

LE TECNICHE NON DISTRUTTIVE NELLA DIAGNOSTICA DEI PONTI

Barbara De Nicolò

1- Introduzione

La corretta gestione del patrimonio dei manufatti stradali, quali i ponti, è strettamente correlata alla prevenzione ed alla tempestiva rilevazione dell'insorgere di eventuali dissesti statici e degrado dei materiali. Interventi tardivi e/o non programmati per tempo, possono portare ad un notevole incremento dei costi dell'intervento di recupero ed in qualche raro caso anche ad una situazione di degrado tanto importante da rendere competitiva la ricostruzione del manufatto.

E' perciò necessario un monitoraggio continuo e programmato non solo nei confronti della sicurezza al collasso della struttura ma soprattutto in relazione alle condizioni di servizio affinché la struttura possa conservare la funzionalità per tutta la sua vita utile.

Il monitoraggio dei ponti può essere eseguito per mezzo di:

- ispezioni di routine (frequenza mensile o annuale, ad es. analisi visiva, pavimentazione, barriere, segnalazione di anomalie)
- ispezioni generali (frequenza biennale, secondo un programma standard con prove strumentali)
- ispezioni speciali (a carattere eccezionale, dopo terremoti, carichi eccezionali, condizioni di degrado)

Nel caso di ponti nuovi è necessario redigere, già in fase progettuale, anche i piani di controllo (monitoraggi) e la manutenzione programmata, con previsione di costi e di tempi. E' ovvio che devono essere previsti adeguati accorgimenti costruttivi, quali scale di accesso, botole d'ispezione, che rendano possibili ed agevoli le ispezioni.

Il quadro normativo oggi presente in Italia prescrive l'obbligatorietà della sorveglianza e dei controlli periodici.

Questa obbligatorietà si è spesso scontrata con due aspetti non trascurabili e collegati tra loro:

- la mancanza di mezzi finanziari adeguati
- insufficienza di personale,

per cui, in genere in Italia, la tendenza operativa è stata, in passato, caratterizzata da condizioni di emergenza piuttosto che da interventi programmati e si è preferito spesso il "nuovo" al recupero del costruito. La nota "Legge del Cinque" offre una valutazione dei costi durante la vita della struttura, in funzione dei controlli e delle manutenzioni ordinarie e straordinarie. Assumendo che il degrado di un'opera si incrementi nel tempo con legge lineare, i costi degli interventi presentano una progressione geometrica, e che ad un extracosto del 1% nella fase di progetto equivale al 5% nella fase di manutenzione, se in seguito si trascura il manufatto, saranno necessari interventi di recupero stimati nel 25%. Se poi in una ulteriore fase sono necessarie riparazioni generalizzate il costo si attesta attorno al 125%, cioè il costo di manutenzione supera quello di costruzione.

La presa di coscienza della situazione attuale ci porta, oggi, verso la corretta gestione del patrimonio dei ponti nuovi ed esistenti, tenendo nel giusto conto i **costi diretti** rappresentati dal costo dell'intervento di manutenzione ordinaria o straordinaria ed i **costi indiretti** dovuti all'interruzione del traffico o al suo rallentamento.

2- Metodologia di controllo

Una metodologia di controllo può essere articolata nel modo seguente:

1. Raccolta della documentazione di base:
In una opera nuova è semplice reperire tutta la documentazione, mentre per un'opera datata, spesso, si accede solo ai documenti relativi ad eventuali interventi di recupero o manutenzione effettuati durante la vita utile del ponte.
2. Ispezione visiva
Si redigono i verbali che stabiliscono la situazione reale di partenza: relazioni scritte, rilievi fotografici, rilievo di stati fessurativi e degrado localizzato, copriferri, umidità, stato della corrosione, funzionamento degli apparecchi d'appoggio, smaltimento delle acque, giunti di dilatazione, ecc..
3. Indagini sulle fondazioni.
Indagini visive, previsione di sondaggi in prossimità di spalle e pile, rilievi geotecnici.
4. Rilievi geometrici e topografici per ricostruire in scala opportuna lo stato di fatto.
5. Prove non distruttive sui materiali, queste saranno programmate in funzione del percorso conoscitivo avviato.

Dall'analisi di tutto il materiale acquisito si è in grado di stabilire su quali parti della struttura sarà necessario eventualmente effettuare prove di carico statiche o dinamiche o entrambe.

3- Prove non distruttive

La tecnologia ci offre oggi la possibilità di intervenire sul manufatto con tecniche sperimentali non invasive atte a fornire il maggior numero di informazioni sull'opera in esame. Dalla grande lezione di Galileo e di Claude Bernard abbiamo appreso che il cardine del metodo sperimentale è il *determinismo* cioè la *concatenazione* necessaria tra un *fenomeno* e le *condizioni* che *l'accompagnano* e che deve essere articolato in tre fasi:

- il progetto delle prove, ossia la definizione di ciò che si intende sperimentare;
- l'esecuzione delle prove;
- l'analisi dei risultati, per accertare, se possibile, il grado di conferma delle previsioni, mettendo in luce eventuali differenze tra le previsioni ed i risultati.

In seguito, con la messa a punto del calcolo delle probabilità e alla luce del pensiero neopositivista e neoempirista, il concetto di sperimentazione assumerà la sua veste finale. E' pur vero che esiste una *concatenazione* tra un *fenomeno* e le *condizioni* che *l'accompagnano* ma le conseguenze dei fatti sono solo *possibili*, cioè esiste una *indeterminazione* tra previsione ed evento futuro, cioè le proposizioni generali o leggi sono soltanto ipotesi di valore probabile.

La conseguenza di questa premessa è immediata. Il metodo sperimentale è oggi un metodo scientifico, ma per applicarlo occorre avere delle conoscenze approfondite, una visione globale del problema ed una rilevante esperienza sul campo.

Sperimentatori non ci si può inventare ma ci si diventa, con lo studio, la sensibilità, l'aggiornamento continuo teorico e sperimentale.

Con lo sviluppo delle varie tecniche e tecnologie si assiste oggi alla immissione sul mercato di un gran numero di strumenti ed alla comparsa di nuove figure tecniche. Vi è da dire che non sempre la numerosità è accompagnata dalla comprovata affidabilità né dello strumento né dell'operatore. D'altro canto le normative, se non sono totalmente assenti, hanno necessità di un periodo di gestazione così lungo che

non riesce ad inseguire l'evoluzione tecnologica. E, se da un lato è pur vero che le normative limitano l'inventiva e la perspicacia del buon tecnico, esse sono necessarie per limitare la pretenziosità e la faciloneria di quello ignorante o superficiale. A questo scopo la British Standard 1881 giunge esplicitamente a richiedere la *professionalità* di chi opera. Non è certo facile racchiudere in una norma tutto il know-how che è racchiuso nel termine professionalità che comprende molteplici aspetti quali: l'idoneità delle apparecchiature, la capacità ed anche la manualità di chi esegue le misure, il bagaglio culturale e la sensibilità di chi progetta l'indagine ed elabora i risultati finali. Per un approccio più corretto si dovrebbe poter contare quindi su uno staff di operatori capaci di curarne i molteplici aspetti ed una normativa che coadiuvi ma non limiti le loro potenzialità, delle buone scuole a livello accademico, una ampia diffusione scientifica anche a livello medio-basso.

In genere l'impiego dei metodi non distruttivi porta all'utilizzo di correlazioni per la stima di un parametro dalla misura di un altro in quanto in genere tra essi non vi è un legame fisico diretto. Questi parametri, come avvertono spesso Di Leo e Di Tommaso, sono spesso influenzati da fattori specifici, come ad esempio nel calcestruzzo l'uso del pull-out, dello sclerometro, della sonda Windsor, può portare a risultati completamente fuorvianti se non si tiene conto del grado di maturazione del calcestruzzo o del suo stato di conservazione (il calcestruzzo carbonatato ha ad esempio una durezza superficiale maggiore di quello integro). Quindi per ottenere risultati attendibili vi è la necessità di conoscere il grado di maturazione del calcestruzzo indagato oppure limitarsi ad assumere dal loro utilizzo non stime deterministiche ma di confronto (mappe di omogeneità). Da ciò si deduce che in genere non è sufficiente l'applicazione di un solo tipo di tecnica distruttiva, per ottenere un risultato attendibile, ma occorre interagire con più tecniche associate che si completano a vicenda. L'affidabilità dell'analisi dei risultati è l'ultimo anello e forse il più debole della catena. Occorre molta esperienza ed accortezza per desumere il grado di sicurezza globale di una struttura dall'analisi di tutte le informazioni raccolte (anche la prova di carico può portare a conclusioni fuorvianti!) ed è solo la sensibilità, il livello culturale, le sue conoscenze e l'esperienza dell'operatore che può guidare alla soluzione positiva del problema.

3.1. Le tecniche non distruttive nella diagnostica dei ponti

Una classificazione, comune anche ad altri manufatti, dei metodi non distruttivi può essere eseguita in funzione del materiale:

3.1.1 Indagini generali

- Carotaggi (UNI 6131) prelievo di campioni di diametro cm 10÷15 cm su cui eseguire le prove sperimentali,
- Microcataggi prelievo di campioni di diametro cm 3÷8 cm su cui eseguire le prove sperimentali
- Indagine visiva su saggi mediante demolizione e scoprimento di parti localizzate della struttura.

3.1.2 Prove non distruttive sul calcestruzzo

Per indagare sulla resistenza o meglio per rilevare mappe di omogeneità possono essere utilizzati:

a) metodi meccanici

- Prova sclerometrica (UNI 9189) che correla la durezza superficiale del calcestruzzo con la sua resistenza, (precisione $\pm 10-20\%$),
- Sonda di Windsor (ASTM C 803) che correla la profondità di una sonda infissa nel calcestruzzo con carica balistica alla resistenza del calcestruzzo, (precisione non molto buona soprattutto con calcestruzzi ammalorati)
- Pull-out (UNI 10157) che correla la resistenza del calcestruzzo con la forza necessaria per estrarre un tassello d'acciaio bloccato entro un foro precedentemente eseguito, (precisione $\pm 10-15\%$);

b) metodi chimici:

- Analisi quantitativa di ione-cloro (UNI 8520) e ione solfato (UNI 8019) con reagenti chimici su campione di calcestruzzo prelevato in situ tramite carotaggio in zone dove è più probabile l'inquinamento (estradosso delle solette dell'impalcato, sommità delle pile, testate di travi, fondazioni), (affidabilità molto buona)
- Misura della profondità di carbonatazione (UNI 9944) viene rilevata su campioni di calcestruzzo mediante fenolftaleina che vira al rosso per Ph >9,2;

3.1.3 Prove non distruttive sull'acciaio d'armatura

Per rilevare, mappe d'armatura, diametri, copriferri, stato della corrosione possono essere utilizzati:

a) metodi meccanici:

- Pachometro (BS 1881, part 204) per rilevare con strumenti elettromagnetici mappe d'armatura, copriferri, diametro del ferro per acciaio da c.a. e c.a.p.,

b) metodi elettrici:

- Corrosione
 - Potenziale dei ferri d'armatura (UNI 9535) determina la tensione esistente tra due elettrodi di una pila costituita dall'interfaccia armatura-calcestruzzo e da un elettrodo di riferimento
 - Metodi d'intervento e prevenzione nel caso di corrosione delle armature in condizioni aggressive (UNI 9747) utilizzo di resine epossidiche per il rivestimento dei ferri, impregnazione delle superfici con polimeri, uso di inibitori di corrosione anodica e catodica;

3.1.4 Prove non distruttive sulle murature

a) metodi meccanici:

- martinetti piatti, (ASTM designation C1196-91) tramite l'introduzione di un martinetto piatto si può risalire allo stato di tensione della muratura e le caratteristiche meccaniche del materiale;

3.1.5 Prove non distruttive sul materiale: murature, acciaio da carpenteria e saldature, calcestruzzo,

a) metodi acustici:

- prove ultrasoniche, prove soniche, metodologia microsismica

b) metodi elettromagnetici:

- radiografia x o,

3.1.6 Prove non distruttive sulla struttura

I vari metodi rilevano anomalie nei componenti delle strutture, mappature di omogeneità, in alcuni casi presenza di umidità, ecc.

- Rilievi microsismici (UNI 9524) si basa sul tempo di propagazione (e/o sulla attenuazione dell'ampiezza)
- Prove termografiche si basa sull'energia radiante di un oggetto che è funzione della sua temperatura superficiale e quindi dalla sua conducibilità termica e dal calore specifico.
- Indagini endoscopiche (endoscopio flessibile basato su un fascio di fibre ottiche, o rigido basato su prismi e lenti) sono utilizzate per l'esame in situ del materiale attraverso fori di dimensioni ridotte (anche fessure).

4. Prove di carico

Dopo aver raccolto informazioni generali sul materiale o sulla struttura può essere necessario individuare le caratteristiche deformative delle strutture e la loro risposta alle azioni a cui sono soggette, a tal fine possono essere utilizzate prove di carico statiche o dinamiche.

La Normativa Italiana D.M. LL.PP. 04/05/1990 – C.M LL.PP. 25/02/1990 impone l'obbligo delle prove di carico per ponti di luce superiore a 6 metri, e sottolinea che è preferibile che vengano eseguite in corso d'opera. Quando si interviene a struttura ultimata possono essere sostituite da altre indagini

Per quanto riguarda la **severità** della campagna sperimentale con prove statiche e/o dinamiche esse possono essere:

- normali: l'esecuzione del manufatto è conforme al progetto, le azioni sono quelle di progetto,
- severe: tra il progetto e l'esecuzione vi sono differenze in termini dimensionali, di materiali o se la risposta strutturale alle azioni appare insufficiente,
- eccezionali: il manufatto deve essere assoggettato ad azioni particolari, trasporti eccezionali ecc..

Per quanto riguarda la **durata** della campagna sperimentale con prove esse possono essere statiche e/o dinamiche:

- breve durata: risposta alle azioni sollecitanti,
- lungo tempo: es controlli periodici per effetti reologici (viscosità, ritiro), perdite di tensioni in cavi in c.a.p., presenza di terreni con caratteristiche variabili nel tempo, strutture assemblate per verificare l'efficienza nel tempo..

4.1 Prove di carico statiche

Il carico è realizzato in genere a mezzo di autocarri opportunamente disposti e caricati secondo le condizioni imposte dalla normativa a seconda della categoria di appartenenza.

Normalmente vengono eseguiti due cicli di carico e scarico disponendo gli autocarri nella posizione stabilita, il tempo di permanenza del carico è in genere è quello necessario alla stabilizzazione delle frecce. Le deformazioni termiche devono essere tenute in conto con particolare attenzione.

Per la misura puntuale e nel tempo (monitoraggi) di spostamenti, deformazioni, rotazioni, fessure, ecc, si utilizzano trasduttori di misura il cui principio di funzionamento può essere meccanico, acustico, elettromagnetico ecc..

4.2 Prove di carico dinamiche

Si ricavano le proprietà dinamiche della struttura per mezzo dell'applicazione di carichi arbitrari. I carichi possono essere ottenuti sfruttando naturali come il vento o un sisma, lo stesso carico stradale o applicando una forza sinusoidale (vibrochina) o impulsiva (martello strumentato).

La risposta dinamica viene rilevata mediante accelerometri e con opportune tecniche di elaborazione è possibile ricavare i parametri caratteristici del comportamento della struttura, da utilizzare per costruire un modello analitico.

4.3 Caratterizzazione dinamica

È un metodo di indagine non distruttiva mirata all'analisi di grandi strutture e per monitoraggi, è utilizzabile anche per strutture meno importanti utilizzando strumenti proporzionati alle sue dimensioni. Nel caso dei ponti essa può essere utilizzata in:

- ponti di nuova costruzione,
- ponti ristrutturati
- ponti riadeguati

al fine di:

- verificare le ipotesi poste alla base dei calcoli teorici e quindi l'utilizzo dell'opera con richiesti livelli di sicurezza,
- valutare il coefficiente di amplificazione dinamica
- valutare gli intervalli di frequenza, accelerazione, ampiezza di vibrazione. Le frequenze di vibrazione della sovrastruttura di un ponte ricadono in un intervallo minore o uguale a 10Hz, impercettibili per gli utilizzatori. Possono essere richieste frequenze minori per ponti pedonali per valutare il comportamento degli utilizzatori
- verificare le proprietà assunte per i materiali e seguirne l'evoluzione nel tempo,
- verificare l'adeguatezza dei coefficienti di impatto previsti in alcune normative (parametro ancora controverso),
- stabilire una procedura di diagnosi dello stato attuale del manufatto,
- stabilire una procedura di monitoraggio nel tempo al fine di accertare variazioni di parametri significativi che possano guidare la manutenzione del manufatto,
- valutare la risposta strutturale a nuove sorgenti di eccitazione.

Si ricorda che eventuali manifestazioni di degrado abbattano la rigidità ed incrementano lo smorzamento con conseguenti variazioni delle proprietà dinamiche come le frequenze modali o autofrequenze, modi di vibrazione e rapporti modali di smorzamento.

I parametri dinamici di una struttura danneggiata derivano da quelli originali e tali variazioni potranno essere utilizzate come indice di localizzazione e quantizzazione globale del danno.

Le analisi si sono concentrate spesso sulle variazioni delle frequenze modali sebbene questo parametro vari solamente in proporzione alla radice quadrata della variazione della rigidità.

(Norme interessanti Czechoslovak Standard CSN 736209 Loading test of Bridge, Stata Standard)

Se ad esempio si considera una trave, la cui rigidità varia in funzione del degrado si dalla Fig. 1 si può osservare la relativa variazione della frequenza.

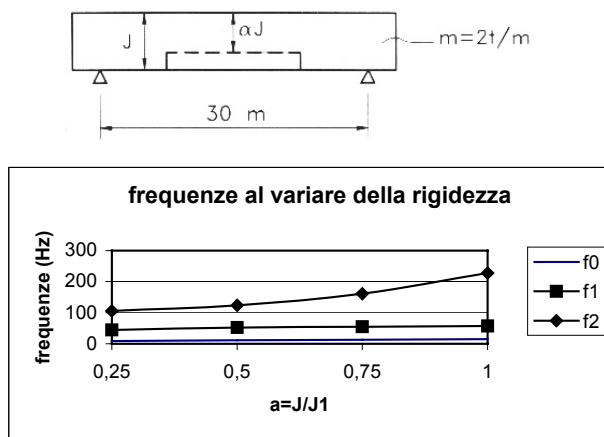


Fig. 1 Variazione della frequenza in funzione della rigidezza

Le prove di caratterizzazione dinamica sono costituite di tre fasi:

- fase teorica: costituita dallo sviluppo del modello teorico della struttura
- fase sperimentale: analisi fisica del comportamento dinamico della struttura reale, eccitazione della struttura, misura della risposta (simultanea), analisi delle risposte (successiva)
- confronto tra le due fasi precedenti

4.4 Principio informatore

Si ricorda che eventuali manifestazioni di degrado abbattano la rigidezza ed incrementano lo smorzamento con conseguenti variazioni delle proprietà dinamiche come le frequenze modali o autofrequenze, modi di vibrazione e rapporti modali di smorzamento.

I parametri dinamici di una struttura danneggiata derivano da quelli originali e tali variazioni potranno essere utilizzate come indice di localizzazione e quantizzazione globale del danno.

Si consideri una pila da ponte alla cui sommità sia vincolata una travata di massa M e supponiamo trascurabile rispetto ad essa la massa della pila (Fig.2).

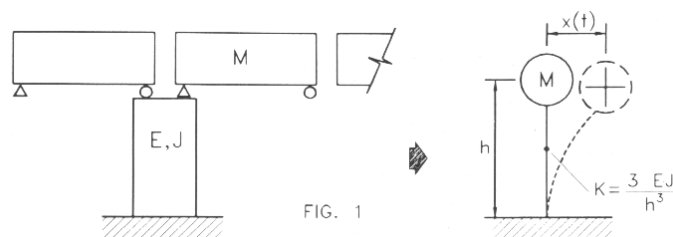


Fig. 2 Schema di pila e travata da ponte. - Oscillatore semplice

Abbiamo in effetti un oscillatore semplice o ad un grado di libertà perché ad ogni istante t del moto per individuare la sua posizione basta una sola coordinata.

Cioè è nota a priori la deformata della mensola a meno di una costante.

Il comportamento di questo sistema nel tempo, se viene eccitato e lasciato libero di oscillare, è descritto da due soli parametri:

- **T₀ il periodo proprio di vibrazione**, cioè il tempo che l'oscillatore supposto perfettamente elastico impiega a compiere una oscillazione completa, dipende

dalla massa (M) e dalla rigidezza della pila ($K = \frac{3EJ}{h^3}$).

$$T_0 = 2 \pi \sqrt{M/K} \text{ e } f_0 = 1/T_0 \text{ o } \omega_0 = 2\pi f_0 = \sqrt{K/M}$$

nota la massa e misurando T₀, si ricava la rigidezza della pila.

- **c il coefficiente di smorzamento strutturale** che fornisce indicazioni sulla energia che viene dissipata dall'oscillatore durante il moto quando il suo comportamento si discosta da quello perfettamente elastico lineare.

Si può ricavare dalle registrazioni x(t). Lo smorzamento viene in genere dato come percentuale ν dello smorzamento critico e dipende dall'isteresi propria del materiale e da una serie di fattori collaterali quali il reale comportamento dei vincoli, la presenza di elementi non strutturali (nei ponti: pavimentazione, barriere, cordoli, tubazioni)

Per un ponte in buona salute i valori di ν sono molto bassi:

0-1 % per ponti in acciaio

1-2 % per ponti in c.a.p

3-4 % per ponti in c.a.

valori superiori possono denotare plasticizzazioni locali, scorrimenti dei giunti, sollecitazioni particolarmente elevate, ed in generale malessere della struttura.

Se la pila ha un incastro elastico alla base, cioè la fondazione è deformabile elasticamente T₀ dipende anche da K_{SM} e K_{SO}, in questo caso conoscendo la massa e la rigidezza della pila si possono trarre informazioni sull'effettiva deformabilità del complesso suolo-fondazione (Fig.3).

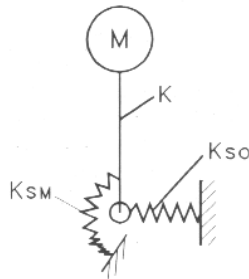


Fig. 3 Pila con incastro elastico alla base

Le strutture sono sempre più complesse di un oscillatore elementare in quanto si hanno più masse interconnesse tra loro: il caso frequente di massa ripartita è il limite cui si tende quando si porta all'infinito il numero di masse concentrate.

In questi casi è noto che durante l'oscillazione del sistema la forma della deformata non è più conosciuta a priori.

Essa è però ottenibile dalla combinazione di più forme semplici, dette **forme modali**, a ciascuna delle quali è associato un periodo proprio di vibrazione; le forme modali sono caratteristiche di ciascuna struttura.

Dal punto di vista fisico queste definizioni possono essere viste come segue.

Se si imprime alla struttura una deformata iniziale qualsiasi e poi la si lascia vibrare liberamente essa varierà in ogni istante la forma della propria deformata.

Se però la deformata iniziale impressa coincide con una deformata modale del sistema in esame, allora le oscillazioni libere avverranno mantenendo nel tempo inalterata la forma iniziale; varierà solo l'ampiezza degli spostamenti con legge sinusoidale e periodo proprio caratteristico della forma modale eccitata.

Anche lo smorzamento avrà un valore diverso per ciascuna forma modale.

La forma cui corrisponde il periodo più grande (o la frequenza più bassa) è detta *fondamentale*.

Poiché le forme ed i periodi corrispondenti dipendono dalla distribuzione delle masse e delle rigidità sulle strutture, la loro rilevazione consente in qualche modo di avere informazioni sul comportamento della struttura.

4.5 Strumentazione per le prove di caratterizzazione dinamica

4.5.1 Sistema di eccitazione

Esso ha due funzioni fondamentali:

- porre in vibrazione la struttura erogando una forza che sia confrontabile e di caratteristiche note a priori in modo da rispettare il percorso di carico prescelto
- inviare al sistema di analisi un segnale elettrico rappresentato dalla forza erogata

Il sistema di eccitazione è costituito da generatori di vibrazioni che, nel caso dei ponti, possono essere sostituiti dal traffico veicolare.

Gli eccitatori possono essere:

a) Eccitatore meccanico a masse concentriche (vibrochina)

Sono macchine che vengono collegate rigidamente alla struttura a cui trasmettono una forza sinusoidale di frequenza ed intensità programmabili.

La direzione dell'eccitazione può essere orizzontale e verticale.

Per grandi strutture, quali i ponti, le vibrodine sono del tipo meccanico o idraulico ma esistono macchine a funzionamento elettromeccanico più adatte per prove su modelli in quanto, a meno di attrezzature molto costose, hanno limiti alle basse frequenze.

La vibrodina consiste essenzialmente in due masse eccentriche uguali, rotanti alla stessa velocità angolare ma in verso opposto, così da generare forze centrifughe tali da avere una risultante nulla lungo la congiungente i centri di rotazione, ma diversa da zero nella direzione ortogonale. Le due forze centrifughe $R \cdot m_e \cdot \omega^2$ hanno in ogni istante la risultante verticale che varia con legge sinusoidale $F = 2 \cdot R \cdot m_e \cdot \omega^2 \cdot \sin\omega t$

In realtà ogni massa eccentrica è formata da due masse, calettate sul bordo di un disco rotante. Spostando una massa rispetto all'altra si ottiene una variazione di eccentricità da zero sino al doppio di ogni singola massa.

Inoltre è possibile variare il peso della singola massa agendo sia sul volume che sul materiale delle due masse.

Esiste dunque una unica forza erogata, posta a metà dei centri di rotazione, di direzione ortogonale alla congiungente, il cui verso cambia alternativamente.

Tale **forza sinusoidale in direzione fissa** ha l'espressione:

$$F(t) = R \cdot m_e \cdot \omega^2 \cdot \sin\omega t$$

dove m_e è la massa eccentrica

ω è la velocità angolare di rotazione

R è l'eccentricità della massa che è funzione a sua volta dell'angolo α di sfasamento di una massa rispetto all'altra

La velocità angolare di rotazione è in realtà l'unico fattore che può essere variato durante il funzionamento della macchina, attraverso l'erogazione della forza impressa ai due dischi rotanti.

Tale parametro è anche l'unico che può essere controllato e regolato esternamente.

Purtroppo con tale schema di funzionamento, in base all'espressione di forza erogata è immediato constatare che dipende dal quadrato della velocità di rotazione quindi dalla sua frequenza $\omega = 2\pi/T = 2\pi f$.

Una grandezza variabile nel tempo con legge sinusoidale, come lo spostamento $\eta(t) = \eta_m \cos \omega t$ o $\eta(t) = \eta_m \sin \omega t$ (Belluzzi vol.IV)

Pertanto si avranno forze la cui intensità varia al variare della propria frequenza; pertanto per avere elevate forze a basse frequenze è necessario aumentare le masse eccentriche. Ciò fa aumentare sia il costo che il peso della macchina, riducendone il campo di applicazione. Inoltre questo può risultare pericoloso per la struttura in quanto o si controlla la frequenza o la massima forza erogata a meno di non fermare, ad ogni cambio di frequenza la macchina per spostare o sostituire le masse. Tra gli aspetti che hanno favorito la grande diffusione delle vibrodine vi è il fatto che non hanno bisogno di un sistema di controreazione per generare la forza, il che è di fondamentale importanza per lo studio delle strutture al vero; la forza erogata è puramente sinusoidale, con piccole distorsioni dovute alla tolleranza dei cuscinetti; il campo delle frequenze va da 25 a 50 Hz, comprendente tutte le condizioni di carico dinamico cui possono essere soggette i ponti: La forza massima erogabile varia da 20 a 100 kN. Vibrodine da 100 kN sono impiegate su grandi dighe in calcestruzzo. può raggiungere le 50 t.

Con generatori di forzanti sinusoidali l'acquisizione è fatta in frequenza dei segnali; si eccita cioè la struttura con una assegnata frequenza di oscillazione determinando la funzione di trasferimento relativa e memorizzando l'ordinata corrispondente alla frequenza di eccitazione; terminata l'operazione di rilevamento l'unità di controllo della vibrodina prima incrementa la frequenza di rotazione di un programmato $\Delta\omega$ quindi ripete il calcolo della funzione di trasferimento e nuovamente viene memorizzata l'ordinata corrispondente alla frequenza di eccitazione. Le funzioni di trasferimento vengono quindi costruite per punti con la risoluzione stabilita dai passi di incremento nella frequenza di eccitazione. Le sinusoidi del segnale di risposta vengono di solito campionate in un numero fisso di punti per ciclo; quindi la velocità di campionamento aumenta proporzionalmente a quella di rotazione delle masse della vibrodina. Per l'analisi di Fourier viene utilizzata solo la parte terminale della time-history relativa ad una determinata frequenza, eliminando il transitorio iniziale durante il quale i parametri della risposta, ampiezze di vibrazione e smorzamento, subiscono un assestamento a causa dell'incremento di frequenza imposto.

b) Eccitatore elettrodinamico

La forzante è generata grazie al movimento di una massa provocato dalla variazione di un campo magnetico.

L'eccitatore è costituito da un corpo centrale che forma un circuito magnetico principale con traferro anulare (intervallo d'aria lasciato tra l'induttore e l'indotto in modo che il movimento relativo di rotazione avvenga senza attriti e senza pericoli di contatti). Nel circuito viene creato un flusso magnetico ad alta intensità da una bobina alimentata da corrente continua. Nel traferro è posta una seconda bobina, fissata rigidamente alla parte mobile (testata) dell'eccitatore. Quando la bobina è

percorsa da una corrente i , si genera su di essa, e quindi sulla testata dell'eccitatore, una forza f proporzionale al flusso magnetico ed alla corrente $f = K i$.

A causa delle perdite per effetto Joule è necessario dotare l'eccitatore di un'unità di raffreddamento.

Per eccitatori che erogano forze di poche centinaia di Newton, per generare il campo magnetico, è possibile sostituire la bobina a corrente continua con un magnete permanente. Un amplificatore di potenza elettronico fornisce alla bobina mobile la corrente richiesta ed esso può essere a sua volta controllato da un generatore di funzione. In questo modo si riesce ad avere un buon condizionamento dell'eccitatore. La caratteristica principale dell'eccitatore elettrodinamico è quella di avere un campo di frequenze esplorabile molto ampio, potendo raggiungere facilmente i 1000 Hz; di contro si ha un estremo inferiore, attorno ai 5-10 Hz, dovuto ai limiti degli amplificatori. Si possono generare forze di notevoli entità (100 KN) ma solo con notevole aumento delle dimensioni della macchina. Inoltre in virtù dell'elevata versatilità degli amplificatori di potenza può essere riprodotta qualsiasi tipo di forza.

c) Eccitatore elettro-idraulico

Permette di eccitare la struttura con forzanti a spettro piatto su bande pretabilitate interessando tutte le frequenze dello spettro.

L'elemento attivo dell'eccitatore elettro-idraulico è un martinetto a doppio effetto, denominato "attuatore", alimentato con una portata d'olio, il cui flusso è regolato dall'apertura e dalla chiusura di una servo-valvola comandata elettronicamente. La potenza idraulica del flusso dell'olio è fornita da una pompa esterna.

La servovalvola è la parte più importante del sistema, in quanto permette il controllo sulla grande potenza del circuito idraulico, attraverso un piccolo segnale elettrico. Agendo sulla servovalvola si può quindi controllare il moto dell'attuatore e di conseguenza le caratteristiche della forza erogabile.

Come nel caso dell'eccitatore elettrodinamico collegando l'amplificatore di potenza con un generatore di funzioni è possibile manipolare il tipo e l'entità della forza erogabile.

Il controllo si opera con un sistema a contrazione che rileva la forza erogata realmente dall'attuatore, la confronta con quella comandata dall'amplificatore e corregge, eventualmente il segnale da mandare all'elettrovalvola. Rilevare la forza erogata realmente dall'attuatore per mezzo di un trasduttore di forza invece che dedurre tale forza da un trasduttore di spostamento rilevando la posizione dell'attuatore dà maggiori garanzie per un controllo reale della forza erogabile.

L'eccitatore elettro-idraulico ha una elevata versatilità permettendo di produrre forze elevatissime in un campo di frequenze che va da 0 a 100-200 Hz, molto ampio per gli usi strutturali, ed erogando forze consistenti anche alle basse frequenze.

Di peso abbastanza contenuto, può produrre problemi il collegamento della macchina alla struttura da caratterizzare.

d) Eccitatori elettro-idraulico a servo controllo

L'eccitatore elettro-idraulico a servo controllo consente di mantenere costante il livello di forza al variare delle frequenze, in quanto il servocontrollo permette di variare automaticamente l'ampiezza dello spostamento delle masse.

L'intervallo di variazione delle frequenze è di 1÷20 Hz, con 1Hz si ha una forzante di 0,4 t; a 20 Hz 8 t.

L'apparecchiatura è costituita da:

- Un telaio per il montaggio di un servo-cilindro da 10 t, vincolabile tramite elementi filettati alla struttura da provare sia in posizione verticale che orizzontale; il telaio è dotato di slitta, scorrevole su guide a basso attrito, sulla quale vengono disposte 10 masse aggiunte da 100 kgf ciascuna
- Centrale idraulica azionata da motore termico in grado di fornire una portata di 100 l/min a 210 bar con l'impianto di refrigerazione dell'olio idraulico
- Gruppo elettronico analogico di programmazione, controllo, visualizzazione, composto delle seguenti unità:
 - Unità di generazione delle funzioni: genera digitalmente delle funzioni triangolari, sinusoidali, quadrate, rampe di trazione e compressione,
 - Unità di visualizzazione: visualizza in modo indipendente e contemporaneo fino a due valori per i limiti imposti, memorizzazione di picchi assoluti, valori superiori e inferiori delle funzioni dinamiche aggiornati automaticamente
 - Unità di conteggio, conta-cicli elettronico che consente di fermare la macchina ad un predeterminato numero di cicli
 - Unità di servo controllo dei loop di forza
 - Unità di controllo dei loop di posizione.

e) Martello strumentato per eccitazioni impulsive

E' costituito essenzialmente da 4 elementi fondamentali: la struttura portante del martello, un trasduttore di forza, un set di punte d'impatto, un connettore elettrico.

La parte principale dello strumento è il trasduttore di forza, montato tra la testa del martello e la punta d'impatto; esso traduce la forza di impatto prodotta in un segnale elettrico. Il segnale elettrico prodotto esce dal martello, già amplificato, attraverso il connettore elettrico posto all'estremità inferiore dello strumento.

Ogni strumento è dotato di diversi tipi di punte di durezza variabile la cui scelta dipende dalla durezza superficiale della struttura da caratterizzare e soprattutto dal campo delle frequenze da analizzare.

L'applicazione più vantaggiosa dello strumento è quella che vede fisso il punto di acquisizione della risposta della struttura, mentre viene cambiata la posizione d'impatto. Questo permette di accedere agilmente a tutte le parti della struttura, eccitandola secondo diverse direzioni.

Questo tipo di eccitazione è applicabile a piccole-medie strutture la cui inerzia sia modesta e non presentino consistenti caratteristiche dissipative.

4.5.2 Sistema di misura della risposta

I trasduttori di misura, collegati rigidamente alla struttura, misurano la storia temporale della grandezza fisica cercata in quel punto.

Come sistema di misura nella caratterizzazione dinamica si utilizzano in genere:

- il trasduttore di spostamento
- il trasduttore di velocità (sismometri, geofoni)
- il trasduttore di accelerazione (accelerometri),
- si hanno anche trasduttori di deformazioni unitarie, di forze e di pressioni.

La scelta di un tipo di strumento rispetto ad un altro dipende dal campo delle frequenze in cui lo strumento mantiene una sensibilità accettabile e dal valore massimo atteso per la grandezza in questione. Il trasduttore di spostamento è valido per basse frequenze (qualche decina di Hz), quello di accelerazione sino a frequenze elevatissime.

Nel caso di ponti interessano strumenti che diano una buona risposta nella gamma di frequenze comprese tra $0.2 \div 0.5$ e 50 Hz; si tratta di frequenze relativamente basse per cui si possono utilizzare trasduttori di elevata sensibilità.

D'altra parte all'aumentare della frequenza propria del trasduttore diminuisce la sua sensibilità.

Tutti gli strumenti, a prescindere dal principio su cui basano il loro funzionamento inviano un segnale che è costituito da una corrente elettrica debole. E' quindi molto importante che il parametro caratteristico indicato dal costruttore, cioè il rapporto tra la corrente inviata (in genere mV) e la grandezza misurata (accelerazioni, velocità, spostamenti) sia costante ed indipendente sia dalla frequenza del segnale che dalla temperatura. La temperatura può variare la densità e quindi lo smorzamento del liquido (olio silconico) entro cui viene immerso l'equipaggio mobile del trasduttore.

La densità di questo liquido influisce sullo smorzamento proprio del trasduttore e questo a sua volta può alterare la risposta dello strumento.

4.5.3 Sistema di acquisizione dei dati

Sono sostanzialmente dei volmetri capaci di registrare la storia temporale del segnale in arrivo per un tempo prefissato, o attivarsi quando viene superata una soglia minima prefissata. Possono essere del tipo analogico:

- a lettura continua (digitale),
- a lettura del segnale ad intervalli prefissati (detti intervalli di campionatura).

Questo ultimo tipo è il più usato perché è formato sostanzialmente da un ordinario p.c. in cui si inserisce una scheda apposita che si può acquistare da parte. L'intervallo di campionatura dovrà essere sufficientemente più piccolo (almeno un decimo) del più piccolo dei periodi propri che si vuole analizzare. Ciò significa ad esempio che se si vogliono studiare frequenze della struttura fino a 20 Hz bisognerà effettuare e registrare almeno 200 letture al secondo. Se si utilizzano più canali è evidente che dopo alcuni minuti la massa dei dati registrati è imponente. Esistono dei pacchetti software che scaricano ad intervalli di 10-12 min i dati su memoria esterna, alleggerendo la centrale. Se il trasduttore è molto distante dalla centralina, può essere necessario amplificare il segnale trasmesso dai trasduttori. Sino a 100 metri un buon cavo genera attenuazioni del segnale trascurabili.

5. Elaborazione dei risultati

Per lo studio delle oscillazioni libere di un sistema a più gradi di libertà, risultano utili le seguenti grandezze proprie dell'analisi spettrale, cioè dell'analisi svolta nel dominio delle frequenze:

Trasformata di Fourier

E' l'estensione al caso di una funzione non periodica, $X(t)$, dello sviluppo in serie di Fourier.

La trasformata è definita da:

$$X(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} x(t)e^{-i\omega t} dt$$

e fornisce una informazione efficace sui periodi propri di vibrazione della struttura in esame.

La funzione originale $x(t)$ può essere espressa dalla trasformata inversa

$$x(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} X(\omega)e^{i\omega t} d\omega$$

Densità Spettrale di Potenza ordinaria

La Densità Spettrale di potenza ordinaria è una funzione matematica che descrive la relazione esistente tra l'energia di vibrazione in punto x di un sistema e l'energia di vibrazione introdotta da una sorgente di eccitazione in un punto y dello stesso sistema meccanico in rapporto della frequenza della vibrazione stessa. Questa funzione rappresenta come varia la potenza del segnale registrato in funzione della frequenza ed è definita:

$$S_x(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} R_x(\tau) e^{-i\omega\tau} d\tau$$

dove $R_x(\tau)$ è la funzione di autocorrelazione (cioè la funzione matematica che descrive la relazione esistente tra lo spostamento di un punto x al tempo t e lo spostamento dello stesso punto al tempo (t+ τ) cioè dopo un ritardo τ).

$$R_x(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} S_x(\omega) e^{i\omega t} d\omega$$

che per $\tau=0$, risulta

$$R_x(0) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x^2(t) dt$$

che rappresenta l'estensione del concetto di valore efficace (RMS), rappresentativo dell'energia di un segnale periodico, al caso di segnali random.

Analizzando con queste tecniche i segnali di oscillazioni libere, opportunamente combinati tra loro, provenienti da sensori disposti in punti noti della struttura, si possono ricavare le frequenze proprie corrispondenti ai modi principali della struttura.

Nel caso di vibrazioni eccitate l'identificazione della struttura può avvenire utilizzando la funzione di trasferimento $H(\omega)$ (che è il rapporto tra l'ampiezza della risposta di un punto i di un sistema meccanico (ad esempio in termini di spostamento) e l'ampiezza della forza eccitante applicata in un punto j al variare della frequenza di eccitazione, $H(\omega)$ descrive sinteticamente quale è l'ampiezza della risposta strutturale in funzione dell'ampiezza di eccitazione e quale è la differenza di fase).

Se ad esempio si indica con $q(t)$ il segnale di uscita (ad esempio la storia registrata degli spostamenti) e con $f(t)$ la storia temporale della forza applicata (ad esempio dalla vibrodina), se si indicano con $F(\omega)$ e $Q(\omega)$ le trasformate di Fourier di $f(t)$ e $q(t)$ si definisce funzione di risposta o funzione di risposta in frequenza il rapporto:

$$H(\omega) = \frac{Q(\omega)}{F(\omega)}$$

Se l'eccitazione $f(t)$ è sinusoidale anche $q(t)$ sarà sinusoidale con la stessa frequenza e quindi $H(\omega)$ indica di quanto il segnale è stato amplificato o ridotto, fornendo quindi una certa quale misura della *severità* della risonanza.

Nel caso a più gradi di libertà si trova ovviamente una matrice di trasferimento $|H(\omega)|$.

6 ESEMPIO DI CARATTERIZZAZIONE DINAMICA E MODELLAZIONE NUMERICA: VIADOTTO MASONE MURTAS, NUOVA S.S. 125 (Orientale Sarda) – 3° LOTTO, Tronco S.Priamo – Capo Boi

Committente: ANAS S.p.A. - Compartimento della Viabilità per la Sardegna
Società esecutrice delle prove e successiva calibrazione del modello agli elementi finiti: 4 EMME Service S.p.A.



Fig. 4 Posizione del viadotto Masone Murtas

Il viadotto Masone Murtas (ponte di **I Categoria**) è realizzato in acciaio *Corten* mentre l'impalcato è in calcestruzzo armato gettato in opera; è costituito da una trave centrale ad "I" composta e continua su 26 campate; alla sua estremità inferiore sono collegati simmetricamente rispetto ad essa dei tubi diagonali i quali collegano la trave centrale ai traversi realizzati in lamiera piegata con profilo ad "U".

Principali caratteristiche della struttura:

- luce delle campate spalla – pila: **30,0 m**;
- luce delle campate pila – pila: **40,0 m**;
- larghezza della carreggiata: **10,5 m**;
- larghezza totale dell'impalcato: **12,8 m**



Fig. 5 Vista dell'intradosso

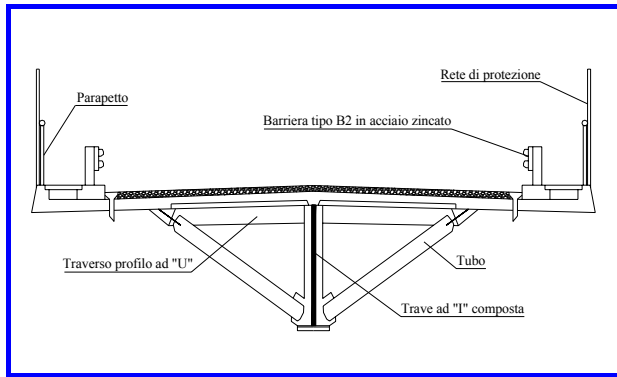


Fig. 6 Sezione trasversale

6.1 Strumentazione impiegata

La strumentazione impiegata per le rilevazioni è composta da

1. 10 accelerometri piezoelettrici PCB M19A:
 - *sensibilità:* 500 mV/g ;
 - *campo:* $\pm 5g$;
 - *risoluzione:* $1 \times 10^{-4} g$
 - *campo di frequenza:* 0,025-800 Hz
2. apparecchiatura per l'acquisizione dei dati
 - modello *Data Shuttle 16*;
 - software di elaborazione *Strawberry*.



Fig. 7 Terna accelerometrica



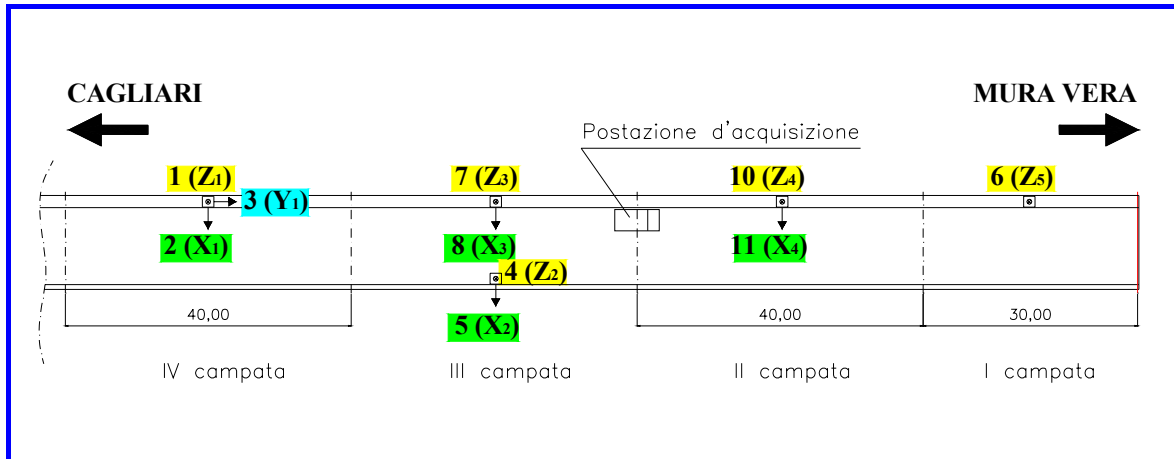
Fig. 8 Terna di sensori 1,2,3 e coppia di sensori 4 e 5

6.2 Posizione dei rilievi

La posizione dei rilievi sul viadotto in esame sono state effettuate su tre differenti serie di campate, come di seguito elencato:

- I prova sulle prime 4 campate partendo da Muravera (I, II, III, IV);
- II prova sulle 4 campate centrali (XII, XIII, XIV, XV);
- III prova sulle ultime 4 campate (XXIII, XXIV, XXV, XXVI).

Sono state utilizzate una terna, tre coppie ed un sensore accelerometrico posizionate nelle mezzerie delle campate come indicato ad esempio nello schema seguente adottato durante la prima prova.



Verticali Orizzontali Longitudinale
■ ■ ■

Fig. 9 Posizione degli accelerometri durante la prima prova

6.3 Acquisizione dei dati

Il segnale è stato acquisito senza nessuna preventiva elaborazione. Lo scansionamento è stato di 100 Hz con un tempo complessivo di circa 70 secondi per singola acquisizione. I dati sono stati memorizzati sul disco rigido di un PC.



Fig. 10 Postazione d'acquisizione

6.4 Modalità di elaborazione

L'elaborazione è avvenuta utilizzando un software dedicato rispettoso delle indicazioni e delle formule riportate nelle norme UNI ISO 5347 e 5348.

6.5 Applicazione degli impulsi

La metodologia utilizzata per la caratterizzazione dinamica è basata sul rilevamento delle accelerazioni indotte dal passaggio di un autocarro in velocità. Sono state eseguite 21 acquisizioni. Le elaborazioni sono effettuate esclusivamente nel tratto d'acquisizione con il mezzo al di fuori degli impalcati in misura, per consentire di rilevare le frequenze libere non influenzate dalla massa del carico eccitante.



Fig. 11 Passaggio dell'autocarro in velocità

6.6 Caratterizzazione delle prime quattro campate

Durante questa prova sono state effettuate 8 acquisizioni.

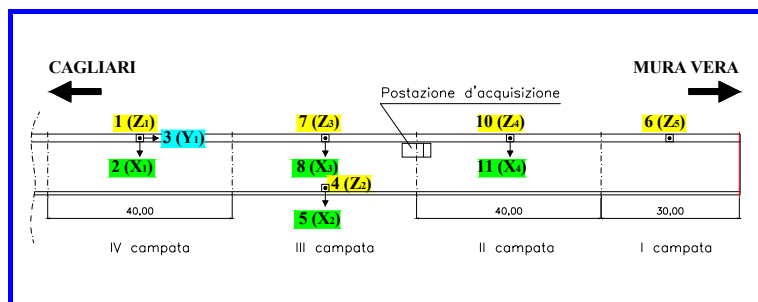


Fig.12 Posizione e della numerazione dei sensori.

PROVA	FILE	PERCORSO DELL'AUTOCARRO
I PROVA: campate da 1 a 4	Murtas1	Cagliari(CA) – Muravera con fermata alla III campata
	Murtas2	CA – Muravera con frenata sulla III campata
	Murtas3	CA – Muravera in velocità
	Murtas4	CA – Muravera con sbandate successive
	Murtas5	CA – Muravera con frenata sulla III campata
	Murtas6	CA – Muravera con sbandata alla II pila
	Murtas7	CA – Muravera con sbandate successive
	Murtas8	CA – Muravera con sbandate e frenata

Nel grafico successivo (Fig. 13) si riporta l'oscillogramma di tutti i 10 sensori nell'acquisizione *Murtas7*. In ascissa abbiamo il tempo in secondi ed in ordinata l'accelerazione espressa in mm/s^2 .

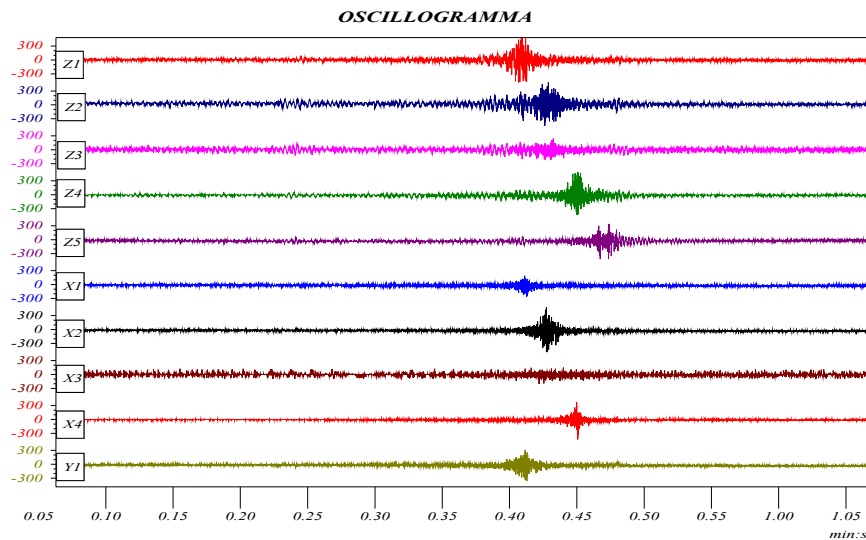


Fig. 13 Oscillogramma di tutti i 10 sensori nell'acquisizione *Murtas7*

In base allo studio di tutte le elaborazioni e grazie all'aiuto del modello agli elementi finiti, si evince che i primi modi di vibrare sono tutti verticali.

Per questo motivo i grafici seguenti rappresenteranno solamente i segnali nelle direzioni verticali. In Fig. 14, ottenuta dalla stessa acquisizione, sono evidenziati i segnali filtrati attraverso un passa basso tipo Butterworth di 10 Hz, in un intervallo temporale di 7 secondi. In direzione verticale Z_2 si possono contare 6 oscillazioni in un intervallo di 2,84 s, pari ad una frequenza $f = 6 / 2,84 = 2,11 \text{ Hz}$. Il segnale è perfettamente in fase con l'altro verticale posto sul bordo opposto (Z_3), mentre Z_1 e Z_4 sono in controfase.

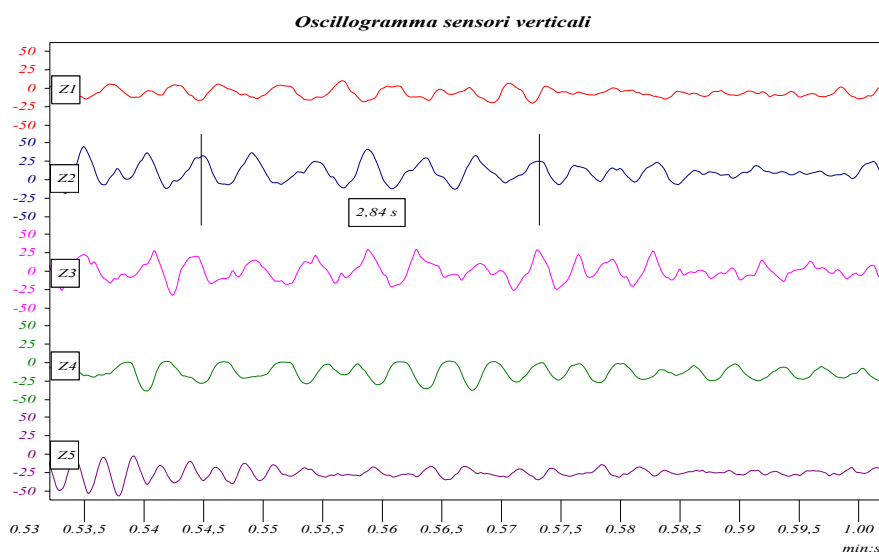


Fig. 14 Oscillogramma dei sensori verticali nell'acquisizione *Murtas7*

L'elaborazione con la trasformata di Fourier, dell'acquisizione *Murtas3*, ci fornisce lo spettro delle frequenze. Il grafico è ottenuto da un blocco di 4096 dati di acquisizione durante l'oscillazione libera del ponte. Il campionamento è stato di 100 Hz e quindi la precisione è pari a $100 / 4096 = 0,025$ Hz.

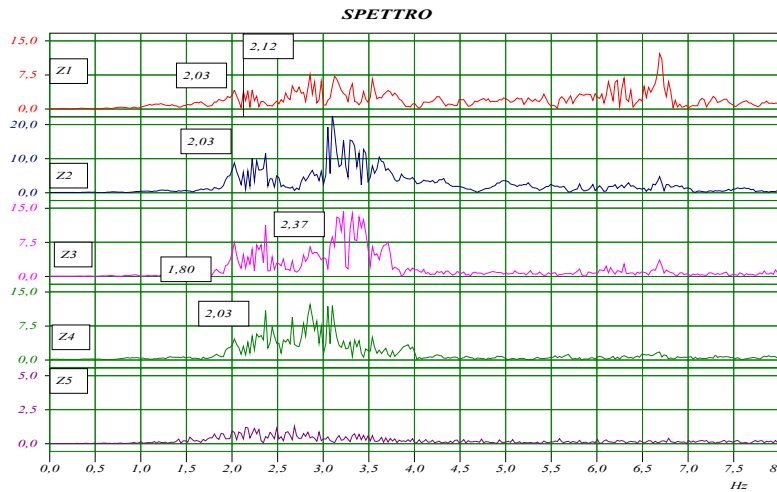


Fig. 15 Elaborazione con la trasformata di Fourier, dell'acquisizione *Murtas3*.

In conclusione le frequenze sperimentali ottenute sono:

1° MODO (Hz)	2° MODO (Hz)	3° MODO (Hz)	4° MODO (Hz)	5° MODO (Hz)	6° MODO (Hz)	7° MODO (Hz)
1,76	1,80	n.r.	1,90	n.r.	1,95	2,03

7. MODELLAZIONE NUMERICA

Il modello numerico che è presentato è stato calibrato sulla base della caratterizzazione dinamica sperimentale. In sostanza, una volta costruiti gli elementi solidi ed inseriti i parametri meccanici e geometrici, si è provveduto a variare il modulo elastico ed il grado dei vincoli fino a che la risposta dinamica teorica si è avvicinata a quella sperimentale.

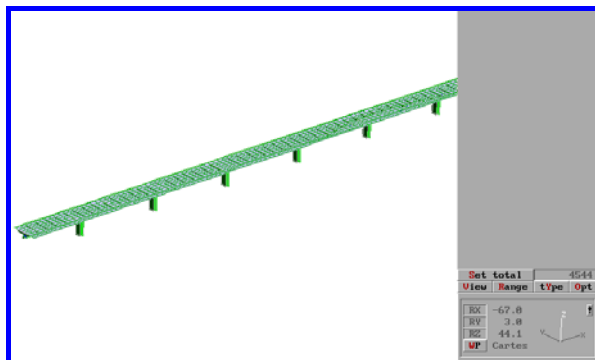


Fig. 16 Vista assonometrica del modello agli elementi finiti. Campate 1 - 6

Il modello ad elementi finiti è costituito da 4544 nodi, 4372 elementi *beam* (trave) e 3672 elementi *plate* (guscio) utilizzati nella modellazione dei diversi elementi del manufatto.

La tabella seguente riassume le caratteristiche dei diversi elementi che compongono il viadotto, il numero di elementi nel modello, le proprietà meccaniche adottate per il materiale.

ELEMENTO	MATERIALE	TIPO ELEMENTO	N° ELEMENTI	E [MPa]	ν	ρ [kN/m ³]
Piattabande travata centrale	Acciaio	beam	1010	206000	0.30	78,5
Anima travata centrale	Acciaio	plate	408	206000	0.30	78,5
Correnti laterali longitudinali	Acciaio	beam	816	206000	0.30	78,5
Traversi	Acciaio	beam	820	206000	0.30	78,5
Tubi	Acciaio	beam	816	206000	0.30	78,5
Controventi	Acciaio	beam	816	206000	0.30	78,5
Soletta	Cls	plate	3264	32800	0.20	25,0
Pile	Cls	beam	94	36100	0.20	25,0

7.1 Identificazione dinamica

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. Mentre la matrice di rigidezza della struttura è determinata attraverso il procedimento di assemblaggio dei contributi di ciascun elemento, la matrice di massa è determinata assemblando le matrici di massa consistenti relative a ciascun elemento finito. Il procedimento è implementato nel solutore STRAUSS, versione STRAND 6.1.

Il solutore per l'analisi modale implementato su STRAUSS, versione STRAND 6.1, 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. Ciascuna forma propria di vibrazione è rappresentata come una configurazione deformata del viadotto, definita amplificando il generico autovettore normalizzato mediante una costante da precisare. In particolare, il codice di calcolo fornisce rappresentazioni globali o parziali delle forme proprie sia attraverso viste assonometriche, sia mediante proiezioni.

A titolo di esempio, nella figura successiva, si riporta assonometrica del I modo di vibrare, $f_1 = 1,78$ Hz, verticale. Campate 22-26.

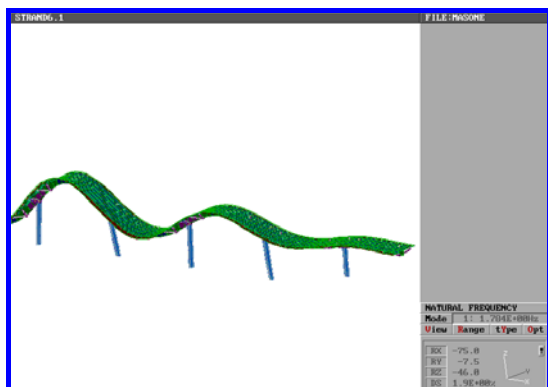


Fig. 17 Vista assonometrica del I modo di vibrare, $f_1= 1,78$ Hz, verticale. Campate 22-26

In conclusione le prime 7 frequenze teoriche ottenute sono:

1° MODO (Hz)	2° MODO (Hz)	3° MODO (Hz)	4° MODO (Hz)	5° MODO (Hz)	6° MODO (Hz)	7° MODO (Hz)
1,78	1,81	1,85	1,90	1,92	1,96	2,01

7.2 Analisi dello stato di deformazione dovuto ai carichi di prova

Gli stati deformativi dovuti ai carichi di prova sono elencati nella tabella seguente. Le campate del viadotto sono state convenzionalmente identificate con la numerazione progressiva 1, 2, 3 la campata 1 è la campata spalla – pila dal lato Muravera. Il bordo sinistro è riferito alla chilometrica decrescente, procedendo quindi in direzione Cagliari.

FRECCE TEORICHE

Campata caricata	Campata 11 [mm]			Campata 12 [mm]			Campata 13 [mm]		
	Sx	Mezz.	Dx	Sx	Mezz.	Dx	Sx	Mezz.	Dx
12-14-16	-13,98			53,68	39,24	28,55	-24,27		
Campata caricata	Campata 14[mm]			Campata 15 [mm]			Campata 16 [mm]		
	Sx	Mezz.	Dx	Sx	Mezz.	Dx	Sx	Mezz.	Dx
12-14-16	54,05	42,18	32,34	-23,97			53,76	39,54	28,65

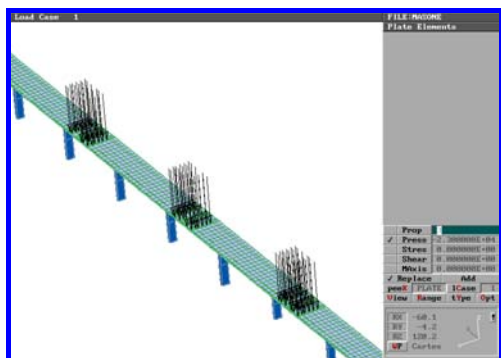


Fig. 18 Disposizione dei carichi

8 CONCLUSIONI

Nelle tabelle successive si confrontano i parametri dinamici e statici, derivati dal modello calibrato, con quelli sperimentali.

	1° modo (Hz)	2° modo (Hz)	3° modo (Hz)	4° modo (Hz)	5° modo (Hz)	6° modo (Hz)	7° modo (Hz)
Teorico	1,78	1,81	1,85	1,90	1,92	1,96	2,01
Sperim.	1,76	1,80	n.r.	1,90	n.r.	1,95	2,03

Carico sulle campate 12 – 14 - 16	Campata 11 [mm]			Campata 12 [mm]			Campata 13 [mm]		
	Sx	Mezz.	Dx	Sx	Mezz.	Dx	Sx	Mezz.	Dx
Teorico	-13,98			53,68	39,24	28,55	-24,27		
Sperimentale	-13,68			51,96	38,73	27,95	-23,02		

Carico sulle campate 12 – 14 - 16	Campata 14[mm]			Campata 15 [mm]			Campata 16 [mm]		
	Sx	Mezz.	Dx	Sx	Mezz.	Dx	Sx	Mezz.	Dx
Teorico	54,05	42,18	32,34	-23,97			53,76	39,54	28,65
Sperimentale	52,29	51,96	51,85	-22,92			52,43	38,77	28,03

Nota: il segno negativo indica innalzamento

Il confronto coi dati deformativi dovuti alla prova di carico permette di osservare l'ottima corrispondenza, a parte sulla campata 14 dove si può notare una differenza sostanziale dovuta probabilmente ad un errore di misura del sensore inclinometrico posto sul bordo destro del ponte che fornisce la deformata trasversale.

9 BIBLIOGRAFIA

- [01] **Manna F.**, *Uomini e macchine" Storia delle innovazioni tecniche dai primordi a tutto il secolo XIX*, TOP PRIN, Cava de' Tirreni, 1999.
- [02] **Atti del Seminario Sperimentazione su strutture, Attualità ed Affidabilità delle metodologie d'indagine**, Venezia, 1993.
- [03] **Pietrangeli M.P.**, *L'impiego delle prove dinamiche nella diagnostica dei ponti*, Seminario CIAS sul tema Evoluzione nella sperimentazione per le costruzioni, Merano, 1994.
- [04] **Siviero E., Cantoni R.**, *Procedure di controllo sui ponti esistenti*, Seminario CIAS sul tema Evoluzione nella sperimentazione per le costruzioni, Merano, 1994.
- [05] **Meditto G.** *Controlli ed interventi di ripristino di un viadotto di recente costruzione*, Seminario CIAS sul tema Evoluzione nella sperimentazione per le costruzioni, Merano, 1994.

- [06] **Menditto G., Giachetti R.**, *Indagini dinamiche non distruttive per l'individuazione delle caratteristiche meccaniche delle strutture*, Quaderno CIAS N° 2, 1992.
- [07] **Vestroni F.**, *Problematiche dell'impiego di prove dinamiche per il monitoraggio dello stato di integrità di una struttura*, Seminario CIAS sul tema Evoluzione nella sperimentazione per le costruzioni, Corinto, 1998.
- [08] **Syrmakezis C.A., Sophocleous A.A.**, *Earthquake and Vibration Effect*, Cap. 3, Computational Modelling of Masonry, Brickwork and Blockwork Structures, Saxe-coburg Publications, Ed. Bull J.W.Stirling, UK, 2001.
- [09] **L. Binda, Mirabella Roberti G., Abbaneo S.**, *Il progetto delle indagini per la diagnosi strutturale*, L'Edilizia n. 5, 6, 7, 8, 1995.
- [10] **Belluzzi O.**, *Scienza delle Costruzioni*, Zanichelli, Bologna, 1988.
- [11] **Capecchi M.N, Vestroni F.,Antonacci E.**, *Implementation of a procedure for indentification of finite element models from experimental model data*, 2nd Europ. Conf. On Structural Dynamics, Trondheim, 593-600, 1993.
- [12] **British Standard 6472**, BS6472, *Guide to evaluation of human exposure to vibration in building (1Hz to 80 Hz)*, BSI, London, 1992.
- [13] **Natke H.G., Yao J.P.T.**, *Structural safety Evaluation Based on System Identification Approach*, Vieweg Verlag, Braunschweig, 1998.