

Dott. Ing. Silvio LEVRERO

Diagnostica del costruito

**Metodologie sperimentali ed analitiche utilizzate
per la verifica strutturale di due ponti ad arco in
cemento armato**

Dott. Ing. Silvio LEVRERO

Diagnostica del costruito

**Metodologie sperimentali ed analitiche utilizzate
per la verifica strutturale di due ponti ad arco in
cemento armato**

Diagnostica del costruito

Metodologie sperimentali ed analitiche utilizzate per la verifica strutturale di due ponti ad arco in cemento armato

Dott. Ing. Silvio LEVRERO (*)

Introduzione

Vengono di seguito illustrate le metodologie per la verifica strutturale di due ponti ferroviari ad arco in c.a., ubicati sulla linea Trento-Malé, di luce superiore a 60 m, costruiti alla fine degli anni cinquanta.

Le indagini, condotte conformemente alle indicazioni della Circolare del Ministero dei Trasporti D.C. V del 5 maggio 1988 prot. 643(54)06, hanno permesso di valutare, tramite la esecuzione di prove non distruttive (P.n.D.), le caratteristiche meccaniche dei calcitrucchi e di analizzare il comportamento globale delle opere tramite prove dinamiche.

È stato quindi possibile costituire modelli matematici agli elementi finiti inserendovi le proprietà meccaniche riscontrate in

sito ed eseguire, sempre su detti modelli, la taratura nei confronti del comportamento dinamico.

Si sono ottenuti, conseguentemente, modelli analitici perfettamente aderenti al reale comportamento delle strutture e su questi si è simulato il comportamento per condizioni di carico più gravose di quelle previste in progetto (riclassamento).

L'approccio combinato di controllo (analitico e sperimentale) ha permesso non solo di conseguire la verifica richiesta e la conseguente certificazione, ma anche di individuare i parametri fisici di monitoraggio e determinare gli interventi manutentivi occorrenti per una corretta conservazione nel tempo della struttura.

1. Descrizione dei manufatti

I ponti in esame sono costruiti in cemento armato e sono costituiti da una importante arcata centrale, (che permette lo

(*) Applicazioni d'Ingegneria per Controlli nell'Edilizia - A.I.C.E.

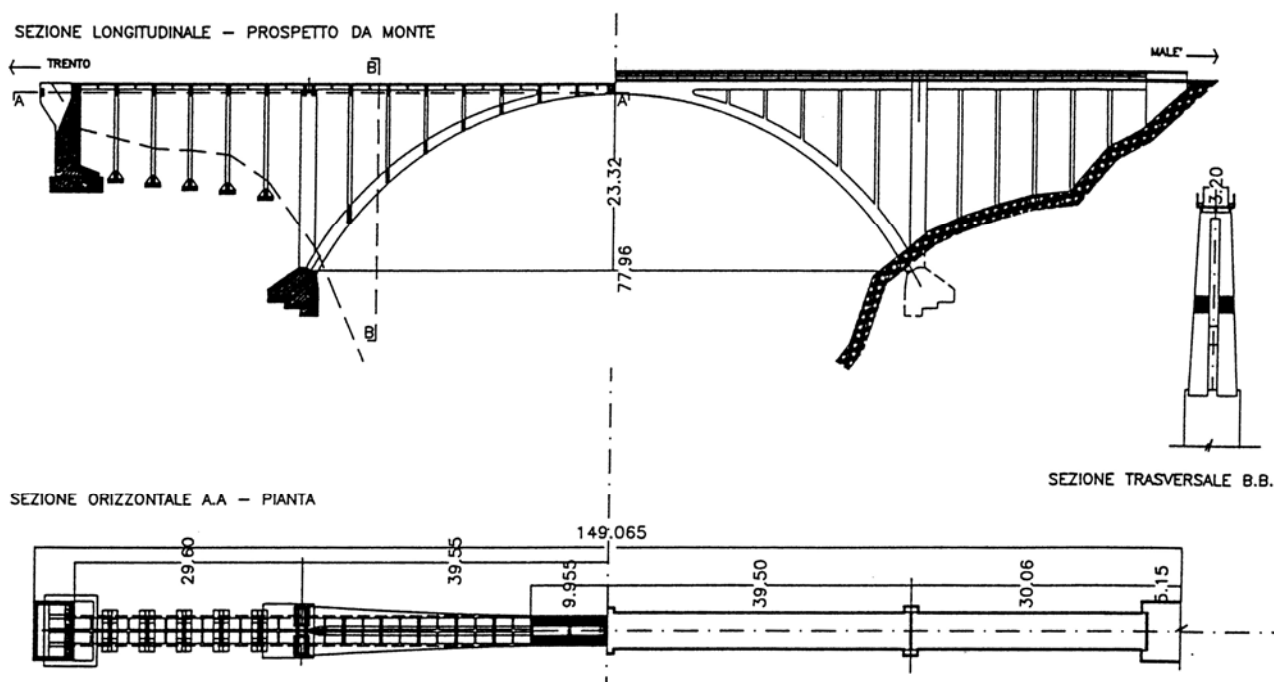
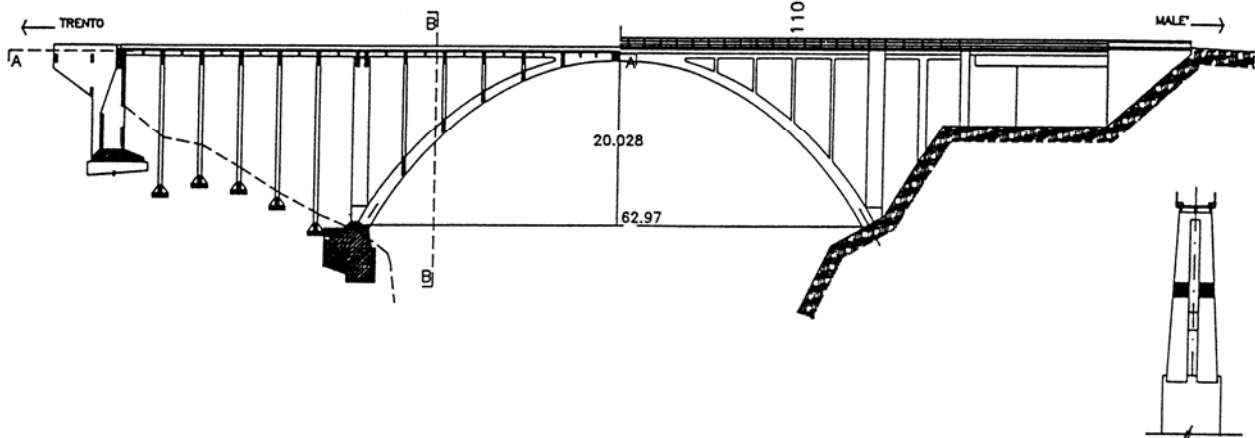


Fig. 1 - Ferrovia Trento-Malé. Ponte sul fiume Noce in località S. Giustina.

SEZIONE LONGITUDINALE - PROSPETTO DA VALLE



SEZIONE TRASVERSALE B.B

SEZIONE ORIZZONTALE A.A - PIANTA

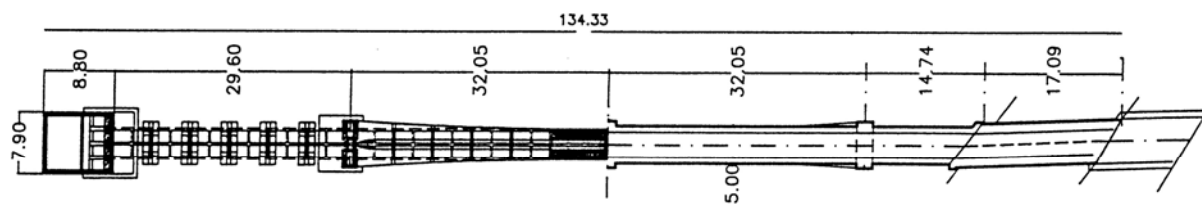


Fig. 2 - Ferrovia Trento-Malé. Ponte sul fiume Noce in località Mostizzolo.

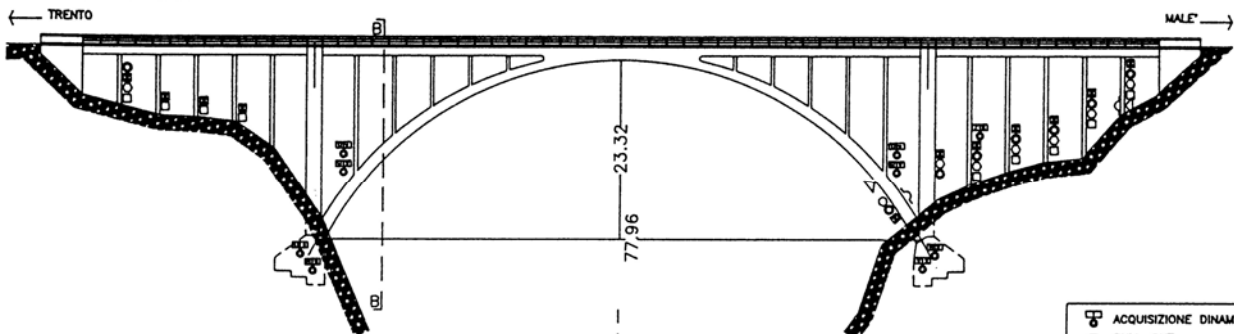
scavalcamo di una profonda gola), e da viadotti di accesso che consentono la continuità del piano viabile.

Il primo (fig. 1) ha una lunghezza complessiva da spalla a spalla, di oltre 136 m: l'arcata centrale si sviluppa su una luce di 78 m con una freccia di oltre 23 m.

Il secondo (fig. 2) si sviluppa per una lunghezza complessiva di 110 m con una arcata centrale di luce pari a 63 m e freccia pari a 20 m.

In entrambi l'impalcato è costituito da una travata con nervature collegate a mezzo di soletta e traversi: detto impalcato

PROSPETTO DA MONTE



	ACQUISIZIONE DINAMICA
	PULL-OUT
	U.S.
	O.S.
	I.R.
	CAROTA
	ESTENSIMETRIA

PIANTA

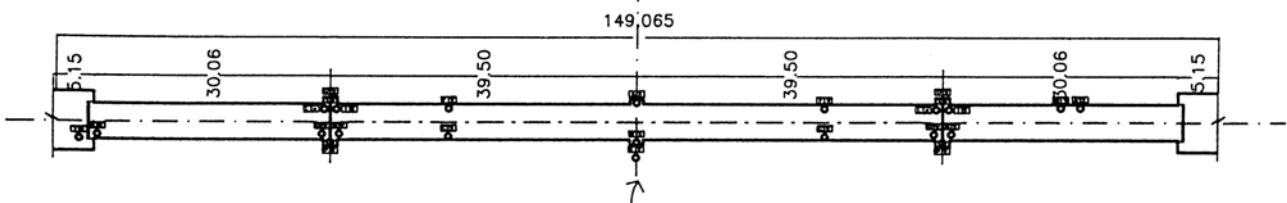


Fig. 3 - Ferrovia Trento-Malé. Ponte sul fiume Noce in località S. Giustina.

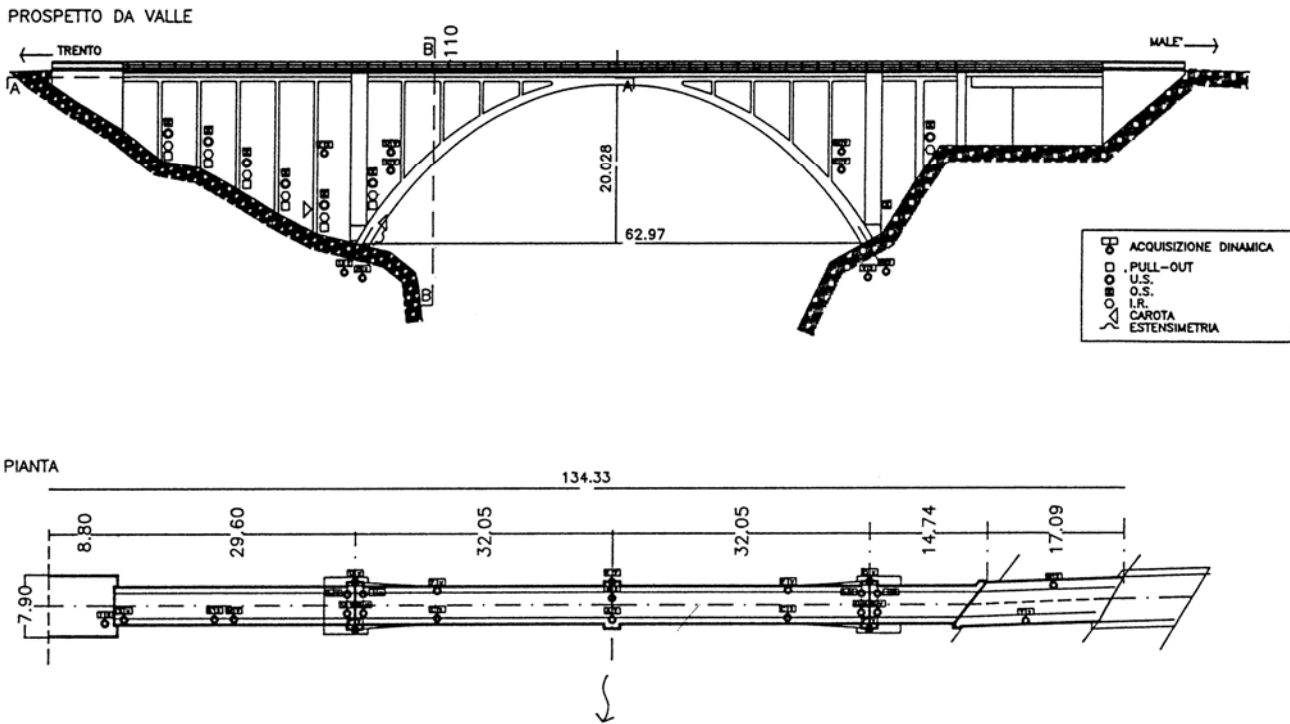


Fig. 4 - Ferrovia Trento-Malé. Ponte sul fiume Noce in località Mostizzolo.

è continuo e si appoggia su montanti disposti ad interasse variabile da 4,2 a 4,4 m.

I sostegni verticali si fondano direttamente sul terreno tramite plinti nelle zone di accesso e si impostano sugli archi laddove le strutture scavalcano le gole.

Gli archi sono realizzati da due nervature collegate in corrispondenza dei montanti e connesse in chiave con l'impalcato; le fondazioni sono impostate direttamente sulla roccia.

All'inizio dei viadotti di accesso sono state realizzate le spalle ed i relativi muri di risvolto.

Delle due strutture risultavano disponibili i disegni di carpenteria e delle armature, che prima dell'inizio delle indagini sono stati verificati con il costruito.

2. Caratterizzazione meccanica dei c.a.

Al fine di conseguire i dati necessari per la classificazione dei calcestruzzi, si è proceduto alla esecuzione di una campagna di indagini non distruttive che prevedeva:

- prove sclerometriche;
- prove soniche ed ultrasoniche;
- prove di estrazione;
- combinazione dei risultati tramite metodo SONREB.

In fig. 3 e fig. 4 sono riportati, contrassegnati con apposita simbologia, i vari tipi di prova e le relative posizioni.

Nella esecuzione delle prove sclerometriche si è fatto riferimento alle norme UNI 9189; relativamente alle prove ultrasoniche e soniche (rilievi microsismici), si è fatto riferimento alle UNI 9524.

Prima di procedere alla elaborazione con il metodo combinato dei risultati dei tre tipi di prova, si sono analizzati, per poter

trarre le prime considerazioni, i dati relativi a ciascuna indagine.

Relativamente alla prova sclerometrica (determinazione dell'indice di rimbalzo), si sono elaborati i dati tramite il grafico di fig. 5, giungendo ad una prima approssimata stima del valore di compressione e della omogeneità dei calcestruzzi.

Le prove soniche ed ultrasoniche hanno permesso, tramite la determinazione della velocità V di propagazione delle onde elastiche nel mezzo esaminato, di determinare con la (1) il modulo elastico dinamico

$$E = \frac{(1+\mu)(1-2\mu)}{(1-\mu)} \cdot \frac{J}{g} \cdot V^2 \quad (1)$$

Nella (1), J è il peso specifico del calcestruzzo, μ è il modulo di Poisson e g è la accelerazione di gravità.

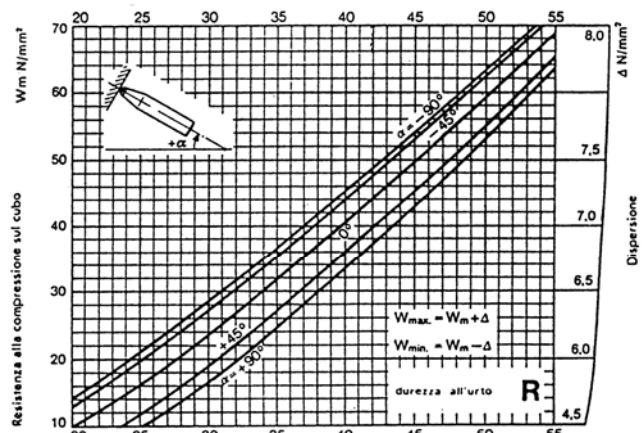


Fig. 5

Per spessori inferiori a 50 cm sono state eseguite prove ultrasoniche; per spessori maggiori sono state eseguite prove soniche.

Sulle porzioni non misurabili in trasparenza (punto 4.1.1. UNI 9524) si è operato con la tecnica dei "trasduttori infissi" consistente nell'inserire le sonde ultrasoniche di trasmissione e ricezione in una coppia di fori del diametro 14 mm reciprocamente distanti fra 15-20 cm e profondi 15 cm.

Dalla elaborazione dei risultati delle prove soniche ed ultrasoniche sono emersi valori medi del modulo elastico dinamico pari a circa 17.000 MPa per il primo ponte e pari a circa 28.000 MPa per il secondo; analogamente alle prove sclerometriche si è potuto ottenere una seconda stima della omogeneità dei getti, risultata congruente a quella ricavata tramite suddette prove sclerometriche.

Le prove tramite pull-out consistono nell'estrazione di uno stelo d'acciaio preinserito nel calcestruzzo e nel misurare la relativa forza di estrazione: tramite tarature o relazioni prestabilite è poi possibile ottenere la stima della resistenza a compressione dei getti. Nella figura 6 è illustrato il meccanismo di rottura della porzione di calcestruzzo provocata dalla estrazione dello stelo di acciaio.

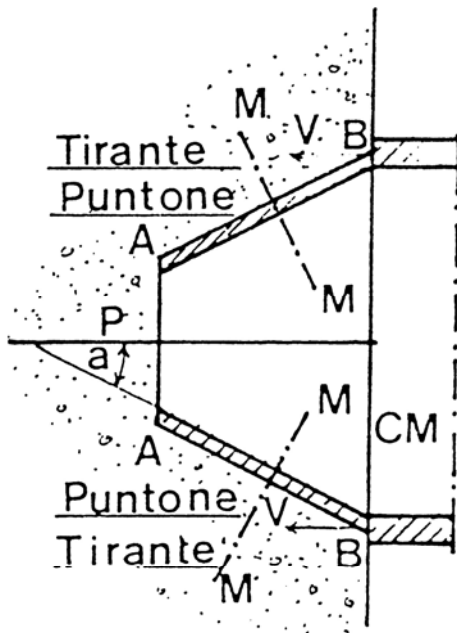


Fig. 6

Con questo tipo di prova, che interessa zone del getto più in profondità rispetto alla prova sclerometrica, si è potuto conseguire una seconda stima del valore di compressione del calcestruzzo, risultata mediamente più bassa rispetto alla stima ottenuta con la citata prova sclerometrica.

Determinate con le singole prove le grandezze fisiche relative (indice di rimbalzo per la prova sclerometrica, velocità di propagazione delle onde elastiche per le prove soniche ed ultrasoniche, e, direttamente, la resistenza a compressione per le prove di pull-out), si è proceduto ad eseguire una prima combinazione con il metodo Sonreb degli indici di rimbalzo e delle velocità (IR-V); nella figura 7 è riportato l'abaco utilizzato dalle curve di base del metodo Sonreb per il calcestruzzo italiano.

Con detto metodo, stimati tramite analisi in laboratorio di campioni di calcestruzzo, i valori dei coefficienti d'influenza, si è pervenuti alla determinazione della resistenza dei getti tramite la relazione

$$R = R_{\text{standard}} \times C_t$$

Si è provveduto infine a combinare i risultati del metodo SONREB con i risultati del pull-out.

Indicati con R_1 e R_2 le resistenze medie ottenute con i due metodi, δR_1 e δR_2 gli intervalli di errore nella misura delle resistenze, si hanno per il metodo SONREB i seguenti valori estremi del dominio di resistenza

$$R'_1 = R_1 - \delta R_1$$

$$R''_1 = R_1 + \delta R_1$$

Analogamente per il pull-out si ottiene

$$R'_2 = R_2 - \delta R_2$$

$$R''_2 = R_2 + \delta R_2$$

Poiché i domini di variazione della resistenza, determinati tramite i due metodi non distruttivi sono risultati parzialmente sovrapposti, e cioè tali che

$$R''_1 > R''_2 > R'_1 > R'_2$$

risulta che la stima migliore della resistenza del calcestruzzo si trova nel campo

$$R''_2 > R_c > R'_1$$

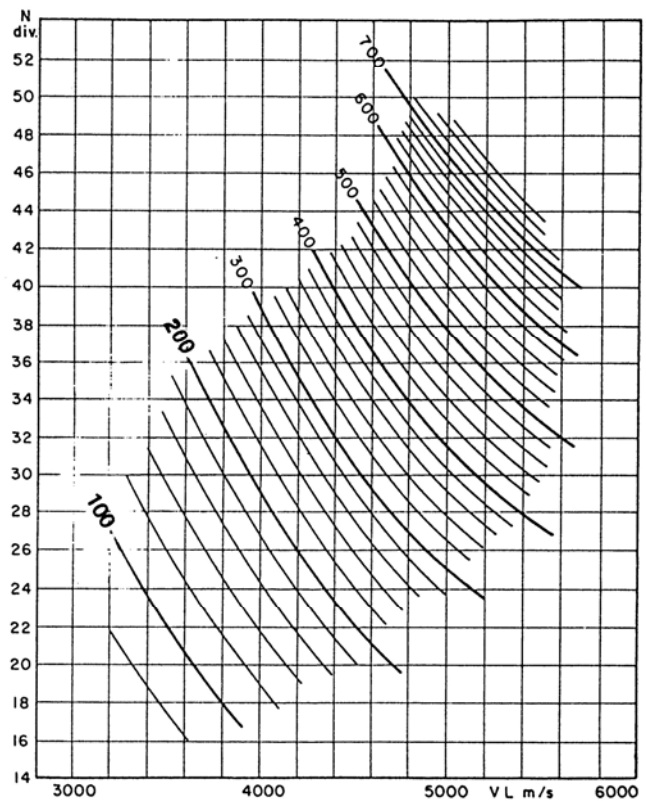


Fig. 7 -

ed è stata determinata tramite la seguente relazione

$$R_c = (R'_1 + R''_2)/2$$

Dalle suddette elaborazioni è emerso che i calcestruzzi del primo ponte hanno una resistenza media a compressione superiore a 15 MPa, e quelli del secondo una resistenza media superiore a 20 MPa.

Infine tramite prove, eseguite in sito, si è determinata la profondità di carbonatazione (risultata congruente con gli elevati valori dell'indice di rimbalzo), e, su campioni prelevati, si sono eseguite prove per la determinazione dei cloruri, solfati e pH.

Le caratteristiche meccaniche degli acciai sono state determinate tramite prove di trazione in laboratorio.

3. Caratterizzazione dinamica sperimentale

Ogni struttura risponde alle sollecitazioni dinamiche ricercando la propria configurazione di equilibrio oscillando intorno ad essa.

L'analisi delle oscillazioni permette di individuarne i periodi e conseguentemente il loro inverso, cioè le frequenze.

Come ben noto dalla dinamica delle strutture, la frequenza di oscillazione è legata alla geometria, alle condizioni vincolari, alla legge costitutiva dei materiali ed alle masse in gioco di ogni manufatto.

Riuscire quindi a determinare le frequenze proprie di oscillazione (e tutti i successivi parametri dinamici connessi quali configurazioni modali, fasi, smorzamenti ecc.), consente quindi di disporre di una importantissima informazione, agli effetti dell'analisi ingegneristica, circa il comportamento e stato globale della struttura.

Per chiarezza di esposizione viene riportata nella figura 8 la scomposizione di un moto oscillatorio periodico qualsiasi nelle sue componenti di oscillazione sinusoidale; la determinazione dei periodi e relative frequenze (armoniche) è autoesplicativa.

Le tecniche per determinare sperimentalmente suddetti pa-

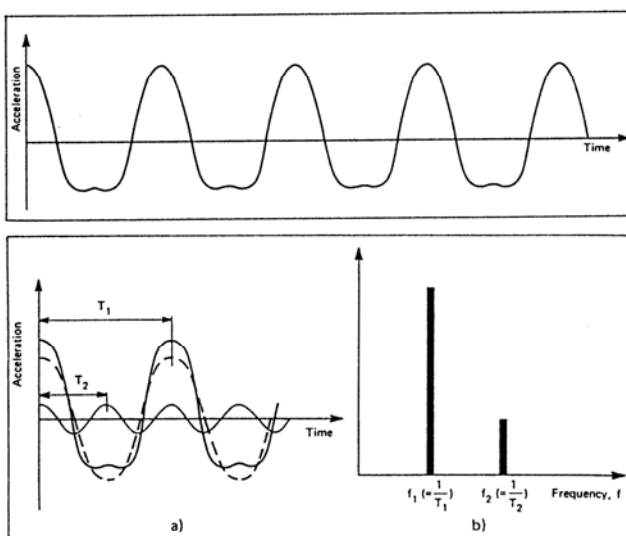


Fig. 8

rametri sono molteplici, e nel tempo, come conseguenza dello sviluppo tecnologico, hanno subito importanti affinamenti in relazione alle condizioni operative richieste.

Il primo e classico approccio è quello di dare un impulso e determinare nel dominio del tempo il periodo di oscillazione: è possibile, con questo metodo individuare bene solo una frequenza.

Un secondo metodo è quello di fissare rigidamente alla struttura una massa rotante eccentrica (ad esempio una vibrodina) e determinare in funzione dei periodi di rotazione di questa, le relative ampiezze di spostamento: in corrispondenza delle armoniche proprie della struttura, detti spostamenti hanno un massimo, permettendone così il loro riconoscimento e determinazione.

Un terzo metodo, utilizzato nel caso in oggetto, sfrutta la eccitazione naturale (vento, moti convettivi, microsismi, vibrazioni indotte ecc.) a cui la struttura è soggetta ed è reso possibile grazie all'utilizzo di sofisticate strumentazioni elettroniche di acquisizione ed elaborazione oggi disponibili.

Uno o più sensori di acquisizione sono posti in punti prescelti (vedi figg. 3 e 4); le oscillazioni captate, generalmente di forma molto complessa, vengono inviate e processate da un analizzatore di spettro; in parole semplici, questa apparecchiatura, sfruttando l'analisi in serie di Fourier, permette di eseguire in tempo reale quanto indicato nella figura 8.

Emerge immediatamente, da questa breve esposizione, la potenzialità di questo ultimo approccio che consente l'esatta determinazione di tutte le armoniche evitando i costosi posizionamenti delle vibrodine e le ripercussioni sul traffico.

Tornando al caso delle due strutture, oggetto del presente studio, è stato possibile, posizionando opportunamente i sensori di acquisizione, determinare le frequenze di oscillazione nei vari piani e tramite lo studio dei rapporti delle ampiezze, delle fasi e degli altri parametri risultanti, ottenere le configurazioni modali associate. Nella tabella 1 si riassumono sinteticamente i risultati principali.

TABELLA 1

modo	Primo ponte		Secondo ponte	
	piano	frequenza (Hz)	piano	frequenza (Hz)
1	x-y	1,75	x-y	2,25
2	x-y	3,05	x-y	3,37
3	z-x	3,20	z-y	4,40
4			x-y	5,00

Nella figura 9 sono riportati, a titolo di esempio, due tipici grafici che individuano le frequenze consegnate nella tabella 1.

4. Modelli matematici

Al fine di simulare compiutamente l'effetto di carichi diversi da quelli di progetto, si è proceduto alla costituzione di due modelli matematici agli elementi finiti.

A questo scopo si è utilizzato il codice di calcolo SAP 90, schematizzando entrambi i manufatti ad aste: il primo ponte è stato discretizzato mediante 243 nodi e 386 elementi tipo "frame"; il secondo mediante 176 nodi e 289 elementi (fig. 10).

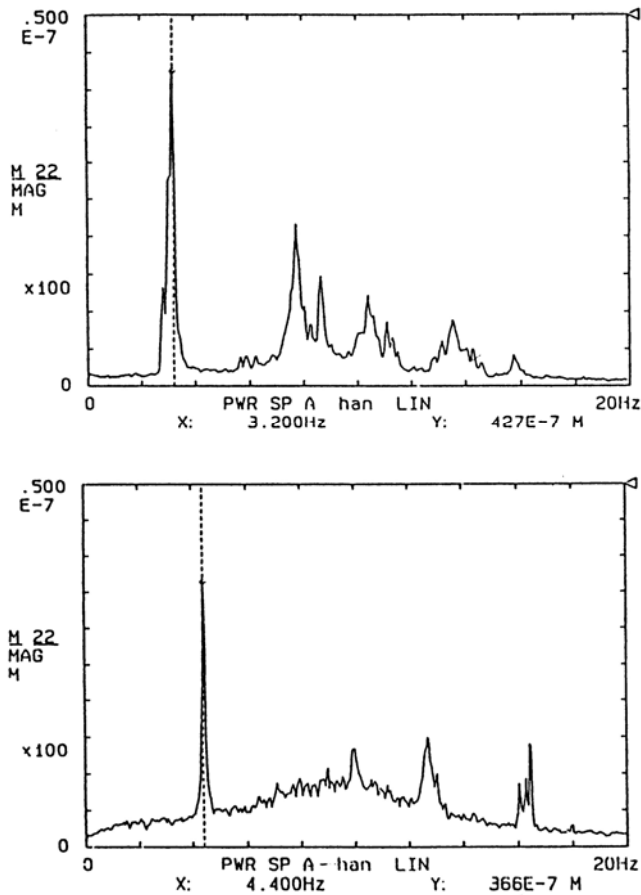


Fig. 9

Il calcestruzzo è stato definito mediante i valori dei legami costitutivi e della densità ricavati dalle indagini di cui al punto 2.

Si è condotta quindi l'analisi dinamica e si è provveduto a confrontare i risultati teorici emersi con quelli ricavati sperimentalmente (si veda tab. 1); i primi risultati discordavano da quelli sperimentali sia in frequenza (differenza sulla prima armonica intorno al 15%) sia per forma della configurazione modale.

Per tentativi si è proceduto, quindi, alla taratura dei modelli matematici con quelli fisici agendo precipuamente sulla esatta definizione delle rigidità (nei piani x-y e z-y) delle nervature dell'impalcato e sul grado di vincolo delle sconnessioni interne. Nella tabella 2 sono consegnati i risultati definitivi, confrontati con quanto emerso dalla sperimentazione in sito.

Una volta eseguita la taratura, che come mostrato ha permesso di minimizzare le differenze dei valori delle frequenze e permesso di ottenere configurazioni modali perfettamente congruenti, si è proceduto alla verifica dei modelli numerici in ordine ai risultati correlati con l'analisi statica.

A questo proposito si sono strumentate con deformometri alcune sezioni significative dei due archi e sono stati rilevati gli stati tensionali sul calcestruzzo al passaggio di carichi noti: parallelamente detti carichi sono stati schematizzati sui modelli matematici, (mettendo in conto l'incremento dinamico parimenti determinato sperimentalmente acquisendo la massima accelerazione provocata dal passaggio dei carichi stessi) ricavando il valore dello stato tensionale in suddette sezioni. Nella tabella 3 si

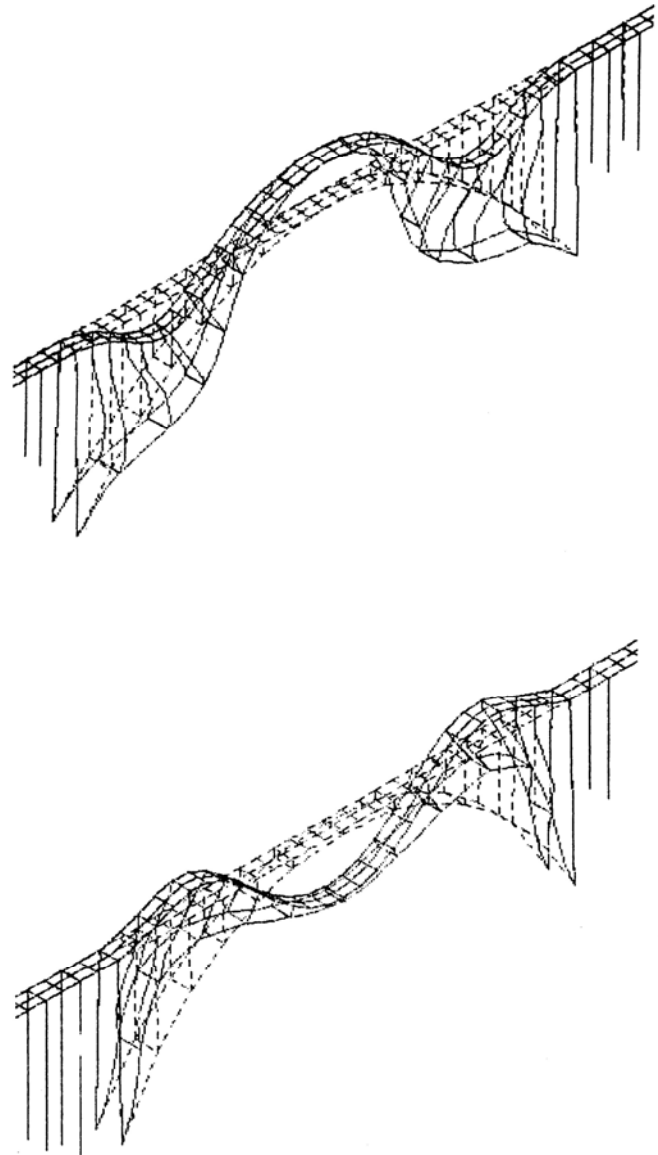


Fig. 10 - Configurazioni modali ottenute per la terza armonica nei due modelli.

riportano i risultati, sperimentali e teorici, ottenuti nelle sezioni di imposta dei due archi.

Suddetti risultati hanno permesso di assumere entrambi i modelli tarati e testati; si è potuto quindi procedere all'analisi

TABELLA 2

Modo	Modello fisico		Modello matematico		diff. (%)	
	Ponte I	Ponte II	Ponte I	Ponte II	Ponte I	Ponte II
1	1,75	2,25	1,77	2,28	0,6	1,3
2	3,05	3,37	3,12	3,63	2,3	7,7
3	3,20	4,40	3,25	4,41	1,6	0,2

TABELLA 3

Ponte I		Ponte II	
sperimentale	teorica	sperimentale	teorica
0,104 MPa	0,110 MPa	0,120 MPa	0,130 MPa

statica delle strutture per carichi più impegnativi rispetto a quelli di progetto. Le conseguenti verifiche hanno permesso di accertare che entrambe le strutture potevano essere certificate per la categorie di carico necessaria alla classificazione RIV.

È stato possibile inoltre dare indicazioni di intervento su un pilastro fessurato e da ultimo definire come parametro di monitoraggio le frequenze associate al terzo modo rilevate nel piano z-y.

RINGRAZIAMENTI

Ai dirigenti, tecnici e maestranze della Ferrovia Trento-Malè ed in particolare all'Ing. Daniele Cozzini ed all'Ing. Agostino

Alessandrini per la cortese e fattiva collaborazione offerta durante e dopo l'espletamento delle indagini in campo.

BIBLIOGRAFIA

- [1] F. MENEGHETTI, T. MENEGHETTI – “Aspetti sperimentali e applicativi sulla valutazione della qualità del calcestruzzo in sito” – Atti del Convegno “Metodi di controllo non distruttivo delle strutture in c.a., ferro, legno e muratura” – Bologna, 30 ottobre 1983 – dai quali è riportata la fig. 5 (ndr).
- [2] P. BOCCA, F. CIANFRONE – “Le prove non distruttive sulle costruzioni: una metodologia combinata” – L'Industria italiana del cemento n. 6 del 1983 – da dove è ripresa la fig. 6 (ndr).
- [3] JENS TRAMPLE BROCH – “Mechanical Vibration and Shock Measurements” – B&K aprile 1984 – da dove è ripresa la fig. 8 (ndr).
- [4] R. CANTIENI – “Dynamic Load Tests on Highway Bridges in Switzerland” – EMPA – Report 211 – Dubendorf 1983.
- [5] C. GAVARINI – “Dinamica delle strutture” – ESA-Roma 1978.