

Bando di concorso

PREMI DI LAUREA PER TESI UNIVERSITARIE

Tema

SPERIMENTAZIONI PER LE COSTRUZIONI



Titolo della Tesi:

Monitoraggio dinamico di un ponte strallato

Candidato: Enrico Nuti

Relatore: Dr. Ing. Giuseppe Quaranta

Correlatore: Prof. Ing. Giorgio Monti

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Sapienza Università di Roma, Italia

Partecipazione al Bando di concorso nella **sessione I) Ponti e viadotti**

Enrico Nuti, nato a Roma il 14/05/1986, CF: NTUNRC86E14H501M, Via Nicola Stenone 24,
00139 Roma

SPERIMENTAZIONI PER LE COSTRUZIONI



ABSTRACT: Il monitoraggio dinamico delle strutture può essere uno strumento molto utile alla verifica delle ipotesi di progetto, all'aggiornamento dei modelli numerici, alla valutazione delle prestazioni in fase di esercizio e all'analisi dello stato di salute dell'opera. Negli ultimi anni è stato possibile assistere alla crescente diffusione delle tecniche di monitoraggio dinamico nell'ambito delle costruzioni civili, ed un numero sempre maggiore di applicazioni ha per oggetto opere di interesse storico-architettonico, strutture strategiche ed infrastrutture di trasporto. Nel presente lavoro di Tesi saranno presentate le attività ed i risultati relativi al monitoraggio dinamico del ponte strallato sul fiume Garigliano (Minturno, LT), un'infrastruttura strategica posta lungo una delle direttrici che collega Roma e Napoli. Il ponte si compone di due campate di lunghezza pari a 90 m mentre la larghezza dell'impalcato è di 26,1 m. Le campate sono costituite da conci precompressi sia longitudinalmente che trasversalmente e sono sostenute da 18 stralli (9 coppie per lato). Questi ultimi si ancorano all'impalcato partendo da un'antenna centrale alta 30 m al di sopra del piano stradale. La risposta dinamica dell'impalcato in presenza delle vibrazioni ambientali è stata monitorata posizionando degli accelerometri lungo l'asse longitudinale del ponte. Tali misurazioni sono state elaborate tramite tecniche di analisi modale operativa con l'obiettivo di determinare frequenze naturali, coefficienti di smorzamento e forme modali dell'impalcato. Anche la risposta dinamica degli stralli è stata monitorata attraverso degli accelerometri e, in questo caso, le registrazioni ottenute sono state elaborate al fine di stimare lo stato tensionale nonché le forze risultanti attraverso alcune formulazioni analitiche riportate in letteratura. Infine, i risultati ottenuti dalla caratterizzazione dinamica sperimentale del ponte sono stati confrontati con quanto previsto nei documenti di progetto e con gli esiti di una precedente campagna di monitoraggio dinamico.

1 INTRODUZIONE

Nell'ambito delle correnti applicazioni del monitoraggio dinamico nel campo dell'ingegneria civile, i ponti sono indubbiamente oggetto di grande interesse in tutto il mondo. L'implementazione di questi metodi di monitoraggio non distruttivi, può essere necessaria per confermare ipotesi e risultati progettuali, per calibrare i modelli numerici, per accertarsi delle performance e dello "stato di salute" della struttura ed anche per pianificare eventuali interventi di ristrutturazione. L'installazione di un network di sensori per monitoraggio dinamico, richiede la risoluzione di alcuni problemi di natura tecnologica, tra cui la selezione del tipo di sensori ed il loro posizionamento, il loro approvvigionamento energetico, infine la trasmissione e l'analisi dei dati acquisiti. Nel lavoro di tesi qui sintetizzato, viene descritto il monitoraggio dinamico di un ponte strallato esistente, sito sul fiume Garigliano a Minturno (Latina). Nel seguito, si

SPERIMENTAZIONI PER LE COSTRUZIONI



descrive dapprima il ponte, la sua struttura e la disposizione del sistema di monitoraggio adottato, per poi passare ad illustrare le caratteristiche modali dell'impalcato ottenute dalle registrazioni ambientali acquisite. Vengono inoltre fornite le stime di tensioni e forze negli stralli, calcolate attraverso la loro risposta dinamica sotto forze impulsive e azioni ambientali. Infine, i risultati sperimentali vengono comparati con i requisiti di progetto e con i risultati ottenuti durante una precedente campagna di monitoraggio dinamico.

2 DESCRIZIONE DEL PONTE E DEL SISTEMA DI MONITORAGGIO DINAMICO

2.1 *Descrizione del ponte e della sua struttura*

Nella seguente Figura 1, si apprezza una veduta generale del ponte, mentre la geometria viene illustrata in Figura 2.



Figura 1. Il ponte strallato che attraversa il fiume Garigliano

Il ponte è stato ultimato nel 1993 e consiste di due campate di ugual lunghezza, pari a 90 m. la larghezza dell'impalcato è di 26.1 m e la sua altezza di 2.45 m. L'impalcato, di tipo scatolare multicellulare precompresso, è stato costruito assemblando in opera 35 conci prefabbricati per ogni campata, ed è provvisto di 4 sistemi di precompressione, di cui tre longitudinali ed uno trasversale. L'impalcato presenta un vincolo di continuità in prossimità dell'antenna, mentre è semplicemente appoggiato alle due estremità, e risulta sostenuto da 18 coppie di stralli (9 coppie per ogni campata) che prendono origine in diverse sezioni dell'antenna centrale. Quest'ultima presenta un'altezza di 10.85 m dalla fondazione all'estradosso dell'impalcato, e di 30 m dall'impalcato alla cima. Inoltre l'antenna presenta sezioni variabili con l'altezza: dalla fondazione fino a 5 m al di sopra dell'impalcato è in calcestruzzo armato con sezione variabile e presenta, rispettivamente, le misure di 4.6 m \times 2.5 m alla base e 4 m \times 2.5 m a 5 m dall'impalcato. Fra i 5 ed i 10 m dall'impalcato, la pila è in acciaio con sezione trasversale che va da 4 m \times 2.5 m a 2.9 m \times 2.5 m, mentre la restante parte fino a 30 m, è a sezione costante sempre in acciaio. Per quanto riguarda gli stralli, quelli più corti in entrambe le campate,

SPERIMENTAZIONI PER LE COSTRUZIONI



presentano una sezione trasversale di 67.5 cm^2 , mentre i due più lunghi hanno sezione pari a 70.5 cm^2 , tutti gli altri hanno una sezione trasversale di 82.5 cm^2 .

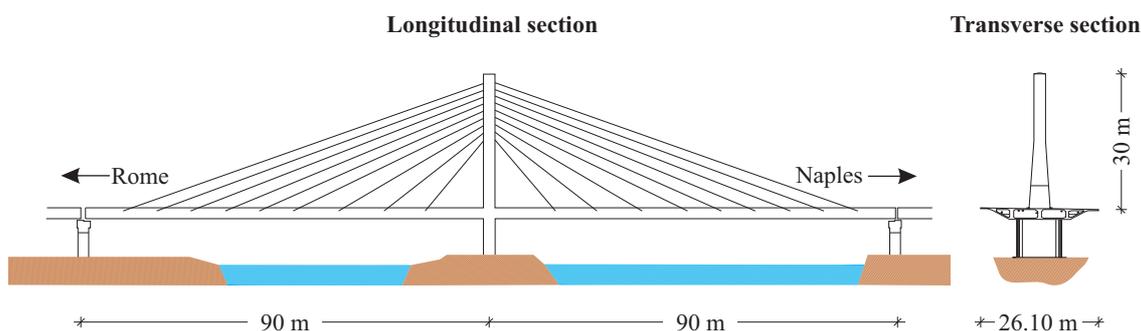


Figura 2. Principali caratteristiche geometriche del ponte.

2.2 Monitoraggio dinamico

Il monitoraggio dinamico è stato condotto nel mese di Gennaio 2014, ed il setup dei sensori utilizzati è illustrato in Figura 3.

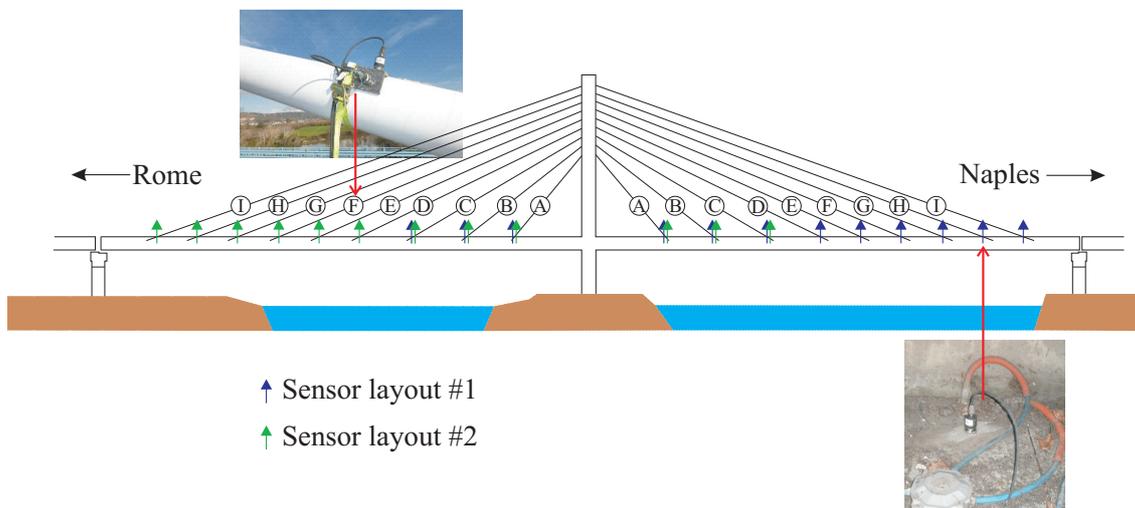


Figura 3. Setup dei sensori per monitoraggio dinamico di impalcato e stralli.

I sensori utilizzati sono accelerometri di tipo piezoelettrico uniassiali PCB 393B12 con sensitività di 10 V/g e range di frequenza $0.15 \text{ Hz} - 1000 \text{ Hz}$. Le accelerazioni verticali dell'impalcato sotto vibrazioni ambientali, sono state acquisite posizionando gli accelerometri

SPERIMENTAZIONI PER LE COSTRUZIONI



lungo l'asse longitudinale della struttura, e a causa del numero limitato di sensori a disposizione, si è optato per due differenti layout di sensori ognuno composto da dodici postazioni. Tra un layout e l'altro, sei postazioni sono state mantenute fisse per tenere traccia della fase. Per i cavi sono state acquisite sia le accelerazioni verticali che orizzontali, posizionando due accelerometri, come mostrato in Figura 3, ad un'altezza media di 3.8 m sull'estradosso dell'impalcato. La frequenza di campionamento è stata di 200 Hz, e i tempi di registrazione sono stati di 90 minuti per l'impalcato, per poter avere dati sufficienti a procedere con una analisi modale output-only, mentre di soli 50 secondi per gli stralli dal momento che le registrazioni sarebbero state analizzate nel dominio della frequenza per arrivare poi le stime degli stati tensionali. Alcune registrazioni acquisite su impalcato e stralli, sono mostrate in Figura 4.

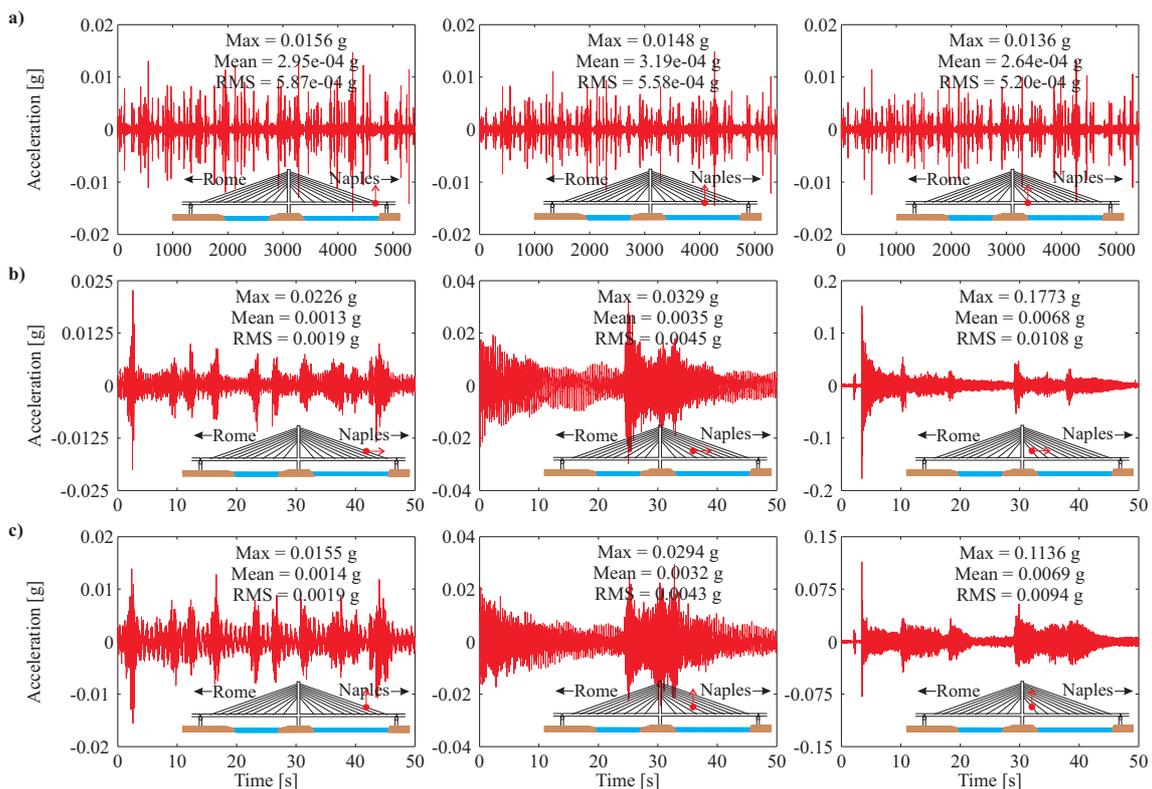


Figura 4. Alcune registrazioni del ponte sotto vibrazioni ambientali: a) accelerazione verticale sull'impalcato, b) accelerazione verticale sui cavi, c) accelerazione orizzontale sui cavi.

SPERIMENTAZIONI PER LE COSTRUZIONI



3 CARATTERIZZAZIONE DINAMICA SPERIMENTALE DEL PONTE

3.1 *Frequenze naturali, forme modali e coefficienti di smorzamento dell'impalcato*

L'analisi modale operativa output-only dell'impalcato, è stata effettuata sia mediante la tecnica della EFDD (dall'inglese Enhanced Frequency Domain Decomposition) che della SSI (dall'inglese Stochastic Subspace Identification), che operano rispettivamente nel dominio della frequenza e del tempo. L'analisi dei risultati ottenuti, ha permesso l'identificazione di sei modi flessionali, di cui tre simmetrici e tre anti-simmetrici (Figura 5). Il range di frequenze naturali identificate, va da 0.92 Hz a 6.39 Hz, mentre i coefficienti di smorzamento sono uguali o inferiori al 3%. Bisogna evidenziare che, essendo gli accelerometri tutti posizionati lungo l'asse longitudinale del ponte, non è stato possibile identificare alcun modo torsionale.

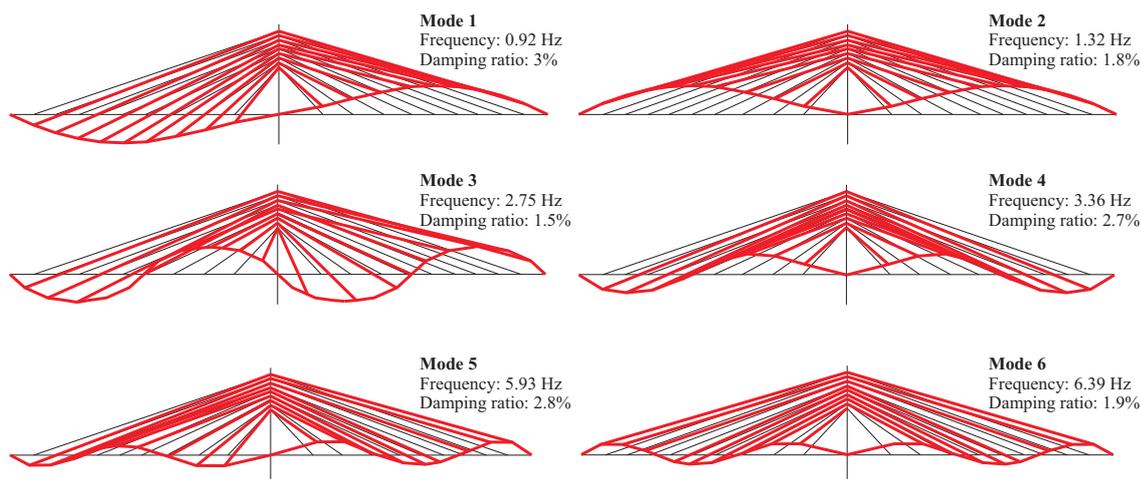


Figura 5. Caratteristiche modali identificate dell'impalcato.

A monte dei risultati presentati in Figura 5, sono stati analizzati i segnali, come detto, attraverso le tecniche della EFDD e della SSI. In particolare all'interno di quest'ultima si è fatto uso di tre diversi algoritmi: SSI.UPC, SSI-PC, SSI-CVA, i cui acronimi derivano dall'inglese e stanno rispettivamente per "unweighetd principal components", "principal components", "canonical variate analysis", e che si differenziano tra loro solo per le diverse matrici peso utilizzate. Nel seguito verranno fornite alcune relazioni e brevi spiegazioni al riguardo, senza entrare in dettagli matematici non adatti a questa sintesi. Per quanto riguarda la EFDD, bisogna ricordare che questa si distingue dalla semplice FDD, da cui ha origine, per l'introduzione dell'indicatore MAC, caratterizzato dalla presente relazione:

$$MAC = \frac{|\Phi_1 \bar{\Phi}_2^T|}{|\Phi_1|^2 \cdot |\Phi_2|^2}$$

SPERIMENTAZIONI PER LE COSTRUZIONI



Il MAC è un indicatore che misura la correlazione tra due vettori modali vicini

- Se $MAC = 1$, completa dipendenza lineare tra Φ_1 e Φ_2
- Se $MAC = 0$, completa ortogonalità tra Φ_1 e Φ_2

Assegnando un valore soglia al MAC l'algoritmo identifica un intervallo di frequenze intorno al picco individuato dalla SVD in cui i vari vettori singolari sono tra loro molto simili e quindi individuano una unica forma modale. Un riscontro visivo di quanto detto sul MAC è presentato in Figura 6.

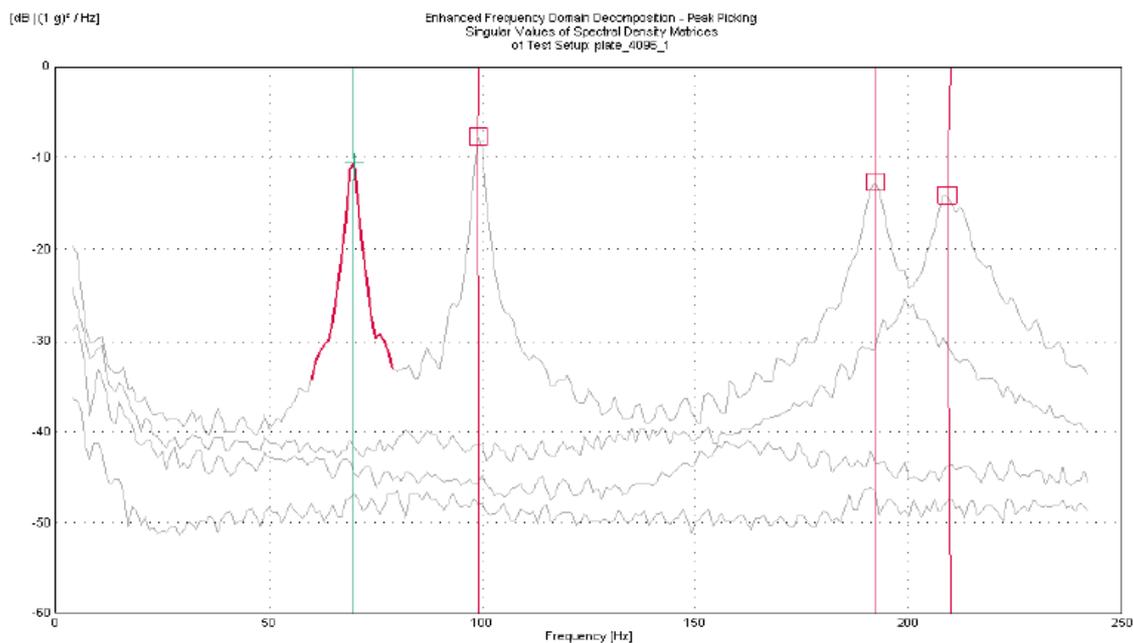


Figura 6. Banda di frequenza, evidenziata in rosso, individuata dal valore assegnato al MAC

Per quanto riguarda, invece, la SSI si riportano alcune relazioni e gli step fondamentali di questo tipo di approccio, senza dilungarsi su aspetti prettamente matematici non adatti a questa sintesi. Per prima cosa si deve assemblare la matrice di Hankel dei segnali registrati, la quale si presenterà nel modo seguente:

SPERIMENTAZIONI PER LE COSTRUZIONI



$$\mathbf{Y}_h = \begin{bmatrix} y_0 & y_1 & \dots & y_{j-1} \\ y_1 & y_2 & \dots & y_j \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ y_{i-1} & y_i & \dots & y_{i+j-2} \\ y_i & y_{i+1} & \dots & y_{i+j-1} \\ y_{i+1} & y_{i+2} & \dots & y_{i+j} \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ y_{2i-1} & y_{2i} & \dots & y_{2i+j-2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{Y}_{hp} \\ \mathbf{Y}_{hf} \end{bmatrix}$$

Successivamente si calcola la proiezione della cosiddetta parte passata (\mathbf{Y}_{hp}) sulla parte futura (\mathbf{Y}_{hf}) della matrice di Hankel:

$$\mathbf{O}_i := \mathbf{Y}_{hf} / \mathbf{Y}_{hp} = \Gamma_i \hat{\mathbf{X}}_i$$

Poi si effettua la decomposizione ai valori singolari della proiezione appena menzionata:

$$\mathbf{W}_1 \mathbf{O}_i \mathbf{W}_2 = \mathbf{W}_1 \Gamma_i \hat{\mathbf{X}}_i \mathbf{W}_2 = [\mathbf{U}_1 \quad \mathbf{U}_2] \begin{bmatrix} \mathbf{S}_1 & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{V}_1^T \\ \mathbf{V}_2^T \end{bmatrix} = \mathbf{U}_1 \mathbf{S}_1 \mathbf{V}_1^T$$

Queste relazioni sono utili a capire le differenze, accennate in precedenza, che esistono tra i vari algoritmi usati.

Nella variante “unweighted principal component” (SSI-UPC) non si stima la Γ_i direttamente da \mathbf{O}_i . Le matrici dei pesi sono date da:

$$\mathbf{W}_1 = \mathbf{I}$$

$$\mathbf{W}_2 = \mathbf{I}$$

Nella variante “principal component” (SSI-PC) si adottano le seguenti matrici peso:

$$\mathbf{W}_1 = \mathbf{I}$$

$$\mathbf{W}_2 = \mathbf{Y}_{hp}^T \mathbf{L}_i^{-1/2} \mathbf{Y}_{hp}$$

Infine, nella variante “canonical variate analysis” (SSI-CVA) si effettua una stima di angoli e direzioni principali tra il row space di \mathbf{Y}_{hp} e quello di \mathbf{Y}_{hf} , attraverso le seguenti matrici dei pesi:

$$\mathbf{W}_1 = \mathbf{L}_i^{-1/2}$$

$$\mathbf{W}_2 = \mathbf{I}$$

Qui di seguito, in Figura 7, si riportano alcuni grafici utili a comprendere meglio l’iter che ha portato ai risultati complessivi presentati in Figura 5. Descrizioni più approfondite non vengono riportate in questa sintesi.

SPERIMENTAZIONI PER LE COSTRUZIONI

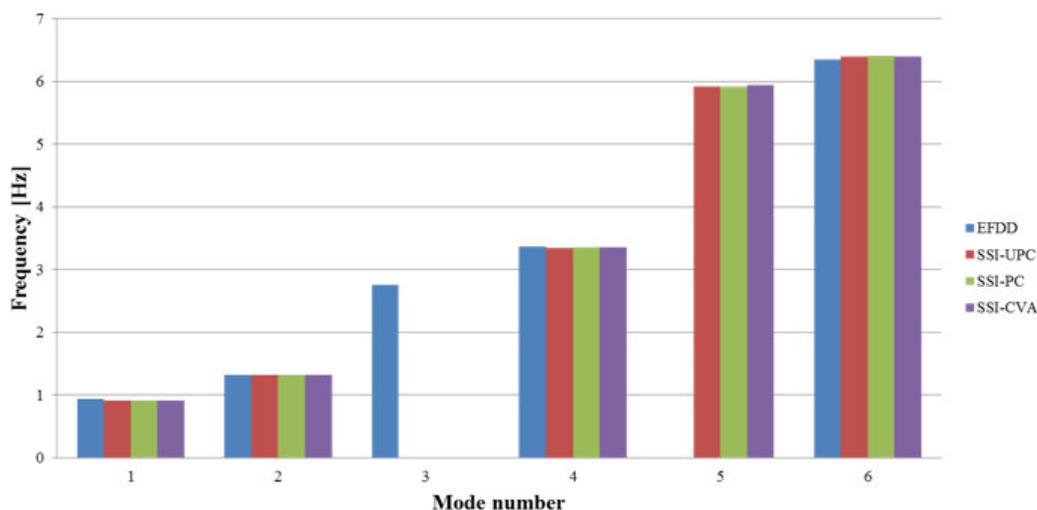


Figura 7. Frequenze naturali identificate con i vari metodi e algoritmi utilizzati

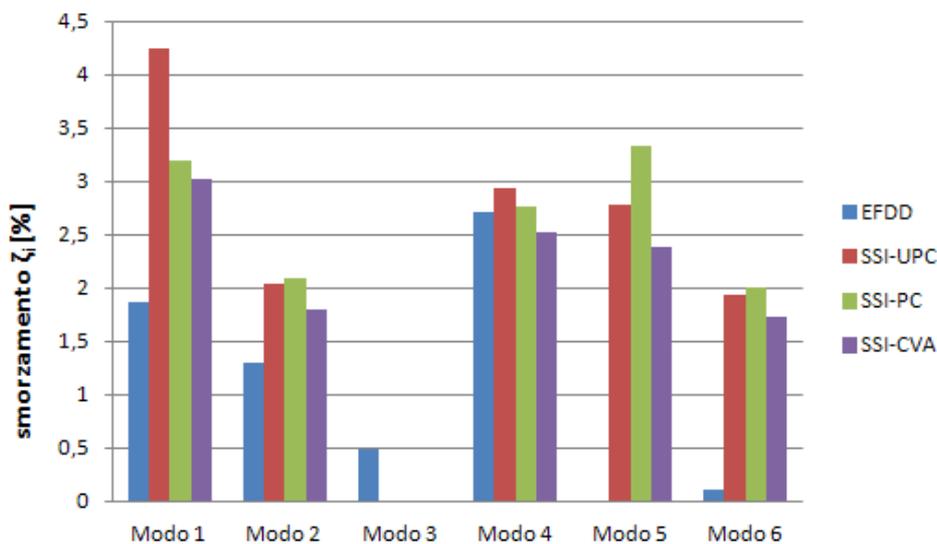


Figura 8. Smorzamenti stimati dai vari algoritmi utilizzati

Si può notare, dalle Figure 7 e 8, come alcuni modi siano stati identificati soltanto da determinati algoritmi, ed anche che lo smorzamento del modo 3 è stato studiato più a fondo per arrivare al valore finale di 1.5% mostrato in Figura 5 (in questa sintesi non si descrive il procedimento seguito, ma si accenna soltanto al fatto che sono state effettuate variazioni sui valori del MAC per tenerne conto e valutare i risultati), e che lo smorzamento del modo 6 trovato dalla EFDD, è stato scartato dopo un'analisi più approfondita (che in questa sintesi non viene descritta).

PREMI DI LAUREA PER TESI UNIVERSITARIE

Tema

SPERIMENTAZIONI PER LE COSTRUZIONI

3.2 *Stima dello stato tensionale negli stralli*

I metodi vibrazionali per la stima dello stato tensionale, sono di uso comune e molto diffusi nelle applicazioni pratiche. La loro diffusione è probabilmente basata sul fatto che richiedono esclusivamente un'analisi nel dominio delle frequenze della risposta ottenuta sollecitando lo strallo con una forza impulsiva (acquisizioni sono state effettuate anche sotto traffico). Per il calcolo sono stati considerati sia il classico modello di trave inflessa (anche di semplice asta in cui si trascura la rigidità flessionale, che però in questa sintesi non viene riportato) che i modelli proposti da Zui et al. (1996) e da Fang e Wang (2012), ed i risultati sono esposti nella seguente Tabella 1.

Tabella 1. Stima degli stati tensionali negli stralli usando le risposte prodotte da forze impulsive.

| Lato | Strallo | Prima Frequenza [Hz] | Tensione di progetto [MPa] | | Tensioni stimate [MPa] | | |
|--------|---------|----------------------|----------------------------|------------------|------------------------|--------------------|-------------------|
| | | | Limite inferiore | Limite superiore | Modello di trave | Fang & Wang (2012) | Zui et al. (1996) |
| Roma | A | 6.42 | 645.6 | 733.5 | 748.2 | 593.5 | 613.0 |
| | B | 4.2 | 635 | 724.5 | 687.9 | 587.4 | 597.4 |
| | C | 3.24 | 622 | 723 | 673.5 | 599.1 | 605.3 |
| | D | 2.54 | 635 | 728,5 | 668.0 | 609.8 | 614.1 |
| | E | 2.16 | 643 | 727 | 657.9 | 608.5 | 611.8 |
| | F | 1.88 | 652 | 724.5 | 650.7 | 607.7 | 610.4 |
| | G | 1.66 | 651 | 711.5 | 643.9 | 606.0 | 608.2 |
| | H | 1.5 | 637.5 | 707 | 650.2 | 616.0 | 618.0 |
| | I | 1.26 | 600 | 685.5 | 572.6 | 543.4 | 545.1 |
| Napoli | A | 6.14 | 645.6 | 733.5 | 683.1 | 535.0 | 554.3 |
| | B | 4.2 | 635 | 724.5 | 687.9 | 587.4 | 597.4 |
| | C | 3.22 | 622 | 723 | 665.2 | 591.2 | 597.4 |
| | D | 2.54 | 635 | 728.5 | 668.0 | 609.8 | 614.1 |
| | E | 2.16 | 643 | 727 | 657.9 | 608.5 | 611.8 |
| | F | 1.9 | 652 | 724.5 | 664.6 | 621.2 | 624.0 |
| | G | 1.68 | 651 | 711.5 | 659.5 | 621.1 | 623.4 |
| | H | 1.5 | 637.5 | 707 | 650.2 | 616.0 | 618.0 |
| | I | 1.28 | 600 | 685.5 | 591.0 | 561.3 | 563.0 |

SPERIMENTAZIONI PER LE COSTRUZIONI



Basandosi sui risultati esposti in Tabella 1, sono state determinate le componenti orizzontali e verticali della forza negli stralli (Figura 9). I risultati presentati in Tabella 1 sono stati ottenuti mediante le formulazioni menzionate in precedenza, di cui si forniscono le relazioni qui di seguito e che per le formulazioni di Zui et al. (1996) e di Fang & Wang (2012) presentano la notazione “T” per la tensione semplicemente per mantenere la notazione usata dagli autori:

- formulazione dalla teoria della trave:

$$\sigma_2 = \frac{4L^2 f_n^2 p}{n^2 gA} - \frac{n^2 \pi^2 EI}{AL^2}$$

- formula di Zui et al. (1996) , per $\xi \geq 17$, $\Gamma \geq 3$

$$T = \frac{4w}{g} (f_1 l)^2 \left[1 - 2,20 \frac{C}{f_1} - 0,550 \left(\frac{C}{f_1} \right)^2 \right]$$

- formula di Fang & Wang (2012)

$$T = 4\pi^2 m l^2 \frac{f_n^2}{\gamma_n^2} - \frac{EI}{l^2} \gamma_n^2$$

Nella formula di Zui et al. (1996) vengono specificati due parametri di riferimento. Il parametro ξ tiene conto del comportamento del cavo, e risulta grande se il comportamento è simile a quello di una fune (cioè lunghezza sostenuta e stato tensionale sufficientemente elevato) e piccolo per comportamento simile a travi tozze (cioè lunghezze contenute a fronte di stati tensionali confrontabili col caso precedente). Il parametro Γ è caratterizzato da una sorta di valore soglia pari a 3, che divide cavi con frecce sufficientemente piccole da quelli con frecce grandi, in particolare risulta:

- $\Gamma \geq 3$ frecce piccole
- $\Gamma \leq 3$ frecce grandi

SPERIMENTAZIONI PER LE COSTRUZIONI



I due parametri appena descritti sono caratterizzati dalle seguenti relazioni in cui nel parametro d si tiene conto della freccia:

$$\xi = l \sqrt{T/EI}$$

$$\Gamma = \sqrt{\frac{wl}{128EA\delta^3 \cos^5 \theta}} \cdot \frac{0,31\xi + 0,5}{0,31\xi - 0,5}$$

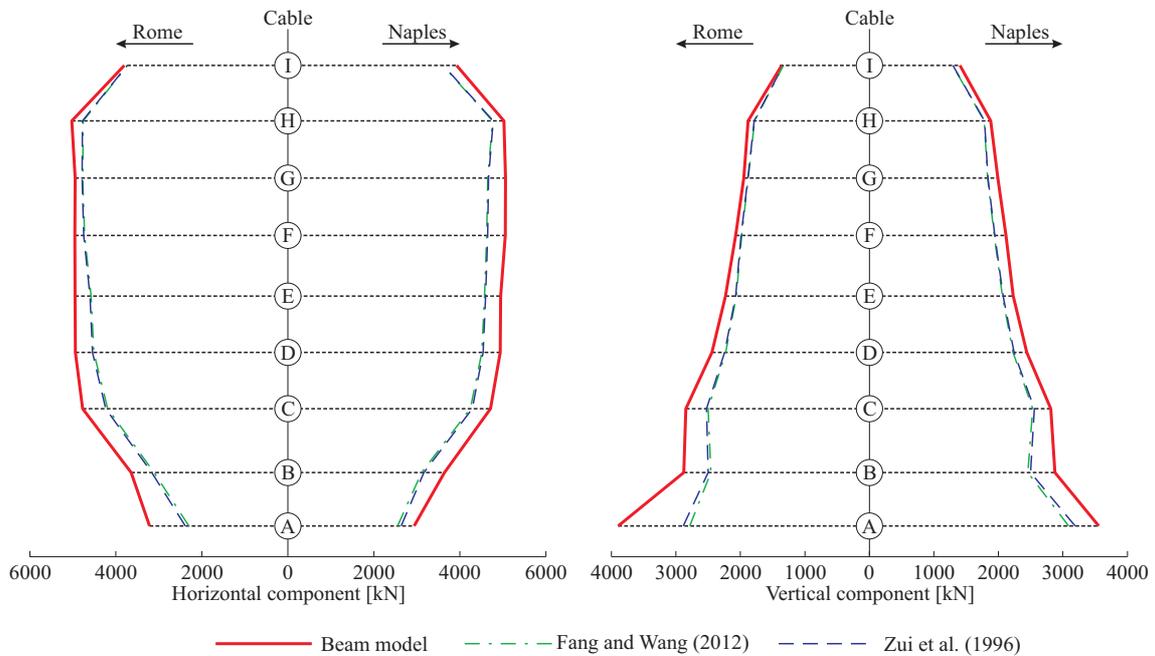


Figura 9. Componenti orizzontali e verticali della forza negli stralli.

Bisogna tener presente che nei calcoli effettuati per la stima della tensione con le formulazioni di Zui et al. (1996) e di Fang & Wang (2012), è stato possibile in tutti i casi considerare la frequenza naturale del primo modo (f_1), in quanto si è sempre ricaduti nel caso di frecce (abbassamenti in mezzeria degli stralli) piccole. Nelle formulazioni di Zui et al. (1996) e di Fang & Wang (2012), tengono conto della freccia dello strallo considerato attraverso il parametro Γ . I risultati mostrati in Tabella 1, evidenziano che i modelli proposti da Zui et al. (1996) e da Fang & Wang (2012) portano a risultati molto simili tra loro, mentre per il modello di trave si hanno valori maggiori per la stima della tensione. Sempre in Tabella 1, si può notare come i valori stimati della tensione ricadano praticamente tutti nell'intervallo di progetto, o siano leggermente inferiori per i modelli di Zui et al. (1996) e di Fang & Wang (2012). Inoltre

SPERIMENTAZIONI PER LE COSTRUZIONI



dalla Figura 9, si può osservare come gli stralli simmetrici siano soggetti a forze di trazione simili tra loro. E' interessante notare come le forze siano sostanzialmente distribuite in maniera simmetrica due lati dell'antenna, fatta eccezione per alcuni punti, in particolare per lo strallo A, come si può notare dalla seguente Tabella 2, in cui il segno meno indica tensioni verso il lato Napoli.

Tabella 2. Equilibrio delle componenti orizzontali e verticali delle forze stimate lungo l'antenna

| strallo | H_{2TOT} | $H_{FangTOT}$ | H_{zuiTOT} | V_{2TOT} | $V_{FangTOT}$ | V_{zuiTOT} |
|----------------|------------|---------------|--------------|------------|---------------|--------------|
| | (KN) | (KN) | (KN) | (KN) | (KN) | (KN) |
| A | 279,63 | 251,42 | 252,21 | 338,60 | 304,43 | 305,39 |
| B | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| C | 59,07 | 55,85 | 55,95 | 35,23 | 33,31 | 33,38 |
| D | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| E | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| F | -106,13 | -102,68 | -102,79 | -44,45 | -43,00 | -43,05 |
| G | -120,01 | -116,53 | -116,64 | -47,25 | -45,88 | -45,93 |
| H | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| I | -121,78 | -118,72 | -118,82 | -43,57 | -42,47 | -42,51 |
| SOMMA | -9,22 | -30,66 | -30,09 | 238,56 | 206,39 | 207,28 |
| MAX ΔF | 279,63 | 251,42 | 252,21 | 338,60 | 304,43 | 305,39 |
| $\Delta F/MAX$ | 0,06 | 0,05 | 0,05 | 0,09 | 0,10 | 0,10 |

Dalla Tabella 2 si vede chiaramente che lo strallo in cui si hanno le maggiori discrepanze è lo strallo A, e che tuttavia queste non eccedono mai il 10% della massima differenza di carico riscontrata.

3.3 Confronto con precedente campagna di monitoraggio dinamico

Dal momento che, nelle ultime decadi, sono state condotte un gran numero di campagne di monitoraggio, il "re-testing" delle strutture sta diventando una metodologia molto diffusa per identificare eventuali cambiamenti nei parametri modali delle strutture stesse, cambiamenti che in alcuni casi possono essere usati come indicatori dello stesso di degrado/salute delle strutture stesse. Nel caso in esame, è stata effettuata una precedente caratterizzazione dinamica sul medesimo ponte da Clemente et al. nel 1998, che ha previsto due differenti layout. Nella prima configurazione, quattro sensori sono stati posizionati sull'impalcato, due sull'antenna centrale, e tre sugli stralli. Per quanto riguarda i sensori posizionati sull'impalcato, due sono stati posizionati sui lati dell'impalcato e gli altri due lungo l'asse longitudinale. Dunque, rispetto allo studio effettuato in questo lavoro di tesi, Clemente et al (1998) sono stati in grado di identificare

SPERIMENTAZIONI PER LE COSTRUZIONI



modi di tipo torsionale attraverso i sensori sui lati dell'impalcato. Tuttavia in questo lavoro è stato possibile ottenere una miglior risoluzione spaziale del movimento dell'impalcato, grazie al maggior numero di sensori utilizzati lungo l'asse longitudinale. Inoltre, un solo strallo è stato monitorato da Clemente et al. (1998), mentre in questo studio sono stati monitorati tutti quanti. Un'altra differenza tra i due studi, sta nelle diverse condizioni di carico della struttura, infatti, mentre in questo studio sono state utilizzate vibrazioni ambientali (traffico) per identificare il comportamento dell'impalcato, nello studio di Clemente et al. (1998), la struttura è stata eccitata mediante un autocarro di circa 300 KN passante su tre differenti spessori in legno (da 3 cm, 8 cm e 10 cm) posizionati sulla pavimentazione dell'impalcato. In ciascun test, si sono registrati tre impulsi causati dalla ricaduta dei tre assi dell'autocarro. Un confronto tra i risultati ottenuti in questo studio ed in quello di Clemente et al. (1998) viene presentato in Tabella 3.

Tabella 3. Confronto fra caratteristiche modali identificate nel presente studio e I risultati ottenuti da Clemente et al. (1998): "B" denota un modo prevalentemente flessionale, "T" indica un modo torsionale e "P" un modo locale dell'antenna centrale.

| Modo | Questo studio | | Clemente at al. (1998) | |
|------|---------------|-----------------------|------------------------|-----------------------|
| | Frequenza | Coeff. di smorzamento | Frequenza | Coeff. di smorzamento |
| B1 | 0.92 Hz | 3% | 0.90 Hz | 3.1% |
| B2 | 1.32 Hz | 1.8% | 1.30 Hz | 1.6% |
| P1 | - | - | 2.50 Hz | - |
| T1 | - | - | 2.69 Hz | 1.5% |
| B3 | 2.75 Hz | 1.5% | - | - |
| T2 | - | - | 2.78 Hz | 1.5% |
| B4 | 3.36 Hz | 2.7% | - | - |
| B5 | 5.93 Hz | 2.8% | - | - |
| B6 | 6.39 Hz | 1.9% | - | - |

Frequenze naturali, coefficienti di smorzamento e forme modali dei modi B1 e B2 calcolati in questo studio, sono in buon accordo con i risultati di Clemente et al. (1998), mentre un modo locale con frequenza pari a 2.50 Hz è stato identificato da Clemente et al. (1998). Quest'ultimo, è un modo flessionale locale dell'antenna centrale, e la sua identificazione è stata possibile nello studio di Clemente et al. (1998) sfruttando i due sensori posizionati lungo l'altezza dell'antenna stessa. Come detto in precedenza, nello studio di Clemente et al. (1998), sono stati identificati due modi torsionali con frequenze naturali pari a 2.69 Hz e 2.78 Hz grazie alle misurazioni dei sensori sui lati dell'impalcato. A causa della mancanza di sensori sia sui lati dell'impalcato che sull'antenna, in questo studio non è stato possibile identificare né modi torsionali, né il modo locale dell'antenna centrale. A differenza di Clemente et al. (1998), nel presente lavoro è stato

SPERIMENTAZIONI PER LE COSTRUZIONI



identificato un modo con frequenza pari a 2.75 Hz, che nello studio del 1998 non è stato identificato sperimentalmente, mentre è stato identificato dal modello agli elementi finiti come modo flessionale con frequenza di 2.68 Hz, che quindi è in buon accordo con quanto trovato in questo studio. Nel presente lavoro sono stati identificati tre ulteriori modi di vibrare flessionali.

4 CONCLUSIONI

Questo studio ha illustrato i risultati del monitoraggio dinamico effettuato sul ponte strallato sul fiume Garigliano (Italia). Il re-testing sotto vibrazioni ambientali e l'analisi modale operativa dell'impalcato, hanno permesso di identificare sei forme modali flessionali. Il confronto con una precedente campagna di monitoraggio del 1998, dimostra che le frequenze naturali e i coefficienti di smorzamento dei primi due modi non mostrano cambiamenti significativi. La risposta sotto forze impulsive degli stralli è stata esaminata nel dominio della frequenza per stimarne gli stati tensionali mediante l'uso di alcune formule pratiche. Le tensioni così calcolate si mostrano in buon accordo con le previsioni di progetto, anche se, mentre il modello di asta ed il modello di trave forniscono entrambi stime delle tensioni che crescono all'aumentare della frequenza (quindi negli stralli più corti), le formule più complesse (i.e. Zui et al. (1996) e Fang & Wang (2012)) forniscono i massimi valori di tensione (nel caso preso in esame in questo lavoro) negli stralli centrali (da D a H). Questo potrebbe essere il risultato del fenomeno di fluage dell'impalcato, anche in considerazione del fatto che questo si verifica proprio lontano dagli appoggi delle campate. Per quanto riguarda l'analisi modale operativa portata avanti sull'impalcato, i due approcci utilizzati (EFDD ed SSI) presentano vantaggi e svantaggi operativi. È però fortemente consigliabile applicare diverse tecniche e confrontarne gli esiti per ottenere un risultato quanto più possibile affidabile.

Bando di concorso

PREMI DI LAUREA PER TESI UNIVERSITARIE

Tema

SPERIMENTAZIONI PER LE COSTRUZIONI



BIBLIOGRAFIA

- R.J. Allemang, 2003, The modal assurance criterion – twenty years of use and abuse, *Sound and Vibration*
- P. Andersen, ARTeMIS Extractor Online Help, *Structural Vibration Solutions A/S*
- R. Brincker, L. Zhang, P. Andersen, 2000, Modal identification from ambient responses using frequency domain decomposition, in *Proceedings of The 18th International Modal Analysis Conference (IMAC)*, pag. 625-630
- P. Clemente, F. Marulo, L. Lecce, A. Bifulco, 1998, Experimental Modal Analysis of the Garigliano cable-stayed bridge, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 17(7-8): 485-493
- Z. Fang, J. Wang, 2012, Practical formula for cable tension estimation by vibration method, *Journal of Bridge Engineering*, 17(1): 161-164
- C. Gentile, A. Saisi, 2013, Operational modal testing of historic structures at different levels of excitation, *Construction and Building Materials*, 48: 1273-1285
- G.H. Golub, C.F.V. Loan, 1996, *Matrix Computations*, Johns Hopkins University Press, 3rd Edition
- B. Greiner, 2009, *Operational Modal Analysis and its Application for SOFIA Telescope Assembly Vibration Measurements*, PhD Thesis, Universität Stuttgart
- A. Hejll, 2007, *Civil Structural Health Monitoring*, Ph.D. dissertation, Luleå University of Technology, 2007
- T. Katayama, 2005, *Subspace Methods for System Identification*
- V. Lekidis, M. Tsakiri, K. Makra, C. Karakostas, N. Klimis, I. Sous, 2004, Evaluation of dynamic response and local soil effects of the Evipros cable-stayed bridge using multi-sensor monitoring systems, *Engineering Geology*, 79: 43-59
- P.S. Maybeck, 1979, *Stochastic Models, estimation and control*, volume 1, Academic Press
- M. Mele, S. Masciocchi, 1996, Il ponte strallato sul fiume Garigliano, *L'industria Italiana del Cemento* N.108, pag. 154-169
- E. Nuti, G. Quaranta, G. Monti, 2015, Experimental dynamic assessment of a cable-stayed bridge, *SMAR 2015, 3rd Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Structures*
- A. Pau, F. Vestroni, 2013, Vibration assessment and structural monitoring of the Basilica of Maxentius in Rome, *Mechanical Systems and Signal Processing*, 41: 454-466
- G. Quaranta, 2010, *Optimal Sensor Placement and Soft Computing Identification Methods for Structural Monitoring*, PhD Thesis, Sapienza Università di Roma
- T. Shimada, 1994, Estimating method of cable tension from natural frequency of high mode, in *Proceedings of JSCE (Japan Society of Civil Engineers)*, 501/1-29, pp. 163-171
- D. Simon, 2006, *Optimal State Estimation*
- H.S. Ulusoy, E. Kalkan, J.P.B. Fletcher, P. Friberg, W.K. Leith, K. Banga, 2012, Design Implementation of a Structural Health Monitoring and Alerting System for Hospital Buildings in the United States, *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*
- P. Van Overschee, B. De Moor, 1996, *Subspace Identification for Linear Systems*, Kluwer Academic Publishers
- J-H. Weng, C-H. Loh, J.P. Lynch, K-C. Lu, P-Y. Lin, Y. Wang, 2007, Output-only modal identification of a cable-stayed bridge using wireless monitoring systems, *Engineering Structures*, 30: 1820-1830
- W-H. Wu, C-C. Chen, M-R. Leu, G. Lai, 2012, Determination of Stay Cable Force Based on Multiple Vibration Measurements to Consider the Effects of Unsymmetrical Boundary Constraints, 6th European Workshop on Structural Health Monitoring – We.4.B.3
- H. Zui, T. Shinke and Y. Namita, 1996, Practical formulas for estimation of cable tension by vibration method, *Journal of Structural Engineering*, 122(6): 651-656