



## **VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PONTE**

**Maurizio Bruson  
Settimo Martinello**

4 EMME Service S.p.A.

### **Sommario**

Sono numerosi i casi in cui di un ponte, costruito anche solo qualche decina di anni fa, non si hanno più a disposizione i disegni costruttivi né tantomeno il progetto. Spesso, inoltre, i ponti portano una cartellonistica limitativa del carico che non ha un reale valore di calcolo della capacità portante ma è stato posto allo scopo di cautelarsi limitando però la transitabilità dei mezzi d'opera.

Dovendo analizzare queste situazioni è necessario seguire un processo metodologico che consenta di arrivare con certezza alla valutazione della reale capacità portante, fornendo un importante servizio all'amministrazione proprietaria ed alla società civile che deve usufruire del manufatto nella sua piena potenzialità ed in sicurezza.

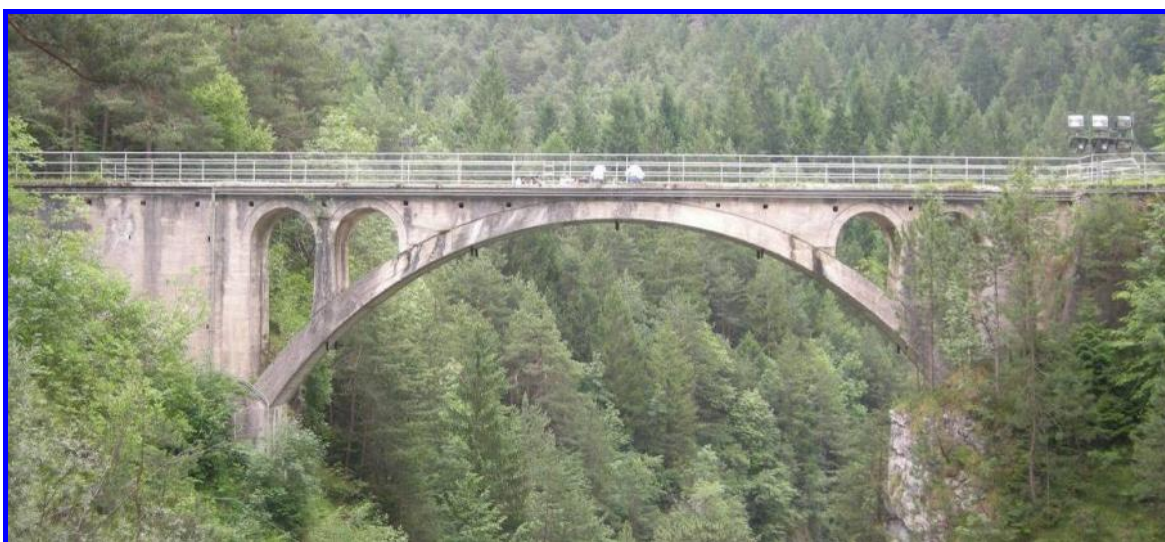
Nella memoria è analizzato, quale esempio, un ponte ad arco in calcestruzzo che riporta una vecchia limitazione di sole 12 t a fronte di una "evidente" superiore capacità. Per eseguire i necessari rilievi ed indagini saranno utilizzate delle moderne attrezzature come il laser scanner ed il metodo inclinometrico, metodi che nella circostanza sfruttano al massimo la loro funzionalità. E' inoltre esposto il metodo ispettivo visivo riportato nel Manuale per la Valutazione dello stato dei Ponti, edizione CIAS, che attraverso la sua metodicità consente di giungere ad una valutazione complessiva delle condizioni generali dell'opera.

L'approccio utilizzato può essere esteso a qualunque tipo di ponte, allargando ovviamente lo spettro della tipologia di indagini sui materiali.

Nel caso in esame non si considerano gli appoggi poiché posti su roccia, situazione invece che va vagliata attentamente nelle situazioni in cui pile o spalle cadono su fiumi o terreni.

## 1 INTRODUZIONE

Il ponte in esame è caratterizzato da una campata ad arco in calcestruzzo armato. La strada, a una corsia, presenta una pavimentazione costituita da massiccata di pietrisco stabilizzato ed è protetta su entrambi i lati da ringhiere in acciaio.



Le principali caratteristiche della struttura sono:

- luce arco: **25,0 m**;
- larghezza utile: **3,6 m**;
- larghezza impalcato: **4,0 m**.



*Vista frontale*



*Intradosso*

Il ponte è stato collaudato nel 1954 come testimoniato da un documento di cui si riporta uno stralcio esemplificativo.

<u>RELAZIONE DI COLLAUDO</u>	
	Il giorno 21 dicembre 1954, con l'assistenza del Personale della S.A.D.E., il sottoscritto Ing. Giovanni Serresvillo fu Luigi, per incarico ricevuto dalla Spett. Società Adriatica di Elettricità, ha dato corso alle operazioni di carico utile del ponte al Pian delle Ere sorpassante il fiume Piave

Prova di carico e collaudo che si concludeva come dallo stralcio riportato.

Constatato che il ponte è in buone condizioni, si è dato corso alle operazioni di carico, usando carichi mobili e fermi successivamente di qli. 60 - 80 - 120: nessuna freccia all'estensimetro ed al flessimetro è stata rilevata.
Il sottoscritto, considerati i risultati di cui sopra è tenuto conto dell'uso a cui deve essere adibito, assegna al ponte un carico massimo trasportabile di qli. 120. (centoventi).

Documento dalla cui data ha imposto la limitazione indicata sul luogo.



## 2 PROCESSO METODOLOGICO

L'obiettivo di determinare con certezza la capacità portante segue un processo metodologico che parte dal presupposto di non avere a disposizione nessuna documentazione di progetto dell'opera. Situazione che si presenta spesso e ci obbliga ad un'analisi della situazione di fatto partendo dal rilievo delle caratteristiche geometriche e dei materiali costituenti.

Il processo di analisi segue i punti indicati:

- rilievo della struttura e restituzione grafica;
- ispezione visiva per la valutazione del degrado;
- indagini sui materiali, carotaggi, pull-out, misura della carbonatazione;
- caratterizzazione dinamica sperimentale;
- modellazione numerica calibrata sulla base delle risultanze sperimentali;
- prova di carico;
- valutazione della capacità portante.

### 2.1 Rilievo della struttura e restituzione grafica

Nel caso specifico, viste le difficoltà di accesso agli elementi strutturali, l'uso del laser scanner si dimostra determinante col vantaggio inoltre di ridurre i tempi di rilievo in campo, valutabili in circa 1 ora.

Il laser scanner è un dispositivo ottico - meccanico capace di emettere un impulso elettromagnetico e di ricevere il segnale riflesso, misurando l'intervallo di tempo trascorso e quindi la distanza tra lo strumento ed il punto rilevato. Il raggio laser viene deflesso mediante un meccanismo di specchi rotanti ed oscillanti che con il variare dell'angolo azimutale e zenitale, illumina il terreno in punti contigui. Questo sistema opera misurando migliaia di punti al secondo e formando delle "nuvole di punti". Per ogni misurazione (x,y,z), il sistema fornisce l'intensità del segnale di ritorno descrivendo la superficie dell'oggetto scansionato.

La precisione dello strumento varia al variare della distanza e dell'angolo di incidenza del raggio ed è data dalla combinazione di tutti gli errori insiti nel sistema. Tanto più accurata deve essere la scansione, tanti più punti ravvicinati saranno posti a scansione.

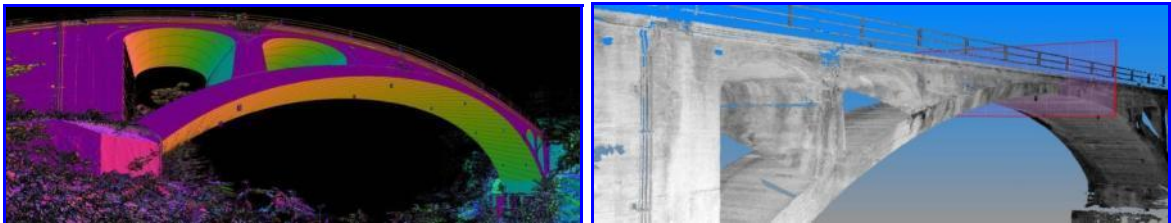
Caratteristiche tecniche dello strumento utilizzato:

- distanza: 0.6 m - 76 m
- velocità misura: 120.000 punti/secondi
- campo visivo verticale: 320°
- campo visivo orizzontale: 360°
- risoluzione verticale: 0.009°
- risoluzione orizzontale: 0.00076°
- risoluzione angolare:  $\pm 0.009^\circ$
- durata scansione: 2 mil. di punti/20 s

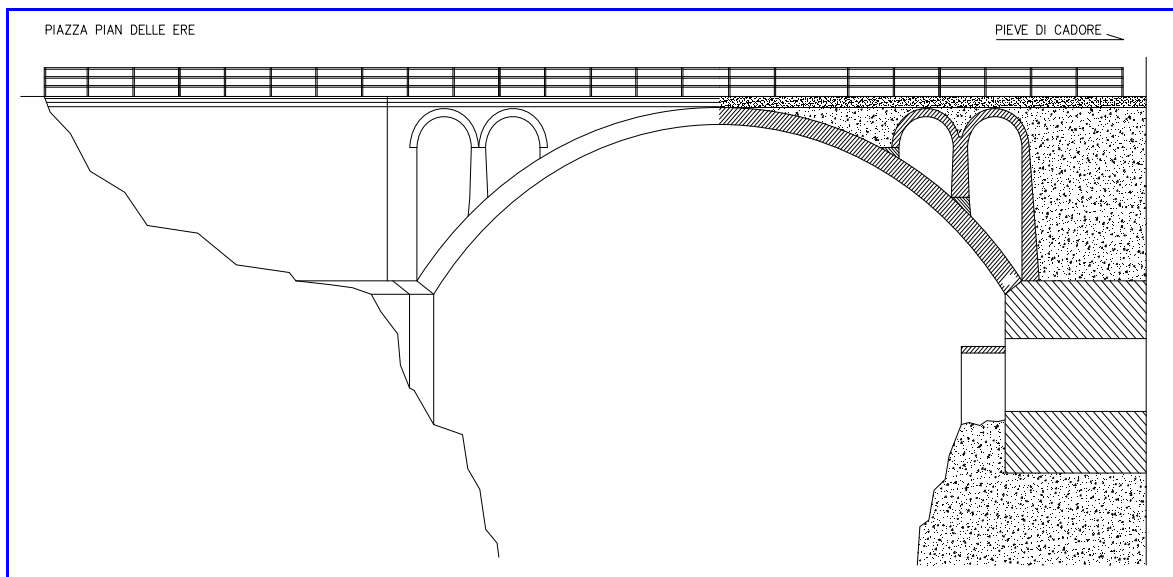


Il rilievo tridimensionale avviene attraverso la memorizzazione delle misure sul computer collegato al laser scanner, impostato con i parametri di acquisizione tra cui l'area e la risoluzione richiesta.

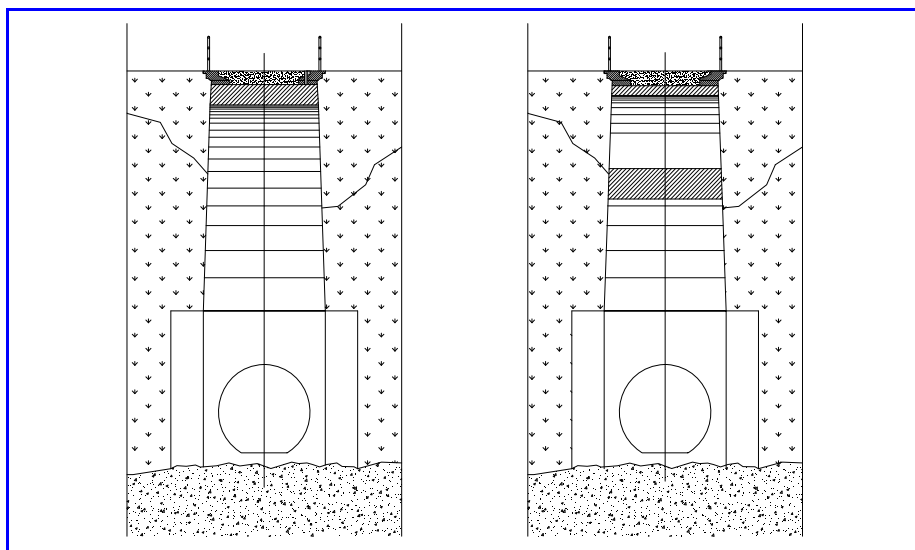
Nelle seguenti immagini si riportano esempi di visualizzazione dei dati provenienti dal laser scanner e gli elaborati CAD che ne derivano.



*Visualizzazione bidimensionale e tridimensionale a laser scanner*



*Prospetto*



*Sezioni trasversali*

## 2.2 Ispezione visiva per la valutazione del degrado

L'Ispezione Visiva è stata condotta seguendo le specifiche e le schede del *Manuale per la Valutazione dello stato dei Ponti* – Edizione CIAS 2005 di cui si riporta uno stralcio.

Il Metodo della Valutazione Numerica consente di giungere alla classificazione numerica delle opere, per gravità di degrado, sulla base di dati oggettivi.

La prima ispezione è definita Ispezione Primaria e costituisce il riferimento per la valutazione e il confronto nel tempo dello stato complessivo dell'opera.

Il metodo proposto consente di riconoscere tutti i tipi di degrado riscontrabili sulle strutture, riportandoli con precisione in apposite schede predisposte per elemento strutturale e tipo di materiale.

Le Schede di Valutazione forniscono un numero finale correlato con lo stato complessivo del degrado. Più alto è il numero e più grave è la condizione generale.

La valutazione numerica deriva dalla sommatoria dei pesi "G" attribuiti ai singoli difetti, moltiplicati per i coefficienti K1 e K2, d'estensione ed intensità.

Si definisce *Difettosità Relativa*,  $D_R$ , il valore finale della valutazione fatta per singoli elementi strutturali e rappresenta l'indice dello stato di degrado.

$$D_R = \Sigma(G \cdot K_1 \cdot K_2)$$

Si definisce *Difettosità Assoluta*,  $D_A$ , il numero derivante dalla sommatoria dei difetti moltiplicati per il numero dei singoli elementi strutturali.  $D_A$  rappresenta l'indice complessivo del degrado ed indica, attraverso la sua grandezza, la dimensione dell'onere economico che si dovrà affrontare per un risanamento.

$$D_A = \Sigma(G \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot N)$$

Il valore attribuito a G deriva da una valutazione numerica, variabile da 1 a 5, del peso che il difetto assume rispetto alla gravità derivante dalle seguenti considerazioni:

- a) costituire un pericolo (rischio attuale);
- b) possibilità di ridurre le capacità portanti (rischio potenziale);
- c) costituire un innesco di altri difetti (rischio indotto);
- d) alto onere economico per il ripristino (rischio economico).

Il peso G=5 è attribuito solo a quei difetti che rispondono ai punti a) o b).

Il coeff. K1 di estensione e K2 di intensità possono assumere il valore 0,2 – 0,5 – 1,0.

Attribuendo il valore 0,2 al coefficiente di estensione K1 s'intende che il difetto analizzato è "presente", ma che interessa solo una parte minima della zona o quantità di pertinenza.

Con 0,5 s'intende che il difetto interessa tra il 30 ed il 70% della zona o quantità di pertinenza. Con 1,0 s'intende che il difetto interessa l'intera zona o quantità di pertinenza.

Per zona o quantità di pertinenza s'intende la superficie, lunghezza, numero che caratterizza l'elemento indagato. Le singole *Schede Difettologiche* individuano le specifiche zone o quantità di pertinenza.

Analogamente, il coefficiente di intensità K2, ha un valore variabile tra 0,2 – 0,5 – 1,0 in funzione dell'intensità o gravità assunta dallo specifico difetto.

I valori indicati nelle Schede di Valutazione Ispettiva sono riportati nel sistema informatico, che effettuerà automaticamente il calcolo di  $D_R$  e  $D_A$ .

Gli indici  $D_R$  e  $D_A$  hanno valore comparativo nel tempo.

La loro grandezza fornisce un'indicazione dello stato di degrado che non esime però da un'analisi attenta delle singole ispezioni, in particolar modo dei difetti con peso  $G = 5$ .

Al riguardo, il sistema informatico, oltre a presentare i listati finali dei difetti riscontrati (i valori di  $D_R$  e  $D_A$  singoli e medi per le linee stradali-ferroviarie-fluviali), fornisce una lista sintetizzata dei soli difetti con peso  $G=5$ , evidenziando così quei difetti considerati a rischio strutturale.

Il metodo della valutazione numerica è impostato sulla compilazione in campo di una serie di *Schede di Valutazione* divise per elemento strutturale e materiale costituente.

Sono predisposte schede per spalle, pile, giunti, piedritti, archi, travi e traversi, solette, elementi accessori, a loro volta suddivise secondo il materiale: calcestruzzo, muratura, acciaio, legno, per un totale di 18.

Ogni scheda riporta tutti i difetti riscontrabili sull'elemento strutturale di quel materiale.

Scheda Ispezione Ponti				Nome amministrazione				LOGO			
2 Spalle		N° _____ Posizione _____		Materiale: muratura							
Struttura _____		Località _____ km.		Ispettore _____		data: ____/____/____					
N°	Descrizione difetto	Visto	G	Estensione $K_1$			Intensità $K_2$			N° Foto	Note
				0.2	0.5	1	0.2	0.5	1		
2.1)	Fessure orizzontali	<input type="checkbox"/>	3								
2.2)	Fessure verticali	<input type="checkbox"/>	4								
2.3)	Fessure diagonali	<input type="checkbox"/>	4								
2.5)	Macchie di umidità di risalita	<input type="checkbox"/>	1								
2.6)	Macchie da dilavamento	<input type="checkbox"/>	2								
2.7)	Porzione di muratura mancante	<input type="checkbox"/>	3								
2.8)	Riprese successive deteriorate	<input type="checkbox"/>	1								
2.9)	Macchie di colore scuro	<input type="checkbox"/>	1								
2.10)	Efflorescenze	<input type="checkbox"/>	1								
2.11)	Patina biologica	<input type="checkbox"/>	1								
2.12)	Polverizzazione	<input type="checkbox"/>	3								
2.13)	Esfoliazione	<input type="checkbox"/>	1								
5.1)	Fuori piombo	<input type="checkbox"/>	5								
5.2)	Scalzamento	<input type="checkbox"/>	5								
5.3)	Dilavamento del rilevato	<input type="checkbox"/>	1								
5.4)	Dissesto del rilevato	<input type="checkbox"/>	2								
5.5)	Difetti d'appoggio in neoprene	<input type="checkbox"/>	4								
5.6)	Difetti pendoli	<input type="checkbox"/>	4								
5.7)	Difetti carrelli	<input type="checkbox"/>	4								
5.8)	Difetti d'appoggio compositi	<input type="checkbox"/>	4								

La quantità di difetti controllati rispetto alla loro potenziale totalità produce il calcolo della percentuale di *Completamento*, valore che il sistema informatico, su cui sono inseriti i presenti dati, riporta assieme al  $D_R$  e  $D_A$  ad indicare il livello di Ispezione raggiunto.

Di seguito si riportano, quale esempio, alcuni difetti riscontrati sulla struttura e le schede difettologiche estrapolate direttamente dal software Bridge.

N° campate	<b>0</b>
Lunghezza [m]	<b>25,00</b>
Larghezza [m]	<b>4,00</b>
NG = 5	<b>1</b>
Non Conformità (NC)	<b>0</b>
Azioni Preventive (AP)	<b>0</b>
DR	<b>10</b>
DA	<b>33</b>
Compl. %	<b>100</b>
Data ispezione	<b>06/07/2010</b>



ENEL--0001

<b>Spalle</b>	Materiale: <b>Calcestruzzo</b>	N° elementi: <b>2</b>
---------------	--------------------------------	-----------------------

N° Foto	Visto	Difetto	G	K1	K2	NC	AP
	X	1.1) Macchie di umidità passiva	1	0,0	0,0		
Foto 1	X	1.2) Macchie di umidità attiva	4	0,5	1,0		
Foto 2	X	1.3) Cls dilavato/ammalorato	2	0,5	1,0		
Foto 3	X	1.4) Vespai	2	0,5	0,2		
	X	1.5) Distacco del copriferro	2	0,0	0,0		
	X	1,6) Armatura ossidata	5	0,0	0,0		
	X	1.13) Lesioni a ragnatela modeste	1	0,0	0,0		
	X	1.14) Fessure orizzontali	2	0,0	0,0		
	X	1.15) Fessure verticali	2	0,0	0,0		
	X	1,16) Fessure diagonali	5	0,0	0,0		
	X	1.25) Riprese successive deteriorate	1	0,0	0,0		
	X	1.29) Danni da urto	4	0,0	0,0		
	X	1.30) Danni causati dagli app. d'appoggio	4	0,0	0,0		
	X	5,1) Fuori piombo	5	0,0	0,0		
	X	5,2) Scalzamento	5	0,0	0,0		
	X	5.3) Dilavamento del rilevato	1	0,0	0,0		
	X	5.4) Dissesto del rilevato	2	0,0	0,0		
	X	5.5) Difetti app. d'appoggio in neoprene	4	0,0	0,0		
	X	5.6) Difetti pendoli	4	0,0	0,0		
	X	5.7) Difetti carrelli	4	0,0	0,0		
	X	5.8) Difetti app. d'appoggio compositi	4	0,0	0,0		
Foto 4	X	Eventuali note	0	0,0	0,0		





**Foto 1:** si notano macchie d'umidità su entrambe le spalle.



**Foto 2:** il calcestruzzo delle spalle risulta dilavato.



**Foto 3:** presenza di vespai sulle spalle.



**Foto 4:** si osserva la crescita di vegetazione sulle spalle.

L'ispezione ha evidenziato e valutato 20 difetti di tipo tecnologico.

## 2.3 Indagini sui materiali

### 2.3.1 Prove di pull-out

La metodologia d'indagine consente di determinare la resistenza media del calcestruzzo,  $m_c$ , mediante l'estrazione di un tassello post-inserito. La tecnica è unificata nelle norme UNI 10157.

Il tassello è inserito in un foro appositamente svasato internamente. Attraverso la battitura della testa del tassello si produce l'allargamento della parte radiale interna consentendo una perfetta adesione alle pareti. E' quindi applicato un martinetto oleodinamico che poggia su una superficie circolare. Attraverso il tiro del tassello si determina la rottura di un cono di calcestruzzo. Il valore della forza massima necessaria consente, attraverso delle curve sperimentali di correlazione, di pervenire al valore della  $R_{mc}$ . La rottura della parte sottoposta a tensione avviene per compressione-taglio tra la parte allargata del tassello e la base del martinetto.

La strumentazione, oltre a comandare elettricamente il funzionamento del martinetto, consente una misura della pressione oleodinamica e una lettura diretta su digitale del valore della  $R_{mc}$ . I valori rilevati sono stampati su nastro cartaceo.

La procedura di prova può essere così sintetizzata:

- rilevazione Pacometrica della presenza di ferri di armatura nell'area di prova;
- esecuzione del foro, con successiva svasatura interna;
- inserimento del tassello con battitura della testa;
- fissaggio del martinetto di estrazione;
- estrazione comandata elettricamente;
- visione immediata e stampa del risultato.

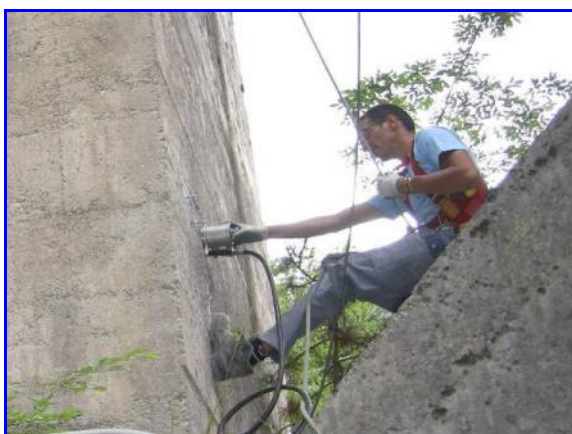
La rilevazione della posizione delle armature è stata effettuata mediante il Pacometro.

Lo strumento consiste in una sonda emettitrice di campo magnetico collegata ad un'unità di elaborazione digitale ed acustica.

La sonda è fatta scorrere lungo la superficie e dall'assorbimento del campo magnetico si è in grado di determinare la posizione delle armature.



*Pacometro*

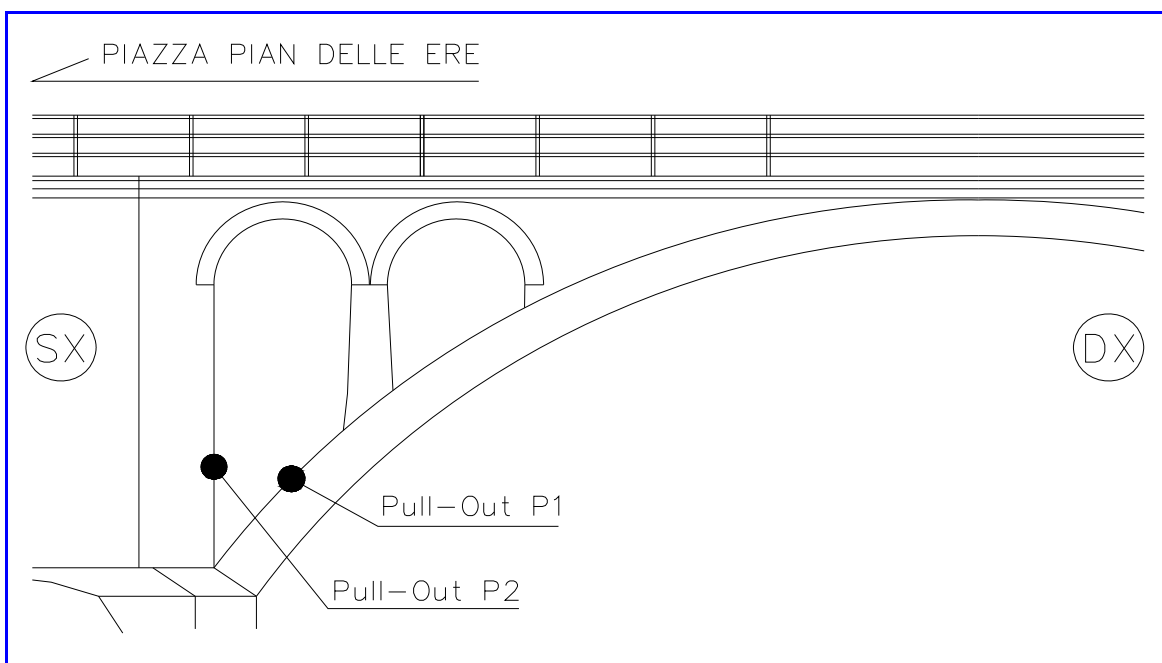


*Estrazione tassello*



*Apparecchiatura Pull-Out*

Le prove di Pull-Out sono state eseguite una sull'arco Sez. P1 e una sulla spalla Sez. P2 per un totale di 6 tasselli estratti.



*Ubicazione Pull-Out*

La curva di correlazione tra forza massima d'estrazione e  $R_{mc}$  è la seguente:

$$R_{mc} = \frac{-12.5 \cdot 10^{-6} \cdot F^2 + 0.157 \cdot F + 10}{10} \quad [\text{MPa}]$$

Dove  $F$  = forza di estrazione [daN].

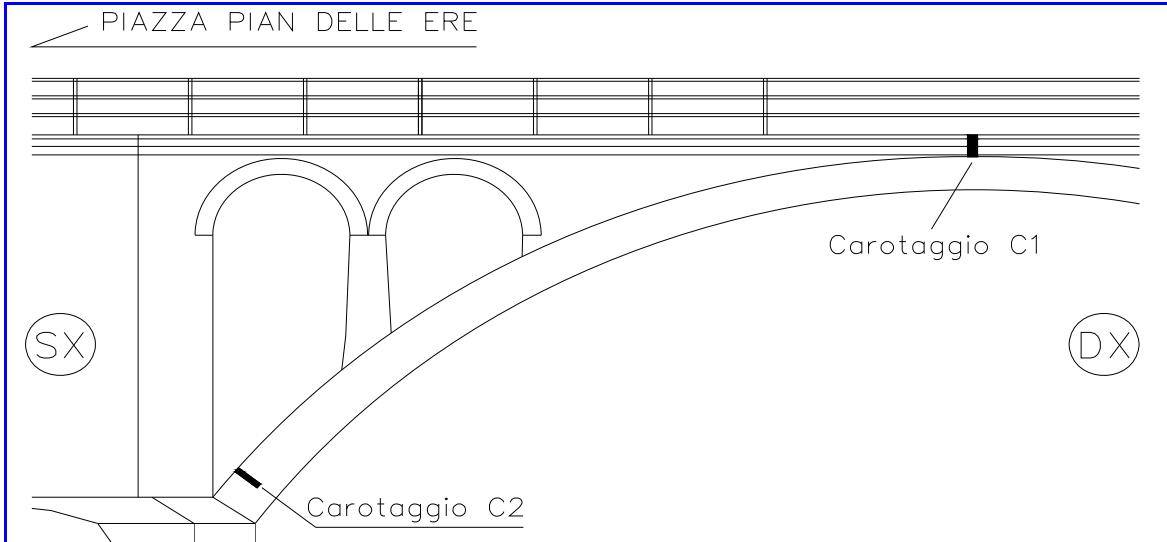
Nella tabella successiva sono indicati i valori rilevati.

Sez.	Elemento	Posizione	$F$ [daN]	$R_{mc}$ [Mpa]	$R_{mc}$ media [Mpa]
P1	Arco	All'estradosso a 1 m da bordo monte ed a 1,3 m da imposta	3.792	42,6	<b>41,3</b>
			3.048	37,2	
			4.060	44,1	
P2	Spalla sinistra	A 1,3 m dalla base ed a 1 m dal bordo di monte	3.792	42,6	<b>35,2</b>
			2.548	32,9	
			2.268	30,2	

### 2.3.2 Carotaggi

Sono stati eseguiti due carotaggi Ø100, uno sulla soletta in mezzzeria della campata e uno all'estradosso dell'arco.

Prima dell'esecuzione dei carotaggi si è proceduto a rilevare, tramite un'indagine pacometrica, la posizione delle armature.



*Ubicazione dei carotaggi*



*Esecuzione del carotaggio C1*



*Campione C1*



*Esecuzione del carotaggio C2*



*Campione C2*

### 2.3.3 Determinazione della profondità di carbonatazione del cls

Sulla carota estratta dall'arco, Sez. C2, si è eseguita la prova di carbonatazione.

Essa ha lo scopo di misurare la profondità di carbonatazione dello strato superficiale del calcestruzzo.

Il calcestruzzo possiede un valore di pH di circa 12.5, cosa che gli conferisce un carattere fortemente alcalino. Questa forte alcalinità costituisce una protezione naturale dell'acciaio dell'armatura contro la corrosione (passivazione).

L'anidride carbonica dell'aria penetrando nei pori del calcestruzzo, neutralizza la calce libera presente in essi. Il pH dello strato superficiale del calcestruzzo si abbassa fino a scendere a valori inferiori a 9 provocando il fenomeno della carbonatazione.

In questo stato il calcestruzzo è fortemente permeabile riducendo la capacità protettiva delle armature; fornisce inoltre, allo strato superficiale, una durezza superiore che tende ad ingannare i metodi di determinazione della resistenza a compressione.

Per determinare la profondità di carbonatazione si utilizza la fenolftaleina, che reagisce colorandosi di rosso porpora quando viene a contatto di strati di cls non interessati dal fenomeno. La soluzione reagisce con il calcestruzzo provocando un cambiamento di colore nella parte non carbonatata da bianco trasparente a rosso violetto. In presenza di carbonatazione il calcestruzzo mantiene inalterata la sua colorazione.

L'indagine consiste nello spalmare il liquido sulla superficie della carota, dopo averla pulita accuratamente, rilevandone la colorazione.

L'analisi va condotta subito dopo l'estrazione del provino per evitare che si formi un film superficiale carbonatato lungo tutta la superficie che impedirebbe la reazione con la fenolftaleina.



### 2.3.4 Prove di laboratorio sulle carote di calcestruzzo

Le carote sono state tagliate e rettificate presso il Laboratorio Prove Materiali con prova di schiacciamento condotta in base alla normativa UNI EN 12390-1 e UNI EN 12390-3.



I valori della resistenza cubica sono ottenuti dalla relazione (Art. 4.0.2 del D.M. 9 gennaio 1996):

$$R_{cub} = R_{cil} / 0,83 \quad (\text{per } h/d > 2)$$

Per rapporti inferiori è introdotto un fattore di correzione ricavabile dalle norme ASTM C 42:68 e la relazione diventa:

$$R_{cub} = F_C \cdot R_{cil} / 0,83 \quad (\text{per } h/d < 2)$$

H/d	F <sub>c</sub>
2	1,00
1,75	0,99
1,50	0,97
1,25	0,94
1,00	0,91

Nella tabella sono riportati i risultati della prova di resistenza a compressione.

Sez.	Elemento	Posizione carota	Resistenza cilindrica [MPa]	Resistenza cubica [MPa]	Profondità di carbonatazione [cm]
C1	Soletta	Mezzeria campata a 0,7 m dal bordo di valle.	34,3	<b>37,6</b>	---
C2	Arco	1 m da bordo monte ed a 1,3 m da imposta sinistra	35,3	<b>38,7</b>	<b>2,2</b>

## 2.4 Caratterizzazione dinamica sperimentale

La misura delle frequenze proprie della struttura è stata eseguita utilizzando 4 tromografi digitali Microsismc 6S costituiti ognuno da 3 terne accelerometriche e 3 terne geofoniche. Le apparecchiature sono collegate tra loro via radio per consentire la sincronizzazione del segnale.

Le caratteristiche dei sensori sono: fondo scala accelerometri:  $\pm 3$  g nella banda 0.5 Hz- 1600 Hz per gli assi X e Y e 0.5 Hz- 550 Hz per l'asse Z. La densità di potenza spettrale del rumore è 280 g/ $\sqrt{\text{Hz}}$  rms per gli assi X e Y e 350 g/ $\sqrt{\text{Hz}}$  rms per l'asse Z.

La tipologia è MEMS®.

Tutti i rilievi sono stati eseguiti a ponte completamente scarico.

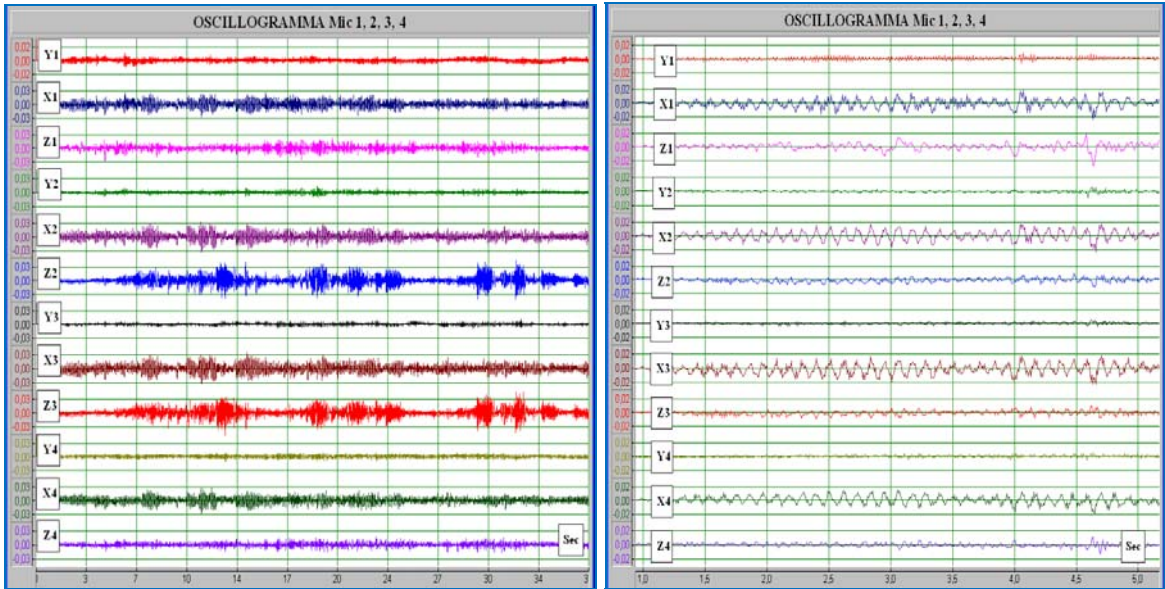
L'eccitazione della struttura è stata di tipo naturale e/o prodotta dalla spinta del vento. Il campionamento è stato di 128 Hz.



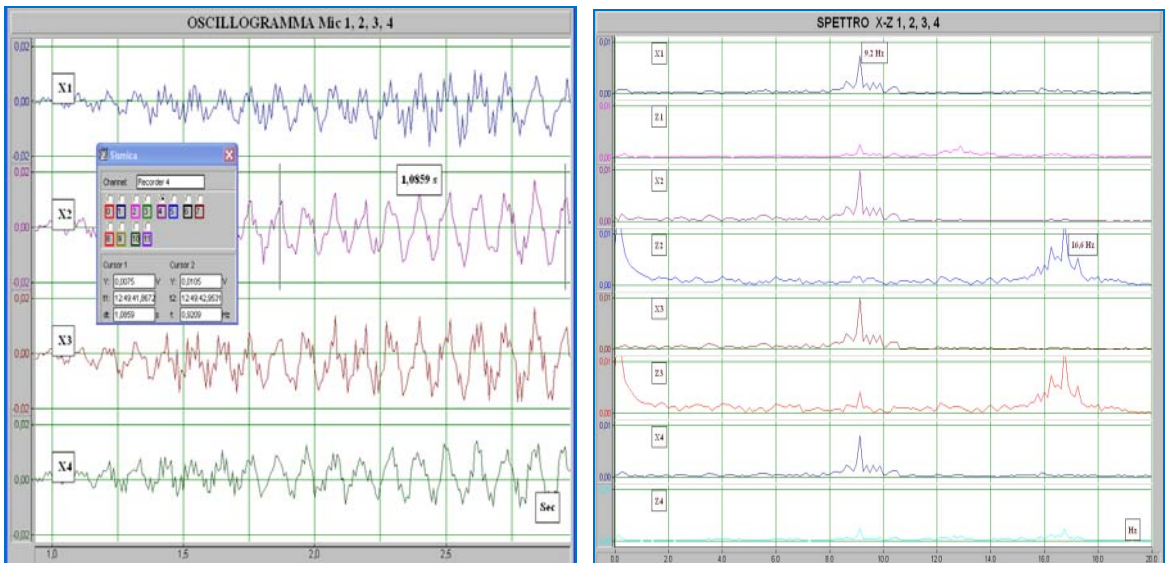
*Posizionamento delle terne 1, 2, 3, 4*

Di seguito si riportano alcune delle elaborazioni combinando le terne 1, 2, 3, 4.

Il primo grafico mostra l'oscillogramma di tutti i canali in una finestra temporale di 35 secondi; di seguito una finestra temporale di 5 secondi.



Il grafico successivo mostra in direzione X, 10 oscillazioni nel tempo di 1,0859 secondi ad indicare una frequenza pari a **9,2 Hz**. Lo spettro dei segnali X e Z mette in evidenza le frequenze rilevate. In particolare la frequenza di 9,2 Hz rappresenta un modo trasversale-verticale mentre la frequenza di 16,6 Hz rappresenta un modo che si sviluppa nel piano verticale.



Nella tabella si riportano le frequenze rilevate.

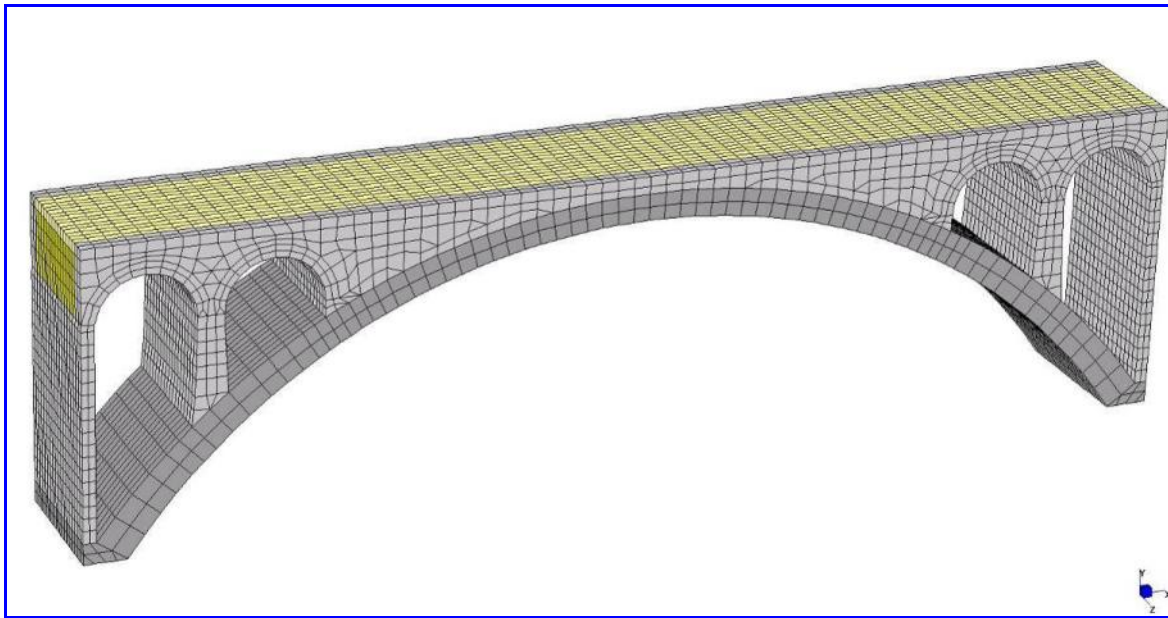
DESCRIZIONE	FREQUENZA (Hz)
I Modo - Trasversale-Verticale	9,2
II Modo - Prevalente Verticale	16,6
Modo superiore - Longitudinale	42,7



## 2.5 Modellazione numerica calibrata sulla base delle risultanze sperimentali

*Per rispettare le condizioni di spazio espositivo sono riportati solo alcuni stralci delle elaborazioni eseguite.*

Il modello numerico utilizzato è stato calibrato sulla base della caratterizzazione dinamica sperimentale. In sostanza, una volta assemblato il modello sulla base del rilievo geometrico e delle risultanze delle prove effettuate sui materiali, si è provveduto a variare i parametri di contorno fino alla convergenza dei risultati sperimentali.



*Assonometrica dell'impalcato – Vista dall'alto*

Il modello ad elementi finiti è costituito da 14.687 nodi e da 11.376 elementi solidi utilizzati nella modellazione dei diversi elementi del manufatto rappresentato nelle figure precedenti.

La tabella seguente riassume le caratteristiche finali degli elementi principali che compongono la struttura modellata, oltre al numero di elementi e le proprietà meccaniche adottate per ottenere la calibrazione. I valori dei moduli elastici, desunti inizialmente dai valori di rottura delle carote, sono stati via via adattati, assieme alle condizioni di vincolo, alla ricerca della risposta dinamica più aderente al comportamento sperimentale.

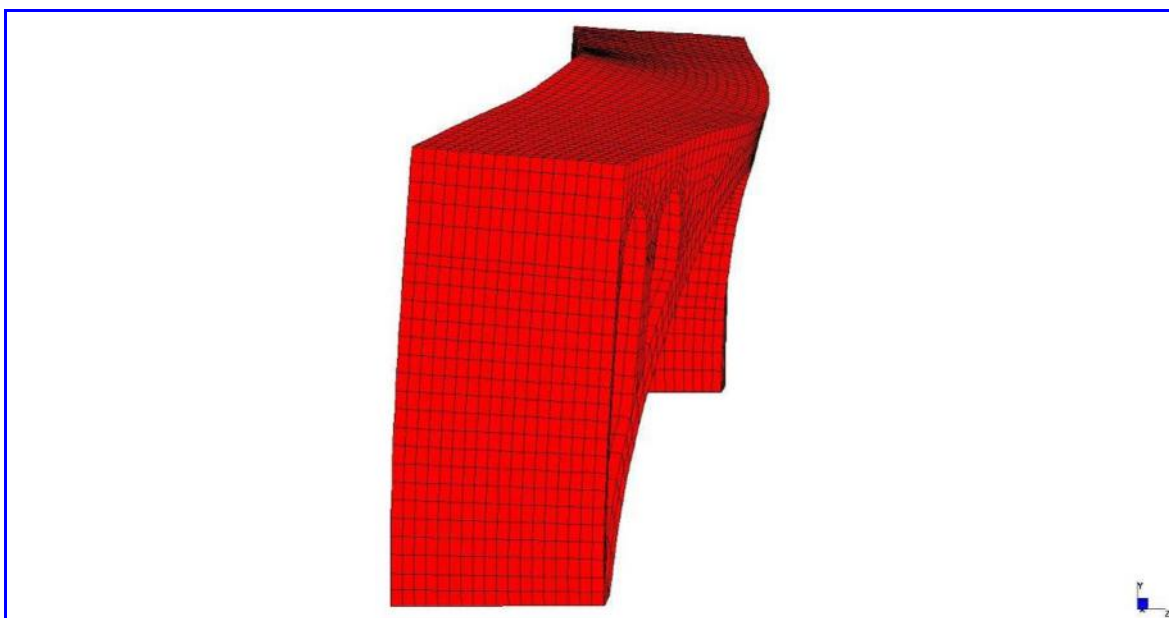
ELEMENTO	MATERIALE	N° ELEMENTI	E [MPa]	$\rho$ [kN/m <sup>3</sup> ]
<i>Spalle</i>	<i>Calcestruzzo</i>	<i>216</i>	<i>30.000</i>	<i>25,00</i>
<i>Arco</i>	<i>Calcestruzzo</i>	<i>2.520</i>	<i>33.000</i>	<i>25,00</i>
<i>Archetti</i>	<i>Calcestruzzo</i>	<i>4.032</i>	<i>33.000</i>	<i>25,00</i>
<i>Timpani</i>	<i>Calcestruzzo</i>	<i>1.024</i>	<i>33.000</i>	<i>25,00</i>
<i>Riempimento</i>	<i>Terreno incoerente</i>	<i>3.584</i>	<i>600</i>	<i>14,00</i>

I risultati che il programma di calcolo fornisce sono costituiti dagli spostamenti e dalle forze nodali, oltre ad una rappresentazione grafica dello stato di tensione dell'intera struttura.

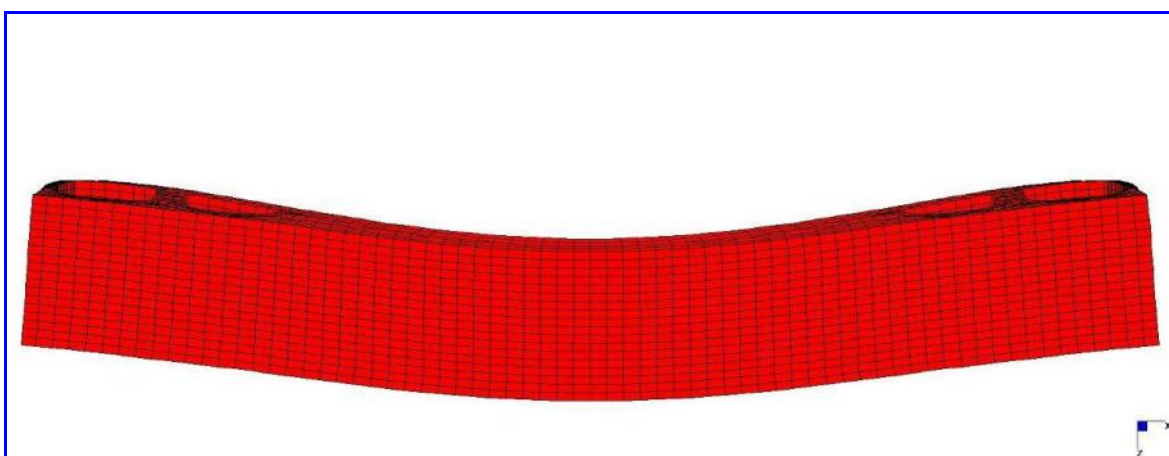
La metodologia per la valutazione delle frequenze e forme proprie di vibrazione è quella dell'analisi modale. Essa richiede esclusivamente la conoscenza della matrice di rigidezza e della matrice di massa del sistema discretizzato. Sia la matrice di rigidezza che quella di massa della struttura è determinata attraverso il procedimento d'assemblaggio dei contributi di ciascun elemento finito. Il procedimento è implementato nel solutore STRAUS 7, versione STRAND 2.3.7.

Il solutore per l'analisi modale consiste in una procedura iterativa nel sottospazio degli autovettori, che consente di ottenere un numero ridotto di autosoluzioni, con frequenza contenuta entro un dominio prefissato; il procedimento iterativo opera considerando successive approssimazioni delle forme e delle frequenze proprie.

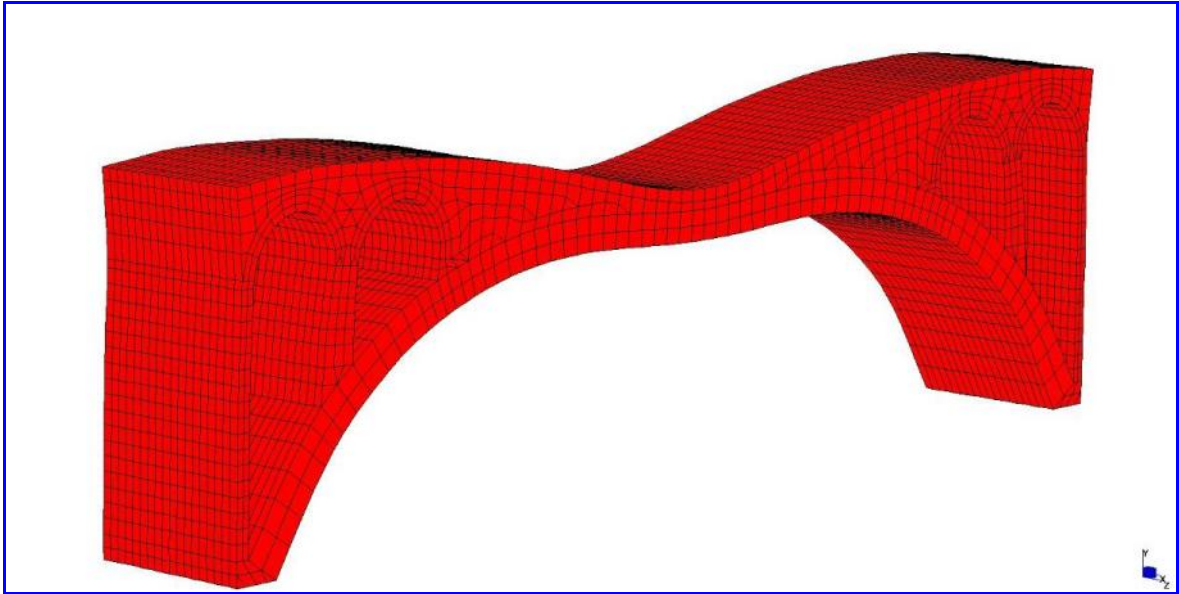
Tale procedura è stata applicata nella presente analisi ricercando le frequenze nel dominio dei valori sperimentali.



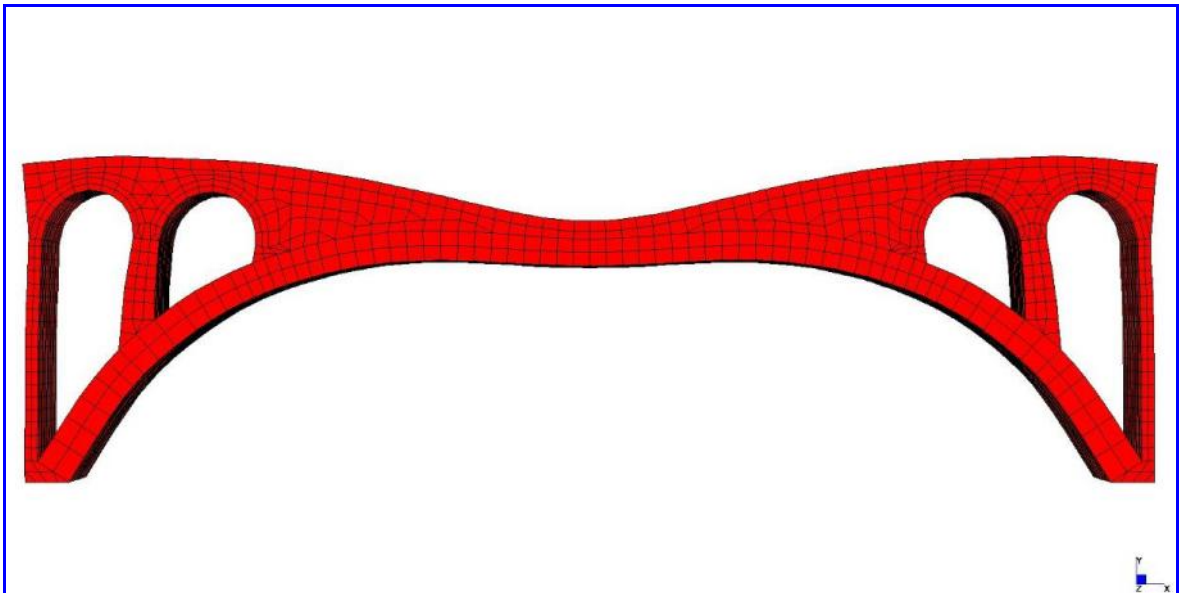
*Vista assometrica del I modo di vibrare,  $f_1 = 9,2$  Hz*



*Vista dall'alto del I modo di vibrare,  $f_1 = 9,2$  Hz*



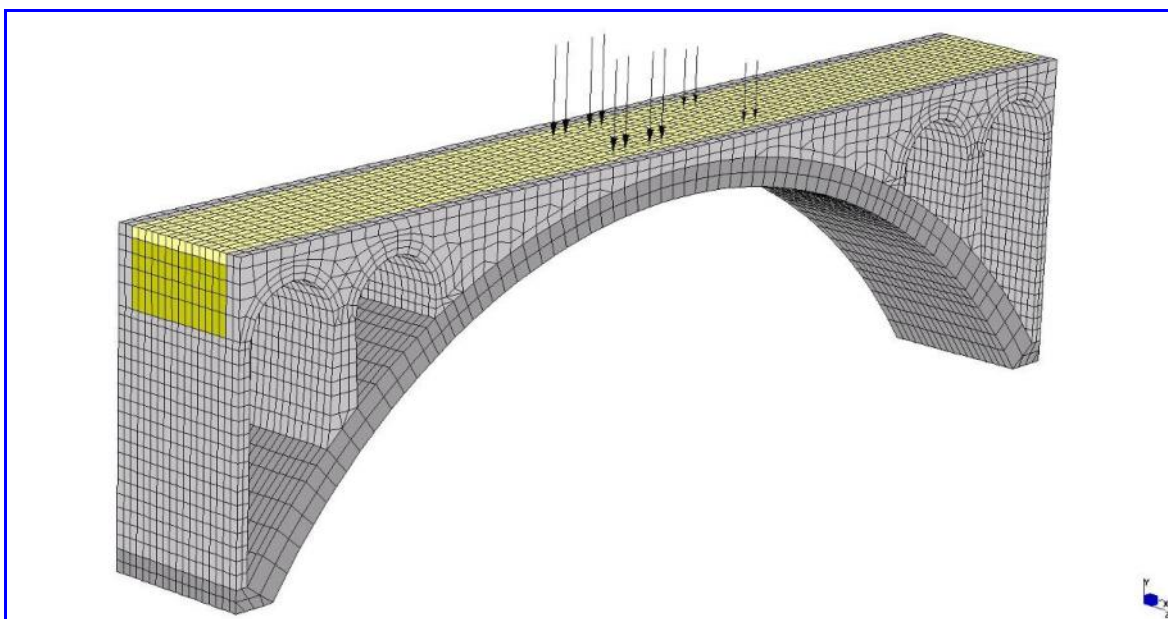
*Vista assonometrica del II modo di vibrare,  $f_2 = 16,6$  Hz*



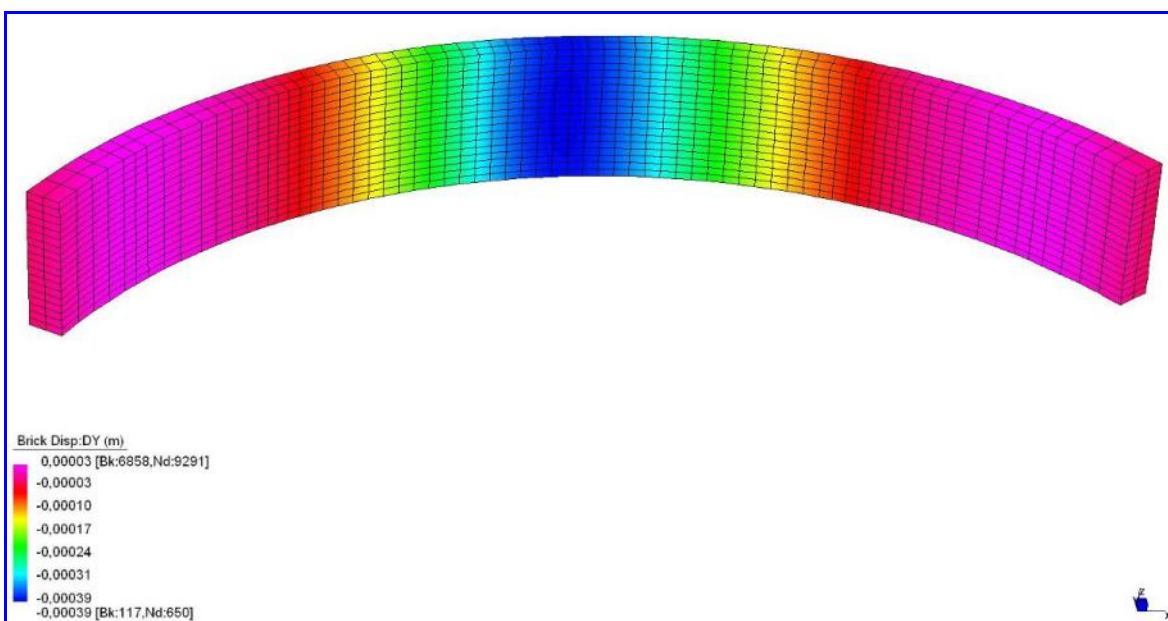
*Vista laterale del II modo di vibrare,  $f_2 = 16,6$  Hz*

DESCRIZIONE	FREQUENZA (Hz)
I Modo - Trasversale	9,2
II Modo - Flessionale verticale	16,6

Di seguito viene riportata la condizioni riprodotta durante la prova di carico alla fase B e la rispettiva deformazione ottenuta.



*Forze rappresentative del carico di prova – Fase B*



*Spostamenti verticali: Fase B – vista dall'intradosso*

Fase	DEFORMAZIONI MASSIME [mm]		
	$\frac{1}{2} L$	$\frac{1}{4} L$	$\frac{3}{4} L$
A	0,07	-0,01	<b>0,14</b>
B	<b>0,39</b>	0,16	0,12
C	<b>0,42</b>	0,34	0,08

*Il segno negativo (-) indica innalzamento*

Una volta identificati i parametri meccanici dei materiali attraverso la simulazione delle caratteristiche modali e quindi definito un modello agli elementi finiti affidabile, si è proceduto ad analizzare la risposta statica del ponte alle azioni permanenti, indotte dal carico previsto in normativa.

Le azioni permanenti considerate nell'analisi sono costituite dalle forze di gravità associate al peso dei materiali.

Le azioni accidentali considerate nei calcoli sono quelle previste per i ponti classificati di II categoria.



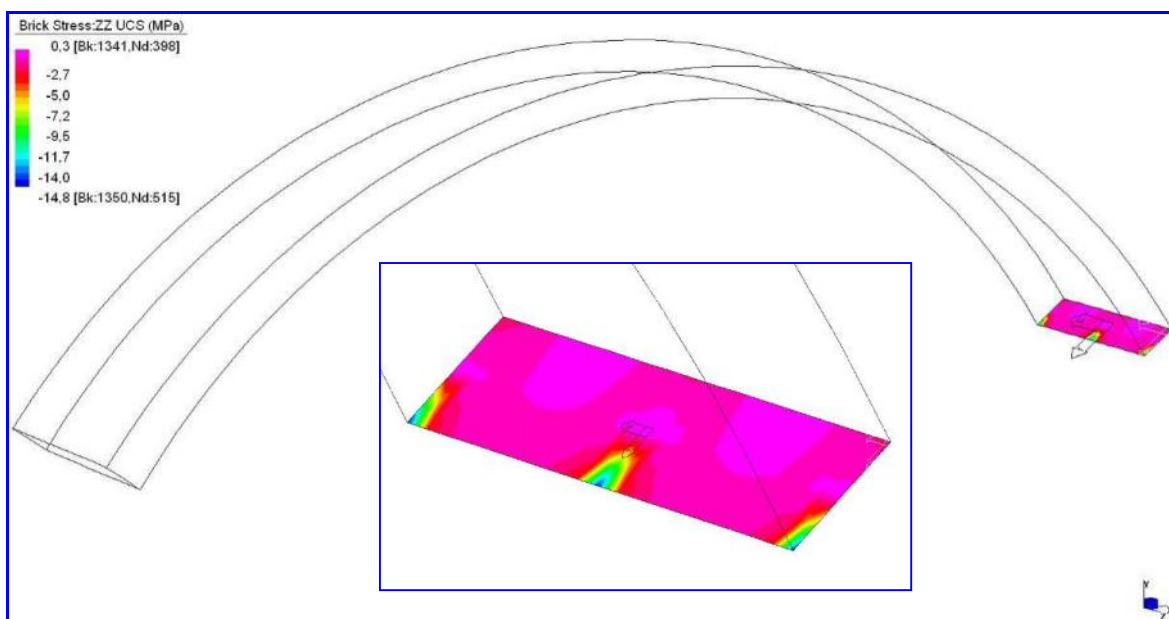
*Schema carichi mobili*

Si sono utilizzati i coefficienti di combinazione dei carichi previsti dagli Stati Limite di Esercizio (SLE).

Le combinazioni di carico analizzate sono riportate nella tabella successiva.

COMBINAZIONE		AZIONE		
		Carichi permanenti	Carichi mobili	Vento
<b>C1</b>	Disposizione dei carichi per ottenere la massima trazione in mezzeria dell'arco inferiore	1	1	0,6
<b>C2</b>	Disposizione dei carichi per ottenere la massima compressione all'imposta			
<b>C3</b>	Disposizione dei carichi per ottenere la massima trazione in mezzeria e la massima compressione all'imposta dell'arco interno superiore			
<b>C4</b>	Disposizione dei carichi per ottenere la massima trazione in mezzeria e la massima compressione all'imposta dell'arco esterno superiore			

Di seguito è riportata, nelle sezione di mezzeria ed imposta arco, il grafico delle tensioni ortogonali al piano intercettato nella combinazione C2.



*Imposta arco inferiore  
Tensioni  $\sigma_{zz}$  ortogonali al piano X-Y [MPa]*

La tabella riporta i valori massimi di tensione indotti dalle combinazioni di carico per i punti più significativi della struttura.

Struttura	Combinazione di carico	Zona di massima sollecitazione	TENSIONI [MPa]	
			Compressione	Trazione
Arco inferiore	C1	Mezzeria	-1,9	1,0
	C2	Imposta	<b>-14,8</b>	0,3
Arco superiore interno	C3	Mezzeria	-0,8	<b>1,4</b>
		Imposta	-1,3	0,0
Arco superiore esterno	C4	Mezzeria	-0,8	<b>1,4</b>
		Imposta	-0,7	0,2

## 2.6 Prova di carico

La rilevazione delle deformazioni è stata eseguita con l'attrezzatura costituita da una unità computerizzata di registrazione delle deformazioni mod. GS05 e 7 sensori inclinometrici Midori Precisions PM-5TH-Z1.

Il metodo di rilievo della deformata si basa sulla lettura delle rotazioni dei sensori inclinometrici posti all'estradosso della struttura.

Dalle singole rotazioni si calcolano le tangenti e si procede a determinare la funzione algebrica che le interpola risolvendo un sistema di equazioni di grado  $n$  (pari al numero di sensori utilizzati), dove le tangenti degli angoli rilevati sono le soluzioni ed i coefficienti dell'equazione algebrica le incognite.

L'operazione di calcolo è svolta in tempo reale dal computer collegato con l'unità di acquisizione che, ottenuta la funzione che interpola le tangenti, procede all'integrazione fornendo infine la funzione rappresentativa della deformata.



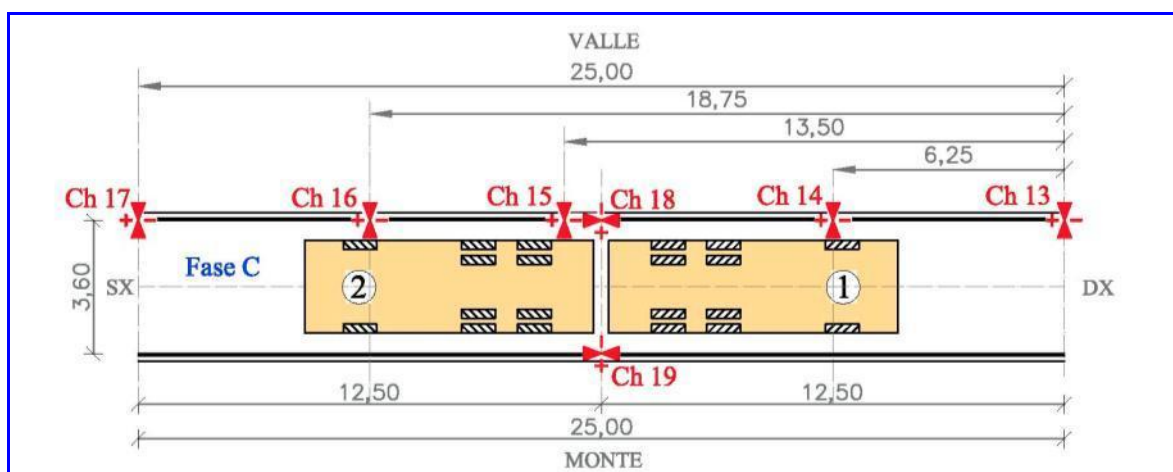
*Posizione dei sensori inclinometrici*



*Sensori  $\frac{1}{2} L$  longitudinale e trasversale*

La sollecitazione delle strutture è stata ottenuta tramite 2 autocarri a tre assi uno carico (n.1) ed uno scarico (n.2), rispettivamente di 330 t e 150 t.

Il carico è stato ottenuto posizionando i camion in tre condizioni di carico differenti, Fasi A, B e C. Di seguito si riporta lo schema della fase C.



*Fasi di carico C e posizione degli inclinometri*



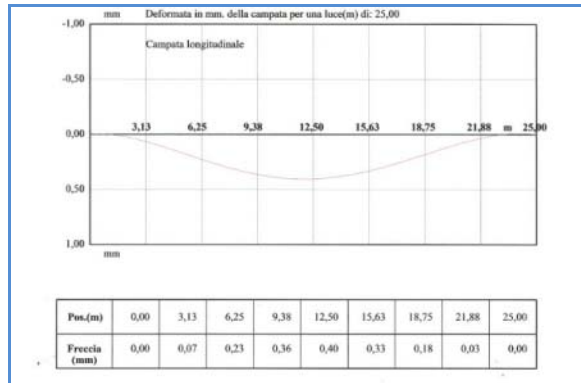
*Fase A*



*Deformata fase A*



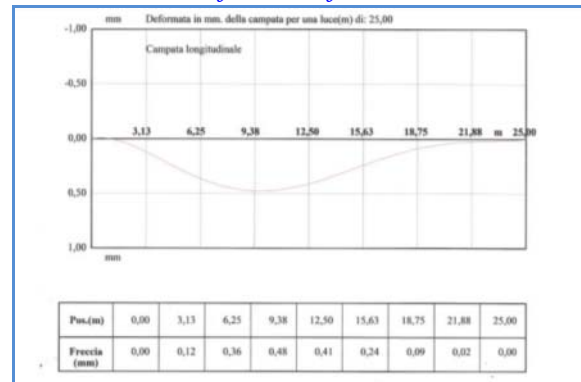
*Fase B*



*Deformata fase B*



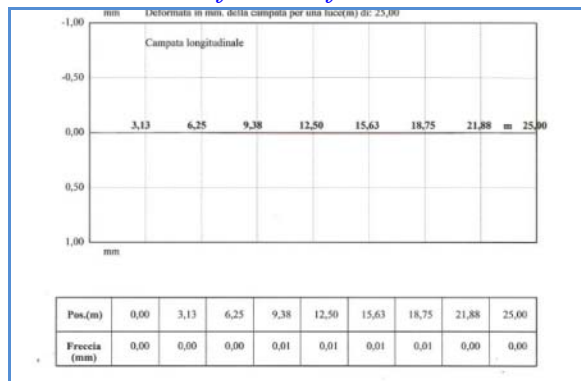
*Fase C*



*Deformata fase C*



*Deformata in linea Fase C*



*Deformata scarico fase C*



Nella tabella seguente sono riportati i valori delle deformazioni assolute, relative ai cicli di carico eseguiti nelle tre condizioni di carico.

Fase	<i>f</i> (mm)				
	$\frac{1}{2} L$	$\frac{1}{2} L$	$\frac{1}{2} L$	$\frac{1}{4} L$	$\frac{3}{4} L$
	<i>1</i>	<i>2*</i>	<i>3*</i>	<i>4</i>	<i>5</i>
A	0,04	0,04	0,04	-0,07	<b>0,13</b>
B	<b>0,40</b>	0,40	0,40	0,23	0,18
C	<b>0,41</b>	0,41	0,41	0,36	0,09
Scarico	0,01	0,01	0,01	0,00	0,01

*Il segno negativo (-) indica innalzamento*

L'esame visivo dopo la prova di carico non ha evidenziato nessuna anomalia di carattere strutturale.

### 3 VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE

Sulla base di tutte le risultanze riportate è possibile tracciare un confronto che permette una valutazione affidabile della capacità portante.

Nelle tabelle successive si confrontano i parametri sperimentali con quelli derivati dal modello calibrato.

#### *Frequenze teoriche e sperimentali*

DESCRIZIONE	FREQUENZE [Hz]	
	I Modo – Trasversale	II Modo – Verticale
Sperimentale	9,2	16,6
Teorico	9,2	16,6

#### *Frecce teoriche e sperimentali*

Condizione di carico		DEFORMAZIONI MASSIME [mm]		
		$\frac{1}{2} L$	$\frac{1}{4} L$	$\frac{3}{4} L$
Fase A	Sperimentale	0,04	-0,07	<b>0,13</b>
	Teorico	0,07	-0,01	<b>0,14</b>
Fase B	Sperimentale	<b>0,40</b>	0,23	0,18
	Teorico	<b>0,39</b>	0,16	0,12
Fase C	Sperimentale	<b>0,41</b>	0,36	0,09
	Teorico	<b>0,42</b>	0,34	0,08

La tabella successiva è riassuntiva delle verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE) con l'indicazione dei valori massimi di tensione raggiunti nel calcestruzzo per le combinazioni di carico analizzate.

*Stati tensionali con carichi di esercizio*

Struttura	Combinazione di carico	Zona di massima sollecitazione	TENSIONI [MPa]	
			Compressione	Trazione
Arco inferiore	C1	Mezzeria	-1,9	1,0
	C2	Imposta	<b>-14,8</b>	0,3
Arco superiore interno	C3	Mezzeria	-0,8	<b>1,4</b>
		Imposta	-1,3	0,0
Arco superiore esterno	C4	Mezzeria	-0,8	<b>1,4</b>
		Imposta	-0,7	0,2

In sintesi:

- Il confronto dei dati sperimentali e teorici statici e dinamici dimostra che il modello è stato ben calibrato garantendoci sull'affidabilità delle risposte;
- la prova di carico condotta con un carico complessivo di 480 kN ha mostrato comportamenti elastici e ripetibili e corrispondenti ai valori teorici calcolati;
- l'ispezione visiva non ha evidenziato difetti realmente pericolosi;
- il massimo valore di compressione nelle condizioni di esercizio si misura all'imposta dell'arco inferiore nella combinazione di carico C2 ed è pari a - 14,8 MPa a fronte di un limite di - 18,0 Mpa;
- il massimo valore di trazione nelle condizioni di esercizio si misura all'intradosso della chiave di volta degli archi superiori nelle combinazioni di carico C3 e C4 ed è pari a 1,4 MPa a fronte di un limite di 2,4 MPa.

Sulla base di questi risultati è possibile l'emissione di un certificato di Idoneità Statica di sicura affidabilità.

#### **4 CONCLUSIONI**

Il lavoro presentato vuole evidenziare l'ottima corrispondenza fra i dati ottenibili con le indagini sperimentali e le calcolazioni teoriche.

I parametri dinamici rilevati in campo hanno permesso di ottenere un modello numerico molto aderente alla situazione reale, dimostrato dalla corrispondenza delle deformazioni ottenute durante la prova di carico. Il lavoro conferma l'efficacia dell'uso della caratterizzazione dinamica sperimentale.

L'uso del laser scanner per il rilievo geometrico, ideale per una situazione logisticamente così difficile, si è dimostrato altamente efficiente ed affidabile.

L'applicazione del metodo inclinometrico per la misura della deformata, tenuto conto del fatto che sono strumenti applicabili all'estradosso, si è dimostrato fondamentale tenuto conto dell'esiguità delle deformazioni, difficilmente rilevabili dai metodi topografici. In particolare la possibilità di vedere immediatamente la deformata ha consentito un processo di carico graduale, eseguito in estrema sicurezza attraverso l'immediato controllo coi valori ottenuti dal modello, ed in ultima analisi ha consentito di porre in sicurezza gli operatori addetti alle operazioni di carico.

L'approccio metodologico ha uno schema consolidato da numerose esperienze con ponti di tutte le tipologie e materiali. Può quindi a tutti gli effetti essere preso quale esempio di approccio a situazioni analoghe che molto spesso la nostra professione ci mette di fronte.