetrica; presenza di 1 nodo.

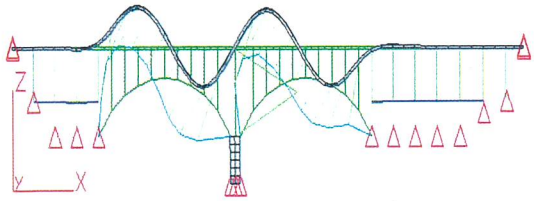


fig. 3. Modo 5
Modo di vibrare flessionale; deformata emi-simmetrica; presenza di 3 nodi.

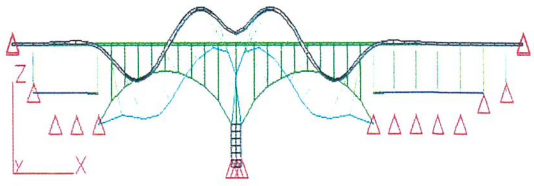


fig. 4. Modo 6
Modo di vibrare flessionale; deformata simmetrica; presenza di 2 nodi.

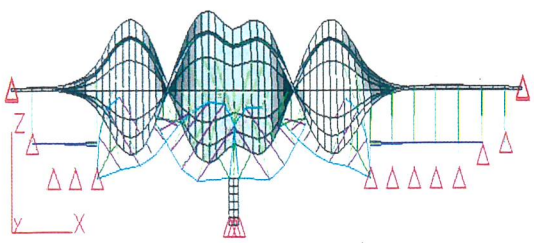


fig. 5. Modo 22
Modo di vibrare torsionale; deformata simmetrica; presenza di 2 nodi.

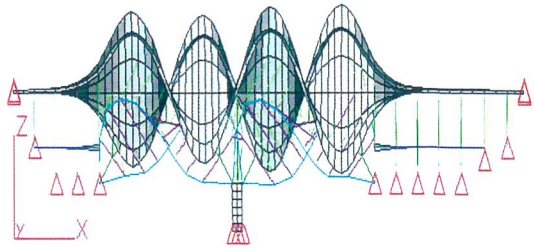


fig. 6. Modo 24
Modo di vibrare torsionale; deformata emi-simmetrica; presenza di 3 nodi.

CONFRONTI TRA RISULTATI SPERIMENTALI E RISULTATI NUMERICI

Confronti tra le frequenze proprie

Il confronto viene eseguito prendendo in considerazione solo i primi due modi di vibrare per ognuno dei tre comportamenti osservati (laterale, flessionale, torsionale).
Nella tabella sottostante vengono evidenziati, per ciascuno dei modi considerati, sia i valori delle frequenze proprie calcolate numericamente, sia quelli relativi alla sperimentazione effettuata, sia le differenze percentuali tra i due.
Dal momento che, come già detto, anche nel confronto diretto tra i dati sperimentali di due prove ripetute si possono osservare variazioni di frequenza dell'ordine del 5% o superiore, si può in prima istanza, assumere che una differenza di frequenza fra i dati sperimentali e i valori numerici di calcolo non superiori al 10÷15% possa significare che il modello numerico rappresenta in maniera prossima la realtà della struttura. In particolare, si può affermare che il modello coglie con buona precisione il comportamento laterale della struttura. Per quanto riguarda il comportamento verticale, invece, la sperimentazione evidenzia una deformabilità dell'opera minore rispetto a quella determinata numericamente (frequenze proprie maggiori per tutti i modi di vibrare investigati). Questo fatto è probabilmente legato, all'errore connesso alla sotto-stima, tramite prove di indagini soniche, dei valori del modulo elastico degli elementi strutturali, mentre non è imputabile alle condizioni di vincolo a terra dell'opera, che sono costituite da incastri ovunque, ad eccezione delle due spalle. Occorre precisare che la sperimentazione mediante onde soniche (misurazione della velocità di propagazione all'interno del materiale considerato) fornisce una stima dei valori medi del modulo elastico del calcestruzzo dei pilastri e degli archi, mentre, per la modellazione numerica dell'impalcato, si è usato un valore medio globale dell'opera.

Tabella 5.

Modo numero	Frequenza teorica [Hz]	Frequenza sperimentale [Hz]	Differenza [%]
1	1.42	1.42	0.0%
2	3.29	2.90	11.9%
3	4.54 (modo 5)	4.80	5.4%
4	4.98 (modo 6)	6.20	19.7%
5	9.29 (modo 22)	11.30	17.8%
6	9.82 (modo 24)	11.60	15.3%

Confronti tra le forme modali laterali

Nel seguito sono riportate le forme modali relative ai primi due modi di vibrare laterali della struttura ottenute sperimentalmente e quelle ottenute attraverso l'analisi numerica e successivamente normalizzate. Opportunamente, anche le configurazioni deformate relative ai risultati numerici sono tracciate negli stessi punti di misurazione considerati in fase di sperimentazione.
Risulta evidente dai diagrammi l'ottimo accordo tra le forme modali speri-

mentali e quelle numeriche, che porta a ritenere senz'altro che l'analisi numerica definisca con buona precisione il comportamento laterale della struttura. Lievi incertezze permangono unicamente in merito alla zona della spalla sinistra, in corrispondenza della quale vi sono dei danneggiamenti localizzati dell'impalcato che rendono la struttura reale più deformabile di quanto non lo sia dal punto di vista teorico.
L'accordo tra risultati numerici e risultati sperimentali è confermato anche dai valori assunti dall'indice MAC in corrispondenza dei due modi di vibrare in esame. Infatti, in tal caso il MAC risulta valere 0.97 per il primo modo di vibrare e 0.94 per il secondo modo di vibrare (1 è il valore che scaturisce da due vettori perfettamente correlati).

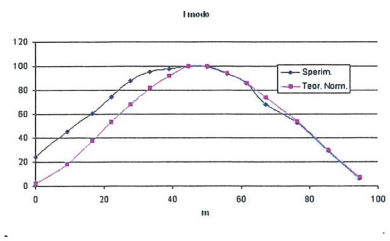


fig. 7. Modo 1
Confronto tra la forma sperimentale e quella teorica.

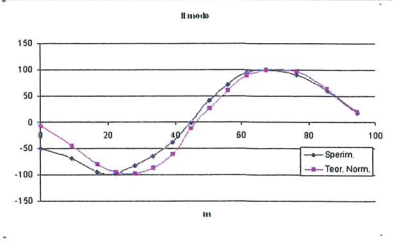


fig. 8. Modo 2
Confronto tra la forma sperimentale e quella teorica.

Confronti tra le forme modali flessionali

Buono, almeno dal punto di vista qualitativo, appare anche l'accordo tra le forme modali teoriche e sperimentali relative ai primi due modi di vibrare di tipo flessionale, riportati nelle due figure successive.
La minore ampiezza delle oscillazioni ottenute per via sperimentale, sia per il primo, sia per il secondo modo, conferma il fatto che il sistema reale è dotato di maggiore rigidezza rispetto a quello simulato. Tale differenza è, come detto, presumibilmente imputabile al maggiore modulo elastico reale rispetto a quello utilizzato nella elaborazione numerica stimato delle prove soniche. Peraltro, la causa più importante della non rispondenza del modello numerico con il comportamento flessionale dell'impalcato riscontrato sperimentalmente può essere il fatto che, in fase di sperimentazione, le vibrodine e gli strumenti di misura erano connessi alla sola soletta superiore del ponte, mentre l'impalcato è costituito, in realtà, da due solette non collegate, conseguenti a due differenti getti successivi. Evidentemente, la

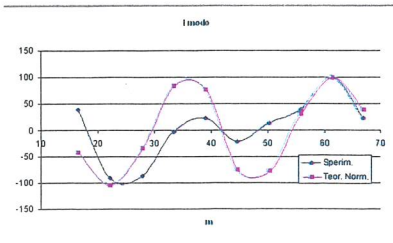


fig. 9. Modo 3
Confronto tra la forma sperimentale e quella teorica.

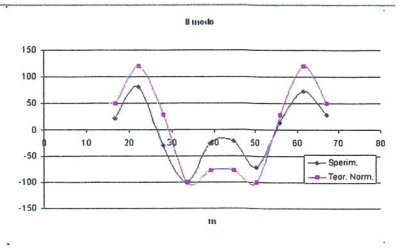


fig. 10. Modo 4
Confronto tra la forma sperimentale e quella teorica.

predisposizione di un modello numerico in cui la soletta viene supposta monolitica permette di evidenziare il difetto di collegamento strutturale fra le due solette dei getti successivi.

Confronti tra le forme modali torsionali

Per quanto riguarda i modi di vibrare torsionali, i risultati numerici mostrano evidenti differenze rispetto a quelli sperimentali, come si può vedere osservando le due figure che seguono. Ovviamente, le motivazioni delle difformità vanno ricercate nelle cause esposte nel paragrafo precedente, a cui si può aggiungere il fatto che il degrado non simmetrico degli archi può avere una influenza molto elevata sul comportamento torsionale.

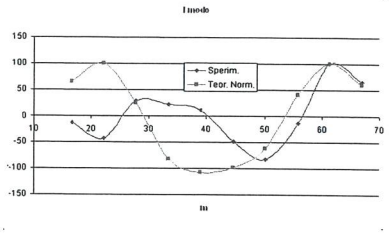


fig. 11. Modo 5
Confronto tra la forma sperimentale e quella teorica.

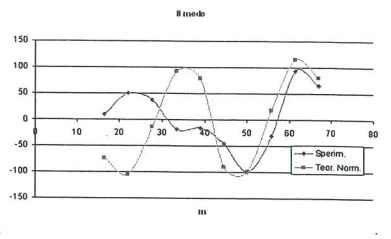


fig. 12. Modo 6
Confronto tra la forma sperimentale e quella teorica.

Considerazioni

Il modello numerico predisposto permette di cogliere con un ottimo livello di approssimazione il comportamento dinamico laterale dell'arco, sia in termini di frequenze proprie che in termini di deformate modali.
Invece, la non perfetta rispondenza del modello numerico con il comportamento flessionale e la pressoché totale mancanza di rispondenza, almeno in termini di deformate modali, con il comportamento torsionale dell'impalcato riscontrati sperimentalmente possono essere attribuite al fatto che, in fase di sperimentazione, le vibrodine e gli strumenti di misura erano connessi alla sola soletta superiore del ponte, mentre l'impalcato è costituito, in realtà, da due solette non collegate, conseguenti a due differenti getti successivi. Dal momento che il modello numerico è costruito presupponendo la perfetta solidarizzazione delle due solette sovrapposte, i comportamenti verticali del ponte non vengono colti con buona approssimazione. Per tenere conto del difetto nel collegamento tra i due getti, viene così predisposto un ulteriore modello numerico, oggetto del prossimo capitolo, in cui la soletta di secondo getto, la quale è scollegata da tutte le altre strutture del ponte, viene considerata solo come una massa gravante sull'impalcato, senza quindi avere funzionalità strutturali.

CONFRONTI TRA RISULTATI SPERIMENTALI E RISULTATI NUMERICI CON MODELLO ADATTATO

Premesse

Nel secondo modello numerico, la soletta di secondo getto viene rappresentata unicamente come una massa gravante sulla struttura. Tale simulazione viene eseguita solo per il comportamento dinamico verticale del ponte, dal momento che, nel comportamento laterale, le due solette, pur essendo scollegate, riescono a "lavorare in parallelo", come dimostrato dai risultati ottenuti. Nel seguito, vengono riportati i confronti, sia in termini di frequenze proprie che in termini di deformate modali, tra il comportamento dinamico verticale sperimentale e quello simulato con il secondo modello numerico.

Confronti tra le frequenze proprie

Il confronto viene eseguito prendendo in considerazione solo i primi due modi di vibrare per ognuno dei due comportamenti confrontati (flessionale e torsionale).
Nella tabella sottostante vengono evidenziati, per ciascuno dei modi considerati, sia i valori delle frequenze proprie calcolate numericamente, sia quelli relativi alla sperimentazione effettuata, sia le differenze percentuali tra i due.

Tabella 6.

Modo numero	Frequenza teorica [Hz]	Frequenza sperimentale [Hz]	Differenza [%]
3	3.93	4.80	18.1%
4	4.21	6.20	32.1%
5	9.02	11.30	20.2%
6	9.03	11.60	22.2%

Le frequenze proprie ottenute tramite la simulazione dimostrano un discreto accordo con quelle ottenute sperimentalmente; come era prevedibile, il modello risulta ancora meno rigido di quello precedente, che già si dimostrava meno rigido della struttura reale. Le motivazioni sono da ricercarsi, come ovvio, nella supposta totale mancanza di rigidezza della soletta di secondo getto, la quale, nella realtà, presumibilmente offre alla struttura un piccolo contributo irrigidente. I risultati ottenuti sono comunque da ritenersi accettabili.

Confronti tra le forme modali flessionali

Buono appare l'accordo tra le forme modali teoriche e quelle sperimentali relative ai primi due modi di vibrare di tipo flessionale, riportati nelle due figure successive. L'eliminazione del contributo di rigidezza della soletta di secondo getto determina un miglioramento nel grado di approssimazione con cui vengono colti tali modi. Peraltro, come anche in precedenza, il modello numerico coglie con buona approssimazione il secondo modo di vibrare, mentre per il primo emergono differenze più significative. La migliorata aderenza del model-

lo numerico alla realtà sperimentale viene confermata dai valori assunti dall'indice MAC, che vale 0.43 per il primo modo e 0.83 per il secondo.

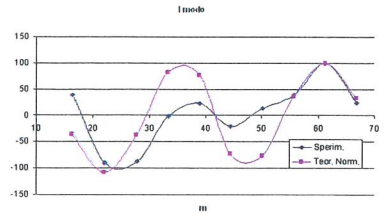


fig. 13. Modo 3
Confronto tra la forma sperimentale e quella teorica.

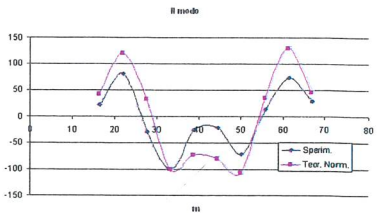


fig. 14. Modo 4
Confronto tra la forma sperimentale e quella teorica.

Confronti tra le forme modali torsionali

Per i modi di vibrare torsionali la variazione dei risultati del modello numerico diventa più significativa e permette un miglioramento complessivo sensibile nel livello di approssimazione della simulazione numerica rispetto alla sperimentazione. Infatti, mentre con il primo modello numerico il confronto appariva insoddisfacente, il secondo consente una rappresentazione sufficientemente adeguata della realtà sperimentale, testimoniata anche dal fatto che i valori dell'indice MAC variano da 0.14 a 0.64 per il primo modo e da 0.18 a 0.51 per il secondo modo.

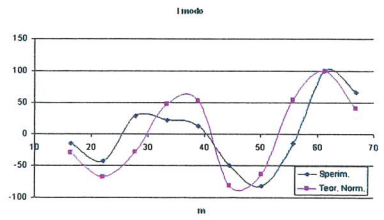


fig. 15. Modo 5
Confronto tra la forma sperimentale e quella teorica.

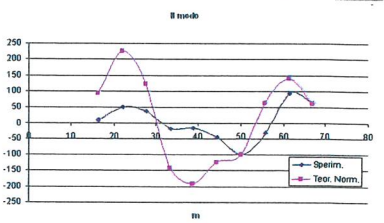


fig. 16. Modo 6
Confronto tra la forma sperimentale e quella teorica.

Considerazioni

La predisposizione di un secondo modello numerico ha permesso di evidenziare con maggiore chiarezza come la presenza di un difetto come la mancanza di collegamento delle due solette incida sulla risposta della struttura alla prove dinamiche. Infatti, la mancanza di solidarizzazione tra le due solette gettate senza continuità rendeva sicuramente non adeguati i risultati relativi al primo modello numerico. Proprio per il comportamento torsionale si è così potuto apprezzare un sensibile miglioramento nel grado di approssimazione alla realtà sperimentale, confermato anche da valutazioni quantitative sulla correlazione degli autovettori (indice MAC). Chiaramente, ulteriori affinamenti del modello numerico risultano troppo onerosi ed esulano dagli scopi che ci prefigge in questa sede.

VALUTAZIONE SOLLECITAZIONI STATICHE

Modello di calcolo del ponte

L'analisi numerica è del tipo "Linear Stress" e consiste nel calcolo degli spostamenti e delle sollecitazioni della struttura in seguito alle diverse condizioni di carico.
Chiaramente, dato che i risultati dell'analisi statica sono ottenuti con riferimento a materiali integri e sezioni di geometria integra, l'estensione dei risultati alla struttura del manufatto può effettuarsi solo alla luce di una ricostruzione delle parti ammalorate (intervento di riabilitazione).

Condizione di carico

Per la determinazione delle condizioni di carico più gravose si prende in considerazione la normativa contenuta nel D.M. 05/05/1990 "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali" e relativa circolare ministeriale dei LL.PP. del 25 febbraio 1991 "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali".
Con riferimento ai carichi previsti per un ponte di seconda categoria, si adottano tre diverse condizioni di carico, disposte come riportato di seguito:

I. Carico convenzionale disposto sull'impalcato in corrispondenza della sezione di chiave del primo arco;
II, Carico convenzionale disposto sull'impalcato in corrispondenza del pilastro più alto impostato sulla pila;
III. Carico convenzionale disposto sull'impalcato in corrispondenza dei pilastri del telaio interposto tra il secondo arco e la spalla destra del ponte.

La disposizione dei carichi è tale da indurre le sollecitazioni più gravose sia sui pilastri che scaricano sugli archi sia sui pilastri collegati ai telai.

foto 9.
Ponte sul torrente Valeggia.
(2004, Franco Valoti)

Valutazione delle sollecitazioni

L'applicazione del carico convenzionale di normativa consente di valutare le azioni agenti su alcuni elementi della struttura. Ad esempio, nel caso dei pilastri nella tabella seguente si riportano i valori di tali sforzi per alcuni pilastri.

Tabella 7.

Elemento strutturale n°	Condizione di carico 1		Condizione di carico 2		Condizione di carico 3	
	Azione di compressione N [kN]	Azione di flessione M [kN m]	Azione di compressione N [kN]	Azione di flessione M [kN m]	Azione di compressione N [kN]	Azione di flessione M [kN m]
1	136	0,51	304	0,07	151	0,0
2	213	-3,90	253	2,03	210	1,40
3	207	-6,58	182	5,80	184	6,02
4	143	18,10	140	10,6	141	10,90
5	155	20,00	127	9,50	127	9,20
6	212	0,13	125	0,80	125	0,10
7					404	
8					430	

Nella tabella precedente, la identificazione degli elementi fa riferimento a quanto riportato nella tabella sottostante.

Tabella 8.

Elemento strutturale n°	Sezione [cm]	Altezza [m]	Posizione
1	30x30	10.07	pilastro che scarica sulla pila
2	30x30	7.86	pilastro che scarica vicino alla sezione d'imposta dell'arco
3	30x30	5.86	pilastro che scarica sull'arco
4	30x30	4.58	pilastro che scarica sull'arco
5	30x30	3.87	pilastro che scarica sull'arco
6	30x30	3.64	pilastro che scarica sulla sezione in chiave dell'arco
7	30x30	6.69	pilastro superiore del telaio interposto tra arco e spalla
8	40x40	4.35	pilastro inferiore del telaio interposto tra arco e spalla

In particolare, la numerazione adottata per i pilastri dal secondo al sesto elemento, indica che gli stessi sono ordinati a partire dalla sezione di imposta dell'arco verso la sezione di chiave.

Valutazione delle tensioni per alcuni elementi strutturali

Le verifiche effettuate riguardano alcuni dei seguenti elementi:

Archi vengono considerate tutte le sezioni comprese tra quella d'imposta e quella in chiave nelle quali si riscontrano le massime sollecitazioni;

Pilastri vengono considerate le sezioni poste agli estremi, dove si hanno i massimi momenti flettenti. Oltre alle verifiche sezionali viene eseguita anche la verifica a carico di punta.

Per quanto riguarda l'impalcato non è possibile eseguire alcun tipo di valutazione in quanto non sono disponibili indicazioni sul tipo e la disposizione dell'armatura nella sezione.

Valutazione delle tensioni per le sezioni dell'arco

Per quanto riguarda gli archi, le azioni massime si ottengono nella condizione di carico 1. Le azioni sono riportate nella seguente tabella.

Tabella 9.

Sezioni dell'arco	Azione di compressione N [kN]	Azione di flessione M [kN m]
Piede	+ 1394	- 241
Intermedia	+ 983	+ 219
Chiave	+ 1238	- 176

La valutazione delle tensioni viene eseguita considerando la sezione presso-inflessa (azioni N e M) e ricavando così i seguenti valori:

Tabella 10.

Sezioni dell'arco	Tensione di compressione nel calcestruzzo σ_c [MPa]	Tensione di trazione nell'acciaio σ_s [MPa]
Piede	6.3	90.2
Intermedia	5.5	77.7
Chiave	6.6	94.0

Come si può osservare il valore della tensione per il calcestruzzo e per l'armatura risultano molto contenuti, sicuramente compatibile con le resistenze dei materiali, qualora recuperati nelle zone di ammaloramento.

Valutazione tensioni dei pilastri

Le valutazioni delle tensioni dei pilastri è condotta sia localmente (verifica sezionale), sia globalmente (verifica di instabilità). In particolare, la verifica di instabilità viene eseguita considerando la variabilità dell'eccentricità a causa del momento flettente.

Piccola eccentricità:
In tal caso la sezione ideale di calcestruzzo è interamente reagente. I risultati delle verifiche sono riportati nella tabella sottostante.

Tabella 11.

Elemento n°	Snellezza λ [-]	Coefficiente omega ω [-]	Eccentricità e [cm]	Eccentricità di calcolo e^* [cm]	Tensione di compressione nel calcestruzzo σ_c [MPa]	Tensione di trazione nell'acciaio σ_s [MPa]
1	75.9	1.18	0.17	0.2	3.68	55.2
2	81.4	1.26	1.54	1.84	3.27	49.1
3	58.3	1.04	3.18	3.41	2.22	33.3
6	32.7	1	0.38	0.39	2.17	32.6
7	48.6	1	0.57	0.63	4.14	62.1

Si noti che:

e=N/M	è l'eccentricità della forza normale N, considerata rispetto all'asse della sezione dell'elemento strutturale
e*=e/(1-N/N')	è l'eccentricità di calcolo

$N' = E^* \times \pi^2 \times J / l_o^2$ è il carico critico calcolato con la formula di Eulero

l_o luce libera di inflessione dell'elemento strutturale

$E^* = 0{,}4 \times E_c$ il modulo elastico da utilizzare nella formula di Eulero, pari al 40 % del modulo elastico del calcestruzzo

Grande eccentricità:
In tal caso i criteri di valutazione dell'eccentricità e* sono sempre validi, ma le relazioni che consentono di valutare lo stato tensionale sono quelle che si riferiscono al caso di sollecitazione di presso-flessione con parzializzazione della sezione. Gli elementi per cui è necessario svolgere tale verifica sono:

Tabella 12.

Elemento n°	Snellezza λ [-]	Coefficiente omega ω [-]	Eccentricità e [cm]	Eccentricità di calcolo e^* [cm]	Tensione di compressione nel calcestruzzo σ_c [MPa]	Tensione di trazione nell'acciaio σ_s [MPa]
4	43.5	1	12.66	_	5.16	40.7
5	35.3	1	12.9	_	5.67	46.2

CONCLUSIONI

Sulla base dei risultati sperimentali ottenuti si possono trarre alcune conclusioni.
Lo studio svolto ha permesso di evidenziare come l'analisi dinamica è in grado di contribuire a definire un modello di calcolo adeguato. Infatti, col primo modello si poteva cogliere con un ottimo livello di approssimazione il comportamento dinamico laterale dell'arco (sia in termini di frequenze proprie che in termini di deformate modali) ma anche che ciò non poteva essere ottenuto per altri comportamenti (flessionale e sopratutto torsionale).
Per il comportamento torsionale si è così potuto apprezzare infatti un sensibile miglioramento nel grado di approssimazione alla realtà sperimentale, confermato anche da valutazioni quantitative sulla correlazione degli autovettori o deformate modali (indice MAC) solo dopo aver messo in conto l'assenza di collegamento tra le due solette. Chiaramente, ulteriori affinamenti del modello numerico risultano troppo onerosi ed esulano dagli scopi che ci prefigge in questa sede.
Una prima valutazione delle sollecitazioni statiche, non può estendersi automaticamente alla realtà del manufatto dato che i risultati fanno riferimento a materiali integri e sezioni di geometria integra, l'estensione dei risultati alla struttura del manufatto può effettuarsi solo alla luce di una ricostruzione delle parti ammalorate (intervento di riabilitazione).
Peraltro, sulla base di tali sollecitazioni, per alcuni elementi strutturali si sono valutati valori delle tensioni, per il calcestruzzo e per l'armatura, i quali sono compatibili con le resistenze dei materiali qualora recuperati nelle zone di ammaloramanto.
Tale circostanza non costituisce in alcun modo però una assicurazione statica del ponte, la quale può conseguire solo dopo verifiche più dettagliate e solo dopo la predisposizione, da parte di un tecnico abilitato, degli interventi di risanamento dei materiali e degli elementi strutturali.

Ringraziamenti

Si ringraziano gli Ingg. G. Ballio e M. Laghezza per il loro contributo nella predisposizione del modello numerico e la loro assidua partecipazione allo studio.

BIBLIOGRAFIA

[01] M. Acito - *La "misura" FUZZY della vulnerabilità di manufatti stradali e ferroviari in c.a.*", 13° Congresso CTE, Pisa 9-10-11 Novembre 2000.

[02] A.H.S. Ang - W.H. Jang (1975), "*Probability concepts in Engineering Planning and Design*", John Wiley & Sons - New York, vol.1(1975) e vol.2 (1984).

[03] F. Casciati (1996), "*Mathematical Modeling for Structural Reliability*", CRC Press, Boca Raton, 1996.

[04] CEB FIP, *Model Code for Concrete Structures* - Bulletin n°. 124/ 25f - Paris,1978.

[05] Eurocodice 1: "*Basis of Design and Actions on Structures*", CEN/TC250, 15 March 1993.

[06] Eurocode 2: "*Design of Concrete Structures*" - CEN, Bruxelles,1991.

[07] Bollettino Ceb n° 127: "*Manuel Sécurité des Structures*", Deuxième édition, révisée et complémentée.

[08] P. Pezzoli - P. Panzeri, "*Tecniche di rilievo nel collaudo dei ponti*", Atti del corso di aggiornamento "Ponti e viadotti": concezione, progetto, analisi, gestione" - Politecnico di Milano 1999 - Pitagora editore - Bologna 2000.

[09] C. Gentile, "*Comportamento dinamico e identificazione strutturale di ponti e viadotti*", *Atti del corso di aggiornamento "Ponti e viadotti": concezione, progetto, analisi, gestione*" - Politecnico di Milano 1999 - Pitagora editore - Bologna 2000.