

POLITECNICO DI TORINO



**Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e
Geotecnica**

Corso di Laurea in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

**Monitoraggio strutturale ed
identificazione dinamica: il caso
studio del ponte Bologna a
Torino**

Relatori

Prof. Francesco TONDOLO

Prof. Donato SABIA

Correlatore

Dott. Ing. Antonino QUATTRONE

Candidato

Pietro PALUMBO

matricola: S266098

ANNO ACCADEMICO 2020-2021

Alla mia famiglia e alle persone a cui voglio bene.

L'Ingegneria strutturale è l'arte di formare con materiali che nella realtà non si conoscono, delle forme che nella realtà non si possono analizzare, per resistere a delle forze che nella realtà non si possono valutare, in modo tale che la gente non possa, nella realtà, sospettarlo.

S.Kelsey

Abstract

Il monitoraggio strutturale (SHM) si propone di sviluppare sistemi autonomi integrati che siano in grado di monitorare un'opera permettendone l'ispezione ed il rilevamento dei danni con il minimo intervento antropico. Esso rappresenta dunque un processo di implementazione di una strategia di identificazione dei danni attraverso la quale, osservando una struttura con una determinata periodicità, è possibile pervenire alla valutazione di alcune caratteristiche del sistema, in modo tale da definirne il suo stato attuale di salute.

Con l'espressione "identificazione dinamica" di una struttura si intendono tutte quelle tecniche, sia analitiche che sperimentali, attraverso le quali è possibile individuare la risposta dinamica della struttura stessa. Dunque attraverso un'analisi di questo tipo è possibile ottenere informazioni relative ad un'opera, quali ad esempio frequenze naturali e corrispondenti forme modali o anche coefficienti di smorzamento.

Il caso studio è rappresentato dall'analisi dinamica del ponte Bologna sito nel comune di Torino, esso è realizzato in cemento armato ordinario ed è costituito da tre campate per una lunghezza complessiva pari a circa 54 metri. Per studiare il comportamento della suddetta struttura, si è fatto ricorso al software SAP2000 v20. In primo luogo, è stato realizzato un modello agli elementi finiti attraverso il quale è stato possibile desumere i periodi ed i rispettivi valori di frequenze naturali relativi ai primi otto modi di vibrare della struttura.

L'obiettivo di tale lavoro di tesi è quindi quello di descrivere il comportamento del ponte Bologna in modo tale da poter realizzare in una seconda fase un sistema di monitoraggio che permetta di controllare eventuali danneggiamenti, spostamenti o in generale variazioni significative di alcune grandezze fondamentali del sistema oggetto di indagine.

In seguito, al fine di identificare il comportamento dinamico del ponte, in data 22 gennaio 2021 il laboratorio MastrLAB del Politecnico di Torino ha svolto una campagna di indagini sperimentali mediante l'utilizzo di 17

accelerometri posti in differenti punti della struttura, attraverso cui sono stati acquisiti i dati necessari per la successiva fase di elaborazione dinamica. Il criterio secondo il quale i vari accelerometri sono stati posizionati lungo le tre campate costituenti il ponte è funzione di quanto ottenuto dal modello FEM. Difatti, in ragione delle forme modali derivanti dall'analisi agli elementi finiti si è scelto di posizionare i dispositivi nei punti più significativi in modo tale da poter essere in grado di confrontare i dati elaborati con quanto già determinato nel modello FEM. Si specifica che durante l'acquisizione si è fatto riferimento ad un'eccitazione ambientale, dunque l'input dinamico è a priori ignoto.

Nella fase finale, i dati sono stati analizzati dinamicamente utilizzando la tecnica della Decomposizione del Dominio della Frequenza per implementare il modello. Dal momento che i dati di input erano sconosciuti, avendo usato solo l'eccitazione ambientale, la tecnica di cui sopra risulta fortemente adeguata. Poi un confronto qualitativo dei risultati ottenuti dal test dinamico e dal modello agli elementi finiti ha mostrato che le forme modali ottenute dall'identificazione dinamica sono mostrano affinità con quelle ottenute dal modello FEM. Questo implica che attraverso i dati desunti è possibile calibrare il modello permettendo di controllare la struttura a distanza.

Ringraziamenti

Finalmente sono giunto alla conclusione di questi lunghi anni. L'università ha rappresentato certamente una parte fondamentale della mia vita, mi ha dato la possibilità di conoscere colleghi diventati amici e molto di più. Mi ha permesso di smussare alcuni lati del mio carattere facendo di necessità virtù, mi ha permesso di conoscere città e posti nuovi. Gli ultimi tempi lontano da casa non sono stati semplici, ma con le persone giuste la lontananza si sente un po' di meno.

Ringrazio i miei amici di sempre Luigi, Federico e Carlo, con voi ho realmente capito che non basteranno migliaia di chilometri a separarci, il bene che proviamo l'uno per l'altro sarà sempre più grande dello spazio che ci divide. Vi ringrazio per il continuo supporto che avete mostrato e per la capacità di essere presenti anche vivendo in città e nazioni completamente diverse.

Ringrazio i miei nonni e le mie nonne perché quello che sono oggi è anche grazie a voi, mi avete insegnato quali sono i veri valori della vita ed io ne ho sempre fatto tesoro, anche con una chiamata e con qualche battuta mi avete fatto sentire a casa con voi.

I ringraziamenti più grandi vanno ai miei genitori ed ai miei fratelli Andrea e Francesco, avete sempre creduto in me e mi avete sempre spinto a credere in quello che avessi dentro. Siete la motivazione più grande di tutte, rendervi orgogliosi mi rende orgoglioso e spero di esserci riuscito almeno in parte. All'inizio non è stato semplice staccarsi dalla normalità, però grazie alle vostre chiamate giornaliere e grazie agli scambi di meme stupidi con Andrea e Francesco il tutto è stato un po' più leggero.

Infine ringrazio tutte le persone che hanno fatto parte della mia carriera universitaria, dai miei amici di corso della triennale fino a quelli della magistrale, passando per tutti quelli che anche solo per un minuto si sono imbattuti in me insegnandomi qualcosa. Ringrazio chi per un motivo o per un altro oggi non è qui a festeggiare con me questo mio traguardo, io so quanto difficile sia stato vivere e sopportare tutti i giorni Pietro studente, per questo ne sarò sempre riconoscente.

Indice

Abstract	5
Elenco delle tabelle	11
Elenco delle figure	12
I Prima Parte	15
1 Structural Health Monitoring	17
1.1 Il danneggiamento strutturale	17
1.2 Principi base del monitoraggio strutturale	18
1.2.1 Il monitoraggio strutturale nei ponti	20
1.3 Gli assiomi del monitoraggio strutturale	22
1.4 Fasi del monitoraggio	24
1.5 Tipologie di monitoraggio strutturale	28
1.6 Requisiti del monitoraggio strutturale	30
1.7 Metodologia del monitoraggio strutturale	30
1.7.1 Sensori	31
1.7.2 Acquisizione dei dati dai sensori	32
1.7.3 Comunicazione dei dati	33
1.7.4 Elaborazione ed Analisi dei dati	34
1.7.5 Conservazione dei dati processati	34
1.7.6 Diagnosi e Prognosi	35
1.7.7 Recupero dei Dati	35
2 Tecnologie dei sensori	37
2.1 Introduzione	37
2.2 Sensori a fibra ottica (<i>FOS</i>)	38
2.2.1 Introduzione	38

2.2.2	Classificazione	43
2.3	Sensori <i>MEMS</i>	47
2.4	Accelerometri tradizionali	47
2.5	Trasduttori di spostamento	50
2.6	Termocoppie	51
2.7	Monitoraggio della geometria	51
2.7.1	Laser scanner	51
2.7.2	GPS	52
3	Identificazione dinamica delle strutture	53
3.1	Fondamenti di dinamica	53
3.1.1	Sistemi <i>SDOF</i> e <i>MDOF</i>	53
3.1.2	Equazione di osservabilità	57
3.1.3	Modello di stato in forma discreta	58
3.2	Analisi del segnale	59
3.2.1	Serie e trasformata di Fourier	60
3.2.2	Funzioni di Risposta in Frequenza (<i>FRF</i>)	65
3.3	Identificazione dinamica delle strutture	68
3.3.1	Tipi di eccitazione	69
3.3.2	Confronto tra EMA e OMA	71
3.4	Identificazione dinamica nel dominio delle frequenze	72
3.4.1	MDOF Circle Fit Method	73
3.4.2	Frequency Domain Decomposition	77
3.5	Identificazione dinamica nel dominio del tempo	79
3.5.1	Modelli a rappresentazione esterna	80
3.5.2	Modelli a rappresentazione interna	82
3.5.3	Individuazione dei modi strutturali	83
3.5.4	Model updating	84
II	Seconda Parte	85
4	Caso studio: ponte Bologna	87
4.1	Generalità	87
4.2	Stato di fatto	88
4.3	Modello numerico agli elementi finiti	94
4.3.1	Pre-process	95
4.3.2	Process	101
4.3.3	Post-process	102

5	Indagine sperimentale: identificazione dinamica	105
5.1	Introduzione	105
5.2	Posizionamento degli accelerometri	108
5.3	Analisi modale	112
5.3.1	Risultati delle prove dinamiche	116
6	Conclusioni	127
	Bibliografia	131

Elenco delle tabelle

4.1	Caratteristiche del calcestruzzo ipotizzato	96
4.2	Valori di rigidezza orizzontale delle molle disposte in corrispondenza delle spalle	101
4.3	Periodi e frequenze relativi ai primi otto modi di vibrare . . .	104

Elenco delle figure

1.1	Schema multilivello proposto dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici	22
1.2	Diagramma di flusso per l'implementazione di un programma di monitoraggio della salute strutturale (Farrar, C. R., Doebling, S. W. & Nix, D. A., 2001)	25
1.3	Schema visivo di un tipico sistema SHM (Bisby 2006)	31
2.1	Fibra ottica monomodale utilizzata nella tecnologia dei sensori e nelle telecomunicazioni. (Enckell, 2006)	39
2.2	Confronto tra fibra ottica monomodale e multimodale	40
2.3	Rappresentazione di una tipica fibra ottica mono-modale (Ansari, 1997)	40
2.4	Legge di Snell	41
2.5	Struttura di un sensore microbend	44
2.6	Componenti e funzionamento del sistema SOFO	46
2.7	Rappresentazione di un accelerometro piezoelettrico	48
2.8	Schema del sensore capacitivo (Aktan et al. 2002)	49
2.9	Principio di funzionamento di un accelerometro a forza bilanciata (Aktan et al. 2002)	50
2.10	Trasduttore LVDT	51
3.1	Sistema meccanico ad un grado di libertà (SDOF)	54
3.2	Sistema meccanico ad n gradi di libertà (MDOF)	55
3.3	Legame tra il dominio del tempo e dominio delle frequenze (Beni)	60
3.4	Legame tra spazio delle frequenze e spazio dei modi (Beni)	61
3.5	Esempio di funzione periodica	61
3.6	Rappresentazione della funzione periodica nell'intervallo $[-\frac{T}{2}; \frac{T}{2}]$	62
3.7	Vibrodina elettro-meccanica	70
3.8	Possibile utilizzo di un martello battente	71
3.9	Rappresentazione tridimensionale dell'inertanza	74

3.10	Individuazione del cerchio con scarto quadratico medio minore (Vincenzi, 2007)	75
3.11	definizione degli angoli nel cerchio di Nyquist per la determinazione del coefficiente di smorzamento (Vincenzi, 2007)	75
4.1	Inquadramento territoriale di Torino e localizzazione del Ponte Bologna	88
4.2	Vista aerea del Ponte Bologna	89
4.3	Vista laterale Ponte Bologna	90
4.4	Mezza pianta impalcato travi - Mezza pianta fondazioni	91
4.5	Sezione trasversale A-A	91
4.6	Sezione trasversale B-B	92
4.7	Sezione trasversale C-C	92
4.8	Particolare vano servizio	93
4.9	Sezione longitudinale	94
4.10	Schema statico	94
4.11	Rappresentazione elemento shell (WooYoung 2013)	96
4.12	Rappresentazione elemento beam	97
4.13	Mesh modello	98
4.14	Rappresentazione tridimensionale del modello della struttura	99
4.15	Dettaglio molle orizzontali in corrispondenza di una spalla	101
4.16	Deformata statica dovuta ai carichi propri, ai carichi permanenti ed al carico dovuto al tram	102
4.17	Deformata I modo di vibrare	102
4.18	Deformata II modo di vibrare	103
4.19	Deformata III modo di vibrare	103
4.20	Deformata IV modo di vibrare	103
4.21	Deformata V modo di vibrare	103
4.22	Deformata VI modo di vibrare	103
4.23	Deformata VII modo di vibrare	104
4.24	Deformata VIII modo di vibrare	104
5.1	Postazione per l'acquisizione	106
5.2	Collegamento dei cavi con la centralina	106
5.3	Centralina in acquisizione	107
5.4	Storie temporali delle accelerazioni registrate tramite smartphone	109
5.5	PSD dei segnali registrati	110
5.6	Configurazione di prova	110
5.7	Accelerometro triassiale	111
5.8	Accelerometro monoassiale	112

5.9	Accelerometro monoassiale - 2	112
5.10	Time history totale dei 19 canali di acquisizione	113
5.11	Power Spectral Density dei 19 canali	114
5.12	Rappresentazione dei valori singolari	116
5.13	Individuazione di uno dei picchi	117
5.14	Rappresentazione del picco individuato	118
5.15	Istogramma rappresentativo dell'occorrenza delle frequenze . .	119
5.16	Primo modo di vibrare della struttura	120
5.17	Modo proprio della struttura	121
5.18	Modo flessio-torsionale della struttura	122
5.19	Primo modo di vibrare della struttura - FEM	122
5.20	Modo proprio della struttura - FEM	123
5.21	Modo flessio-torsionale della struttura - FEM	123
5.22	Distribuzione dei valori di <i>picco-picco</i>	124
5.23	Distribuzione dei valori di <i>picco-picco</i> con rappresentazione dell'area contenente il 95% dei dati	124
5.24	Distribuzione dei valori di <i>deviazione standard</i>	125
5.25	Distribuzione dei valori di <i>deviazione standard</i> con rappresen- tazione dell'area contenente il 95% dei dati	125

Parte I
Prima Parte

Capitolo 1

Structural Health Monitoring

1.1 Il danneggiamento strutturale

Nei termini più generali, è possibile definire il *danneggiamento* come un cambiamento introdotto in un sistema capace di influenzarne in maniera negativa sia le sue prestazioni attuali sia quelle future. Appare chiaro dunque che in questa definizione il concetto di danneggiamento ha significato solamente nel momento in cui si vada ad effettuare un confronto tra due stati diversi del sistema, vale a dire uno stato iniziale, che spesso coincide con uno stato non danneggiato, ed uno stato finale. In questi termini, tale definizione è limitata alla valutazione delle variazioni delle proprietà del materiale o anche geometriche di questi sistemi, in aggiunta, è possibile far riferimento anche alle variazioni delle condizioni al contorno e della connettività del sistema, le quali possono influenzare in maniera negativa le prestazioni attuali o future degli stessi. ¹

Il danneggiamento strutturale può interessare sia le più comuni costruzioni ad uso abitativo sia grandi opere dell'ingegneria civile quali dighe, ponti, impianti petroliferi offshore, tunnel, centrali elettriche nucleari, strutture del patrimonio, impianti portuali e strutture geotecniche, come fondazioni e scavi. Tutte queste opere garantiscono il corretto funzionamento di una società

¹C.R. Farrar, K. Worden, *An introduction to structural health monitoring*, Phil. Trans. R. Soc., pp. 303-304, 2007

e risultano parte integrante della quotidianità delle persone.²

Nonostante negli ultimi anni il settore delle telecomunicazioni abbia effettuato un notevole balzo in avanti in termini di centralità; soprattutto nello scorso anno (2020) è risultato chiaro come le infrastrutture fisiche, ad esempio ponti, porti ed aeroporti, restino un elemento imprescindibile ed insostituibile per garantire il soddisfacimento di numerosi bisogni essenziali di una società. Attraverso tali opere è possibile superare i vincoli naturali che dividono interi paesi o anche continenti.

Le infrastrutture civili non solo garantiscono il transito di persone e di merci, ma soprattutto, la loro realizzazione contribuisce in maniera decisiva alla crescita economica di un Paese per effetti sia diretti sia indiretti, come l'aumento del PIL e la creazione di nuovi posti di lavoro. Risulta evidente che un guasto o un danneggiamento di un'infrastruttura potrebbe significare non solamente una tragica perdita di vite umane, ma potrebbero esserci notevoli ripercussioni anche sull'economia di una determinata area, così come potrebbero essere notevoli contraccolpi da un punto di vista sociale e addirittura psicologico sulla popolazione.

1.2 Principi base del monitoraggio strutturale

In questo contesto si inserisce il concetto di *Structural Health Monitoring* (SHM). L'idea di fondo della tecnologia SHM è quella di sviluppare sistemi autonomi integrati che siano in grado di monitorare in continuo un'opera permettendone l'ispezione ed il rilevamento dei danni con il minimo intervento antropico.³ Lo SHM si propone non solamente di identificare le strutture danneggiate, ma soprattutto esso punta a capire come i danni si verificheranno in una struttura.

Per diversi decenni si è pensato che il cemento armato fosse un materiale praticamente eterno. Tuttavia, con il passare degli anni si è capito che esso non gode di immortalità, ci si è accorti del suo limite temporale e sono emersi tutti i suoi molteplici difetti.

²Brownjohn, J. M. W. *Structural health monitoring of civil infrastructure*. Phil. Trans. R. Soc. A 365, 589, 2007

³Fu-Kuo Chang, *A Summary Report on the First Stanford Workshop on Structural Health Monitoring*, September 18-20, 1997

Il degrado delle strutture in calcestruzzo può essere determinato da diversi fattori. Le cause principali possono essere di natura fisica, chimica e meccanica. Tra le cause di maggior rilievo vi è sicuramente la corrosione delle armature. Quando le armature presenti all'interno degli elementi strutturali si corrodono, ne consegue un'espansione delle stesse che potrebbe provocare danni al calcestruzzo, come ad esempio l'espulsione del copriferro o anche l'aumento delle sollecitazioni negli elementi strutturali che potrebbe difatti portare la struttura al collasso. ⁴ Come affermano Farrar e Worden ⁵, lo SHM è dunque un processo di implementazione di una strategia di identificazione dei danni attraverso la quale, osservando una struttura con una determinata periodicità, è possibile pervenire alla valutazione di alcune caratteristiche del sistema, in modo tale da definirne il suo stato attuale di salute.

Molteplici sono le ragioni per affermare che monitorare le prestazioni di una struttura sia davvero essenziale. Come è stato detto, la motivazione più rilevante è legata al fatto che mediante un sistema di monitoraggio è possibile predire un imminente collasso della struttura; ciò risulta essere in linea con quanto affermato nel capitolo 2 delle *Norme Tecniche per le Costruzioni 2018*, in cui si dichiara che si deve sempre garantire la sicurezza di qualsiasi opera strutturale in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la sua vita nominale. In aggiunta, avere un buon SHM permette di fornire con un preavviso accettabile il possibile verificarsi di prestazioni inaccettabili future. Infatti, una struttura deve funzionare in maniera corretta ed adeguata, in relazione alle richieste della committenza e delle specifiche dei codici.

Come è stato già detto in precedenza, la presenza di inquinanti nell'ambiente accelera i processi di degrado negli elementi strutturali ⁶, ciò comporta che il processo di corrosione tende ad aumentare. Le strutture in cemento armato che mostrano il segno di degrado devono essere testate e monitorate al fine di identificare le ragioni dei deterioramenti e per definire un piano attraverso cui poterne ridurre gli effetti.

⁴Suseela Alla, S.S. Asadi, *Integrated methodology of structural health monitoring for civil structures*, 2020

⁵C.R. Farrar, K. Worden, *An introduction to structural health monitoring*, Phil. Trans. R. Soc., pp. 304, 2007

⁶Martina Ivaskova, et al., *Air pollution as an important factor in construction materials deterioration in Slovak Republic*, in: 7th Scientific-Technical Conference Material Problems in Civil Engineering, 2015

In accordo con quanto affermato da Ross & Matthews⁷ e Mita⁸, è possibile descrivere gli scenari in cui il monitoraggio strutturale può essere necessario:

- modifiche a una struttura esistente;
- monitoraggio di strutture interessate da lavori esterni;
- monitoraggio durante la demolizione;
- strutture soggette a spostamenti a lungo termine o a degrado dei materiali;
- ciclo di feedback per migliorare la progettazione futura sulla base dell'esperienza;
- valutazione del fenomeno della fatica;
- nuovi sistemi di costruzione;
- valutazione dell'integrità strutturale successivamente ad un evento sismico;
- declino della costruzione e crescita delle esigenze di manutenzione;
- lo spostamento verso una filosofia di progettazione basata sulle prestazioni.

1.2.1 Il monitoraggio strutturale nei ponti

Fino ad ora si è potuto capire quanto monitorare una struttura costituisca uno strumento fondamentale sia durante la costruzione sia nella fase di esercizio della stessa. I vantaggi derivanti da tale tecnologia risultano essere altrettanto importanti anche nel caso di ponti e viadotti. È stato infatti specificato che il collasso di un'infrastruttura di tale portata può comportare notevoli conseguenze. Attraverso le informazioni tratte da un'indagine è possibile inoltre ipotizzare un piano manutentivo per poter intervenire, al fine di

⁷R. M. & Matthews Ross, *In-service structural monitoring—a state of the art review*, Struct. Eng. 73, pp. 23-31, 1995

⁸A. Mita, *Emerging needs in Japan for health monitoring technologies in civil and building structures*, in In Proc. 2nd Int. workshop on structural health, Stanford University, 1999

aumentare la vita di servizio della struttura, provando a ridurre il rischio e la probabilità di collasso, fermo restando che questi ultimi non saranno mai pari a zero.⁹

In aggiunta, attraverso le informazioni che si possono ottenere mediante un monitoraggio, si ha la possibilità di descrivere in maniera più dettagliata il comportamento reale della struttura. Questo potrebbe non solo garantire una riduzione delle incertezze sulla stessa in termini di materiali e di azioni, ma soprattutto ne può conseguire un giovamento relativamente alle costruzioni future, difatti, per la progettazione di esse si tenderà a far fede alle informazioni desunte per le strutture esistenti.

A livello nazionale, per quanto concerne i soli ponti stradali, si fa riferimento alle *Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*, approvate il 17 aprile 2020, dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.¹⁰

Il documento si propone, attraverso un approccio multilivello (Fig. 1.1.), di definire una classe di attenzione ed in ragione di essa, di pervenire ad una verifica di sicurezza. Mediante operazioni e valutazioni, le linee guida permettono di giungere a:

- censimento e classificazione del rischio;
- verifica della sicurezza;
- sorveglianza e monitoraggio.

A partire dal *livello 0*, è possibile censire e geolocalizzare le opere, in modo tale da poterle inserire all'interno di un database così da definire una gerarchia in termini di priorità di interventi. Nel *livello 1*, in ragione della gerarchia del livello precedente, si redigono delle schede di difettosità. Una volta redatte le schede, con il *livello 2*, è possibile definire una classe di attenzione, è possibile assegnare una classe variabile tra un grado alto ed un grado basso. Nel terzo livello, si effettuano le valutazioni preliminari, andando ad analizzare in maniera più dettagliata le criticità emerse nel primo livello. Successivamente, con il *livello 4*, ai sensi delle NTC 2018, si eseguono

⁹Cosenza E., *Ingegneria dei ponti: ieri, oggi, domani*, [Convegno], 2018

¹⁰Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici *Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*, 2020

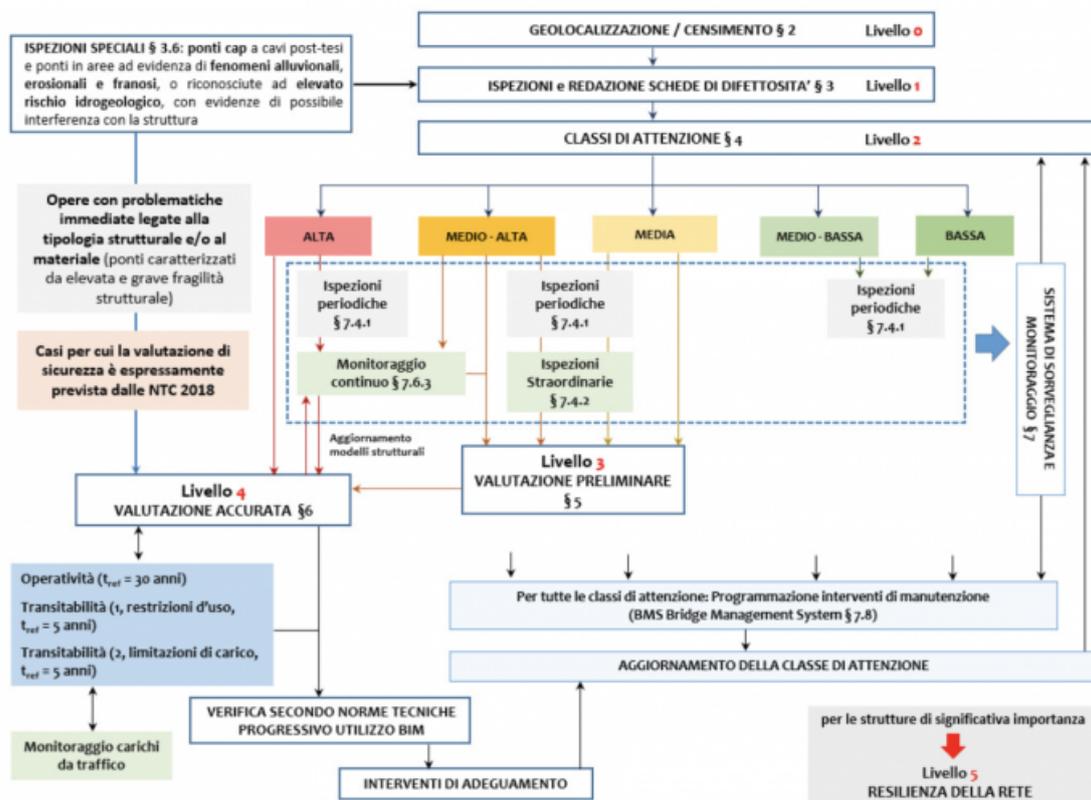


Figura 1.1. Schema multilivello proposto dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

le dovute valutazioni. Infine, nell'ultimo livello si fa riferimento alla resilienza della rete, tuttavia, questo livello è da applicarsi solamente ai ponti considerati di rilevanza strategica.¹¹

1.3 Gli assiomi del monitoraggio strutturale

Appurato che il monitoraggio strutturale costituisce un importante strumento da utilizzare in ambito civile e non solo. È interessante fare considerazioni relativamente alle numerose ricerche effettuate dagli studiosi nel corso degli ultimi anni, da esse sono emersi diversi assiomi e principi fondamentali degni

¹¹Barocci A. *Ponti, le nuove Linee Guida per la verifica e il monitoraggio sono innovative*, 2020

di nota. È doveroso però specificare che per quanto concerne lo SHM, gli assiomi non sono sufficienti per generare una metodologia. Inoltre, si precisa che quelli che vengono riportati di seguito potrebbero essere solamente alcuni dei possibili assiomi, è dunque plausibile ipotizzare che ve ne siano di ulteriori.

Nel contesto del monitoraggio strutturale, al termine *assioma* si conferisce un significato differente. Si utilizza tale parola per rappresentare una verità fondamentale sui numeri reali di qualsiasi metodologia SHM.

I primi a riportare in forma compatta tutti gli assiomi presenti in letteratura sono stati Worden S. et al. (2007)¹² Attraverso il loro lavoro, essi si proponevano di accorpare tutte le informazioni sino ad allora note, realizzando un unico testo più facilmente visionabile da chiunque ne avesse la necessità. Gli assiomi vengono di seguito elencati:

- I. Tutti i materiali hanno difetti intrinseci;
- II. La valutazione del danno richiede un confronto tra due stati del sistema;
- III. Identificare l'esistenza e la posizione del danno può essere fatto in una modalità di apprendimento non supervisionato, ma identificare il tipo di danno presente e la gravità del danno può generalmente essere fatto solo in una modalità di apprendimento supervisionato;
- IV. I sensori non possono misurare i danni. L'estrazione delle caratteristiche attraverso l'elaborazione del segnale e la classificazione statistica è necessaria per convertire i dati dei sensori in informazioni sui danni;
- V. Senza un'estrazione intelligente delle caratteristiche, più una misura è sensibile al danno, più è sensibile al cambiamento delle condizioni operative e ambientali;
- VI. Le scale di lunghezza e di tempo associate all'inizio e all'evoluzione del danno dettano le proprietà richieste del sistema di rilevamento SHM;
- VII. C'è un trade-off tra la sensibilità al danno di un algoritmo e la sua capacità di reiezione del rumore;

¹²Worden S. K., Farrar C. R., Manson G. & Park G.; *The Fundamental Axioms of Structural Health Monitoring*, Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences Issue, June, 2007.

VIII. La dimensione del danno che può essere rilevata dai cambiamenti nella dinamica del sistema è inversamente proporzionale alla gamma di frequenze di eccitazione.

1.4 Fasi del monitoraggio

Come affermato da Doebling et al. (1998),¹³ in letteratura è presente un grande numero di ricerche che attestano che è possibile rilevare i danni strutturali mediante lo studio delle vibrazioni.

Il punto nevralgico di questi studi è capire in che modo sfruttare al meglio le risposte di un sistema non lineare danneggiato. Si punta inoltre a definire in maniera ottimale il numero, così come la posizione dei sensori necessari per l'acquisizione dei segnali, in modo tale da trarre il maggior numero di informazioni.¹⁴ Monitorare una struttura significa osservarla nel tempo, significa estrarre ed analizzare le sue caratteristiche statiche e dinamiche in maniera tale da definirne lo stato di salute.

In Fig. 1.2.¹⁵ è possibile visualizzare quali sono le fasi del processo di monitoraggio. Dal diagramma di flusso si individuano quattro fasi distinte:

- I. Valutazione operativa;
- II. Acquisizione dei dati, normalizzazione e pulizia;
- III. Selezione delle caratteristiche e compattazione delle informazioni;
- IV. Sviluppo di modelli statistici per la discriminazione delle caratteristiche.

¹³Doebling, S. W., Farrar, C. R., Prime, M. B. & Shevitz, D. W. A review of damage identification methods that examine changes in dynamic properties. *Shock Vibration Digest* 30, 91–105, 1998

¹⁴Farrar, C. R., Doebling, S. W. & Nix, D. A., *Vibration-based structural damage identification*, Phil. Trans. R. Soc. A 359, 131–149, 2001

¹⁵Farrar, C. R., Doebling, S. W. & Nix, D. A., *Vibration-based structural damage identification*, Phil. Trans. R. Soc. A 359, 135, 2001

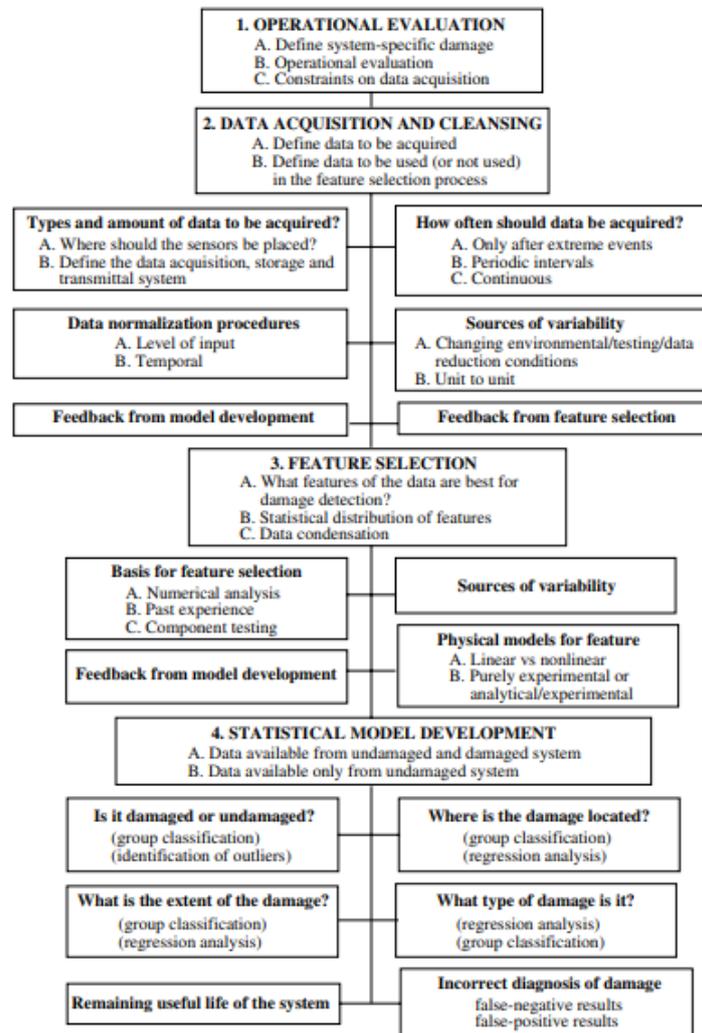


Figura 1.2. Diagramma di flusso per l’implementazione di un programma di monitoraggio della salute strutturale (Farrar, C. R., Doebling, S. W. & Nix, D. A., 2001)

I. Valutazione operativa

Per descrivere cosa si intende per valutazione operativa è interessante partire da quanto affermato nel 2001 da Farrar et al.. Essi supponevano che la valutazione operativa fosse la fase attraverso cui è possibile rispondere a due quesiti relativi all’implementazione di un sistema di monitoraggio:

- Quali sono le condizioni, sia operative che ambientali, in cui il sistema

da monitorare funziona?

- Quali sono i limiti dell'acquisizione dei dati nell'ambiente operativo?

A queste domande, con gli studi condotti da C.R. Farrar e K. Worden ¹⁶, vi si aggiungono altri due quesiti, che in realtà dovrebbero precedere i due antecedenti, essi sono:

- Quali sono le giustificazioni economiche o le giustificazioni per la sicurezza della vita per eseguire lo SHM?
- Come viene definito il danno in un generico sistema e quali sono i danni più preoccupanti?

Tenendo a mente che, sebbene possano esserci delle affinità, qualunque sistema da monitorare differisce da un altro, con la valutazione operativa si comincia ad inquadrare il problema e soprattutto si inizia ad adattare il processo di rilevamento dei danni alle caratteristiche uniche relative a quel dato sistema da monitorare.

II. Acquisizione dei dati, normalizzazione e pulizia

Sulla scia di quanto affermato sino ad ora, anche in questo caso, si sottolinea come questa fase sia funzione della specifica opera oggetto di monitoraggio e non è possibile prevedere una generalizzazione. Vale a dire che i metodi di eccitazione, la tipologia, il numero e la disposizione dei sensori e l'adozione di dispositivi hardware attraverso cui acquisire, memorizzare e trasmettere i dati sono da definirsi in ragione delle caratteristiche della singola struttura.

La capacità di normalizzare i dati è indubbiamente un punto molto importante per il processo di identificazione del danno. Sebbene generalmente si scelga di normalizzare le risposte misurate per gli ingressi misurati, in determinate circostanze ciò non risulta essere così semplice, e difatti, nel caso in cui si abbiano problemi con la variabilità ambientale o operativa, può essere necessario normalizzare i dati in qualche modo temporale per facilitare il confronto dei dati misurati in momenti simili di un ciclo ambientale o operativo. Alla fase di acquisizione dei dati e della loro normalizzazione segue la fase di pulizia degli stessi. Generalmente, essa viene effettuata sulla base di informazioni desunte durante la precedente fase di acquisizione. In

¹⁶C.R. Farrar, K. Worden, *An introduction to structural health monitoring*, Phil. Trans. R. Soc., pp. 309, 2007

seguito, mediante alcune ispezioni è poi possibile prendere atto di un malfunzionamento di un determinato sensore e di conseguenza si può agire andando a filtrare e ricampionare i dati escludendo quelli provenienti da dispositivi danneggiati.

III. Selezione delle caratteristiche e compattazione delle informazioni

Dopo aver acquisito, normalizzato e pulito i dati si passa, mediante differenti metodi, all'estrazione delle caratteristiche della struttura. Tra i metodi maggiormente utilizzati vi è quello che si basa sulla correlazione delle quantità di risposta del sistema misurate, come l'ampiezza delle vibrazioni o la frequenza, con le osservazioni del sistema in degrado. È tuttavia possibile risalire alle caratteristiche percorrendo una via differente. L'idea è quella di ipotizzare un possibile difetto ingegneristico che potrebbe avere luogo in una struttura ed applicarlo ad essa. Si può ricorrere ad un modello agli elementi finiti (*FEM*), oppure si può sottoporre un componente strutturale a condizioni di carico realistiche e dunque mediante prove di fatica o indagini sulla crescita della corrosione, si possono identificare le caratteristiche ricercate.

Qualunque sia la strada che si percorra è sempre opportuno combinare le informazioni desunte attraverso le diverse metodologie. Tuttavia, in quest'ottica, si deve mirare a sviluppare delle tecniche di riduzione dei dati in modo tale da mantenere la sensibilità delle caratteristiche ai cambiamenti strutturali di interesse in presenza di variabilità ambientale e operativa.

IV. Sviluppo di modelli statistici per la discriminazione delle caratteristiche

Negli anni si è capito che alla fase di selezione delle caratteristiche e di compattazione delle informazioni, deve seguire una fase di sviluppo di modelli statistici riguardanti l'implementazione degli algoritmi che operano sulle caratteristiche estratte per quantificare lo stato di danno della struttura.

Si possono distinguere due differenti categorie di algoritmi utilizzati nello sviluppo di un modello statistico. Si parla infatti di *supervised learning* nel caso in cui per una data struttura si abbiano informazioni relative non solamente allo stato non danneggiato, ma anche allo stato danneggiato. Al contrario, si parla di *unsupervised learning* nel momento in cui non si abbiano informazioni sulla struttura danneggiata. In quest'ultima categoria rientra il rilevamento degli outlier o delle novità.

In ragione di quanto proposto da Rytter (1993)¹⁷, lo stato di danno di un sistema può essere descritto andando a rispondere alle seguenti cinque domande:

- *Esistenza*: c'è un danno nel sistema?
- *Posizione*: dove si trova il danno nel sistema?
- *Tipo*: che tipo di danno è presente?
- *Estensione*: quanto è grave il danno?
- *Prognosi*: quanta vita utile rimane?

Rispondere alle suddette, seguendo chiaramente l'ordine previsto, permette di acquisire una conoscenza crescente dello stato del danno. Un ulteriore scopo dei modelli statistici è quello di minimizzare le false indicazioni di danno. È possibile infatti che nonostante il danno sia presente, non si riesca ad individuarlo e viceversa. Dal punto di vista della sicurezza, un falso negativo rappresenta chiaramente la situazione maggiormente pericolosa, ciononostante, un falso positivo potrebbe causare periodi di inattività della struttura, che possono incidere sia sulla fiducia riposta nel monitoraggio come tecnologia sia sugli indotti economici derivanti da quella struttura.

1.5 Tipologie di monitoraggio strutturale

Come è stato affermato fino ad ora, lo scopo del monitoraggio strutturale è quello di ottenere informazioni essenziali in modo tale da essere in grado di interpretare il corretto funzionamento strutturale di un'opera. È possibile definire diverse tipologie di monitoraggio, considerando diversi criteri di classificazione. Difatti, in funzione della durata e della frequenza delle misurazioni si può parlare di:

- *monitoraggio a breve termine*;
- *monitoraggio a lungo termine*.

¹⁷Rytter, A. *Vibration based inspection of civil engineering structures*. Ph.D. Dissertation, Department of Building Technology and Structural Engineering, Aalborg University, Denmark, 1993

La terminologia utilizzata è esplicativa di cosa significhi l'una o l'altra soluzione, tuttavia, è interessante osservare che si ricorre al monitoraggio a breve termine quando il fenomeno strutturale deve essere valutato in un momento specifico nel tempo e non è necessario avere un monitoraggio permanente della struttura. Potrebbe dunque tornare utile avvalersi di questa soluzione nel caso in cui si voglia valutare la risposta strutturale in ragione di un cambiamento dello schema statico, non è invece consigliato utilizzarlo nel caso in cui si vogliano monitorare fenomeni come l'apertura di crepe o assestamenti di fondazione, proprio perché i tempi in cui questi fenomeni hanno luogo sono maggiori e di fatto è più opportuno virare verso un monitoraggio a lungo termine. Appare evidente che nel caso di monitoraggio a breve termine, la mole di dati associata ad esso è di molto inferiore rispetto a quello a lungo termine, ciò implica una gestione dei dati più semplice.

Un'ulteriore classificazione può essere effettuata in ragione dei fenomeni che si vogliono monitorare. Nel caso in cui si voglia misurare come una crepa si propaghi, è possibile ricorrere ad un *monitoraggio locale* in modo tale da individuarne prima la posizione e poi il comportamento. Nel caso invece in cui si intenda studiare una struttura nella sua interezza, dunque, se si vogliono esaminare vibrazioni e deformazioni, si vira verso un *monitoraggio globale*.

Infine, in funzione dei carichi applicati, si può parlare di *monitoraggio statico* oppure di *monitoraggio dinamico*. Si ricorre ad un monitoraggio statico nel caso in cui si intendano controllare dei parametri variabili lentamente durante il periodo di osservazione. In questa circostanza, affinché si ottengano informazioni su un determinato parametro, possono essere sufficiente poche misurazioni per minuto o per ora.

D'altra parte, attraverso un monitoraggio dinamico è possibile rilevare la time-history delle vibrazioni meccaniche. Generalmente, i test dinamici eseguiti misurano le caratteristiche richieste a partire da forzanti esterne o da fenomeni naturali.

Come sarà spiegato nel dettaglio in seguito, gli elementi che compongono un sistema di monitoraggio dinamico sono: un sistema di acquisizione e trasmissione dei dati, un database per l'effettiva raccolta e la diagnosi dei dati ed infine dei sensori per poter misurare i segnali, in genere si ricorre ad accelerometri. È possibile immaginare anche di installare sistemi permanenti capaci di attivarsi in maniera autonoma e di catturare il moto della struttura nel momento in cui venga superata una determinata soglia limite definita a priori. A differenza del monitoraggio statico, quello dinamico, come già detto, necessita di grandi disponibilità di memoria dati per un'adeguata

acquisizione.

1.6 Requisiti del monitoraggio strutturale

Durante la fase di progettazione dei sistemi di monitoraggio automatico, si deve valutare in maniera oculata che i seguenti requisiti vengano soddisfatti:

- *Condizioni ambientali*: affinché venga garantita la necessaria protezione del sistema, l'assenza di rumore elettrico e soprattutto condizioni accessibili per permettere l'installazione dei sensori, è necessario scegliere preventivamente la strumentazione adeguata e definire uno schema dei cavi in ragione di un'attenta analisi sulle condizioni ambientali del sito in cui sarà effettuato il monitoraggio;
- *Accuratezza*: i dati che vengono rilevati in fase di monitoraggio possono essere affetti sia da errori sistematici che da errori casuali. Si deve dunque verificare che non solo il singolo trasduttore, ma che l'intero sistema lavori correttamente e che fornisca informazioni accurate e precise;
- *Affidabilità*: se un sistema di monitoraggio viene lasciato permanentemente in una struttura, viene richiesto un alto grado di affidabilità. È inoltre necessario individuare automaticamente possibili sensori difettosi o malfunzionamenti del sistema;
- *Flessibilità*: generalmente è necessario aggiornare il sistema di monitoraggio e sostituire o integrare alcuni sensori durante il suo ciclo di vita;
- *Manutenzione*: affinché venga garantita l'affidabilità del sistema, si devono programmare delle ispezioni periodiche.

1.7 Metodologia del monitoraggio strutturale

Nei paragrafi precedenti si è parlato ampiamente di cosa significhi monitorare una struttura. Tuttavia, realizzare un corretto sistema di monitoraggio implica la conoscenza non solo delle strutture, ma anche di altri settori, ad esempio, è richiesta la conoscenza dei materiali, delle tipologie attraverso cui rilevare i danni, di sensori, di gestione dei dati ed elaborazione intelligente.

¹⁸ Inoltre, sebbene ogni sistema di monitoraggio possa essere caratterizzato da dettagli specifici differenti, in Fig. 1.3., sono riportati i componenti che tipicamente sono presenti in ognuno di essi. ¹⁹

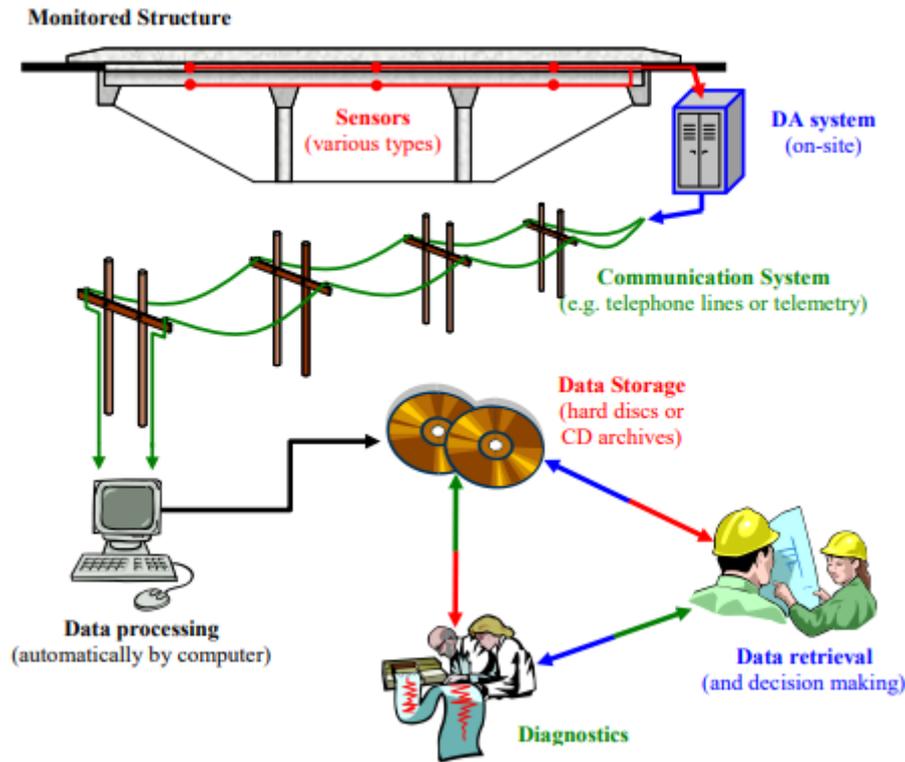


Figura 1.3. Schema visivo di un tipico sistema SHM (Bisby 2006)

1.7.1 Sensori

Affinché venga garantito un monitoraggio robusto e significativo è necessario scegliere in maniera adeguata la tipologia di sensori da utilizzare. Nel capitolo successivo sarà presentata una vasta gamma di essi, ricordando che

¹⁸Bisby, L.A., ISIS Canada Educational Module No. 5: *An Introduction to Structural Health Monitoring*, ISIS Canada, 2006

¹⁹Dong Y., Song R., Liu H. *Bridges Structural Health Monitoring and Deterioration Detection, Synthesis of Knowledge and Technology*. University of Alaska. Fairbanks, USA., 2010

i suddetti possono differire sia per forma sia per grandezza monitorata. Attualmente, i sensori maggiormente utilizzati in ambito civile sono in grado di misurare tra le varie grandezze: stress, deformazioni, parametri ambientali come temperatura e umidità o anche accelerazioni.

Generalmente, per un unico sistema di monitoraggio è previsto l'utilizzo di diverse tipologie di sensori in maniera tale da acquisire nello stesso lasso di tempo molteplici segnali riguardanti una o più grandezze, al fine di ottenere, per quanto possibile, un quadro completo della struttura. Si sottolinea inoltre che il numero di sensori da utilizzare, così come la loro posizione all'interno della struttura rappresenta un punto fondamentale del monitoraggio strutturale, difatti, un errore di valutazione in questa fase potrebbe compromettere le prestazioni del sistema stesso.

Come afferma Bisby (2006), la scelta dei sensori è dettata da diversi fattori. Ogni tipologia difatti gode di caratteristiche differenti come ad esempio precisione, affidabilità, requisiti di potenza e i limiti di trasmissione del segnale. Appare chiaro che prestazioni e caratteristiche migliori implicano costi maggiori.

Un'altra caratteristica fondamentale ricercata nei sensori è la loro facilità di installazione, un'inadeguata installazione potrebbe inficiare il comportamento del singolo sensore e dell'intero sistema di monitoraggio. Prima dell'effettiva fase di installazione, vi è una fase di progettazione del sistema in cui si deve tener conto della presenza del cablaggio dei sensori, dei condotti, delle scatole di giunzione e di altri accessori necessari per alloggiare il sistema SHM in loco.²⁰

1.7.2 Acquisizione dei dati dai sensori

Come mostrato nella Fig. 1.3., in cui è rappresentata una schematizzazione dell'intero processo, il sistema che permette l'acquisizione dei dati grezzi provenienti dai vari sensori disposti sulla struttura, è generalmente presente nei pressi del sito di monitoraggio. Il sistema DAQ (Data-acquisition), spesso chiamato *data-logger*, è dunque il sistema verso il quale vengono condotti la demodulazione del segnale, il condizionamento e la memorizzazione dei dati misurati prima di essere trasferiti verso un luogo fuori sede per poter essere analizzati.

²⁰Dong Y., Song R., Liu H. *Bridges Structural Health Monitoring and Deterioration Detection, Synthesis of Knowledge and Technology*. University of Alaska. Fairbanks, USA., 2010

I segnali analogici di uscita direttamente provenienti dai sensori hanno una forma che non ne permette la fruibilità per gli scopi del SHM, ma è proprio in questa fase che essi vengono opportunamente convertiti in un linguaggio ingegneristico, permettendone l'elaborazione nelle fasi successive. Tutti i sensori possono essere collegati con il sistema di acquisizione mediante due soluzioni, o attraverso una connessione cablata oppure connessione wireless.

La connessione cablata costituisce sicuramente la soluzione più vantaggiosa dal punto di vista economico, tuttavia essa può essere fortemente affetta da fenomeni elettromagnetici (EMI) che possono portare ad errori di misurazione. È possibile provare a by-passare tale problematica, o comunque a ridurre le criticità, utilizzando delle tecniche di segnalazione differenziale e dei cavi adeguatamente schermati. Si aggiunge inoltre che l'utilizzo di tecnologie di rilevamento a fibra ottica (FOS) permettono di evitare qualsiasi tipo di interferenza essendo esse immuni da fenomeni EMI.

È doveroso specificare che per garantire una corretta acquisizione dei dati, i cavi dei sensori non devono in nessun modo subire dei danneggiamenti o tranciamenti. Nonostante il costo più elevato ed un trasferimento di dati più lento, talvolta è necessario ricorrere alla connessione wireless, è questo il caso di strutture in cui, in ragione dell'elevata estensione spaziale della struttura stessa, potrebbero esserci problematiche nell'installazione di un corretto sistema di monitoraggio cablato. ²¹

1.7.3 Comunicazione dei dati

Anche in questa circostanza, per capire al meglio cosa si intende per *Comunicazione dei dati* è possibile visualizzare la Fig. 1.3.. Una volta che i dati sono stati acquisiti dal sistema DAQ, è necessario comunicare e dunque trasferire gli stessi attraverso un sistema costituito da linee telefoniche o Internet. Così facendo sarà possibile elaborare ed analizzare i dati in maniera opportuna.

Tipicamente, il sito in cui avvengono elaborazione ed analisi dei dati è posto in un luogo distante dalla struttura oggetto di monitoraggio. Questo permette non solo di monitorare l'opera a distanza, ma soprattutto elimina o quantomeno riduce la necessità di recarsi nel sito in futuro. ²² Si aggiunge

²¹Dong Y., Song R., Liu H. *Bridges Structural Health Monitoring and Deterioration Detection, Synthesis of Knowledge and Technology*. University of Alaska. Fairbanks, USA., 2010

²²Han, L., Newhook, J.P. and Mufti, A.A. *Centralized remote structural monitoring and management of realtime data*. SPIE International Symposium on Smart Structures and

infine che, seppure venga scelto di rado, è possibile prevedere un trasferimento fisico dei dati mediante delle unità DAQ mobili o degli hard drives. È chiaro che questa soluzione non goda dei vantaggi delle tecniche precedentemente descritte ed implica una dilatazione dei tempi dell'intero processo.

1.7.4 Elaborazione ed Analisi dei dati

Le fasi di elaborazione ed analisi dei dati rappresentano certamente la parte operativa dell'intero processo di monitoraggio. In genere, l'elaborazione dei dati avviene in maniera automatica, è infatti il computer che si occupa di analizzarli.

Una volta che sono stati acquisiti e poi trasferiti, i dati devono essere ripuliti da ogni possibilità di errore o comunque incertezza che potrebbe portare a dei risultati non rispecchianti il vero stato di salute della struttura. Ha luogo dunque una sorta di filtraggio delle informazioni acquisite in modo da rimuovere le informazioni ridondanti o indesiderate al fine di garantire, come detto, una successiva corretta diagnosi.

1.7.5 Conservazione dei dati processati

Successivamente alle fasi di elaborazione ed analisi, generalmente, è necessario che questi debbano essere conservati in modo tale da poter essere riutilizzati in un secondo momento. Proprio per evitare qualsiasi problema legato alla corruzione dei dati, è necessario porre molta attenzione a questa fase. Si aggiunge inoltre che una volta conservati, qualsiasi dato deve essere facilmente interpretabile da chiunque ne abbia bisogno, si deve quindi conferire una sorta di consequenzialità logica, oltre che temporale.

Inoltre, la mole di dati da conservare può essere più o meno grande, anche in questa circostanza, si devono evitare problemi legati alla mancanza di memoria. Per ridurre la quantità di dati archiviati generalmente vengono conservati solamente i dati provenienti dalla fase di elaborazione, mentre vengono eliminati i dati grezzi. Questa operazione è sicuramente vantaggiosa dal punto di vista della memoria richiesta, ma elimina qualsiasi possibilità di analizzare i dati nuovamente in futuro.

1.7.6 Diagnosi e Prognosi

Le fasi di diagnostica e prognostica rappresentano probabilmente i punti più cruciali di un sistema di monitoraggio efficace. Proprio come succede in ambito medico, una volta che i dati sono stati raccolti ed elaborati, è necessario interpretarli. L'obiettivo è quello di acquisire delle informazioni che possano essere utilizzabili per garantire il corretto funzionamento della struttura. Per poter individuare dei danneggiamenti all'interno della struttura, nonostante siano a disposizione i dati, è essenziale godere di una certa sensibilità, nonché conoscenza del comportamento delle strutture.

23

1.7.7 Recupero dei Dati

In accordo con quanto affermato nel paragrafo 1.7.5, una volta che i dati sono stati elaborati ed analizzati, è necessario provvedere alla conservazione degli stessi. Analizzando ancora la Fig. 1.3., si vede la stretta correlazione tra *Diagnostica* e *Decision making*, nonostante i dati possano già essere stati analizzati, può essere richiesto infatti di ritornare sugli stessi e elaborarli nuovamente, in modo tale da pervenire ad una soluzione differente. La mole dei dati di partenza incide fortemente sulla capacità di recuperare i dati grezzi in futuro. Ad esempio, nel caso di una prova statica, può essere semplice reperire non solo i dati elaborati, ma anche i dati grezzi, poiché il volume complessivo dei dati ad essa associati è inferiore rispetto al caso di prova dinamica. Invece, in quest'ultimo caso, essendo la mole di dati generali già molto grande, risulta più difficoltoso conservare anche i dati grezzi.

²³Dong Y., Song R., Liu H. *Bridges Structural Health Monitoring and Deterioration Detection, Synhtesis of Knowledge and Technology*. Univesity of Alaska. Fairbanks, USA., 2010

Capitolo 2

Tecnologie dei sensori

2.1 Introduzione

Il processo di monitoraggio strutturale ha inizio con la misurazione di una o più caratteristiche rilevanti di una struttura, quali accelerazione, deformazione, intensità della luce e temperatura. Come è stato specificato nel capitolo precedente, generalmente, questo avviene per mezzo di sensori che trasformano le quantità misurate in segnali elettrici che possono essere facilmente digitalizzati e memorizzati.²⁴

Nel campo dell'ingegneria civile, i sensori comunemente utilizzati in grado di misurare la maggior parte dei parametri sopra descritti sono estensimetri, accelerometri, inclinometri, fili vibranti ed altri ancora. Difatti, negli ultimi decenni, si è avuto un notevole sviluppo delle tecnologie di rilevamento tali per cui si può affermare che il numero di sensori utilizzati nel monitoraggio strutturale oggi è pressoché infinito.

I vari dispositivi differiscono tra loro non solo in ragione delle grandezze che sono capaci di misurare, ma soprattutto per principi fisici su cui essi si fondano. Oltre alle cosiddette tecnologie tradizionali, ne sono state sviluppate di altre, come quella delle fibre ottiche, che, come sarà descritto in seguito, permettono di raggiungere notevoli risultati, difficilmente raggiungibili con le tecniche del passato sia per motivi operativi che talvolta anche economici. I sensori a fibra ottica (*FOS*), i micro sistemi elettromeccanici (*MEMS*) e i laser scanner godono di una alta facilità di installazione, questa è chiaramente una caratteristica da non sottovalutare quando si progetta l'architettura di

²⁴González I., *Study and Application of Modern Bridge Monitoring Techniques*, 2011

un sistema di monitoraggio. La possibilità di monitorare una struttura senza il bisogno di recarsi in sito permette un chiaro guadagno in termini di tempo, ma garantisce anche un notevole vantaggio dal punto di vista economico.²⁵

Essendovi una così grande varietà di soluzioni, è chiaro che alcuni dispositivi siano maggiormente idonei per uno scopo piuttosto che per un altro. Nel caso in cui ad esempio sia richiesto un monitoraggio a lungo termine, si deve ipotizzare l'utilizzo di un dispositivo che sia in grado di lavorare nel tempo e che dunque le sue prestazioni non varino a causa di deterioramenti. In questo capitolo, il proposito è di presentare un ventaglio delle possibili tecnologie utilizzabili nel monitoraggio strutturale dei ponti e delle strutture civili in generale.

2.2 Sensori a fibra ottica (*FOS*)

2.2.1 Introduzione

Le *fibre ottiche* sono filamenti di materiale dielettrico trasparente, come vetro, quarzo o polimeri, che permettono la trasmissione al loro interno di un campo elettromagnetico a frequenza ottica con perdite di potenza estremamente limitate. Generalmente l'intervallo entro cui oscilla la lunghezza d'onda di tale campo ha come estremi 380 nm e 750 nm. Sebbene il suo impiego sia maggiormente diffuso nel settore delle telecomunicazioni, esse vengono ormai utilizzate in quasi tutti i rami dell'ingegneria.

La caratteristica distintiva della fibra ottica, la quale le permette di essere preferita alle tradizionali reti di comunicazione in rame, è quella di permettere alla luce di viaggiare seguendo linee curve, sebbene questa, in generale, segua solamente linee rette.

È possibile distinguere due diverse tipologie di fibre ottiche: le *monomodali* e le *multimodali*, come si vedrà in seguito, il loro diverso comportamento è dettato da caratteristiche dimensionali differenti; nelle prime si ha difatti un nucleo molto più piccolo rispetto alle seconde.

Per descrivere al meglio il fenomeno che garantisce loro di avere un moto curvo piuttosto che rettilineo, è opportuno prima descrivere la geometria di una generica fibra ottica.

²⁵Enckell M., *Structural health monitoring using modern sensor technology : long-term monitoring of the New Årsta Railway Bridge*, 2006

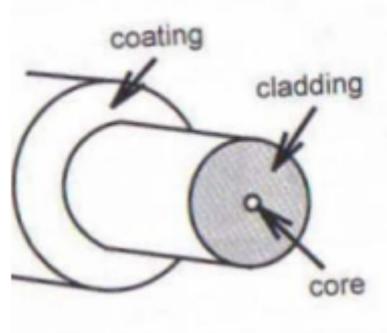


Figura 2.1. Fibra ottica monomodale utilizzata nella tecnologia dei sensori e nelle telecomunicazioni. (Enckell, 2006)

Nello specifico, in Fig. 2.1., è rappresentata una fibra ottica monomodale; quest'ultima, così come una fibra multimodale, è costituita essenzialmente da tre strati concentrici. La parte più interna, il cosiddetto *core*, costituisce il cuore o nucleo della fibra stessa, esso può presentare dimensioni differenti a seconda che si tratti di fibre monomodali o multimodali. Questo implica che nel primo caso si ha la trasmissione di un solo raggio luminoso al proprio interno, mentre nel secondo caso, in ragione di un diametro del *core* maggiore, è possibile la trasmissione di più modi di propagazione (Fig.2.2.). Come è stato detto precedentemente, in genere, il core ha una natura vetrosa essendo costituito da un'alta percentuale di silice. Tale natura silicea permette la trasmissione su grandi distanze e soprattutto con pochissime perdite.

Il nucleo è poi circondato da un rivestimento denominato *cladding*, quest'ultimo ha il compito di guidare l'onda luminosa. La trasmissione del segnale è resa possibile andando a modificare l'indice di rifrazione proprio di questo strato. Quest'operazione permette difatti di ottenere una superficie di discontinuità rispetto al nucleo, all'interno del quale resta confinato il segnale grazie al fenomeno della riflessione totale.

Vi è poi un rivestimento plastico esterno denominato *coating* che previene la rottura del vetro di silice e permette la flessibilità e la piegatura della fibra, inoltre, tale strato più esterno ha il compito di minimizzare le perdite d'intensità mentre la luce si propaga nella fibra oltre che di sostenere fisicamente il nucleo. ²⁶

²⁶Enckell M., *Structural health monitoring using modern sensor technology : long-term monitoring of the New Årsta Railway Bridge*, 2006

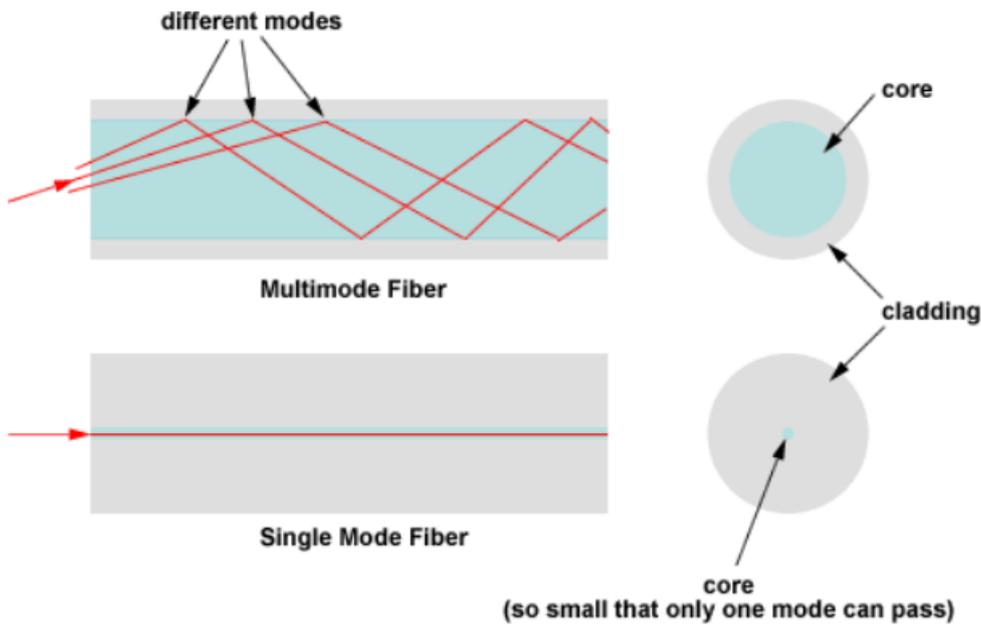


Figura 2.2. Confronto tra fibra ottica monomodale e multimodale

Dopo averne definito la geometria, al fine di capire in maniera adeguata il fenomeno che permette alla luce di avere un moto curvo è possibile visualizzare la Fig. 2.3..²⁷

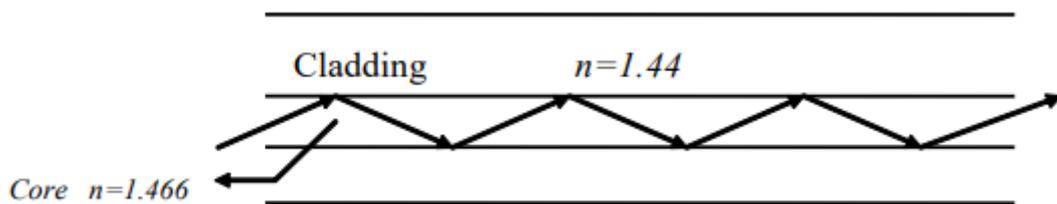


Figura 2.3. Rappresentazione di una tipica fibra ottica monomodale (Ansari, 1997)

Come è stato già detto, la luce ha generalmente un moto rettilineo, ciononostante, nella situazione in cui durante il suo cammino attraversi due mezzi

²⁷Ansari F., *State-of-the-art in the Applications of Fiber Optic Sensors to Cementitious Composites*, Cement & Concrete Composites, 19 (1), 3-19, 1997

di propagazione differenti, essa subisce il fenomeno della rifrazione, vale a dire che la sua direzione di propagazione cambia in maniera brusca in accordo con la legge di Snell:

$$n_1 \sin \theta_1 = n_2 \sin \theta_2 \quad (2.1)$$

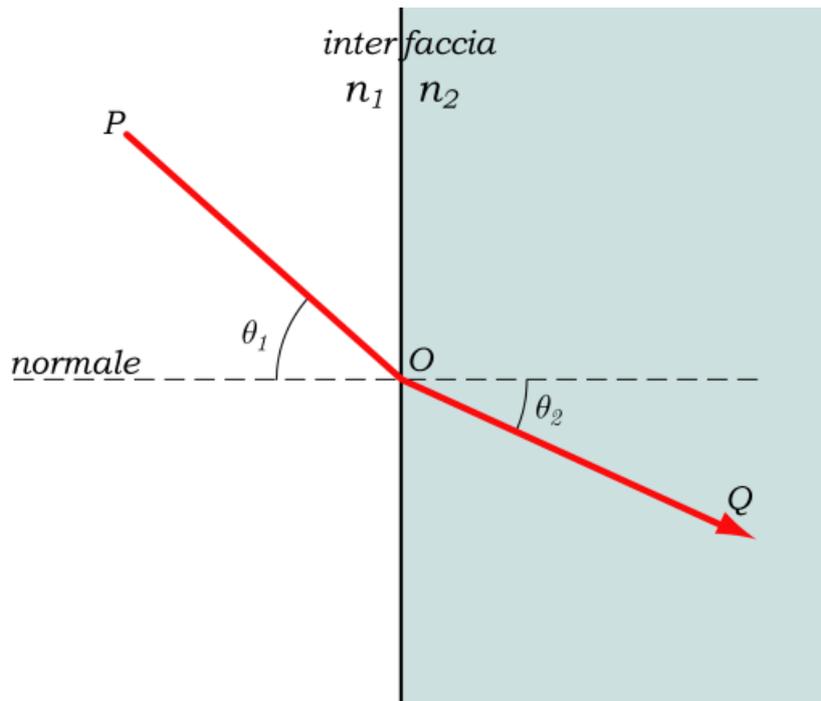


Figura 2.4. Legge di Snell

La legge proposta dal matematico e fisico olandese Willebrord Snel van Royen descrive le modalità di rifrazione di un raggio luminoso nella transizione tra due mezzi con indice di rifrazione differente. Essa asserisce che quando la luce passa da un materiale con indice di rifrazione più alto ad un materiale con indice più basso, esiste un angolo limite $\theta_1 = \theta_{cr}$ in corrispondenza del quale $\theta_2 = 90^\circ$, vale a dire che non vi è più la presenza del raggio rifratto. Per la determinazione dell'angolo limite vale la seguente relazione:

$$\sin \theta_{cr} = \frac{n_2}{n_1} \quad (2.2)$$

In corrispondenza di un angolo di incidenza maggiore o uguale a θ_{cr} avviene la riflessione totale interna. Affinché il segnale possa propagarsi per successive riflessioni è dunque necessario che le suddette condizioni vengano soddisfatte.

L'idea di base delle fibre ottiche è dunque quella di scegliere a monte per il core e per il cladding degli indici di rifrazione tali per cui siano indotte una serie di deviazioni della luce, in modo che questa si rifletta sulle pareti della fibra ottica seguendone il profilo anche se quest'ultimo non si presenti rettilineo. Nello specifico, a tal fine, il corpo interno deve avere un indice di rifrazione più elevato di quello esterno. Si specifica che a causa delle impurità presenti negli elementi costituenti la fibra stessa, una parte della radiazione viene man mano assorbita determinando dunque una riduzione dell'intensità della radiazione luminosa.

In aggiunta, in accordo con quanto affermato da Grivas et al. (2003)²⁸, Pinet, et al. (2007)²⁹, è possibile presentare i vantaggi di cui i sensori a fibra ottica godono:

- *Stabilità*: i FOS permettono di ridurre le perdite di trasmissione del segnale, ciononostante, essi sono in grado di trasmettere su grandi lunghezze, permettendo un monitoraggio remoto. Inoltre, tali sensori non patiscono la corrosione e sono dunque estremamente indicati nel caso in cui sia richiesta una loro attività nel tempo senza subire fenomeni di deterioramento;
- *Non conduttività*: essendo esenti da interferenze elettromagnetiche (EMI) e di radiofrequenza, non sono affetti da rumori indesiderati, ciò comporta una maggiore pulizia dei dati grezzi, facendo sì che sia richiesta una minore fase di filtraggio delle acquisizioni;
- *Convenienza*: in ragione delle loro dimensioni e peso contenuto, i FOS permettono l'incorporazione permanente nelle strutture.

Nel campo dell'ingegneria civile i sensori a fibra ottica possono essere utilizzati per misurare diverse grandezze quali deformazioni, spostamenti strutturali, frequenze di vibrazioni, accelerazioni, temperatura ed umidità. In commercio sono disponibili dispositivi più o meno costosi, sicuramente quelli con un prezzo maggiore sono i sensori che utilizzano la demodulazione, i

²⁸Grivas, D. A. and Garlock, M. *Sensing systems for bridges: an assessment of the state-of-the-art*. In: Mahmoud, K. M. (Ed) Proceedings of the Second New York City Bridge Conference. New York, NY, USA: A.A. Balkema. 269-284., 2003

²⁹Pinet, E., Hamela, C., Glišićb, B., Inaudib, D. and Mironc, N. *Health monitoring with optical fiber sensors: from human body to civil structures*. SPIE Smart Structures and Materials & Nondestructive Evaluation and Health Monitoring 14th International Symposium. San Diego, California USA: 2, 2007

quali sono difficilmente utilizzati in ambito strutturale. Tuttavia, è comunque possibile usufruire di dispositivi più accessibili economicamente³⁰ e che siano comunque in grado di fornire informazioni sufficienti a definire lo stato di salute della struttura, alcuni di essi saranno presentati nei paragrafi successivi.

2.2.2 Classificazione

È possibile classificare i sensori a fibra ottica in funzione di diversi parametri. Una prima ripartizione può essere effettuata in ragione del posizionamento del sensore rispetto alla fibra, si possono dunque distinguere sensori *intrinseci* e sensori *estrinseci*. Un sensore intrinseco utilizza un meccanismo di rilevamento o trasduzione che fa parte della fibra ottica, dunque in questo caso l'elemento sensibile è la fibra stessa. Nel caso di sensore estrinseco, la fibra viene utilizzata solamente per trasportare la luce all'elemento o al dispositivo di rilevamento, è dunque il trasduttore l'elemento sensibile alle variazioni della grandezza di interesse.³¹

Un'ulteriore classificazione può essere fatta in base al principio di funzionamento, è possibile suddividere i sensori a fibra ottica in diverse categorie:

- *Sensori intensity-based*
- *Sensori spettrometrici*
- *Sensori interferometrici*

Sensori *intensity-based*

I sensori *intensity-based* sono caratterizzati dal fatto che in essi l'intensità della luce viene modulata da un parametro esterno, tali sensori fanno riferimento alle perdite di intensità della luce che sono associate alla deformazione delle fibre ottiche lungo qualsiasi porzione della loro lunghezza³². È possibile classificare i suddetti in due categorie, in funzione di se vi sia o meno il contatto fisico con il sensore. Rientrano nella prima categoria i

³⁰González I., *Study and Application of Modern Bridge Monitoring Techniques*, 2011

³¹Enckell M., *Structural health monitoring using modern sensor technology : long-term monitoring of the New Årsta Railway Bridge*, 2006

³²Lee I., *Development of a fiber optic polarimetric sensor for concrete*, 1996

cosiddetti *microbend sensors*, il loro principio di rilevamento si basa sulla variazione della potenza trasmessa in funzione della sollecitazione. In sostanza, in questa struttura, l'intensità della luce viene modulata, con possibilità di aumentare o diminuire, in ragione delle microcurvature indotte (Fig. 2.5.).

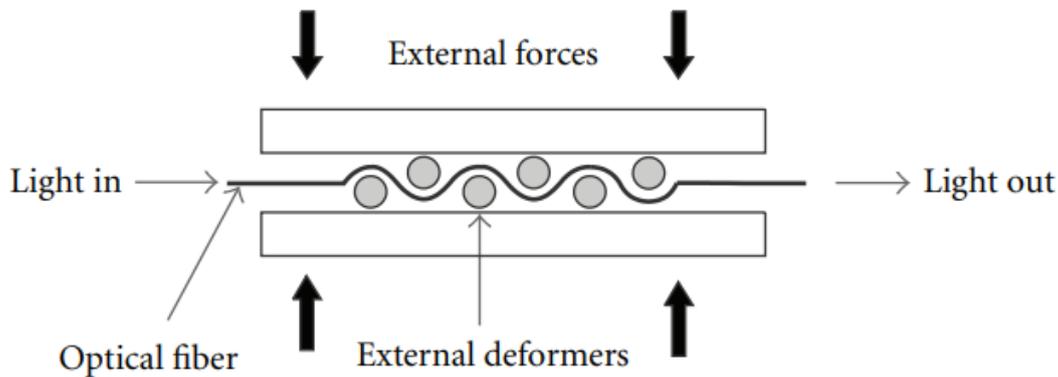


Figura 2.5. Struttura di un sensore microbend

È possibile caratterizzare il comportamento di un sensore microbend in funzione del numero e della tipologia di deformazioni esterne. Nel caso in cui esse siano presenti in gran numero, vi saranno grandi perdite della luce; mentre, nel caso in cui si abbia un grande raggio di curvatura, vi saranno perdite più contenute rispetto al caso di piccoli raggi.

L'altra tipologia di sensori intensity-based è rappresentata dai cosiddetti sensori *noncontact displacement*, come lascia intendere il loro nome, essi non prevedono il contatto. Difatti, in essi si può distinguere una fibra ottica che si occupa di guidare il segnale trasmesso, mentre una o più fibre fungono da collettore del segnale riflesso dalle superfici circostanti.³³

I vantaggi di questi sensori sono la loro semplicità di costruzione e la compatibilità con la tecnologia delle fibre multimodali. Al contrario, gli svantaggi sono legati al fatto che le misurazioni sono relative ed inoltre nel caso in cui non venga usato un sistema di riferimento, le variazioni nell'intensità della sorgente luminosa possono portare a false letture³⁴.

³³Y.Rodriguez Garcia, J.M.Corres, J.Goicoechea, *Vibration Detection Using Optical Fiber Sensors*, Journal of Sensors, 2010

³⁴Dong Y., Song R., Liu H. *Bridges Structural Health Monitoring and Deterioration Detection, Synthesis of Knowledge and Technology*. University of Alaska. Fairbanks, USA.,

Sensori spettrometrici

Un'altra tipologia di sensori a fibra ottica è rappresentata dai sensori spettrometrici. In essi, il meccanismo di trasduzione si basa sulle variazioni della lunghezza d'onda della luce alla perturbazione fisica di interesse. Un esempio di tali sensori sono i reticoli di Bragg (FBG) (Morey et al. 1989); per poterli realizzare, è necessario ricorrere ad una sorgente energetica, come i raggi UV, attraverso cui è possibile modulare localmente l'indice di rifrazione del core.

Per poterne capire il comportamento, si sottolinea che in essi, la spaziatura del reticolo è proporzionale alla lunghezza d'onda della luce riflessa quando un impulso luminoso viene inviato lungo la fibra. Il principio di questi sensori è di convertire i dati sulla spaziatura in un valore di deformazione misurato. Il vantaggio di questi sensori risiede nel fatto che possono essere usati sia per il monitoraggio statico che dinamico. I sensori a fibra ottica basati sulla tecnologia FBG sono adatti al rilevamento diretto della deformazione e della temperatura. Tuttavia, è necessaria una compensazione termica durante la raccolta dei dati, essendo sensibili alla temperatura. ³⁵

Sensori interferometrici

L'interferenza è un fenomeno che può essere dovuto alla sovrapposizione di campi di radiazione provenienti da più sorgenti o anche dall'interazione di differenti componenti di uno stesso campo. Per realizzare un sensore interferometrico deve essere generata una modifica della fase ottica e quindi una modifica del percorso di interferenza.

In questi sensori, la luce viene divisa in due fasci, uno viene inviato attraverso il filo di misura e l'altro attraverso un filo di riferimento passivo. Quando vengono ricombinati, le differenze di fase relative possono essere misurate e associate a un dato valore fisico, generalmente questa tipologia di sensore viene utilizzata per la misurazione di deformazioni o spostamenti. ³⁶

Uno dei sistemi maggiormente utilizzati rientranti in questa categoria è il *SOFO* (acronimo francese di Surveillance d'Ouvrages par Fibres Optiques). Esso è composto da sensori con interferometria a bassa coerenza, un'unità

2010

³⁵Dong Y., Song R., Liu H. *Bridges Structural Health Monitoring and Deterioration Detection, Synthesis of Knowledge and Technology*. University of Alaska. Fairbanks, USA., 2010

³⁶Li HN, Li DS, Song GB. *Recent applications of fiber optic sensors to Health monitoring in civil engineering*; 26(11): 1647-1657, 2004

di lettura e da un software che si occupa sia dell'acquisizione che dell'analisi dei dati.

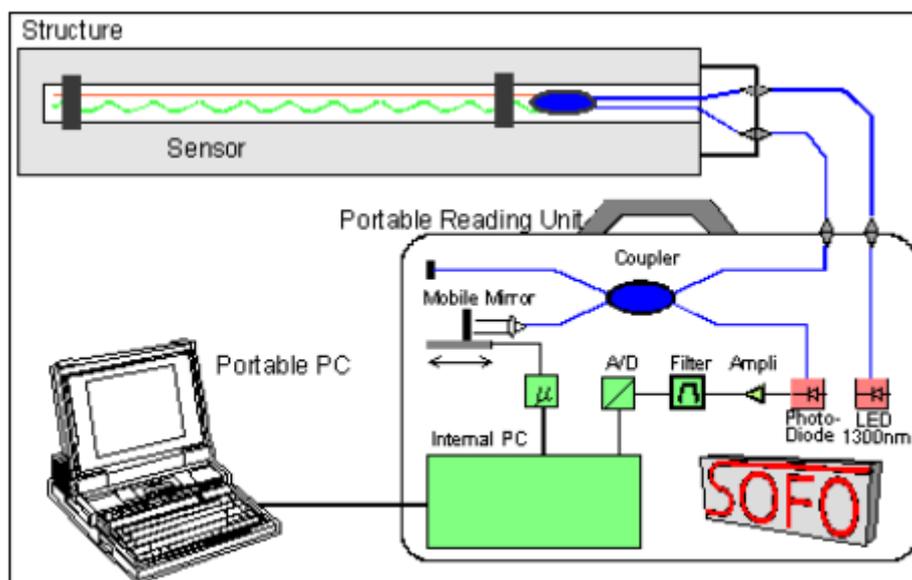


Figura 2.6. Componenti e funzionamento del sistema SOFO

Come detto in precedenza, nel sensore sono presenti due fibre ottiche, la prima è accoppiata con la struttura e ne segue le deformazioni, mentre la seconda non è direttamente collegata ad essa.

Il concetto di base è che quando una struttura viene sollecitata si deforma, deformandosi essa genera o un allungamento o un accorciamento delle due fibre accoppiate. La variazione di lunghezza tra le due fibre traduce il valore della deformazione ³⁷. Si specifica che affinché vengano misurati sia l'accorciamento che l'allungamento, la fibra di misura deve essere precaricata allo 0,5%. Una volta eseguita la misura, i dati vengono raccolti in un'unità di lettura dati, a cui si collega un computer per procedere con le analisi.

³⁷Inaudi D., Casanova N., Vurpillot S., Kronenberg P., Martinola G., Steinmann G., Mathier J., *Sofo: structural monitoring with fiber optic sensor*, in fib "Monitoring and Safety Evaluation of Existing Concrete Structures", 12-13.2., Vienna, Austria, 1999

2.3 Sensori MEMS

I sistemi microelettromeccanici, o anche più semplicemente conosciuti con l'acronimo *MEMS* rappresentano una tecnologia di dispositivi o sistemi dalle dimensioni contenute che combinano componenti meccanici ed elettromeccanici miniaturizzati realizzati attraverso tecniche di microfabbricazione. Difatti, solitamente, la dimensione di tali dispositivi va da un micrometro a un millimetro.

Nell'ambito del monitoraggio strutturale, tali sensori vengono utilizzati per misurare diversi parametri fisici come accelerazione, inclinazione e temperatura. Essi possono essere realizzati mediante diverse tecnologie, come la fabbricazione del silicio modificato, stampaggio e placcatura, lavorazione a scarica elettrica e altre tecnologie innovative.³⁸

Le loro dimensioni contenute ne permettono la collocazione in aree inaccessibili per i sensori tradizionali. Inoltre, questa peculiarità fa sì che sia possibile l'installazione in grande quantità chiaramente nella stessa struttura, ma persino nello stesso elemento.

2.4 Accelerometri tradizionali

Gli accelerometri sono dispositivi attraverso cui è possibile misurare le accelerazioni indotte da vibrazioni naturali o forzanti esterne. Essi sono sostanzialmente costituiti da una massa di prova che viene tenuta in sospensione mediante un elemento elastico. In presenza di un'accelerazione, questa massa si sposta dalla sua posizione di riposo di una certa quantità che risulta essere proporzionale all'accelerazione rilevata. Questi dispositivi, attraverso la conversione della variazione di posizione in un adeguato segnale elettrico garantiscono l'ottenimento di informazioni relative alla grandezza fisica misurata. Mediante una o due integrazioni è possibile poi risalire, se necessario, alla velocità ed allo spostamento.

Nel campo dell'ingegneria civile, gli accelerometri di uso più comune sono gli accelerometri piezoelettrici, gli accelerometri capacitivi e quelli a forza

³⁸EMPA, CityU, COWI, LTU, NFBC,OU, UMINHO, USTUTT,USAC and WUT,. *Evaluation of Monitoring Instrumentation and Techniques*. Technical report, the sustainable bridges project co-funded by the European Commission within the Sixth Framework Programme, 2004

bilanciata. Essi sono in grado di descrivere il comportamento dinamico della struttura, sia a breve che a lungo termine.³⁹

Accelerometri piezoelettrici

Gli accelerometri piezoelettrici sono dispositivi leggeri e piccoli, costituiti da un cristallo piezoelettrico ed una massa collegata ad una base di supporto. Se essi sono soggetti ad una generica sollecitazione meccanica esterna, sfruttando la capacità dei cristalli, gli accelerometri piezoelettrici sono in grado di generare un segnale elettrico proporzionale alla pressione agente.

Tra i vantaggi di tali dispositivi, il principale è quello di essere in grado di misurare le accelerazioni anche senza alimentazione elettrica, tuttavia, poiché il cristallo genera un segnale elettrico solo quando la sollecitazione non permane, gli accelerometri piezoelettrici non sono in grado di misurare accelerazioni quasi statiche. Difatti, se in tali dispositivi agisce ad esempio una compressione che permane nel tempo, tale da considerarsi statica, ha luogo il cosiddetto *leakage*, vale a dire che il segnale si congela fino poi a dissiparsi, non producendo nessun segnale in uscita.⁴⁰

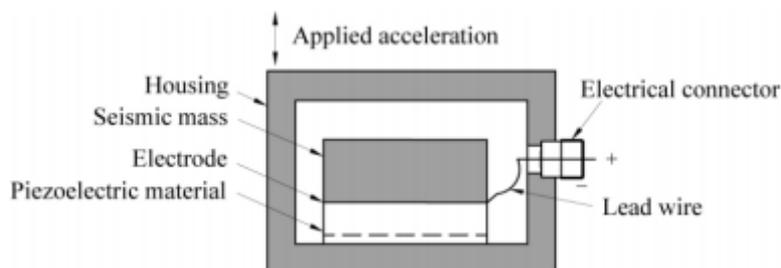


Figura 2.7. Rappresentazione di un accelerometro piezoelettrico

³⁹Enckell M., *Structural health monitoring using modern sensor technology : long-term monitoring of the New Årsta Railway Bridge*, 2006

⁴⁰Enckell M., *Structural health monitoring using modern sensor technology : long-term monitoring of the New Årsta Railway Bridge*, 2006

Accelerometri capacitivi

Gli accelerometri capacitivi sono dispositivi costituiti da una massa sismica realizzata in materiale conduttivo posta tra due condensatori a piastre parallele che agiscono in modo differenziale (Fig. 2.8.). Essi godono di un'ottima risoluzione e sono adatti per misure a bassa frequenza.⁴¹

Il loro scopo è di misurare lo spostamento della massa, a tal fine, essi sfruttano la variazione di capacità di un condensatore dovuta alla distanza tra le sue armature. Per evitare il contatto tra le armature, la massa è tenuta in sospensione da un elemento elastico. Quando essa è soggetta ad un'accelerazione, la capacità misurata ai suoi capi varia, ed allora è possibile risalire allo spostamento della massa stessa.

A differenza dei precedenti, questi accelerometri sono idonei a misurare le accelerazioni statiche, per contro, poiché possono essere soggetti ad interferenze elettromagnetiche, talvolta, è necessaria un'adeguata schermatura.

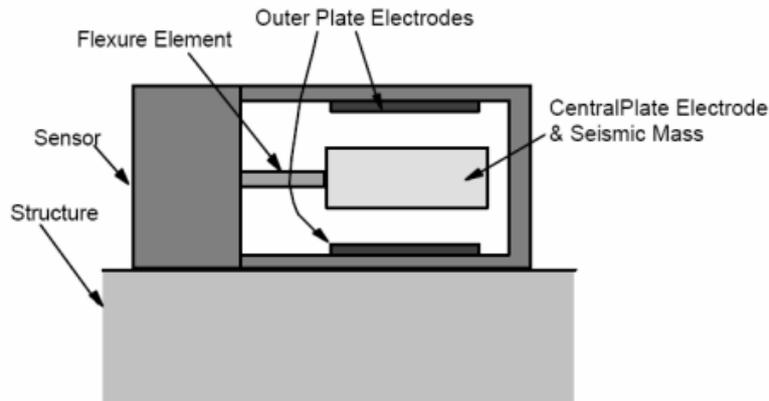


Figura 2.8. Schema del sensore capacitivo (Aktan et al. 2002)

Accelerometri a forza bilanciata

Il principio di funzionamento degli accelerometri a forza bilanciata è simile agli accelerometri capacitivi ma su scala più piccola. Come è possibile vedere

⁴¹EMPA, CityU, COWI, LTU, NFBC,OU, UMINHO, USTUTT,USAC and WUT,. *Evaluation of Monitoring Instrumentation and Techniques*. Technical report, the sustainable bridges project co-funded by the European Commission within the Sixth Framework Programme, 2004

in Fig. 2.9., in essi è presente una piastra centrale tenuta da quattro travi di sospensione. Nel momento in cui il sensore è sottoposto ad un'accelerazione, la forza inerziale che agisce sulla piastra centrale provoca il movimento relativo dei punti di supporto.

Tale tipologia di accelerometro è fortemente adatta per le misurazioni di accelerazioni a bassa frequenza.⁴²

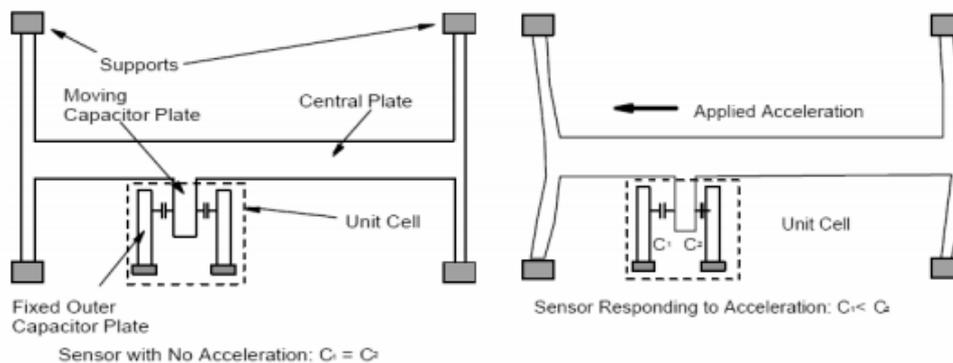


Figura 2.9. Principio di funzionamento di un accelerometro a forza bilanciata (Aktan et al. 2002)

2.5 Trasduttori di spostamento

I trasduttori differenziali lineari variabili (*LVDT*) sono dispositivi utilizzati per misurare gli spostamenti. Essi sono costituiti da un involucro metallico cavo esterno, da un gruppo di bobine e da un nucleo realizzato con materiale magneticamente conduttivo. (Fig. 2.10.) Quest'ultimo ha la possibilità di muoversi lungo l'asse di misura, mentre le bobine, in ragione della posizione del nucleo all'interno dell'involucro, producono un segnale elettrico.⁴³ In genere, questi trasduttori sono utilizzati per monitorare le fessure nel tempo e per valutarne dunque il loro sviluppo.

⁴²Enckell M., *Structural health monitoring using modern sensor technology : long-term monitoring of the New Årsta Railway Bridge*, 2006

⁴³Dong Y., Song R., Liu H. *Bridges Structural Health Monitoring and Deterioration Detection, Synthesis of Knowledge and Technology*. University of Alaska. Fairbanks, USA., 2010

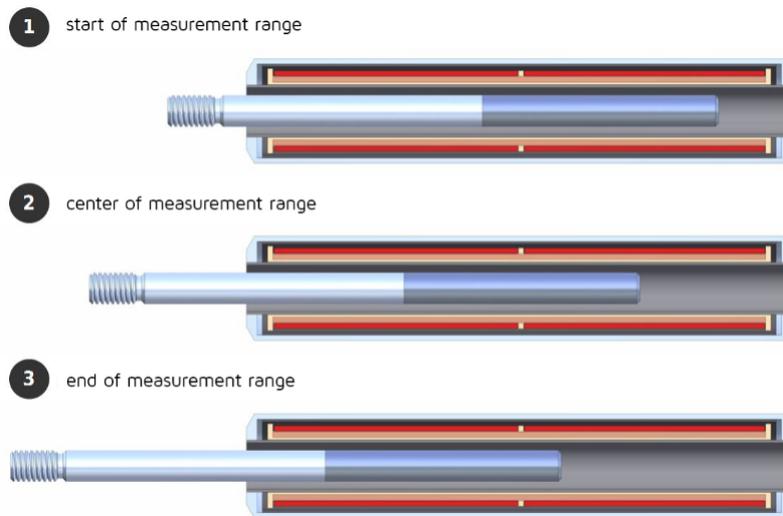


Figura 2.10. Trasduttore LVDT

2.6 Termocoppie

Le termocoppie sono dispositivi utilizzati nell'ambito del monitoraggio strutturale al fine di misurare la temperatura dell'aria. Si sottolinea che questi sensori non forniscono direttamente il valore assoluto della temperatura, ma esse misurano la differenza di temperatura tra due punti. Un loro grande vantaggio è sicuramente il basso costo, che ne permette un largo utilizzo, inoltre si presentano facilmente installabili e sostituibili. Tuttavia, non essendo dotate di grande accuratezza, possono causare errori sistematici. In genere, è possibile posizionare un cospicuo numero di termocoppie nelle strutture in calcestruzzo in modo tale da controllare in maniera efficace le variazioni di temperatura durante le fasi di indurimento.

2.7 Monitoraggio della geometria

2.7.1 Laser scanner

I laser scanner tridimensionali rappresentano una delle tecniche di rilevamento delle caratteristiche geometriche di un corpo maggiormente utilizzata nel campo dell'ingegneria civile. L'idea di base di questa tecnica è di ottenere una ricostruzione tridimensionale estremamente precisa di una struttura, attraverso una scansione sia interna che esterna della stessa.

In genere, un laser scanner è costituito da un sistema di misurazione laser a punto singolo e da un sistema di riflessione meccanica del fascio. Attraverso il sistema laser si misurano e si registrano tutti i punti in un sistema di coordinate noto ⁴⁴. D'altra parte, il sistema meccanico è costituito da un motore che movimentata uno specchio speciale attraverso le cui rotazioni è possibile ottenere un'ampia panoramica del campo di scansione. Nella circostanza in cui vengano effettuate più scansioni, è opportuno definire dei punti di controllo, i cosiddetti *target*, grazie ai quali è poi possibile registrare tutte le scansioni nello stesso sistema di riferimento.

2.7.2 GPS

Il Global Positioning System, generalmente chiamato GPS, è un sistema di navigazione satellitare costituito da un gran numero di satelliti che trasmettono via radio segnali di temporizzazione precisi ai ricevitori GPS, permettendo loro di determinare con precisione la loro posizione. Nell'ambito del monitoraggio strutturale, i sistemi di posizionamento globale permettono di raggiungere risultati sorprendenti rispetto a quanto sia possibile mediante le tecniche tradizionali.

A partire dunque dal tempo impiegato dai segnali radio emessi dai satelliti a raggiungere la stazione permanente, è possibile effettuare una misurazione diretta della deviazione assoluta. Il sistema di rilevamento appena descritto, è fortemente indicato per il monitoraggio di ponti sospesi, questi ultimi sono difatti caratterizzati da basse frequenze e lenti spostamenti indotti dalle vibrazioni ambientali. ⁴⁵

⁴⁴Feng Q. & Röshoff K., *Dokumentation av fasader med hjälp av 3D-laserskanning*. Bygg & Teknik , 8, pp.50-51, 2005

⁴⁵Man K. L., Chan W. Y. Wong K. Y., *Real-time kinematic spans the Gap GPS world*, 2001

Capitolo 3

Identificazione dinamica delle strutture

3.1 Fondamenti di dinamica

3.1.1 Sistemi *SDOF* e *MDOF*

La *Dinamica delle Strutture* è un ramo dell'Ingegneria Strutturale attraverso cui è possibile pervenire alla valutazione delle deformazioni e delle sollecitazioni interne di sistemi sollecitati nel tempo da una forzante. Dunque, essendo i carichi funzione del tempo, in egual modo, anche la risposta strutturale sarà dipendente da esso, inoltre, quest'ultima è funzione anche delle forze di inerzia, che si oppongono alle accelerazioni e delle forze elastiche, che si oppongono agli spostamenti. Nel caso in cui la struttura sia soggetta a forze di smorzamento viscoso, la risposta dipenderà anche da tali forze, che invece si oppongono alla velocità.⁴⁶

La schematizzazione più elementare di un sistema dinamico è il cosiddetto oscillatore semplice (Fig. 3.1.), o anche, secondo la notazione anglosassone *SDOF* (Single Degree Of Freedom). Tale sistema è costituito da una massa posta su un carrello libero di scorrere nella sola direzione orizzontale, è per questo infatti che si parla di sistema ad un solo grado di libertà.

Oltre alla massa, che si ipotizza essere concentrata tutta in un punto, le altre caratteristiche di questo sistema, quelle che difatti ne determinano il suo comportamento per effetto di carichi dinamici sono la rigidità e tutti

⁴⁶Carpinteri A. - *Dinamica delle strutture*, Pitagora, 1998

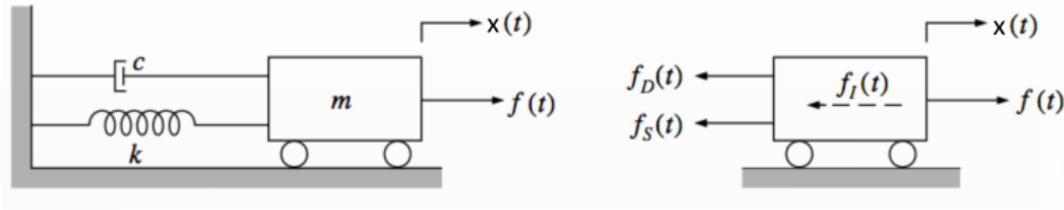


Figura 3.1. Sistema meccanico ad un grado di libertà (SDOF)

i meccanismi di dissipazione energetica. Per quanto concerne la rigidezza, si ipotizza che essa sia rappresentata da una molla lineare, priva di massa, di rigidezza k , mentre la dissipazione energetica avviene per mezzo di uno smorzatore viscoso lineare, caratterizzato da un fattore di dissipazione pari a c .

Tuttavia, non sempre le strutture possono essere descritte ricorrendo ad un modello con un unico grado di libertà. Difatti, le strutture reali sono sistemi continui e di conseguenza hanno un numero infinito di gradi di libertà. Di conseguenza, per poter studiare una struttura continua si deve ipotizzare che essa sia costituita da più gradi di libertà, e nello specifico, tanti quanti ne sono necessari per garantire una sufficiente precisione del modello schematizzato. I sistemi che vengono modellati mediante più gradi di libertà vengono di solito identificati dall'acronimo *MDOF* (Multiple Degree Of Freedom).

Si consideri un sistema come riportato in Fig. 3.2., in esso sono presenti n masse concentrate in altrettanti carrelli, il cui unico grado di libertà è lo spostamento orizzontale. Tali masse sono connesse tra loro mediante molle e smorzatori, aventi ognuno una determinata rigidezza k_i ed una determinata energia di dissipazione caratterizzata dal fattore c_i , con $i=1,2,3\dots n$, dove n rappresenta quindi i gradi di libertà del sistema.

Ipotizzando che ogni massa possa essere soggetta ad una generica forza esterna $f_i(t)$, che difatti costituisce l'input dinamico il sistema risulta governato dalla seguente equazione del moto:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{f}(t) \quad (3.1)$$

La (3.1) è un'equazione matriciale compatta in cui $\ddot{\mathbf{x}}(t)$, $\dot{\mathbf{x}}(t)$ e $\mathbf{x}(t)$ sono rispettivamente il vettore delle accelerazioni, delle velocità e degli spostamenti delle n masse, essi hanno dunque dimensione $(n \times 1)$. Mentre \mathbf{M} , \mathbf{C} e \mathbf{K} rappresentano rispettivamente le matrici delle masse, degli smorzamento e delle rigidezze del sistema, le tre matrici hanno invece dimensione $(n \times n)$.

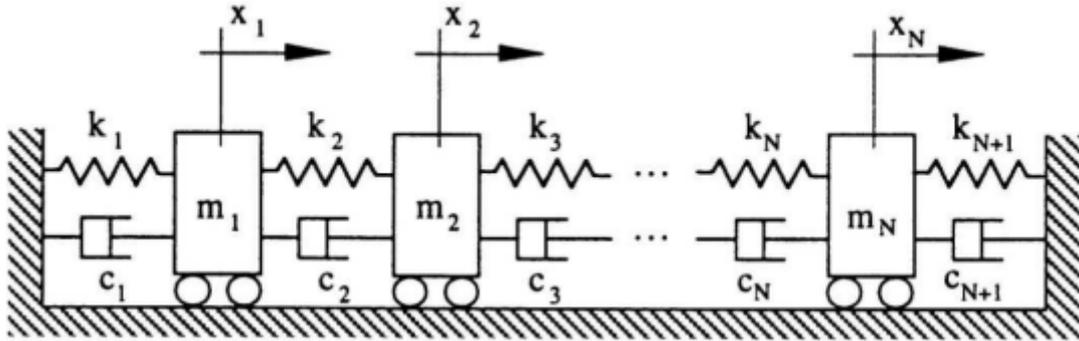


Figura 3.2. Sistema meccanico ad n gradi di libertà (MDOF)

Il vettore $f(t)$ rappresenta le forze agenti sulla struttura e come i tre vettori già descritti ha dimensione $(n \times 1)$.

Per poter ottenere le frequenze proprie, gli smorzamenti e le deformate modali del sistema oggetto di analisi, è necessario far riferimento all'omogenea associata, vale a dire che bisogna studiare il sistema soggetto ad oscillazioni libere. L'equazione che descrive le oscillazioni libere è la seguente:

$$\mathbf{M}\ddot{x}(t) + \mathbf{C}\dot{x}(t) + \mathbf{K}x(t) = 0 \quad (3.2)$$

Per risolvere la (3.2), generalmente, si ricerca una soluzione di tipo armonico:

$$x = \phi e^{\lambda t} \quad (3.3)$$

sostituendo la (3.3) nella (3.2), si ottiene:

$$(\mathbf{M}\lambda^2 + \mathbf{C}\lambda + \mathbf{K})\phi = 0 \quad (3.4)$$

Avendo raccolto i termini mettendo ϕ in evidenza, si può notare come l'equazione (3.4) rappresenti di fatto un problema agli autovalori. Risolvendo tale equazione si ottengono n autovalori ed i rispettivi n autovettori. In accordo con Ewins (2000), gli autovalori possono esprimersi nella seguente forma:

$$\lambda_j = -\omega_j \xi_j + i\omega_j \sqrt{1 - \xi_j^2} \quad (3.5)$$

in cui ω_j è j -esima pulsazione relativa al caso non smorzato e ξ_j è il relativo smorzamento modale.

Tuttavia, questo problema agli autovalori risulta essere complesso, e talvolta, si preferisce risolvere la (3.4) introducendo un vettore di stato $\mathbf{u}(t)$ così definito:

$$u(t) = \begin{bmatrix} x(t) \\ \dot{x}(t) \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

in aggiunta, se si introducono le matrici A_c , B_c e $\mathbf{v}(t)$ come segue, si ottiene l'equazione del moto in forma di stato:

$$A_c = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

$$B_c = \begin{bmatrix} 0 \\ M^{-1} \end{bmatrix} \quad (3.8)$$

$$v(t) = \begin{bmatrix} 0 \\ f(t) \end{bmatrix} \quad (3.9)$$

$$\dot{u}(t) = A_c u(t) + B_c v(t) \quad (3.10)$$

La (3.10) costituisce un sistema di $2n$ equazioni differenziali del primo ordine. Annullando il vettore delle forze esterne $v(t)$ si ottengono le equazioni del moto libero, per cui si la (3.10) diventa:

$$\dot{u}(t) = A_c u(t) \quad (3.11)$$

in analogia con quanto visto in precedenza, se si ricerca una soluzione di tipo armonico del tipo (3.12) e la si sostituisce nella (3.10), si ottiene la (3.13):

$$u(t) = \psi e^{\lambda t} \quad (3.12)$$

$$\psi A_c = \lambda \psi \quad (3.13)$$

dove ψ è un vettore complesso di dimensioni $2n$, mentre λ è un parametro complesso. In genere, le strutture civili rientrano nel caso di sistemi sotto-smorzati e di conseguenza i $2n$ autovalori che si ottengono dalla (3.13) si presentano in coppie coniugate secondo l'espressione:

$$\lambda_{2j-1}, \lambda_{2j} = -\omega_j \xi_j \pm i\omega_j \sqrt{1 - \xi_j^2} \quad (3.14)$$

dove ω è la pulsazione relativa al sistema non smorzato, ξ è lo smorzamento modale e j l'indice di modo. A coppie di autovalori coniugati corrispondono coppie coniugate di autovettori; il generico autovettore ξ_j ha quindi una forma del tipo:

$$\psi = \begin{bmatrix} \phi_j \\ \lambda_j \phi_j \end{bmatrix} \quad (3.15)$$

ϕ_j rappresenta l'autovettore associato all'equazione del moto nella forma del secondo ordine (vedi 3.3).

3.1.2 Equazione di osservabilità

Per poter definire un modello di stato in forma discreta è necessario introdurre le equazioni di osservabilità, vale a dire le equazioni relative alle registrazioni di risposta di una struttura in termini di accelerazioni, velocità e spostamenti. Tali misurazioni vengono effettuate mediante i dispositivi descritti nel capitolo 2 e supponendo che il numero di sensori sia pari ad l , è possibile scrivere:

$$y(t) = C_a \ddot{x}(t) + C_v \dot{x}(t) + C_d x(t) \quad (3.16)$$

Nella (3.16), il vettore $\mathbf{y}(t)$ rappresenta gli output ed ha dimensione ($l \times 1$), mentre, le matrici C_a , C_v e C_d sono le matrici di influenza degli output rispettivamente per accelerazioni, velocità e spostamenti aventi dimensione ($l \times 2n$); tutti i termini delle suddette matrici sono nulli, ad eccezione fatta per i termini in corrispondenza dell' i -esimo grado di libertà in cui il generico dispositivo è posto.

Introducendo la (3.16) nella (3.1) si ottiene:

$$y(t) = C u(t) + D v(t) \quad (3.17)$$

in cui si è supposto che le matrici \mathbf{C} e \mathbf{D} siano matrici di coefficienti con dimensione rispettivamente pari a ($l \times 2n$) e ($l \times n$) e che abbiano la seguente forma:

$$C = [C_d - C_a M^{-1} K; \quad C_v - C_a M^{-1} C] \quad (3.18)$$

$$D = C_a M^{-1} \quad (3.19)$$

In accordo con Ewins, le equazioni (3.10) e (3.17) costituiscono il modello nello spazio delle fasi di un sistema meccanico continuo ad n gradi di libertà nel tempo.

3.1.3 Modello di stato in forma discreta

Le equazioni (3.10) e (3.17) rappresentano, come detto, il problema continuo, tuttavia, è necessario passare ad un modello discreto poiché l'acquisizione dei dati avviene secondo un determinato tempo di campionamento, dunque, accelerazioni, velocità e spostamenti sono disponibili come sequenza di dati. Per poter passare da un modello continuo ad uno discreto è possibile partire dalla seguente formula proposta da Lagrange:

$$u(t) = u_L(t) + u_F(t) \quad (3.20)$$

Sia t_0 l'istante iniziale e sia t un istante generico tale per cui:

$$t_0 = k\Delta t ; t = (k + 1)\Delta t$$

in cui $k \in \mathbb{N}$ e Δt definisce l'intervallo di campionamento.

Inoltre, supponendo che $\mathbf{x}_L(t)$ e $\mathbf{x}_F(t)$ abbiano la seguente forma:

$$u_L(t) = e^{A_c(t-t_0)}u(t_0) \quad (3.21)$$

$$u_F(t) = \int_{t_0}^t e^{A_c(t-\tau)} B_c v(\tau) d\tau \quad (3.22)$$

le (3.21) e (3.22) rappresentano rispettivamente il moto con oscillazioni libere ed il moto forzato, sostituendo le suddette nelle (3.10) e (3.17) si arriva ad un modello discreto:

$$u_{k+1} = Au_k + Bv_k \quad (3.23)$$

$$y_k = Cu_k + Dv_k \quad (3.24)$$

nelle equazioni (3.23) e (3.24) sono state introdotte le matrici \mathbf{A} e \mathbf{B} aventi la seguente forma:

$$A = e^{A_c\Delta t} \quad (3.25)$$

$$B = \int_0^{\Delta t} e^{A_c \tau} d\tau B_c = [A - I] A_c^{-1} B_c \quad (3.26)$$

le equazioni (3.25) e (3.26) rappresentano il legame tra le matrici in campo continuo e campo discreto, attraverso esse è possibile dunque pervenire alle caratteristiche dinamiche della struttura quali frequenze, smorzamenti e forme modali. A partire infatti dalla matrice \mathbf{A} , supponendo che $\bar{\lambda}_j$ sia un suo generico autovalore è possibile scrivere:

$$f_j = \frac{|\ln(\bar{\lambda}_j)|}{2\pi \Delta t} \quad (3.27)$$

$$\xi_j = -\frac{\operatorname{Re}(\ln(\bar{\lambda}_j))}{|\ln(\bar{\lambda}_j)|} \quad (3.28)$$

Dove f_j e ξ_j sono rispettivamente i valori di frequenza e smorzamento relativi al j -esimo autovalore.

3.2 Analisi del segnale

I settori tecnologici in cui è spesso richiesto il trattamento di segnali rappresentanti l'andamento di alcune grandezze fisiche d'interesse sono certamente molteplici, l'ingegneria strutturale rappresenta uno di essi. Ad esempio, quando si intende determinare alcune caratteristiche di una struttura come frequenze proprie e smorzamento, dopo aver acquisito i dati, è necessario trasformare questi ultimi in segnali elettrici mediante l'uso di opportuni trasduttori e successivamente, l'informazione acquisita deve essere elaborata sotto questa forma.⁴⁷ Quando si parla di *Analisi del segnale*, si fa riferimento proprio all'insieme di tutte quelle metodologie e procedure attraverso cui è possibile ottenere le informazioni necessarie all'interpretazione fisica del problema oggetto di studio.

Generalmente, mediante i dispositivi descritti nel capitolo 2, si misurano le accelerazioni o le velocità, come detto, queste vengono trasformate in tensione o in capacità a seconda dello strumento utilizzato. Tuttavia, ciò che è interessante osservare è che i segnali registrati dai trasduttori possono essere analizzati sia nel dominio del tempo che nel dominio della frequenza (Fig. 3.3.).

⁴⁷Lo Presti L., Neri F., *L'Analisi dei Segnali*, 1992

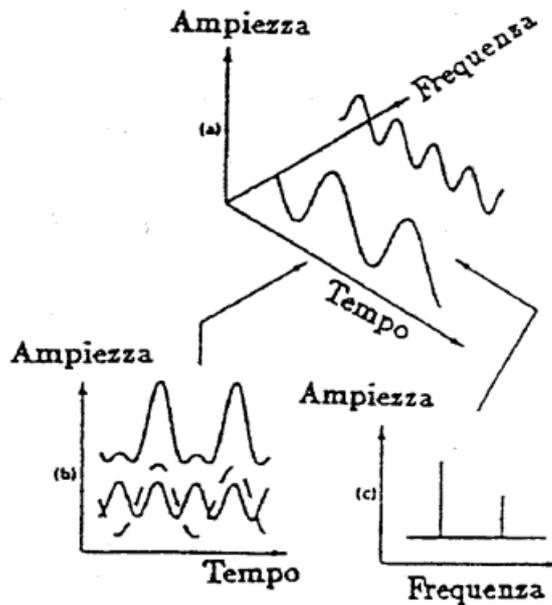


Figura 3.3. Legame tra il dominio del tempo e dominio delle frequenze (Beni)

Solitamente, operare in un dominio piuttosto che nell'altro è funzione della specifica applicazione, se, ad esempio, si intende calibrare un modello ad elementi finiti di una struttura esistente soggetta ad un evento sismico utilizzando le registrazioni dirette della risposta della struttura, sarà richiesta la risposta nel dominio del tempo (time-history) dei punti alla base per poter consentire al programma di simulare il moto imposto al terreno. Nel caso in cui, invece, come più frequentemente, si intenda tarare un modello FEM mediante modifiche di rigidità e distribuzione di masse, operare nel dominio delle frequenze e nel dominio dei modi è più indicato (Fig. 3.4.).

3.2.1 Serie e trasformata di Fourier

Una funzione $f(t)$ si dice periodica se, detto T periodo della funzione, è soddisfatta la seguente: $f(t) = f(t + nT)$, con $-\infty \leq n \leq \infty$ (Fig.3.5.).

Di conseguenza, se la funzione risulta essere periodica, essa può sempre essere scomposta nelle sue componenti armoniche, in accordo con il Teorema di Fourier si può dunque scrivere:

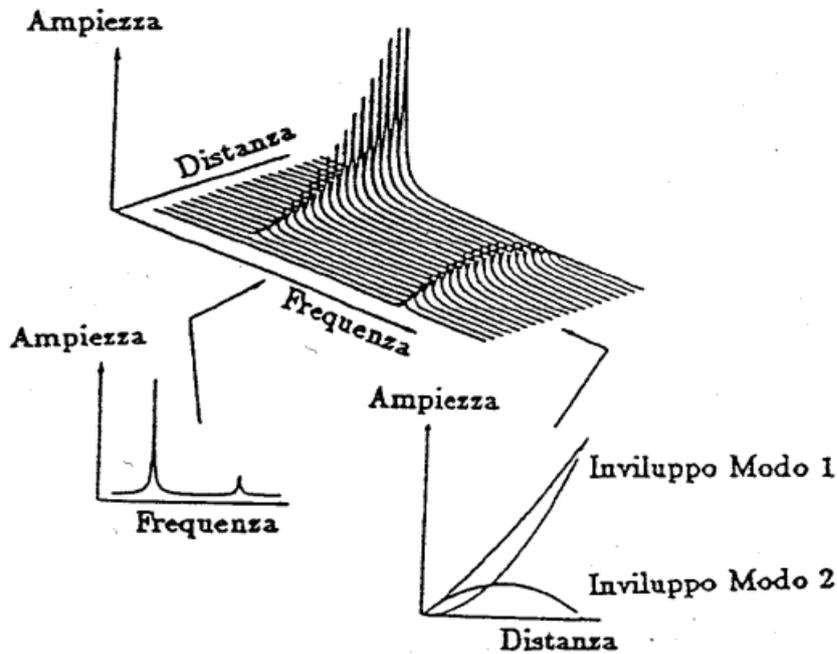


Figura 3.4. Legame tra spazio delle frequenze e spazio dei modi (Beni)

$$f(t) = a_0 + a_1 \cos \omega_0 t + a_2 \cos 2\omega_0 t + a_3 \cos 3\omega_0 t + \dots + b_1 \sin \omega_0 t + b_2 \sin 2\omega_0 t + b_3 \sin 3\omega_0 t + \dots \quad (3.29)$$

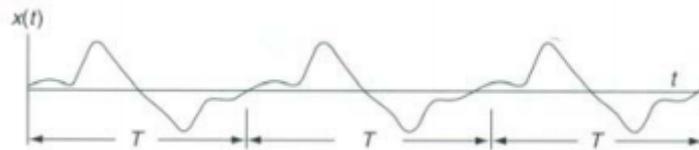


Figura 3.5. Esempio di funzione periodica

è possibile riscrivere la (3.29) in forma compatta ricorrendo alle somme, di conseguenza si ottiene:

$$f(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} [a_n \cos n\omega_0 t + b_n \sin n\omega_0 t] \quad (3.30)$$

I termini della (3.30) sono i cosiddetti coefficienti di Fourier, essi hanno la seguente forma:

$$a_0 = \frac{1}{T} \int_{-\frac{T}{2}}^{\frac{T}{2}} f(t) dt \quad (3.31)$$

$$a_n = \frac{2}{T} \int_{-\frac{T}{2}}^{\frac{T}{2}} f(t) \cos n\omega_0 t dt; (n = 1, 2, 3, \dots, \infty) \quad (3.32)$$

$$b_n = \frac{2}{T} \int_{-\frac{T}{2}}^{\frac{T}{2}} f(t) \sin n\omega_0 t dt; (n = 1, 2, 3, \dots, \infty) \quad (3.33)$$

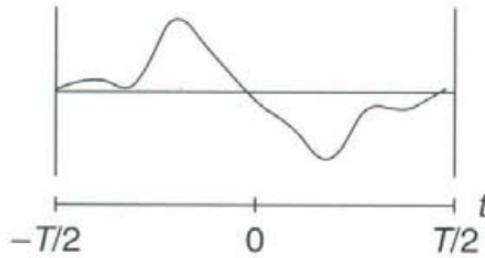


Figura 3.6. Rappresentazione della funzione periodica nell'intervallo $[-\frac{T}{2}; \frac{T}{2}]$

Dopo aver definito i coefficienti di Fourier, vengono riportate alcune relazioni di ortogonalità:

$$\int_{-\frac{T}{2}}^{\frac{T}{2}} \cos(kt) \cos(lt) dt = \begin{cases} 0 & \text{se } k \neq l \\ \frac{T}{2} & \text{se } k = l \neq 0 \\ T & \text{se } k = l = 0 \end{cases} \quad (3.34)$$

$$\int_{-\frac{T}{2}}^{\frac{T}{2}} \sin(kt) \sin(lt) dt = \begin{cases} 0 & \text{se } k \neq l \\ \frac{T}{2} & \text{se } k = l \neq 0 \\ 0 & \text{se } k = l = 0 \end{cases} \quad (3.35)$$

$$\int_{-\frac{T}{2}}^{\frac{T}{2}} \cos(kt) \sin(lt) dt = 0 \quad \forall k, l \in \mathbf{N} \quad (3.36)$$

A partire dall'equazione (3.30), è possibile, grazie alle relazioni appena descritte e sfruttando le note relazioni di Eulero (3.37) e (3.38), pervenire alla (3.39).

$$\cos n\omega_0 t = \frac{e^{in\omega_0 t} + e^{-in\omega_0 t}}{2} \quad (3.37)$$

$$\sin n\omega_0 t = \frac{e^{in\omega_0 t} - e^{-in\omega_0 t}}{2i} \quad (3.38)$$

$$f(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{a_n - ib_n}{2} e^{in\omega_0 t} + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{a_n + ib_n}{2} e^{-in\omega_0 t} \quad (3.39)$$

utilizzando nuovamente le relazioni (3.37) e (3.38) si può scrivere:

$$\begin{aligned} F_n = \frac{a_n - ib_n}{2} &= \frac{1}{T} \int_0^T f(t) (\cos(n\omega_0 t) - i \sin(n\omega_0 t)) dt = \\ &= \frac{1}{T} \int_0^T f(t) e^{-in\omega_0 t} dt \end{aligned} \quad (3.40)$$

$$\begin{aligned} F_{-n} = \frac{a_{-n} - ib_{-n}}{2} &= \frac{1}{T} \int_0^T f(t) (\cos(-n\omega_0 t) - i \sin(-n\omega_0 t)) dt = \\ &= \frac{1}{T} (\cos(n\omega_0 t) + i \sin(n\omega_0 t)) dt = \frac{a_n + ib_n}{2} \end{aligned} \quad (3.41)$$

$$F_0 = \frac{a_0 - ib_0}{2} = \frac{1}{T} \int_0^T f(t) dt = a_0 \quad (3.42)$$

introducendo le (3.40), (3.41) e (3.42) nella (3.39), si ottiene:

$$\begin{aligned} f(t) &= a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} F_n e^{in\omega_0 t} + \sum_{n=1}^{\infty} F_{-n} e^{-in\omega_0 t} = \\ &= a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} F_n e^{in\omega_0 t} + \sum_{n=-1}^{-\infty} F_n e^{in\omega_0 t} \end{aligned} \quad (3.43)$$

per cui, sommando tutti gli addendi, la funzione $f(t)$ si può esprimere nella seguente forma:

$$f(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} F_n e^{in\omega_0 t} \quad (3.44)$$

tuttavia, ricordando che F_n è uguale a:

$$F_n = \frac{1}{T} \int_0^T f(t) e^{-in\omega_0 t} dt \quad (3.45)$$

in ragione delle (3.44) e (3.45), si può scrivere:

$$f(t) = \frac{1}{T} \sum_{n=-\infty}^{\infty} TF_n e^{in\omega_0 t} \quad (3.46)$$

$$TF_n = \int_0^T f(t) e^{-in\omega_0 t} dt \quad (3.47)$$

poste le seguenti condizioni

$$\omega_n = n\omega_0 \quad ; \quad \Delta\omega = \omega_{n+1} - \omega_n = \omega_0$$

si ottengono:

$$f(t) = \frac{1}{2\pi} \sum_{n=-\infty}^{\infty} TF_n e^{in\omega_n t \Delta\omega} \quad (3.48)$$

$$TF_n = \int_{-\frac{T}{2}}^{\frac{T}{2}} f(t) e^{-in\omega_n t} dt \quad (3.49)$$

Sino ad ora si è fatto riferimento ad una funzione periodica, ma la formulazione può essere estesa alle funzioni non periodiche pensando le stesse come funzioni aventi un periodo tendente ad infinito. In ragione di queste ipotesi, le (3.48) e (3.49) si possono esprimere nella seguente forma:

$$f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (3.50)$$

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) e^{-i\omega t} dt \quad (3.51)$$

L'equazione (3.50) rappresenta la *Trasformata inversa di Fourier*, mentre la (3.51) rappresenta la *Trasformata di Fourier*.

Quanto scritto fino ad ora è relativo ad una funzione continua, tuttavia, è possibile passare in campo discreto attraverso alcune considerazioni. Sia $n=0,1,\dots, N-1$, in cui N rappresenta il numero di punti, detto poi Δt il periodo di campionamento ed ipotizzando che $\exists f_n = f(k\Delta t)$, con le dovute semplificazioni, la funzione (3.45) diventa:

$$F_n = \frac{1}{N} \sum_{k=0}^{N-1} f_k e^{-in2\pi \frac{k}{N}} \quad (3.52)$$

La (3.52) rappresenta la *Trasformata Discreta di Fourier (DFT)*.

3.2.2 Funzioni di Risposta in Frequenza (*FRF*)

Per poter pervenire alla formulazione della *FRF*, si parta da un'analisi nel dominio delle frequenze e nello specifico, si parta dall'equazione di equilibrio considerando vibrazioni forzate smorzate:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = f(t) \quad (3.53)$$

poste come condizioni iniziali le seguenti:

$$u(0)=0 \quad e \quad \dot{u}(0)=0$$

è possibile scrivere $u(t)$ come segue:

$$u(t) = \frac{1}{m\omega_d} \int_0^t f(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin(\omega_d(t-\tau)) d\tau \quad (3.54)$$

la (3.54) prende il nome di integrale di *Duhamel* o anche integrale di convoluzione. Inoltre, introducendo la risposta all'impulso unitario $h(t)$, la (3.54) diventa:

$$u(t) = \int_0^t f(\tau) h(t-\tau) d\tau = f(t) * h(t) \quad (3.55)$$

in cui:

$$h(t) = e^{-\xi\omega_d t} \frac{1}{m\omega_d} \sin \omega_d(t) \quad (3.56)$$

Per poter risolvere il problema, è necessario ricordare alcune proprietà della trasformata di Fourier, di seguito vengono riportate le più significative per questo problema:

Linearità della trasformazione:

$$F[a_1 f_1(t) + a_2 f_2(t)] = a_1 F(f_1(t)) + a_2 F(f_2(t)) \quad (3.57)$$

Trasformazione della derivata:

$$F[f^n(t)] = (i\omega)^n F(\omega) \quad (3.58)$$

Proprietà della traslazione:

$$F[f(t-a)] = e^{-i\omega a} F(f(t)) \quad (3.59)$$

Proprietà di convoluzione:

$$F[f_1(t)*f_2(t)] = F\left(\int_0^t f_1(\tau)f_2(t-\tau)d\tau\right) = F_1(\omega)F_2(\omega) \quad (3.60)$$

mediante la (3.60) si deduce che l'operazione di convoluzione nel dominio del tempo è equivalente al prodotto delle trasformate di Fourier nel dominio delle frequenze.

Dividendo per m ambo i membri dell'equazione, la (3.53) diventa:

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\omega_0\dot{u}(t) + \omega_0^2u(t) = \frac{1}{m}f(t) \quad (3.61)$$

applicando la trasformata di Fourier alla (3.61) e sfruttando la (3.57), si può scrivere:

$$F[\ddot{u}(t)] + 2\xi\omega_0F[\dot{u}(t)] + \omega_0^2F[u(t)] = \frac{1}{m}F[f(t)] \quad (3.62)$$

in ragione poi della (3.58), si ottiene:

$$-\omega^2U(\omega) + 2\xi\omega_0i\omega U(\omega) + \omega_0^2U(\omega) = \frac{1}{m}F(\omega) \quad (3.63)$$

Nella (3.63), le trasformata di Fourier di $u(t)$ e di $f(t)$ vengono identificate rispettivamente come $U(\omega)$ e $F(\omega)$. Raccogliendo poi i termini con $U(\omega)$, si ottiene:

$$[-\omega^2 + 2\xi\omega_0i\omega + \omega_0^2]U(\omega) = \frac{1}{m}F(\omega) \quad (3.64)$$

da cui:

$$U(\omega) = H(\omega)F(\omega) \quad (3.65)$$

avendo posto:

$$H(\omega) = \frac{U(\omega)}{F(\omega)} = \frac{1}{m} \frac{1}{-\omega^2 + 2i\xi\omega_0\omega + \omega_0^2} \quad (3.66)$$

La (3.66) rappresenta la *Funzione di Risposta Complessa in Frequenza*, altrimenti nota come *FRF*, essa è sostanzialmente il rapporto tra l'output e l'input, ulteriori considerazioni saranno fatte nel seguito. Si introduca ora il parametro β , esso rappresenta il rapporto tra ω_0 e ω , dove la prima è la pulsazione del sistema, mentre la seconda è la pulsazione relativa alla forzante. La (3.66) può essere allora espressa mediante:

$$H(\omega) = \frac{1}{k} \left(\frac{1}{1 - \beta^2 + 2i\xi\beta} \right) = \frac{1}{k} \left(\frac{1 - \beta^2 - 2i\xi\beta}{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} \right) \quad (3.67)$$

Si evince inoltre che la funzione $H(\omega)$ dipende solamente dalle caratteristiche dinamiche del problema. In aggiunta, essendo essa nel campo complesso, è possibile esprimerla in forma polare, si può scrivere dunque:

$$H(\omega) = |H(\omega)|e^{i\phi(\omega)} \quad (3.68)$$

in cui $|H(\omega)|$ rappresenta il modulo di $H(\omega)$ e ne rappresenta la *risposta in ampiezza*, mentre $\phi(\omega)$ la *risposta in fase*, entrambe queste funzioni sono reali e possono essere espresse come segue:

$$|H(\omega)| = \sqrt{\text{Re}^2 H(\omega) + \text{Im}^2 H(\omega)} = \frac{1}{k} \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}} \quad (3.69)$$

$$\phi(\omega) = \tan^{-1} \left[\frac{\text{Im}H(\omega)}{\text{Re}H(\omega)} \right] = \tan^{-1} \left(-\frac{2\xi\beta}{1 - \beta^2} \right) \quad (3.70)$$

I risultati ottenuti per un sistema lineare particolare quale l'oscillatore armonico smorzato si possono estendere a qualsiasi sistema lineare. Ogni sistema lineare è caratterizzato in modo completo dalla sua risposta complessa in frequenza $H(\omega)$. Come è stato già detto, $H(\omega)$ è la trasformata di Fourier della risposta ad un impulso $h(t)$, e rappresenta il rapporto tra l'output e l'input, nel dominio delle frequenze. Un qualsiasi sistema lineare agisce come un *filtro* selettivo amplificando o deamplificando e sfasando le componenti armoniche del segnale in input.

Oltre alla funzione $H(\omega)$, che è nota anche come *Ricettanza* o *Flessibilità Dinamica*, è possibile definire altri rapporti utili:

$$\frac{F(\dot{u}(t))}{F(f(t))} = \frac{i\omega U(\omega)}{F(\omega)} = \frac{i\omega}{k} \left(\frac{1 - \beta^2 - 2i\xi\beta}{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} \right) \quad (3.71)$$

$$\frac{F(\ddot{u}(t))}{F(f(t))} = \frac{-\omega^2 U(\omega)}{F(\omega)} = \frac{-\omega^2}{k} \left(\frac{1 - \beta^2 - 2i\xi\beta}{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} \right) \quad (3.72)$$

La (3.71) e (3.72) vengono definite rispettivamente *Mobilità* e *Inertanza*, proprio quest'ultima misura la sensibilità della struttura a mettersi a vibrare nel momento in cui essa è soggetta ad una forzante.

Si riportano nel seguito alcune relazioni tra il dominio del tempo ed il dominio delle frequenze, difatti, detta $p(t)$ una forzante arbitraria, si può scrivere:

$$u(t) = \int_{-\infty}^t p(\tau)h(t - \tau)d\tau \quad (3.73)$$

$$u(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} H(i\omega)P(i\omega)e^{i\omega t}d\omega \quad (3.74)$$

le (3.56) e (3.67) si esprimono rispettivamente:

$$h(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} H(i\omega)e^{i\omega t}d\omega \quad (3.75)$$

$$H(i\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} h(t)e^{i\omega t}dt \quad (3.76)$$

3.3 Identificazione dinamica delle strutture

Dopo aver presentato alcune nozioni fondamentali propedeutiche alla comprensione di quanto seguirà, è possibile passare al concetto di *Identificazione dinamica delle strutture*. Con questa espressione si fa riferimento a tutte quelle tecniche attraverso cui è possibile determinare le caratteristiche di una determinata struttura, quali ad esempio frequenze naturali e corrispondenti forme modali o anche coefficienti di smorzamento. In accordo con quanto proposto da Fabbrocino et al. (2007)⁴⁸, si possono distinguere due differenti approcci mediante i quali determinare le suddette caratteristiche: *approccio analitico* e *approccio sperimentale*.

Attraverso la risoluzione di un problema agli autovalori, l'approccio analitico, detto anche approccio diretto, permette di determinare i parametri modali di una struttura. Questo è possibile poiché si ipotizza di conoscere a priori alcune delle caratteristiche della stessa, quali geometria, distribuzione di masse e rigidzze, tipologia di materiali presenti e smorzamento.

Al contrario, l'approccio sperimentale, chiamato anche problema inverso o indiretto, si propone di determinare le caratteristiche della struttura a partire da un input dinamico noto (*EMA*). Nel caso in cui non sia noto l'input

⁴⁸Fabbrocino G., Ranieri C. & Verderame G. *L'analisi dinamica sperimentale e il monitoraggio delle strutture esistenti*. Proceedings of workshop su "Controllo e monitoraggio di edifici in ca: il caso-studio di Punta Perotti", 2007

dinamico, la tecnica prende il nome di *OMA* ed essa garantisce comunque di determinare le caratteristiche modali tramite la sola risposta strutturale. Le differenze tra queste due tecniche verranno analizzate in seguito.

In generale, nonostante ormai dal punto di vista tecnologico i software che prevedono la modellazione agli elementi finiti consentano di realizzare modelli anche molto complessi, talvolta, la risposta che si ottiene da un'analisi FEM può differire sensibilmente dall'effettiva risposta della struttura.

Tali discrepanze sono certamente dovute al fatto che, per definizione, attraverso un'analisi agli elementi finiti si va a discretizzare una struttura che nella realtà si presenta continua; in aggiunta, talvolta, può risultare difficoltoso determinare gli smorzamenti di una struttura esistente. Questi fattori, con la possibilità di errori nella rappresentazione geometrica della struttura, con annessi errori sulle valutazioni di inerzie e rigidità degli elementi, fanno sì che tra modello e struttura reale vi sia un gap.

Dunque, l'operazione di analisi dinamica è di notevole importanza poiché, una volta valutate in maniera sperimentale le frequenze naturali della struttura e dopo averle inserite nel modello, permette la calibrazione dello stesso, vale a dire che, attraverso successive modifiche, il modello sarà in grado di fornire le frequenze e i modi di vibrare della struttura reale.

Si sottolinea che il comportamento dinamico di una struttura dipende solamente dalle sue caratteristiche intrinseche, come massa, rigidità e grado di vincolo e non dall'entità e/o dal tipo di carico applicato. È questo il motivo per il quale sia la *EMA* che la *OMA* permettono di giungere alle medesime conclusioni, nonostante le differenze tecniche.

3.3.1 Tipi di eccitazione

Prima di presentare le differenze tra le tecniche di identificazione dinamica EMA e OMA, è necessario fornire indicazioni relative alle tipologie di input che implicano una risposta dinamica di una struttura. Nello specifico, è possibile distinguere l'*eccitazione ambientale* dall'*eccitazione artificiale*. Con il termine eccitazione ambientale ci si riferisce a tutte le vibrazioni dovute ai cosiddetti carichi ambientali come traffico veicolare, sia stradale che ferroviario e sia in superficie che in sotterraneo, rientrano in questi carichi anche le attività industriali, il vento ed i terremoti.

Di fatto, le suddette eccitazioni causano delle vibrazioni nel sottosuolo, che, in funzione della tipologia e stratigrafia del terreno possono essere rifratte, riflesse o filtrate. Quando tali vibrazioni arrivano alla struttura, producono in esse una vibrazione fissa di ampiezza variabile. Il più grande

vantaggio dell'eccitazione ambientale risiede nel fatto che questa tipologia di eccitazione non richiede alcun costo.

L'eccitazione artificiale, come lascia intendere il nome, è un'eccitazione realizzabile necessariamente mediante l'utilizzo di particolari dispositivi, anche di grosse dimensioni e per questo non sempre è possibile farne uso. Si ricorre ad essa quando l'eccitazione ambientale è assente oppure poco consistente per ottenere risultati significativi. L'utilizzo di queste eccitazioni comporta chiaramente dei costi più o meno elevati, tuttavia, conoscere e stabilire l'input dinamico permette di poter indagare sulla banda delle frequenze di interesse.

Uno degli strumenti maggiormente utilizzati in questo ambito è la vibrodina, questa è un dispositivo che permette l'erogazione di forze dinamiche rigorosamente sinusoidali unidirezionali. In genere, le vibrodine sono realizzate in un unico involucro all'interno del quale sono presenti due alberi tra loro contro-rotanti.



Figura 3.7. Vibrodina elettro-meccanica

Nel caso in cui non sia possibile ricorrere alle vibrodine, come spesso succede nelle strutture in muratura, possono essere utilizzati altri strumenti in

grado di garantire una buona efficienza. Il martello strumentato è sicuramente tra questi, esso non è altro che un martello che genera eccitazione in ragione di un impatto diretto con la struttura. La magnitudo e la durata dell'impulso dipendono dal peso del martello, dal materiale della parte battente (acciaio, plastica o gomma), dalle caratteristiche dinamiche della superficie e chiaramente dalla velocità al momento dell'impatto. A differenza della vibrodina, un martello vibrante oltre ad essere semplice e veloce da realizzarsi, è sicuramente meno dispendioso dal punto di vista economico, ma talvolta, in caso di grandi strutture non è semplice generare sufficienti vibrazioni.



Figura 3.8. Possibile utilizzo di un martello battente

3.3.2 Confronto tra EMA e OMA

A questo punto, fatte le dovute premesse, è possibile presentare nel dettaglio le due tecniche di analisi. Nei paragrafi precedenti, è stato già detto che nel

caso di EMA (Experimental Modal Analysis) ci si riferisce ad un'analisi in cui è noto l'input dinamico, mentre nel caso di OMA (Operational Modal Analysis), l'input risulta essere incognito.

Avendo definito la differenza tra eccitazione artificiale ed eccitazione ambientale, risulta evidente dire che, affinché sia noto l'input dinamico, è necessario ricorrere ad eccitazioni artificiali. Queste però, sebbene garantiscano di controllare meglio il moto di una struttura, implicano una temporanea interruzione dell'esercizio della stessa. Proprio perché non sempre è possibile interrompere l'esercizio, generalmente si ricorre all'eccitazione ambientale.

Nel caso di tecniche OMA, nonostante l'input dinamico non sia noto, è comunque possibile individuare i parametri dinamici di una struttura come frequenze naturali, modi naturali e rapporti di smorzamento; tuttavia, essendo incognito l'input, non è possibile calcolare i fattori di partecipazione modale. I vantaggi delle tecniche OMA sono sostanzialmente i vantaggi derivanti dall'utilizzo di eccitazione ambientale, quindi, come già detto nel paragrafo precedente, le tecniche OMA saranno più economiche e rapide delle EMA in ragione del fatto che non è richiesta strumentazione, ed inoltre, esse non interferiscono con l'esercizio della struttura.

Si sottolinea che la risposta che si ottiene con questa tecnica è rappresentativa dell'effettivo comportamento della struttura in fase di esercizio, non essendo essa soggetta a vibrazioni straordinarie. Tuttavia, possono esservi degli errori nell'analisi nel caso in cui al rumore bianco si sovrapponga un'eccitazione non casuale. La più grande differenza fra le tecniche EMA e OMA consiste nel fatto che mentre le prime operano in un contesto deterministico, le seconde in uno stocastico. ⁴⁹

3.4 Identificazione dinamica nel dominio delle frequenze

Come si è detto nei paragrafi precedenti, una volta acquisiti, è possibile analizzare i dati sia nel dominio delle frequenze che nel dominio del tempo. In questo paragrafo si parlerà nel dettaglio dell'identificazione dinamica nel dominio delle frequenze. È possibile affermare che, nonostante la molteplicità dei metodi di identificazione, tutti partono dalle medesime ipotesi, vale a

⁴⁹Rainieri, C., Fabbrocino, G., Cosenza, E. & Manfredi, G.. *Implementation of OMA procedures using LabView*. Proceedings of the 2nd IOMAC Conference, Copenhagen, Denmark, 2007

dire che ognuno di essi si basa sul fatto che in prossimità della frequenza di risonanza, il modo prevalente è proprio quello che provoca la risonanza, mentre tutti gli altri modi possono considerarsi trascurabili. Questa assunzione permette di semplificare enormemente il problema, difatti, una generica struttura ad n gradi di libertà, in ragione di quanto affermato, può essere studiata come n strutture semplici ad un solo grado di libertà.

3.4.1 MDOF Circle Fit Method

Tra i metodi maggiormente utilizzati nel dominio delle frequenze per poter determinare i parametri modali ricercati si annovera il *Circle-fit method*. Per poter descrivere al meglio il presente metodo di identificazione, è necessario riprendere il concetto di *inertanza*, introdotto nel paragrafo (3.2.2). L'equazione (3.72) rappresenta l'inertanza relativa ad un sistema avente un unico grado di libertà, tuttavia, per un sistema ad n gradi di libertà l'inertanza assume la seguente forma:

$$A_j(\omega) = - \sum_{s=1}^n \frac{\omega^2 (R_j)_s}{\omega_s^2 - \omega^2 + 2i\xi_s \omega \omega_s} \quad (3.77)$$

Definita questa funzione, si può notare che in essa è presente sia una parte reale sia una parte immaginaria. Dunque, una rappresentazione della suddetta nel piano complesso di Nyquist, mostra chiaramente come essa descriva una circonferenza (Fig.3.9.).

Partendo dall'assunzione che per tutti i metodi di identificazione nel dominio delle frequenze si ipotizza che in corrispondenza della risonanza, il modo che la genera è prevalente rispetto ai restanti modi. Detto r il modo di vibrare prevalente e supposto che esso generi un cerchio nel piano di Nyquist, l'obiettivo del MDOF Circle-fit Method è quello di interpolare con una circonferenza il suddetto cerchio garantendo la maggior precisione possibile.

In ragione di quanto ipotizzato, si può inoltre assumere che se nell'intorno della frequenza propria, il singolo modo r sia predominante rispetto a tutti gli altri, che risultano essere invece trascurabili, allora la funzione inertanza può essere approssimata come segue:

$$A_j(\omega) \cong - \frac{\omega^2 (R_j)_r}{\omega_r^2 - \omega^2 + 2i\xi_r \omega \omega_r} \quad (3.78)$$

dove j rappresenta il generico grado di libertà preso in considerazione. Se allora si prendono tre punti qualsiasi della FRF, l'obiettivo è quello di individuare quel cerchio passante per questi punti tale per cui si commetta il

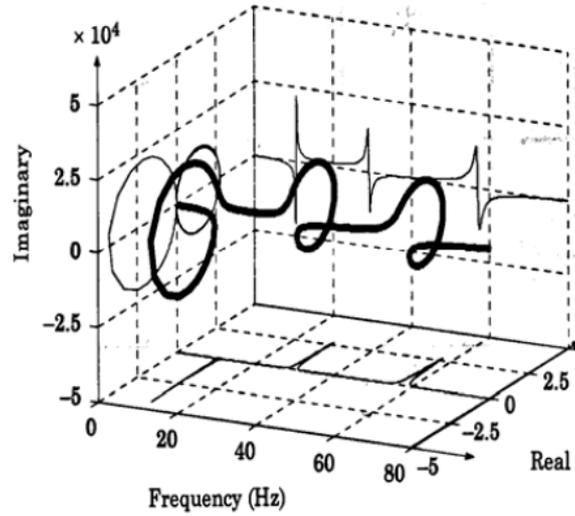


Figura 3.9. Rappresentazione tridimensionale dell'inertanza

minimo errore, ciò tradotto in ambito statistico significa ricercare il cerchio tale per cui si trovi lo scarto quadratico medio minore. Da un punto di vista pratico, determinare la terna e dunque la circonferenza statisticamente più significativa, permette di definire il valore del diametro D_j del cerchio approssimante (Fig.3.10.).

Se si considera la (3.78) a meno del fattore di scala R_j , si ottiene:

$$A_j(\omega) \cong -\frac{\omega^2}{\omega_r^2 - \omega^2 + 2i\xi_r\omega\omega_r} \quad (3.79)$$

tale funzione è rappresentata in Fig. 3.11..

Sia ω_{k1} una generica frequenza; l'intersezione tra la congiungente di quest'ultima e l'origine con l'asse delle ascisse determina l'angolo γ . Per poterne definire la tangente si scompone l'inertanza in parte reale e parte immaginaria:

$$Re(A) = \frac{-\frac{\omega_k^2}{\omega_r^2} \left[1 - \left(\frac{\omega_k}{\omega_r} \right)^2 \right]}{\left[1 - \left(\frac{\omega_k}{\omega_r} \right)^2 \right]^2 + 4\xi_r^2 \frac{\omega_k}{\omega_r}} \quad (3.80)$$

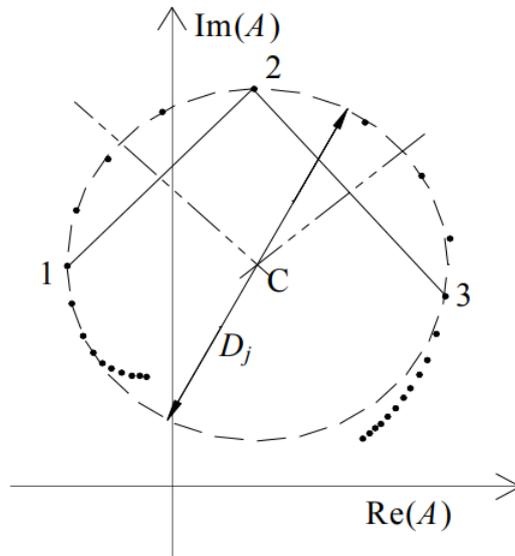


Figura 3.10. Individuazione del cerchio con scarto quadratico medio minore (Vincenzi, 2007)

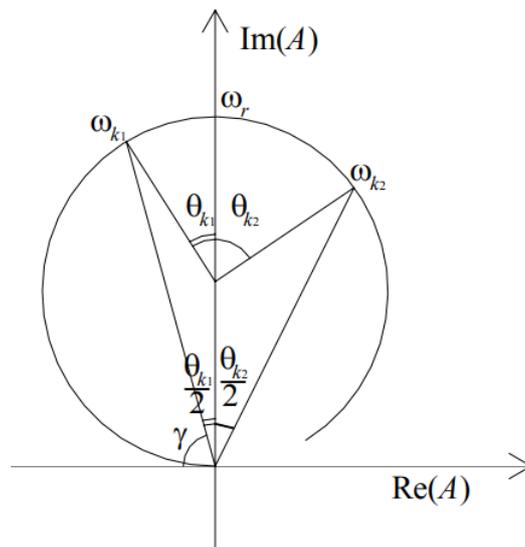


Figura 3.11. definizione degli angoli nel cerchio di Nyquist per la determinazione del coefficiente di smorzamento (Vincenzi, 2007)

$$Im(A) = \frac{2\xi \frac{\omega_k^3}{\omega_r^3}}{\left[1 - \left(\frac{\omega_k}{\omega_r}\right)^2\right]^2 + 4\xi^2 \frac{\omega_k}{\omega_r}} \quad (3.81)$$

facendo il rapporto tra (3.81) e (3.80) si ottiene la tangente dell'angolo γ , a partire da esso è poi possibile determinare anche la tangente dell'angolo complementare a γ :

$$\tan \gamma = \frac{2\xi_r \frac{\omega_k}{\omega_r}}{\left[1 - \left(\frac{\omega_k}{\omega_r}\right)^2\right]} \quad (3.82)$$

$$\tan (90 - \gamma) = \frac{\left[1 - \left(\frac{\omega_k}{\omega_r}\right)^2\right]}{2\xi_r \frac{\omega_k}{\omega_r}} = \tan \frac{\theta_k}{2} \quad (3.83)$$

Ora, oltre alla suddetta ω_{k1} , si consideri un altro valore di frequenza ω_{k2} , sfruttando la (3.83), lo smorzamento risulta essere uguale a:

$$\xi_r = \frac{\omega_{k2}^2 - \omega_{k1}^2}{2\omega_r \left(\omega_{k1} \tan \frac{\theta_{k1}}{2} + \omega_{k2} \tan \frac{\theta_{k2}}{2} \right)} \quad (3.84)$$

per capire al meglio il significato geometrico degli angoli θ_{k1} , θ_{k2} , $\frac{\theta_{k1}}{2}$ e $\frac{\theta_{k2}}{2}$ è possibile visualizzare la Fig. 3.11..

Noti i valori di diametro del cerchio D_j e di smorzamento ξ_r , ponendosi nelle condizioni di risonanza e dunque nel caso di $\omega = \omega_r$, l'inertanza assume la seguente espressione:

$$A_j(\omega) = \frac{(R_j)_r}{2i\xi_r} \quad (3.85)$$

In Fig. 3.10. si può osservare che il modulo dell'inertanza in condizioni di risonanza è uguale al diametro del cerchio approssimante, ne discende che modificando la (3.85) si perviene ad una rappresentazione della stima del modulo dei residui:

$$|R_j| = 2\xi_r D_j \quad (3.86)$$

Il metodo prevede quindi due fasi, nella prima si è preso in considerazione il solo contributo del modo predominante.

Successivamente, avendo calcolato i residui, è stato possibile quantificare il contributo anche dei modi che in principio erano stati trascurati. Nello specifico, per fare ciò, alla funzione (3.79) si sottrae la somma delle inertanze analitiche degli altri modi stimati nella prima fase:

$$\bar{A}_j(\omega) = \tilde{A}_j(\omega) - \left(\sum_{s=1; s \neq r}^n \frac{\omega^2 (R_j)_s}{\omega_s^2 - \omega^2 + i\eta_s \omega_s^2} \right) \quad (3.87)$$

3.4.2 Frequency Domain Decomposition

Nei paragrafi precedenti si è visto come sia possibile suddividere i metodi di analisi modale in due macro-categorie: analisi modale sperimentale (EMA) ed analisi modale operativa (OMA). Il metodo della *Frequency Domain Decomposition* rappresenta certamente uno dei metodi OMA di più largo impiego nel campo dell'ingegneria civile, soprattutto per l'analisi di strutture dalle notevoli dimensioni. La sua grande semplicità, ma soprattutto robustezza e di conseguenza significatività dei risultati fa sì che tale approccio abbia un così grande impiego.

Uno dei grandi vantaggi del suddetto metodo risiede nel fatto che nonostante attraverso esso sia possibile andare a rimuovere gran parte degli svantaggi e dunque incertezze associate ai più classici approcci OMA, esso garantisce comunque una buona facilità di utilizzo.

Un ulteriore vantaggio di questo metodo è che esso permette di estrarre i parametri modali essenziali di una qualsivoglia struttura, come ad esempio forme modali con rispettive frequenze e smorzamento, facendo ricorso alla sola eccitazione ambientale. Si specifica che tale risultato è perseguibile anche nel caso in cui il rapporto rumore-segnale sia elevato.

Di fatto, come lascia intendere il nome con il quale tale metodologia di analisi modale viene riconosciuta, la *Frequency Domain Decomposition* permette di effettuare una decomposizione approssimativa nel dominio delle frequenze della risposta del sistema in un insieme di sistemi tra di loro indipendenti, aventi però un unico grado di libertà.

Inoltre, nel caso in cui sia presente solamente del rumore bianco e nel caso in cui la struttura sia leggermente smorzata e quando le forme modali di modi vicini tra loro siano geometricamente ortogonali, il risultato che si ottiene da un'analisi modale seguendo questo approccio risulta essere esatto.

Tuttavia, anche nel caso in cui non sia possibile garantire le suddette condizioni, pur non essendo più esatta la decomposizione in sistemi ad un grado di libertà, ma essendo difatti una soluzione approssimata, tale metodo assicura comunque un risultato fortemente più significativo ed accurato rispetto

a quanto si otterrebbe da analisi e dunque approcci tradizionali.⁵⁰

Si specifica inoltre che il metodo FDD utilizza la densità spettrale di potenza (PSD) dei segnali invece della trasformata di Fourier della funzione di risposta all'impulso.

Difatti, al fine di identificare le frequenze naturali e i vettori delle forme modali, si passa attraverso la decomposizione dei valori singolari delle densità spettrali di potenza.

È dunque possibile presentare gli step da seguire al fine di effettuare al meglio un'analisi modale seguendo tale approccio. Innanzitutto, come detto, è necessario stimare le matrici di densità spettrale dai dati grezzi della serie temporale. Successivamente, si passa alla decomposizione dei valori singolari delle matrici di densità spettrale, si aggiunge che tali valori costituiscono di fatto delle stime della densità auto spettrale dei sistemi SDOF in coordinate modali ed in prossimità del picco di risonanza i vettori singolari rappresentano stime delle forme modali del singolo modo. Si passa poi alla cosiddetta fase di *Peak picking* in cui si scelgono i picchi sui valori singolari medi. Successivamente, se necessario, è possibile cambiare la posizione del picco, nel caso in cui siano disponibili più dati.

Al fine di capire al meglio il funzionamento di tale metodo, di seguito vengono presentati i passaggi teorici di maggior rilievo.

In accordo con quanto proposto da Bendat e Piersol⁵¹, è possibile descrivere il legame tra gli input incogniti e le risposte misurate, indicate rispettivamente con $x(t)$ ed $y(t)$, mediante la seguente :

$$G_{yy}(j\omega) = \bar{H}(j\omega)G_{xx}(j\omega)H(j\omega)^T \quad (3.88)$$

Si precisa che la matrice $G_{xx}(j\omega)$ contiene la PSD degli input, mentre la matrice $G_{yy}(j\omega)$ fa riferimento alle risposte misurate. Esse hanno rispettivamente dimensione pari a $(n \times n)$, con n numero degli input e $(m \times m)$, con m numero di risposte. Infine, la matrice $H(j\omega)$ rappresenta la matrice FRF ed ha dimensione $(m \times r)$.

Inoltre, se si suppone di far riferimento al solo rumore bianco, la matrice PSD degli input, vale a dire $G_{xx}(j\omega)$, si semplifica e diventa una matrice

⁵⁰Mieloszyk M, Opoka S, and Ostachowicz W. *Frequency Domain Decomposition performed on the strain data obtained from the aluminium model of an offshore support structure*. in Journal of Physics: Conference Series. 2015. IOP Publishing.

⁵¹Bendat, Julius S e Allan G. Piersol: *Random Data, Analysis and Measurement Procedures*, John Wiley Sons, 1986

costante C . In aggiunta, esprimendo la matrice $H(j\omega)$ in frazione parziale, la (3.88) si semplifica ed assume la seguente forma:

$$G_{yy}(j\omega) = \sum_{k=1}^n \sum_{s=1}^n \left[\frac{R_k}{j\omega - \lambda_k} + \frac{\bar{R}_k}{j\omega - \bar{\lambda}_k} \right] C \left[\frac{R_s}{j\omega - \lambda_s} + \frac{\bar{R}_s}{j\omega - \bar{\lambda}_s} \right]^H \quad (3.89)$$

In seguito ad ulteriori manipolazioni matematiche, che di fatto sono possibili grazie a delle assunzioni, si arriva ad una formula più semplice e soprattutto entra in gioco la matrice degli output PSD A_k . Infine, il contributo del residuo per il k -esimo modo è dato da :

$$A_k = \frac{R_k C \bar{R}_k^T}{2\alpha_k} \quad (3.90)$$

Il termine α_k diventa difatti dominante quando lo smorzamento non è elevato e di conseguenza il residuo diventa proporzionale al vettore rappresentante la forma modale.⁵²

3.5 Identificazione dinamica nel dominio del tempo

Dopo aver fornito indicazioni riguardanti l'identificazione dinamica nel dominio delle frequenze è doveroso fare alcune considerazioni anche in merito ai modelli utilizzati nel dominio del tempo. Come è stato detto nei capitoli precedenti, definendo a priori un intervallo di campionamento, i dati acquisiti per mezzo dei vari sensori fruibili nell'ambito delle strutture civili, possono essere considerati come delle serie temporali discrete. Dal punto di vista analitico, i dati di partenza sono rappresentati dunque da equazioni che variano nel tempo in maniera discreta, ad esse devono corrispondere delle equazioni differenziali che governano il moto dei sistemi vibranti a tempo continuo.

È possibile effettuare una macro-suddivisione dei modelli matematici operanti nel dominio del tempo, nello specifico si può parlare di modelli a *rappresentazione esterna* oppure di modelli a *rappresentazione interna*.

⁵²Brincker, Rune; Zhang, L.; Andersen, P, *Modal Identification from Ambient Responses using Frequency Domain Decomposition*, 2000

3.5.1 Modelli a rappresentazione esterna

Ciò che contraddistingue i modelli a rappresentazione esterna, o anche detti modelli ingresso-uscita, dai modelli a rappresentazione interna è il fatto che nei primi non vi sono variabili ausiliarie, ma entrano in gioco solamente le variabili di ingresso e di uscita.⁵³

In accordo con quanto evidenziato da Guidorzi,⁵⁴ l'espressione più semplice che lega l'ingresso e l'uscita di un sistema lineare è la seguente:

$$y(k) = \alpha_1 y(k-1) + \dots + \alpha_n y(k-n) + \beta_1 u(k-1) + \dots + \beta_n u(k-n) + e(k) \quad (3.91)$$

L'equazione (3.88) lascia intendere che l'uscita del modello $y(k)$ al tempo k è definibile come combinazione lineare sia dei valori assunti dalla funzione sino a quell'istante, vale a dire fino al tempo $t=k-1$, sia dei valori assunti dalla forzante $u(k)$ negli stessi istanti. Si sottolinea inoltre che, in maniera preventiva, nella (3.88) è inserito un errore $e(k)$ da attribuire sia alle imprevedibili differenze tra il modello ed il sistema reale, sia ad eventuali errori di acquisizioni.

Una volta definiti i vettori $y(k)$ e $u(k)$, in ragione della loro dimensione, si possono presentare differenti modelli:

- SISO (Single Input Single Output): modello in cui in ragione di un'unica eccitazione si ottiene un'unica risposta;
- SIMO (Single Input Multiple Output): modello in cui, a partire da un'unica forzante si hanno più risposte;
- MIMO (Multiple Input Multiple Output): modello in cui in ragione di più forzanti in ingresso si hanno più risposte;
- MISO (Multiple Input Single Output): modello in cui, a partire da più forzanti in ingresso si ha una sola risposta.

Dall'equazione (3.88) discendono molteplici modelli, è possibile distinguere i modelli *AR* e *ARX* dai modelli *ARMA* e *ARMAX* ed infine i modelli *ARMAV*.

⁵³Bittanti, S. *Teoria della predizione e del filtraggio*. Pitagora editrice, Bologna, 2000

⁵⁴Guidorzi, R., *Multivariable System Identification*, Bnomia University Press, Bologna, 2003

Ognuno dei suddetti rappresenta un modello autoregressivo. Per quanto concerne i primi due, si può dire che entrambi chiaramente sono descritti dalla (3.88), in cui è presente un rumore bianco a valore atteso $E[e(k)]$ nullo; tuttavia gli *ARX* si distinguono dagli *AR* per la presenza della variabile di ingresso $u(k)$.

A differenza dei modelli appena presentati, i modelli *ARMA* ed *ARMAX* estendono il modello autoregressivo considerandone gli errori come serialmente correlati. Introdotto dunque il concetto di media mobile, la funzione che di fatto rappresenta un modello *ARMA* è la seguente:

$$y(k) = \alpha_1 y(k-1) + \dots + \alpha_n y(k-n) + w(k) + \gamma_1 w(k-1) + \dots + \gamma_n w(k-n) \quad (3.92)$$

in essa $w(k)$ rappresenta un processo stocastico tipo rumore bianco con valore atteso nullo $E[w(k)] = 0$.

In analogia con quanto detto in precedenza, se nella (3.89) si introduce anche la variabile $u(k)$, si ottiene l'espressione dei modelli *ARMAX*.

I modelli *ARMAV* utilizzano esclusivamente segnali misurati sulla struttura e sono descritti dalla seguente equazione:

$$y(k) = \sum_{n=1}^p \alpha_n y(k-n) + w(k) + \sum_{n=1}^q \beta_n w(k-n) \quad (3.93)$$

anche in questa circostanza il rumore bianco a media nulla è rappresentato da $w(k)$, mentre α_k e β_k sono matrici di parametri di dimensioni $(m \times m)$, rispettivamente, autoregressivi e a media mobile ⁵⁵.

I coefficienti α_k descrivono le oscillazioni libere della struttura, mentre i coefficienti β_k sono legati al moto dovuto alle oscillazioni forzate causate dalla presenza del rumore bianco. Attraverso tale approccio è possibile analizzare il comportamento dinamico della struttura senza conoscere l'eccitazione in ingresso ⁵⁶.

Per ognuno dei modelli presentati è necessario stabilire una legge attraverso cui sia possibile *predire* il segnale del valore che la specifica funzione può assumere in futuro. In ragione poi delle previsioni effettuate, a posteriori,

⁵⁵Guidorzi, R., *Multivariable System Identification*, Bonomia University Press, Bologna, 2003

⁵⁶Rivella, D., Sabia, D. Sabia, L. *Analisi della risposta dinamica di un ponte strallato con eccitazione ambientale*, XI congresso Nazionale ANIDIS, 2004

viene valutata la bontà del modello, andando quindi a valutare lo scostamento del valore predetto dal valore effettivo, minore sarà lo scostamento, maggiore sarà la bontà del modello stesso.

3.5.2 Modelli a rappresentazione interna

Come è stato già specificato in precedenza, i modelli a rappresentazione interna o modelli di stato prevedono anche delle variabili ausiliarie o variabili di stato oltre che alle necessarie variabili di ingresso e di uscita.⁵⁷

Ipotizzando di utilizzare le medesime notazioni, è possibile esprimere un generico modello a rappresentazione interna come segue:

$$\begin{aligned}x(t+1) &= \mathbf{A}x(t) + \mathbf{B}u(t) \\y(t) &= \mathbf{C}x(t) + \mathbf{D}u(t)\end{aligned}\tag{3.94}$$

dunque, $u(t)$ rappresenta la forzante agente sulla struttura ed ha dimensione $(p \times 1)$, mentre $y(t)$ rappresenta la risposta del sistema ed ha dimensione $(q \times 1)$. Attraverso questo modello, si vogliono determinare i parametri caratterizzanti il sistema meccanico vibrante che sono di fatto contenuti nelle matrici \mathbf{A} , \mathbf{B} , \mathbf{C} , \mathbf{D} .

In analogia con quanto visto per i modelli a rappresentazione esterna, anche in questa circostanza è necessario inserire per entrambe le equazioni (3.91) un termine che rappresenta l'errore. Per tenere in considerazione eventuali errori di accuratezza propri del modello, nell'equazione relativa alla forzante si inserisce un errore $w(t)$, nella seconda equazione invece, per tener conto di eventuali errori nella strumentazione che di fatto permette l'acquisizione si introduce un errore $v(t)$:

$$\begin{aligned}x(t+1) &= \mathbf{A}x(t) + \mathbf{B}u(t) + w(t) \\y(t) &= \mathbf{C}x(t) + \mathbf{D}u(t) + v(t)\end{aligned}\tag{3.95}$$

Nel caso in cui non sia presente una forzante esterna, nella (3.92) non compaiono i termini con $u(t)$ ed allora a rappresentare la forzante del sistema sarà solamente il rumore bianco $w(t)$, si ha dunque:

$$\begin{aligned}x(t+1) &= \mathbf{A}x(t) + w(t) \\y(t) &= \mathbf{C}x(t) + v(t)\end{aligned}\tag{3.96}$$

⁵⁷Bittanti, *Identificazione dei modelli e sistemi adattivi*, 2002

Le equazioni (3.9) costituiscono un problema semplificato rispetto al caso in cui sia presente una forzante esterna, difatti, per esse è necessario determinare i parametri presenti solamente nelle due matrici rimaste \mathbf{A} e \mathbf{C} .

Anche in questa circostanza è necessario definire una procedura che renda possibile la stima dei parametri futuri. A tal fine, generalmente, si ricorre al filtro di Kalman; difatti, i segnali misurati possono essere affetti da rumore, mediante il filtraggio si intende limitarlo.

3.5.3 Individuazione dei modi strutturali

Se si ipotizza dunque di procedere supponendo che non vi siano forzanti esterne, per risolvere il problema è sufficiente determinare le matrici \mathbf{A} e \mathbf{C} . Una volta determinati tali parametri, a partire da essi, è possibile determinare le caratteristiche dinamiche del sistema vibrante in ragione di quanto già presentato nel paragrafo 3.1.3. Difatti, l'equazione (3.26) permette di determinare la matrice A_c , questa è la matrice in campo continuo attraverso cui è possibile individuare sia le frequenze sia gli smorzamenti per un generico autovalore j , mediante, rispettivamente, la (3.27) e la (3.28).

Si sottolinea che il numero di variabili ausiliarie n utilizzate in $\mathbf{x}(t)$ non solo definisce la complessità del modello, ma determina anche il numero di autovettori presenti nella matrice \mathbf{A} .⁵⁸ Tuttavia, non tutti gli autovettori corrispondono ai modi propri della struttura, alcuni possono difatti essere modi puramente numerici, non rappresentativi del moto della struttura e dunque non significativi per la determinazione delle caratteristiche modali della struttura.⁵⁹

Poiché i modi propri della struttura sono indipendenti dai processi numerici, ma sono funzione solamente delle caratteristiche della stessa, la stabilità del modo è garantita da variazioni contenute dei loro valori al variare del processo. Nello specifico, un modo proprio è definito stabile nel caso in cui:

- la stima della frequenza propria deve avere variazioni inferiori all'1% per poter essere considerata stabile;

⁵⁸Garibaldi, L., Marchesiello, S. & Bonisoli, E., *Identification and up-dating over the Z24 benchmark*. Mechanical Systems and Signal Processing. 17(1), 153-161, 2003

⁵⁹Bodeux, J.B. & Golinval, J.C. *Application of ARMAV model to the identification and damage detection of mechanical and civil engineering structures*. Smart Materials and Structures. 10, 479-489, 2001

- presi due modelli differenti, l'indice di smorzamento calcolato per ognuno di essi si può discostare al massimo per il 15%;
- la forma modale con un certo ordine viene confrontata con la stessa ottenuta con un ordine minore tramite il Modal Assurance Criterion, (MAC) ⁶⁰, che deve essere almeno pari al 90%.

Si aggiunge inoltre che per valutazioni di tipo fisico, valori di smorzamento modale superiori al 5% non saranno presi in considerazione tra i modi fisici. Inoltre, poiché le strutture civili sono in genere strutture sottosmorzate, le frequenze rappresentative del moto della struttura devono presentare coppie coniugate, le frequenze che non presentano la relativa coniugata saranno quindi sicuramente relative a modi puramente numerici.

3.5.4 Model updating

Dopo aver prima acquisito e poi analizzato i dati raccolti mediante monitoraggio, come è stato già detto in precedenza, è possibile implementare il modello. Si possono dunque inserire le informazioni ottenute in un modello agli elementi finiti precedentemente realizzato. Questa operazione permette dunque di tarare il modello stesso, in modo tale da ottenere da esso le medesime risposte ottenute mediante sperimentazione.

Durante questo processo, i dati sperimentali vengono comparati con i risultati delle predizioni numeriche ottenute dal modello. La risposta dinamica viene mostrata sotto forma di spostamenti, danni e possibili meccanismi di collasso, poi viene comparata con i risultati numerici e il modello viene implementato fino ad ottenere risultati soddisfacenti. Gli aggiornamenti riguardano le proprietà dei materiali, la geometria o la morfologia degli elementi strutturali, la modellazione delle connessioni, l'influenza del terreno, le possibili interazioni con edifici adiacenti e la distribuzione del danno (in particolare l'influenza di grosse fessure locali o separazioni). La validazione è il processo di determinazione del grado al quale un modello è un'accurata rappresentazione del mondo reale dal punti di vista di un previsto uso del modello.

⁶⁰Ewins, D.J. *Modal Testing: Theory and Practice*. New York: John Wiley & Sons, 2000

Parte II
Seconda Parte

Capitolo 4

Caso studio: ponte Bologna

4.1 Generalità

Il caso studio è rappresentato dalla modellazione agli elementi finiti di un ponte pedonale e veicolare sito nel comune di Torino e dalla successiva analisi dinamica dello stesso. Il suddetto, denominato ponte Bologna, fu realizzato nel 1911 su progetto dell'ingegnere Giovanni Antonio Porcheddu al fine di connettere due importanti arterie della città, vale a dire corso IX Febbraio e via Bologna.

L'opera ha tuttora un notevole valore ambientale e contribuisce a caratterizzare in maniera decisa il paesaggio urbano del capoluogo piemontese. Costruito in cemento armato, si sviluppa su tre campate con una lunghezza complessiva di 53,55 metri, mentre nella direzione trasversale ha una larghezza di 15,55 metri. Inoltre, al fine di georeferenziare la struttura, vengono fornite le coordinate geografiche in base sessagesimale $45^{\circ}04'46''\text{N}$ $7^{\circ}41'21''\text{E}$.

Il ponte Bologna, insieme ad altri 13 ponti, è da diversi anni oggetto di studi da parte del *Servizio Ponti, Vie d'Acqua ed Infrastrutture* del Comune di Torino. In ognuno dei 14 ponti, sono stati installati dei trasduttori ad ultrasuoni che costituiscono un sistema di monitoraggio attraverso cui rilevare eventuali valori anomali del livello dell'acqua nei vari canali. La grande efficienza del suddetto sistema di monitoraggio risiede nel fatto che è possibile ottenere misurazioni in tempo reale e soprattutto da remoto. I dati acquisiti mediante i trasduttori vengono difatti trasferiti a delle unità poste nei pressi dei sensori che si occupano dell'acquisizione dei dati, in seguito,



Figura 4.1. Inquadramento territoriale di Torino e localizzazione del Ponte Bologna

tali unità mediante dei modem gsm inviano i dati ad un sistema dislocato che si occupa dell'analisi dei segnali ottenuti. Un sistema di monitoraggio così fatto, non solo permette un controllo in tempo reale, ma consente anche l'archiviazione dei dati, registrando a cadenze prefissate il livello dei corsi d'acqua in corrispondenza dei siti strumentati.

4.2 Stato di fatto

Prima di descrivere la geometria della struttura, è necessario sottolineare che tra gli elementi in direzione longitudinale e gli elementi in direzione trasversale non vi è perfetta ortogonalità. Come è difatti mostrato in Fig. 4.4., questi ultimi sono inclinati di $96,55^\circ$ rispetto ai primi.

L'impalcato poggia su due pile in calcestruzzo armato aventi una dimensione di 15,55 metri nella direzione trasversale, mentre in direzione longitudinale la larghezza delle suddette non risulta essere costante lungo la loro altezza, difatti, in corrispondenza dell'intersezione con la sovrastruttura esse hanno



Figura 4.2. Vista aerea del Ponte Bologna

una larghezza di 1,15 metri, tale larghezza cresce poi linearmente sino ad arrivare ad 1,30 metri in corrispondenza della quota del letto del fiume Dora. Nella parte interrata, si passa poi ad una dimensione costante di 1,60 metri, ferma restando la dimensione di 15,55 metri in direzione trasversale.

L'altezza totale delle pile dalle fondazioni sino alla soletta inferiore della sovrastruttura è pari a 7,00 metri. Tuttavia, il tratto che va dalla soletta al letto del fiume ha un'altezza pari a 3,50 metri, ne consegue quindi che la parte interrata delle pile ha la medesima altezza della parte sovrastante, dunque di 3,50 metri.

È interessante osservare inoltre che le pile sono rivestite da un intonaco cementizio che permette loro di non avere una forma troppo squadrata. Attraverso questo strato aggiuntivo si conferisce difatti una forma idrodinamica al fine di scongiurare fenomeni di scalzamento.

Anche per quanto concerne le spalle è necessario descriverne la geometria. Innanzitutto, va detto che esse garantiscono il corretto collegamento dell'impalcato rispettivamente con corso Regina Margherita e via Bologna. In direzione trasversale, come nel caso delle pile, si ha una larghezza pari a quella dell'impalcato, dunque di 15,55 metri. Tuttavia, in direzione longitudinale, esse hanno una dimensione variabile. Difatti, per la parte superiore,



Figura 4.3. Vista laterale Ponte Bologna

si ha una larghezza di 0,70 metri, tale dimensione cresce linearmente sino ad 1,30 metri in corrispondenza del letto del fiume. Inoltre, per la parte interrata si ha una larghezza costante prima di 1,30 metri, mentre ad una distanza di 3,50 metri dalla soletta inferiore della sovrastruttura, tale dimensione risulta essere pari a 1,60 metri. Si constata dunque che l'altezza totale delle spalle è inferiore a quella delle pile, risulta essere difatti pari a 6,00 metri, in confronto a 7,00 metri delle pile.

In direzione trasversale, la sovrastruttura presenta una sezione a cassone. Come è possibile notare nelle Fig. 4.5., 4.6., 4.7., lo spessore della soletta superiore risulta essere variabile. Difatti, in corrispondenza della mezzeria di ogni campata si ha uno spessore di circa 24 cm, mentre in corrispondenza delle estremità, lo spessore risulta pari a 16 cm. Tuttavia, per la soletta inferiore si ha uno spessore unico pari ad 8 cm.

Come è stato specificato, la larghezza dell'impalcato in direzione trasversale è pari a 15,55 metri, ciononostante, la larghezza della carreggiata è di 11,25 metri, difatti ai lati di quest'ultima sono disposti dei marciapiedi di larghezza pari a 2,15 metri, i quali permettono ai pedoni di attraversare il

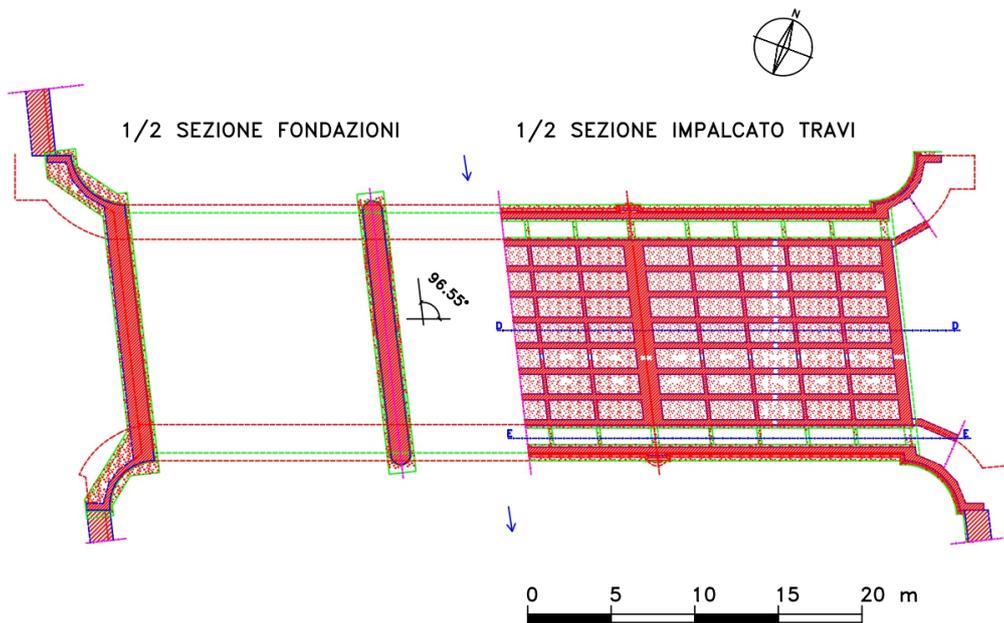


Figura 4.4. Mezza pianta impalcato travi - Mezza pianta fondazioni

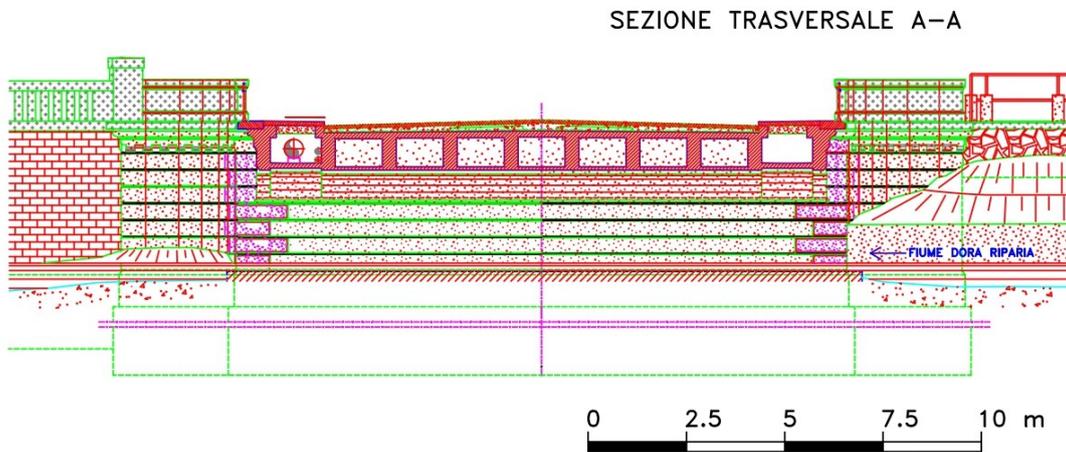


Figura 4.5. Sezione trasversale A-A

fiume. Al di sotto dei marciapiedi realizzati in pietra, sono quindi disposti dei vani vuoti atti ad accogliere le tubature ed a garantire accesso alla sovrastruttura in caso di manutenzione.



Figura 4.6. Sezione trasversale B-B

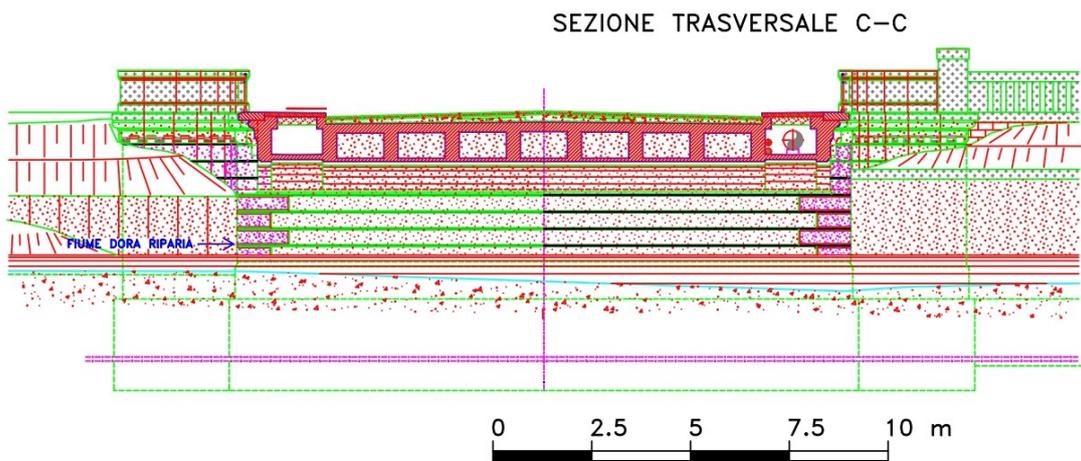


Figura 4.7. Sezione trasversale C-C

In totale quindi, in direzione trasversale si individuano dieci anime verticali aventi uno spessore di 35 cm. La distanza interna tra le anime disposte nella parte centrale è di 1,20 metri, mentre per le anime presenti al di sotto dei marciapiedi, si ha una distanza pari a 1,35 metri.

PARTICOLARE VANO SERVIZIO

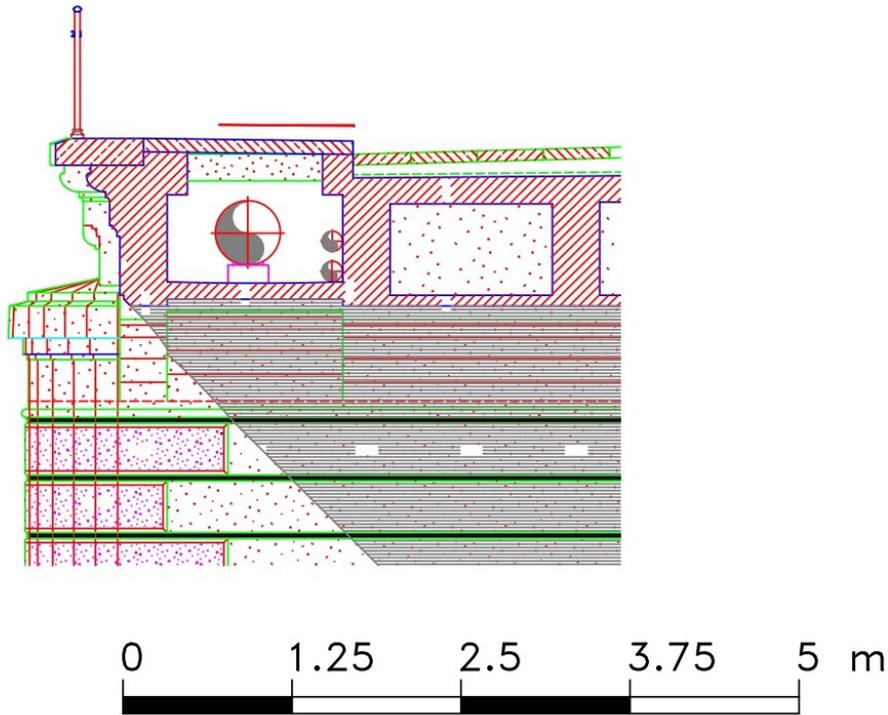


Figura 4.8. Particolare vano servizio

In egual modo, anche nell'altra direzione è possibile individuare delle anime che collegano le due solette. In questa circostanza, esse hanno uno spessore di 20 cm, inferiore rispetto a quello delle anime in direzione trasversale. Per ogni campata si individuano quattro anime verticali e di conseguenza si hanno cinque vani vuoti, ricordando chiaramente la presenza di diaframmi in corrispondenza dei supporti. I suddetti vani hanno una larghezza media di 2,68 metri ed un'altezza variabile tra i 68 ed i 76 cm, in funzione dello spessore della soletta superiore, il quale, come è stato detto, è variabile (Fig. 4.9.).

In definitiva, sulla base di queste considerazioni, l'intera struttura, in direzione longitudinale, può essere schematizzata da un punto di vista statico come un telaio con gli elementi verticali centrali aventi un'altezza superiore rispetto agli elementi esterni (Fig. 4.10.).

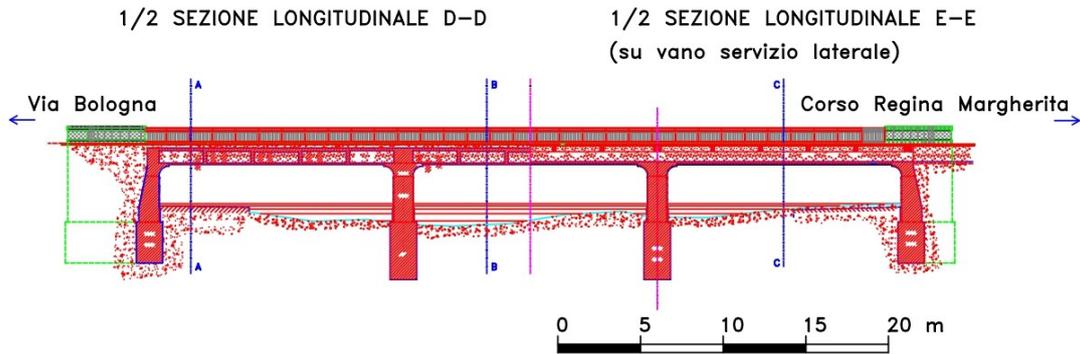


Figura 4.9. Sezione longitudinale



Figura 4.10. Schema statico

4.3 Modello numerico agli elementi finiti

Per studiare il comportamento della struttura appena descritta, si è fatto ricorso al software *SAP2000 v20*, un programma di calcolo agli elementi finiti pensato per l'Ingegneria Civile. Per tale programma, è possibile suddividere il processo di analisi in tre fasi successive:

- Pre-process: in questa fase vengono fornite al software le seguenti informazioni:
 - Impostazione della geometria.
 - Definizione delle proprietà del materiale e della sezione dell'elemento.
 - Assegnazione delle proprietà della sezione dell'elemento e dei rilasci dell'elemento.
 - Definizione dei casi di carico.

- Assegnazione delle magnitudini di carico.
- Assegnazioni dei vincoli.
- Process: in questa fase SAP2000 assembla e risolve la matrice globale.
- Post-process: Le opzioni principali nel post-elaborazione sono:
 - Visualizzazione della forma deformata.
 - Visualizzazione delle forze dell'elemento.
 - Stampa dei risultati.
 - Progettazione degli elementi strutturali e verifica della sicurezza di un progetto.

4.3.1 Pre-process

Per la maggioranza degli elementi della struttura si è fatto ricorso ad elementi di tipo *shell* (Fig. 4.11.). Nello specifico, si è pensato di adottare elementi *shell-thick*, in modo tale da prendere in considerazione, oltre che le deformazioni flessionali, anche le deformazioni a taglio.

Sia la soletta superiore sia la soletta inferiore dell'impalcato sono state modellate utilizzando tale tipologia di elemento, avendo cura di assegnare uno spessore differente in funzione delle caratteristiche dimensionali del ponte. Analogamente, anche le anime verticali, le pile e le spalle sono state modellate in questo modo.

Tuttavia, per altri elementi si è fatto ricorso ad elementi *beam* (Fig. 4.12.), nel dettaglio, i travetti in calcestruzzo armato in corrispondenza dei vani di servizio posti ai lati della sovrastruttura sono stati modellati come tali.

Per garantire una corretta modellazione, è stato opportuno prendere in considerazione la linea media di ogni elemento strutturale. Dunque, per ogni elemento *piastra*, è stato necessario definire quattro punti, il cui collegamento permette la rappresentazione nel modello FEM, l'unica informazione aggiuntiva da dichiarare al software, come è stato detto, è lo spessore dell'elemento. Mentre, per gli elementi *beam*, è sufficiente considerare solamente due punti, il cui collegamento definisce anche in questa circostanza l'asse medio dei travetti. In questo ultimo caso, i dati di input che devono essere inseriti sono molteplici, difatti è necessario fornire l'area della sezione trasversale, così come i moduli d'inerzia I_y e I_z , supponendo che l'asse x sia quello longitudinale.

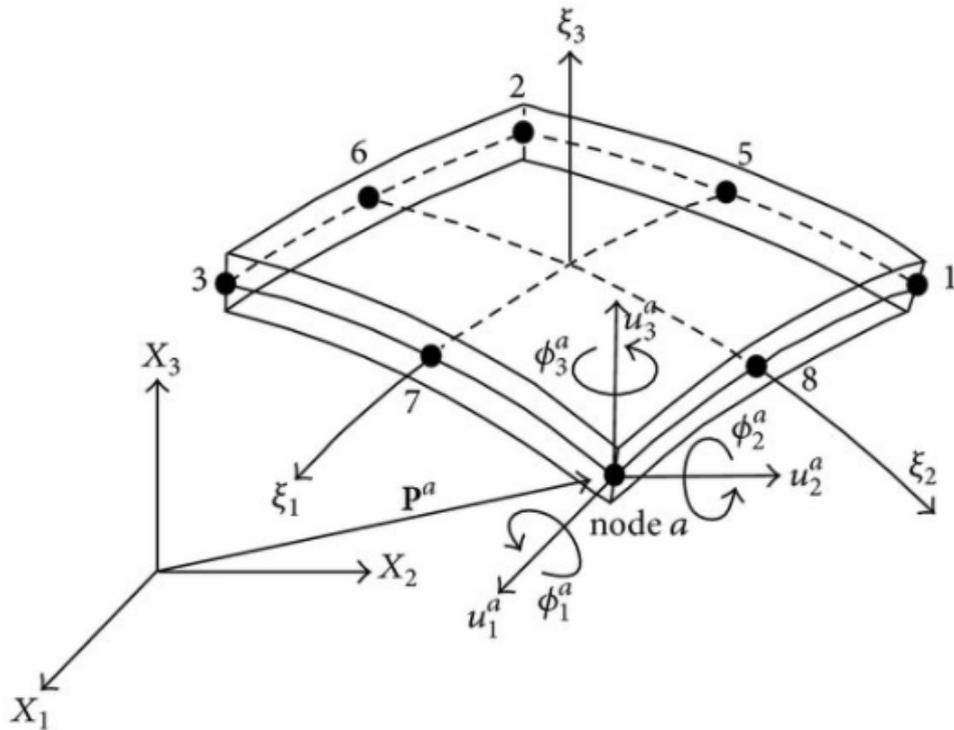


Figura 4.11. Rappresentazione elemento shell (WooYoung 2013)

In merito alle proprietà del materiale, non essendo a conoscenza ancora dell'effettiva tipologia di calcestruzzo utilizzato per la realizzazione del ponte, è stato ipotizzato un calcestruzzo avente le caratteristiche riportate in Tab. 4.1..

Tabella 4.1. Caratteristiche del calcestruzzo ipotizzato

Tipo di materiale	Calcestruzzo
Peso per unità di volume ($\frac{N}{m^3}$)	24992,618
Massa per unità di volume ($\frac{kg}{m^3}$)	2548,5377
Modulo di elasticità ($\frac{N}{m^2}$)	$3,0 \times 10^{10}$
Coefficiente di Poisson	0,2
Modulo di taglio ($\frac{N}{m^2}$)	$1,25 \times 10^{10}$

Dopo aver definito le caratteristiche del materiale preso in considerazione,

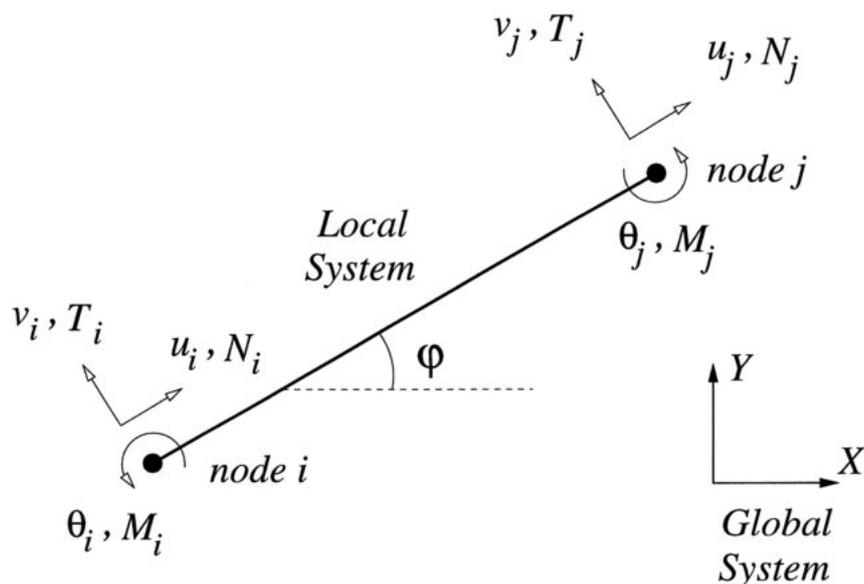


Figura 4.12. Rappresentazione elemento beam

come è stato detto, si è passati alla definizione della sezione di ogni elemento. Questa operazione è stata effettuata in ragione delle informazioni riportate nelle tavole di progetto. Ad ogni elemento, sia per quanto concerne gli elementi *shell*, sia per gli elementi *beam*, è stato assegnato il calcestruzzo precedentemente definito.

Si sottolinea che prima di modellare i singoli elementi costituenti la struttura, si è discretizzata in maniera adeguata la struttura stessa, in modo tale da ottenere chiaramente deformate più realistiche, ma soprattutto, per aumentare sensibilmente la precisione del modello.

Si è ottenuta dunque una mesh fitta in cui nelle tre dimensioni, due generici nodi successivi distano al massimo 100 cm. Il numero totale dei nodi risulta essere 2690, e di conseguenza anche il numero delle aree risulta essere elevato, si hanno difatti 3212 elementi *shell* e 32 elementi *beam* (Fig. 4.13.).

Avendo dunque assegnato ad ogni elemento la corretta sezione e il materiale adeguato, l'intera struttura risulta essere caricata solamente dai pesi propri di ogni elemento strutturale.

Successivamente, si è quindi passati alla definizione degli ulteriori carichi agenti sulla stessa. Dagli elaborati grafici risulta difatti che al di sopra della soletta superiore è posto un sottofondo in conglomerato leggero. In prima battuta, si è ipotizzato di assegnare a tale materiale un peso per unità di volume di $2000 \frac{kg}{m^3}$.

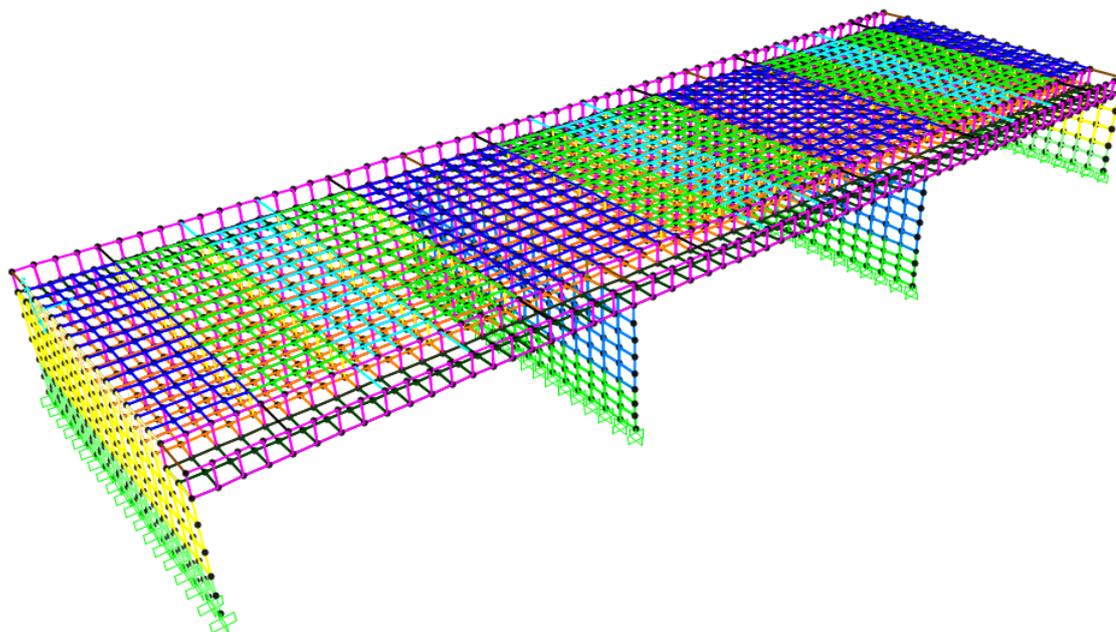


Figura 4.13. Mesh modello

Tuttavia, lo spessore di tale sottofondo non risulta essere costante nella direzione trasversale. Difatti, in corrispondenza della mezzeria si ha il massimo spessore, pari a 20 cm. Tale spessore decresce in maniera lineare sino alle estremità della carreggiata, raggiungendo un valore minimo pari a 10 cm. Questa variazione dello spessore conferisce alla sezione la pendenza desiderata.

Al di sopra del sottofondo, è disposta una pavimentazione in blocchi di pietra squadrata con uno spessore di 10 cm. A questi ultimi, è stato assegnato un peso per unità di volume pari a $2600 \frac{kg}{m^3}$, valore relativo al porfido quarzifero.

Dopo aver definito questi carichi, è stato necessario assegnare questi ultimi agli elementi *shell* costituenti la soletta superiore. Durante l'assegnazione si è preso in considerazione l'effettivo spessore sia del sottofondo, sia della pavimentazione, in modo tale da assegnare agli elementi un carico distribuito, e dunque $\frac{N}{m^2}$.

Infine, per completare la fase di *Pre-process*, sono stati assegnati i vincoli adeguati alla struttura. Nel dettaglio, è stato specificato che per quanto concerne il collegamento tra la sovrastruttura e la sottostruttura, non è necessario inserire alcun vincolo poiché in quei punti vi è un collegamento monolitico.

Al contrario, in corrispondenza delle parte inferiore sia delle spalle che delle pile, sono stati inseriti degli incastri. Tuttavia, per i suddetti elementi verticali si è considerata un'altezza inferiore rispetto a quella effettiva, e nello specifico, i vincoli di incastro sono stati posti in corrispondenza della metà della parte interrata per ognuno di essi. Con questa operazione, la struttura è diventata chiaramente più rigida, rispetto a quanto fosse in precedenza.

In ragione di tutte queste considerazioni, il modello della struttura si presenta come riportato in Fig. 4.14.. La varietà cromatica degli elementi *shell* è funzione della diversa tipologia di elemento in vista. Attraverso *SAP2000* è stato possibile difatti richiedere un modello estruso in cui la colorazione è funzione della tipologia di sezione utilizzata.

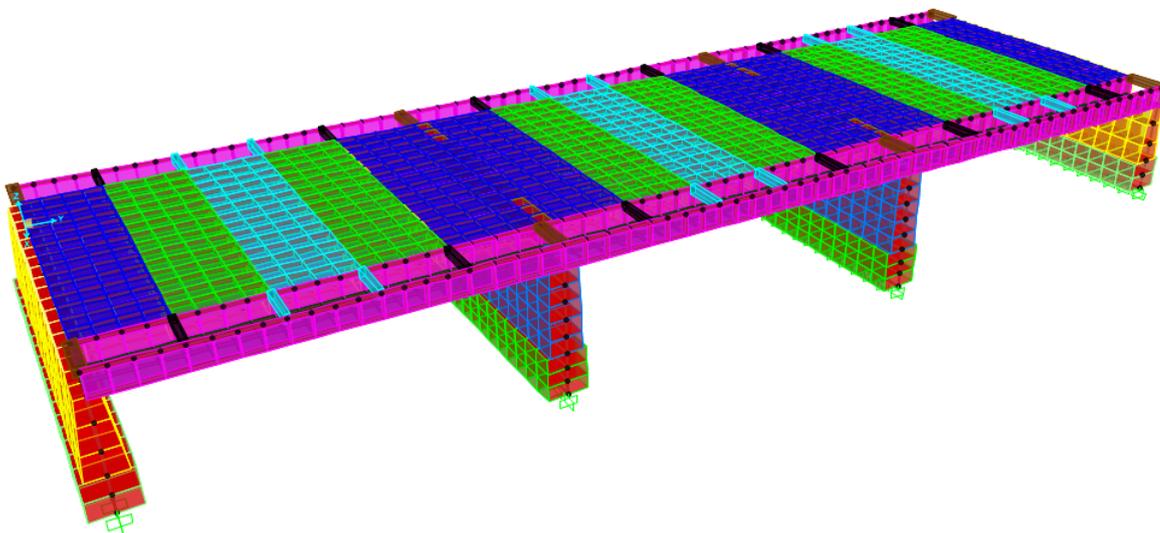


Figura 4.14. Rappresentazione tridimensionale del modello della struttura

Prima di passare alla fase successiva di processamento, è necessario descrivere l'interazione tra il terreno e la struttura. Nello specifico, si ipotizza che il terreno sia un mezzo discretizzato da un insieme finito di molle di determinata rigidità. Difatti, si suppone che in corrispondenza della parte di spalla che interagisce con il terreno siano presenti delle molle orizzontali. Il numero di molle e di conseguenza la loro posizione è funzione della mesh che è stata precedentemente realizzata. In questo modo, in corrispondenza di ciascun nodo viene disposta una molla orizzontale a cui viene attribuito un opportuno valore di rigidità in funzione della dimensione del concio (vale a dire la superficie di influenza interessata). Dunque, alle molle che hanno

l'area d'influenza maggiore, compete un valore di rigidezza lineare maggiore rispetto alle molle con area inferiore, ne risulta quindi che alle molle relative ai nodi di estremità delle spalle saranno assegnati dei valori di rigidezza inferiore rispetto ai nodi interni.

Per ciò che riguarda il terreno, si assume un mezzo granulare di tipo sabbioso caratterizzato da un modulo di taglio G , variabile linearmente con la profondità alla luce dell'ipotesi di terreno alla Gibson, secondo la seguente relazione:

$$G(z) = 80 + 5z[MPa]^{61} \quad (4.1)$$

dove z rappresenta la quota a cui si calcola il modulo di taglio del terreno, che in questo caso, è variabile tra 0 e 4,20 metri, avendo ipotizzato di porre il vincolo di incastro a metà della parte interrata delle spalle.

Una volta definito il modulo di taglio, l'obiettivo è quello di determinare il valore di rigidezza orizzontale k_h . A tal proposito, si fa ricorso alla seguente relazioni:

$$k_h = 3G(z)[MPa]^{62} \quad (4.2)$$

In ragione della mesh realizzata, i valori di rigidezza lineare orizzontale da assegnare ad ogni nodo vengono riportati nella Tabella 4.2..

Dopo aver definito tutti i vincoli del modello, e dunque gli incastri in corrispondenza delle fondazioni e dopo aver determinato i valori di rigidezza orizzontale da assegnare alle poste in corrispondenza dei nodi delle spalle, la fase di modellazione risulta terminata. È possibile visualizzare in Fig. 4.15., il dettaglio relativo alla modellazione delle molle in corrispondenza di una delle due spalle.

⁶¹Gibson R.E. *The analytical method in soil mechanics* 14th Rankine Lecture, Géotechnique, 24 (2), 115 – 140, 1974

⁶²Roesset, J.M. *A Review of Soil-Structure Interaction* LLNL, Livermore, CA, UCRL-15262, included in Ref. 1, 1980

Tabella 4.2. Valori di rigidezza orizzontale delle molle disposte in corrispondenza delle spalle

Z [m]	G [MPa]	K_{hi} [MPa]	a [m]	K_{hi,a} Nodi interni [$\frac{N}{m}$]	K_{hi,a} Nodi esterni [$\frac{N}{m}$]
0	80	240	0,45	$1,08x10^8$	$5,40x10^7$
0,9	84,5	253,5	0,95	$2,41x10^8$	$1,20x10^8$
1,9	89,5	268,5	0,95	$2,55x10^8$	$1,28x10^8$
2,8	94	282	0,8	$2,26x10^8$	$1,13x10^8$
3,5	97,5	292,5	0,7	$2,05x10^8$	$1,02x10^8$
4,2	101	303	0,35	$1,06x10^8$	$5,30x10^7$

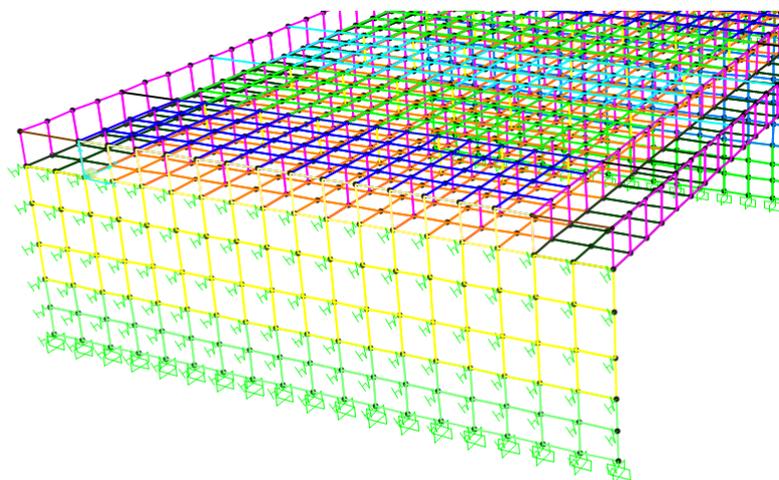


Figura 4.15. Dettaglio molle orizzontali in corrispondenza di una spalla

4.3.2 Process

In ragione del modello definito nella fase di *Pre-process*, è possibile passare alla fase seguente di *Process*. Le tipologie di analisi scelte sono una di tipo lineare statica ed un'analisi modale.

Per quanto concerne l'analisi statica, preventivamente è stata definita una combinazione di carico, nel dettaglio sono stati combinati i carichi propri dovuti agli elementi strutturali, i carichi dovuti al sottofondo in conglomerato leggero ed i carichi dovuti alla pavimentazione in pietra squadrata.

Al contrario, per valutare il comportamento dinamico della struttura è stata effettuata un'analisi modale in cui chiaramente i carichi aggiuntivi non riconducibili al peso proprio della struttura risultano essere ininfluenti.

4.3.3 Post-process

Dopo aver lanciato le suddette analisi, il software *SAP2000* dà la possibilità di visualizzare rispettivamente la deformata statica e le deformate modali in funzione del periodo considerato.

Di seguito vengono dunque riportate le informazioni di maggior interesse, vale a dire la deformata statica e le deformate modali con i valori di periodo e frequenza associate ad ogni modo considerato (Tab. 4.3.).

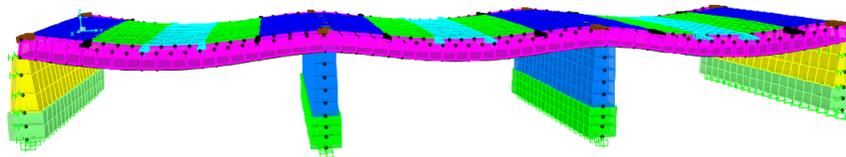


Figura 4.16. Deformata statica dovuta ai carichi propri, ai carichi permanenti ed al carico dovuto al tram

L'analisi ha riportato un valore di abbassamento massimo in campata dovuto ai carichi propri ed ai carichi permanenti pari a circa 7,8 mm.

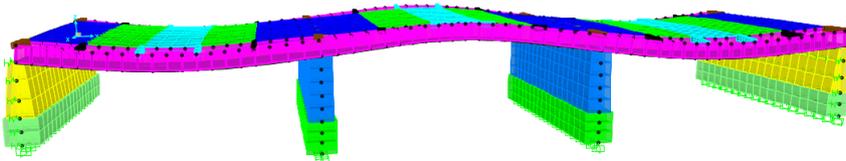


Figura 4.17. Deformata I modo di vibrare

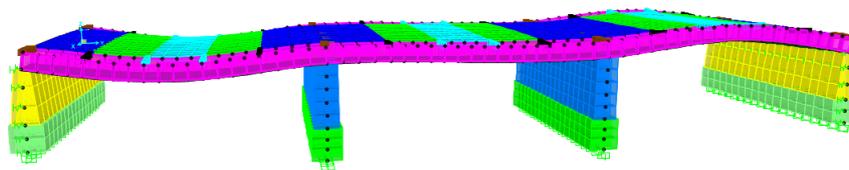


Figura 4.18. Deformata II modo di vibrare

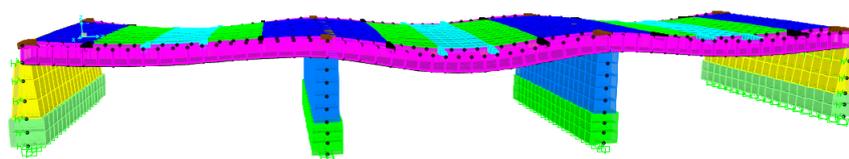


Figura 4.19. Deformata III modo di vibrare

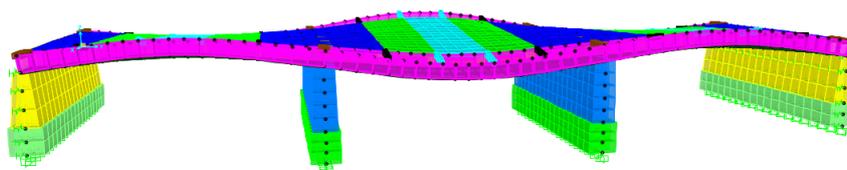


Figura 4.20. Deformata IV modo di vibrare

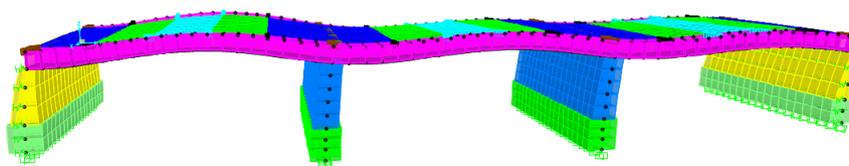


Figura 4.21. Deformata V modo di vibrare

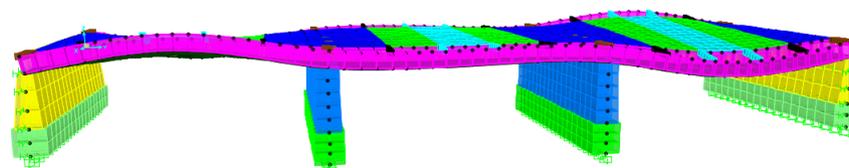


Figura 4.22. Deformata VI modo di vibrare

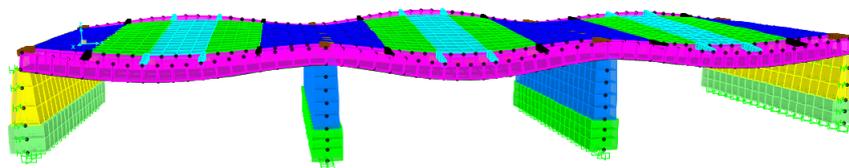


Figura 4.23. Deformata VII modo di vibrare

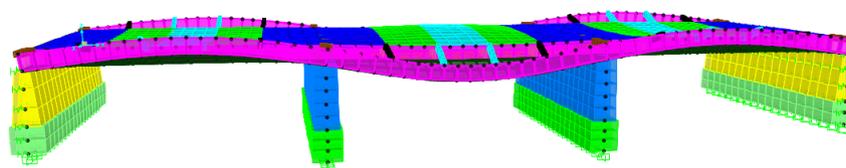


Figura 4.24. Deformata VIII modo di vibrare

Tabella 4.3. Periodi e frequenze relativi ai primi otto modi di vibrare

	Periodo [s]	Frequenza [Hz]
I modo di vibrare	0,080630	12,402399
II modo di vibrare	0,074630	13,399392
III modo di vibrare	0,068834	14,527640
IV modo di vibrare	0,068728	14,550098
V modo di vibrare	0,066589	15,017485
VI modo di vibrare	0,064279	15,557157
VII modo di vibrare	0,059791	16,724838
VIII modo di vibrare	0,044724	22,359513

Capitolo 5

Indagine sperimentale: identificazione dinamica

5.1 Introduzione

In data 22 gennaio 2021 il laboratorio *MastrLAB* del Politecnico di Torino ha svolto una campagna di indagini sperimentali al fine di identificare il comportamento dinamico del ponte Bologna mediante l'utilizzo di 17 accelerometri posti in differenti punti della struttura, il posizionamento di questi ultimi sarà descritto in seguito. Si è fatto riferimento ad un'eccitazione di tipo ambientale, dunque l'input dinamico era a priori ignoto. Attraverso la tecnica *output-only* l'obiettivo prefissato era quello di estrarre i parametri modali della struttura.

Oltre ai già citati accelerometri, è stato necessario predisporre una postazione con computer e centralina attraverso cui acquisire i segnali da elaborare. Tutti gli accelerometri erano collegati al suddetto sistema di acquisizione mediante dei cavi (Fig.5.2.). Inoltre, poiché un'acquisizione si fatta potrebbe risultare fortemente affetta da fenomeni elettromagnetici, al fine di by-passare tale problematica o comunque per ridurre le criticità sono stati utilizzati cavi opportunamente schermati. Infine, per garantire una corretta acquisizione dei dati durante tutta la fase di acquisizione ci si è assicurati che i cavi dei sensori non fossero in nessun modo danneggiati o tranciati.

L'obiettivo della presente analisi dinamica è quello di definire le frequenze proprie di vibrazione della struttura e di determinare le forme modali della stessa andando poi ad effettuare un confronto qualitativo tra quanto ottenuto per via sperimentale e quanto invece emerge dal modello agli elementi finiti.

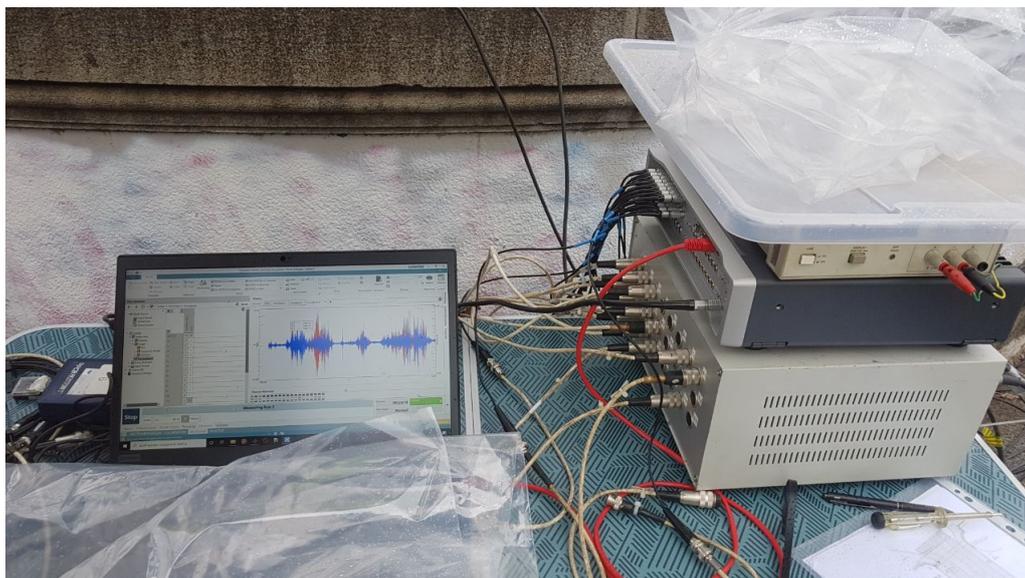


Figura 5.1. Postazione per l'acquisizione



Figura 5.2. Collegamento dei cavi con la centralina

Inoltre, in senso più ampio, il progetto di ricerca ha come finalità il monitoraggio strutturale del ponte mediante l'utilizzo di dispositivi tradizionali ed innovativi utilizzando la rete 5G al fine di realizzare un sistema "real time" di osservazione degli effetti strutturali indotti da azioni di esercizio e/o eventi

naturali. Tuttavia, quanto appena descritto non sarà oggetto del presente lavoro di tesi.

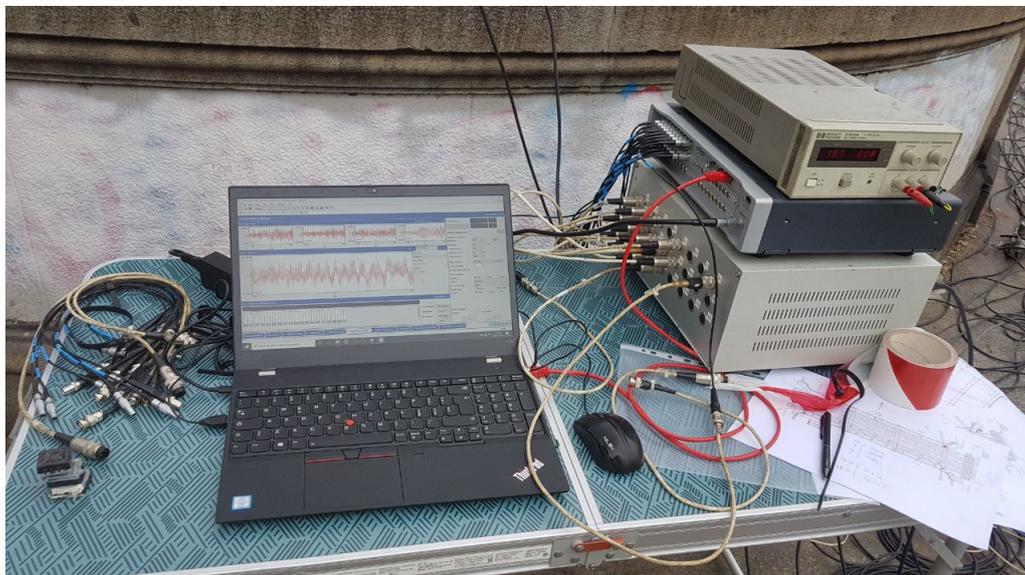


Figura 5.3. Centralina in acquisizione

Come si è visto nel capitolo precedente, il primo passo è stato quello di modellare la struttura mediante il software *SAP2000 v20*, al fine di capire quali fossero le frequenze proprie della struttura, tenendo tuttavia in considerazione tutte le incertezze legate sia alle caratteristiche dei materiali, sia alle condizioni di vincolo. Successivamente, prima di procedere con l'acquisizione vera e propria, è stata condotta un'acquisizione sperimentale preliminare al fine di valutare in maniera qualitativa la risposta strutturale del ponte Bologna. In data 22 gennaio 2021 è stata dunque effettuata la suddetta acquisizione ed infine, in ragione di essa, si è passati all'analisi dinamica dei dati acquisiti, si ricorda che tale operazione risulta essere propedeutica al fine di caratterizzare la struttura dal punto di vista meccanico.

Si precisa inoltre che il motivo per il quale è stato deciso di realizzare un sistema di monitoraggio per il ponte Bologna è legato al fatto che esso presenta un franco di circa 2,4 m, il più basso tra i ponti presenti in Torino, monitorato costantemente tramite una apposita strumentazione installata in mezz'aria della campata centrale. Questa caratteristica rappresenta una criticità che richiede un monitoraggio della risposta strutturale soprattutto in occasione di eventi alluvionali già verificatesi in anni recenti.

5.2 Posizionamento degli accelerometri

La progettazione ottimale di un sistema di monitoraggio necessita di un modello numerico che sia in grado di riprodurre nella maniera più fedele la risposta reale della struttura. Chiaramente, tale modello può e deve essere opportunamente corretto attraverso il confronto con i risultati sperimentali.

Come è possibile vedere dalla Tab. 4.3., le frequenze principali del ponte Bologna si attestano nel range compreso tra 10 e 20 Hz, con prevalenza delle componenti verticali. Attraverso le deformate modali restituite dal modello FEM è stato poi possibile individuare i punti nei quali installare gli accelerometri, e di fatto misurare le vibrazioni per ottimizzare la risoluzione spaziale e la capacità di individuare e distinguere i diversi modi.

Nel paragrafo precedente è stato già detto che al fine di definire il piano di monitoraggio del ponte Bologna sono stati svolti dei test dinamici preliminari in condizioni ambientali finalizzati a definire il livello delle vibrazioni atteso in condizioni di servizio. I test sono necessari per individuare la sensibilità degli strumenti da adottare e identificare le principali frequenze di vibrazione funzionali alla definizione dei parametri di acquisizione dei segnali.

Durante le fasi di sopralluogo, avvenute nei giorni precedenti al 22 gennaio, sono state eseguite alcune misurazioni preliminari delle vibrazioni utilizzando i sensori integrati in uno smartphone. I moderni smartphone sono infatti dotati di sensori inerziali MEMS (accelerometro triassiale, giroscopio, magnetometro), attraverso i quali è possibile ricostruire la posizione del dispositivo nello spazio. La sensibilità dei sensori è progressivamente cresciuta nel corso degli anni, ed oggi hanno caratteristiche spesso sufficienti per eseguire valutazioni preliminari riguardo le vibrazioni indotte dal traffico veicolare su una struttura e poter quindi stimare il range di frequenze proprie della stessa. Le misure sul ponte Bologna sono state eseguite posizionando lo smartphone in mezzeria della campata centrale lato valle, acquisendo i dati con una frequenza di campionamento di 100 Hz per un tempo totale di 10 minuti. Lo smartphone utilizzato è un Apple iPhone 7 e i dati sono stati registrati tramite la app freeware SensorLog. Il modello di smartphone usato monta un modulo inerziale MEMS della STMicroelectronics tipo LSM6DSL, il cui accelerometro triassiale, nelle condizioni di utilizzo, ha un livello di rumore stimabile in 0,5 mg. Durante il periodo di acquisizione il ponte è stato più volte attraversato da mezzi di trasporto pesanti, quali autobus e veicoli commerciali, e da traffico ordinario. Nelle Fig. 5.4. e 5.5. si riportano rispettivamente le storie temporali registrate e le densità spettrali di potenza (PSD). L'accelerazione massima registrata è risultata essere pari a 0,04 g in

direzione verticale, mentre le componenti trasversali di picco hanno valori 10 volte inferiori.

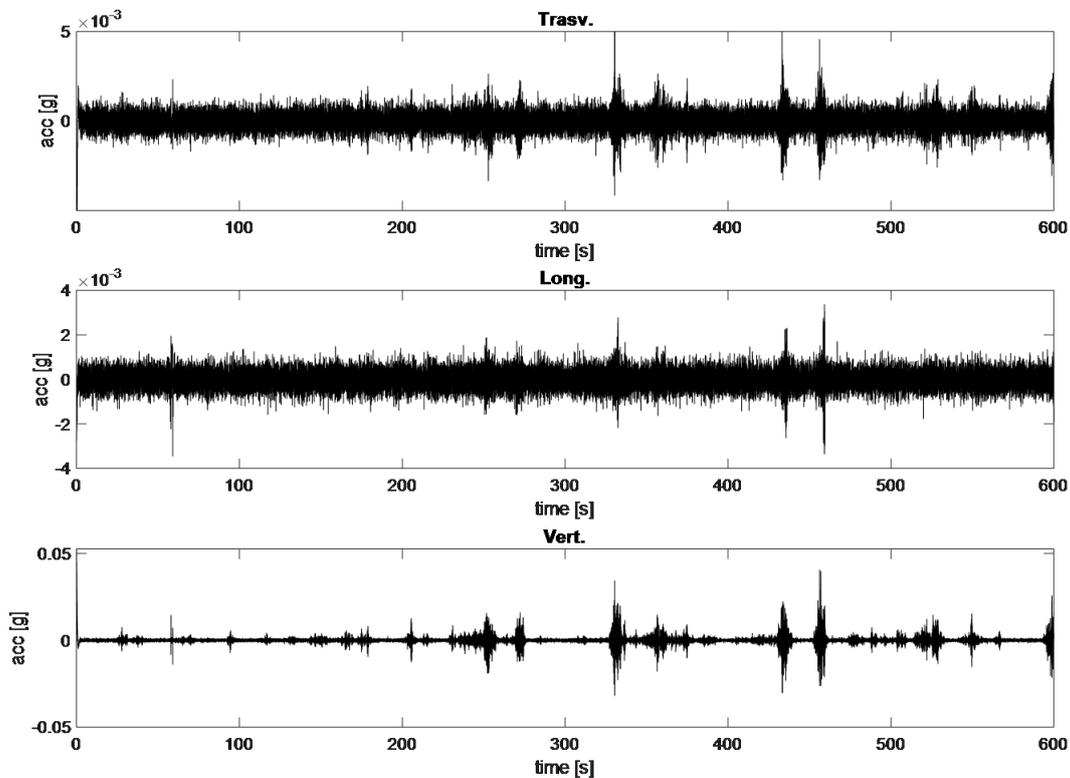


Figura 5.4. Storie temporali delle accelerazioni registrate tramite smartphone

Dall'analisi del contenuto spettrale è possibile osservare che il contenuto energetico dei segnali si concentra nel range di frequenza compreso tra 9 e 15 Hz, con picchi a 11,5 Hz e 15 Hz per la componente verticale e 12 Hz per la longitudinale. I valori in frequenza ricavati dalle misure sperimentali preliminari risultano compatibili con quanto ottenuto dall'analisi modale numerica precedentemente riportata e pertanto il modello FEM può essere utilizzato per la progettazione delle prove dinamiche sperimentali e, successivamente, per la definizione del sistema di monitoraggio oggetto dello studio.

L'analisi preliminare, teorica e sperimentale, ha permesso di definire il piano di prove di caratterizzazione dinamica. In Fig. 5.6. si riporta il dettaglio del piano sperimentale previsto. La configurazione di prova ha l'obiettivo di ottimizzare la risoluzione spaziale delle forme modali e di consentire la distinzione tra i modi di vibrare.

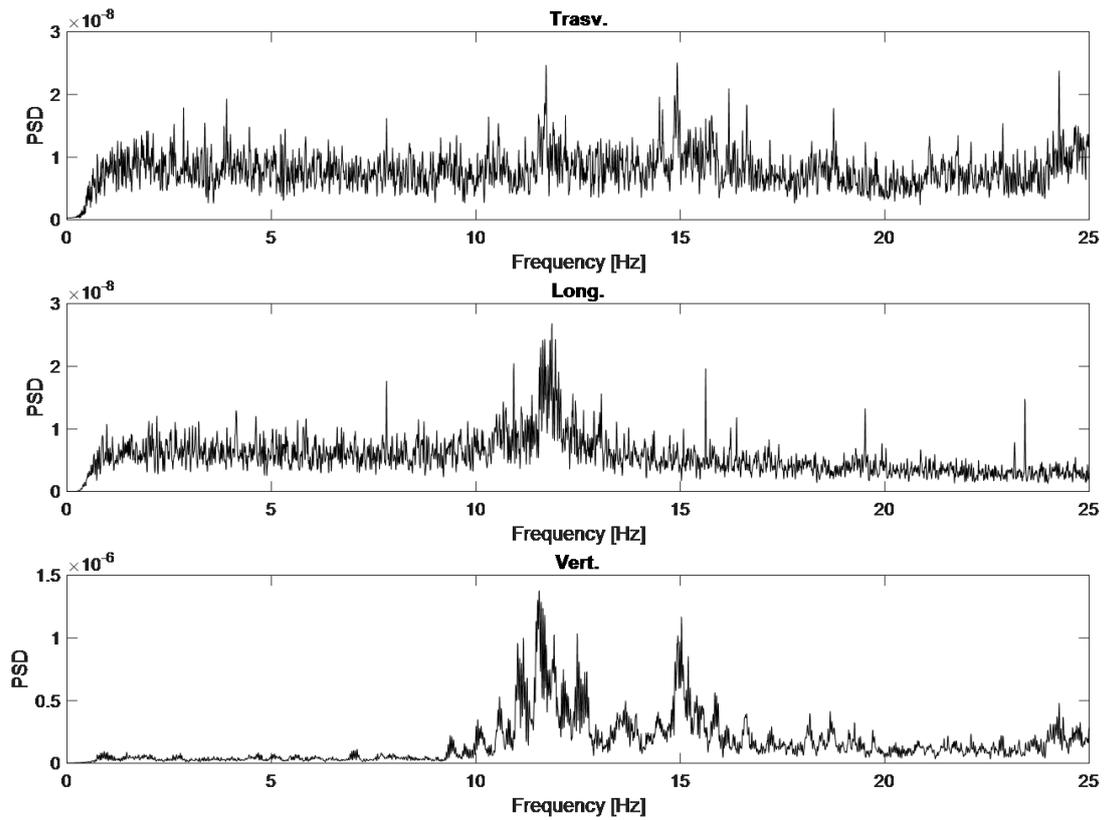


Figura 5.5. PSD dei segnali registrati

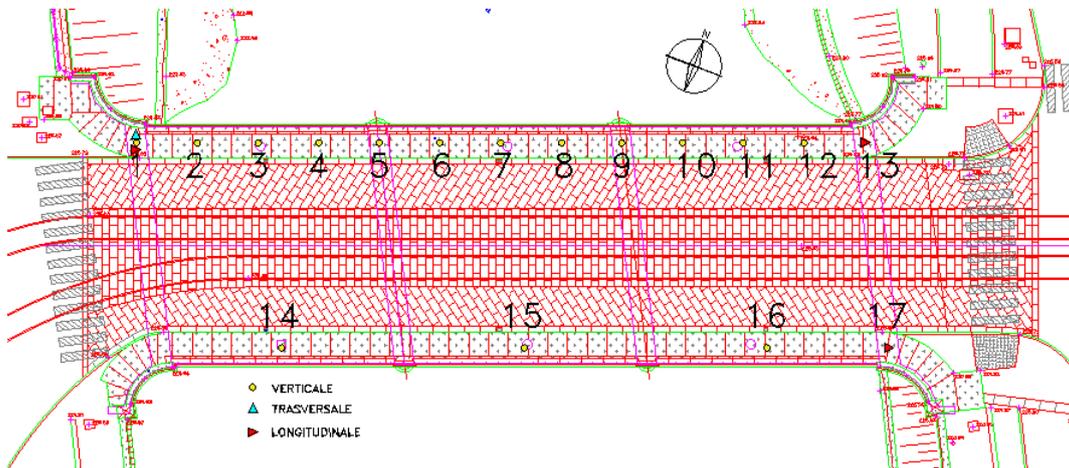


Figura 5.6. Configurazione di prova

Sono stati utilizzati 3 accelerometri in direzione longitudinale, un accelerometro in direzione trasversale e 15 accelerometri in direzione verticale. Le prove hanno previsto misure di accelerazione per una giornata intera in modo da caratterizzare l'effetto del traffico giornaliero sulla struttura. Esse inoltre consentono di determinare le posizioni più rappresentative della dinamica complessiva della struttura e più sensibili a variazioni delle caratteristiche meccaniche dovute a fenomeni di degrado o danneggiamenti. In aggiunta, esse forniscono indicazioni essenziali alla individuazione degli strumenti più performanti per un monitoraggio nel tempo. Infine si sono ottenuti i dati necessari alla definizione del sistema di monitoraggio che utilizzerà la tecnologia 5G per la comunicazione tra i sensori e la trasmissione rapida dei dati.

Di seguito si riportano alcune immagini risalenti al giorno di acquisizione.



Figura 5.7. Accelerometro triassiale

In Fig. 5.7. è riportato l'accelerometro triassiale posto in posizione 1 con riferimento alla Fig.5.6., dunque in corrispondenza della spalla lato via Bologna. In quanto dispositivo triassiale esso è in grado di acquisire le componenti verticali dell'accelerazione in quel punto ed anche le componenti longitudinali e trasversali.

Nelle Fig. 5.8. e 5.9. sono riportati 2 dei 15 accelerometri monoassiali posti lungo le 3 campate del ponte. Tali dispositivi sono in grado di acquisire la sola componente verticale dell'accelerazione nel punto in cui esso è posto.



Figura 5.8. Accelerometro monoassiale



Figura 5.9. Accelerometro monoassiale - 2

5.3 Analisi modale

Una volta acquisiti e poi scaricati i dati, si è passati ad analizzare gli stessi al fine di ottenere le caratteristiche meccaniche ricercate. Per l'elaborazione

dei dati e dunque per poter poi estrarre da essi le informazioni necessarie per confrontare la risposta sperimentale con la risposta derivante dal modello FEM, si è pensato di effettuare un'analisi modale del tipo *Frequency Domain Decomposition*. Difatti, come è stato descritto nel paragrafo 3.4.2, la decomposizione nel dominio della frequenza è una tecnica di identificazione di un sistema *output-only* molto utilizzata nel campo dell'ingegneria civile, soprattutto nel caso di monitoraggio strutturale. Poiché i dati di input erano incogniti, avendo fatto ricorso alla sola eccitazione ambientale, tale metodo risulta fortemente adeguato.

Innanzitutto, a partire dai dati acquisiti, dati che di fatto erano ancora grezzi, è stata effettuata una prima elaborazione in ambiente *MATLAB* per poter ottenere le storie temporali relative ad ogni singolo canale di acquisizione. In Fig. 5.10. vengono riportate le suddette storie temporali.

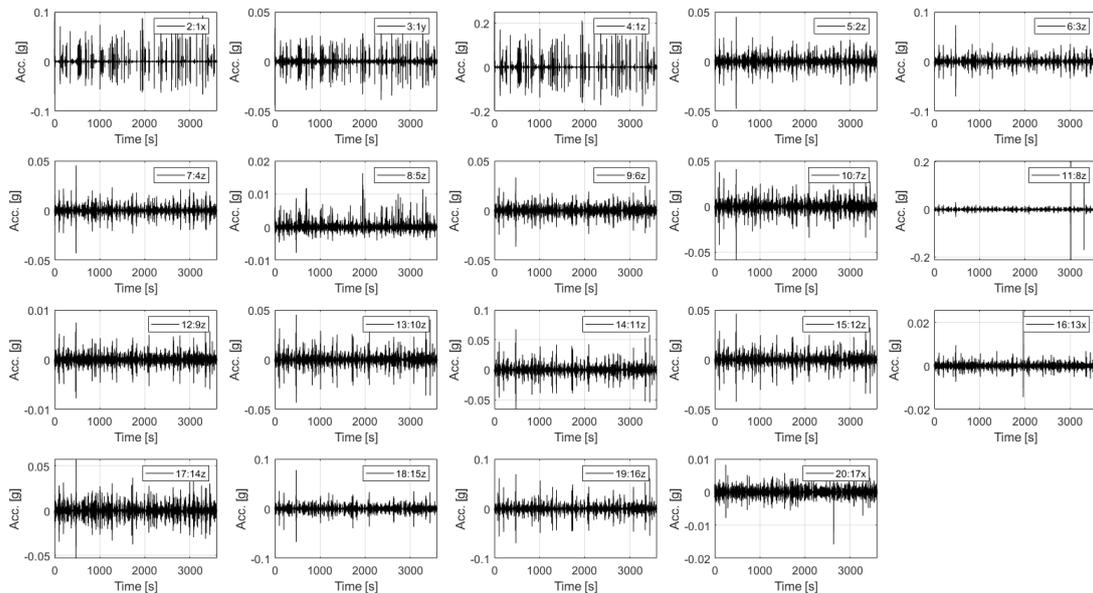


Figura 5.10. Time history totale dei 19 canali di acquisizione

I canali di acquisizione risultano essere 19 poiché dei 17 accelerometri effettivamente utilizzati, uno di essi, e nello specifico il $n^{\circ} 1$ era triassiale, difatti, nell'immagine vengono riportate le storie temporali per il primo accelerometro in direzione sia verticale sia orizzontale in direzione trasversale e longitudinale.

Successivamente, a partire dalle storie temporali dei singoli canali, sempre attraverso un codice *MATLAB* è stato possibile ottenere le *Power Spectral*

Density relative ad ognuno di essi, di seguito si riportano le suddette.

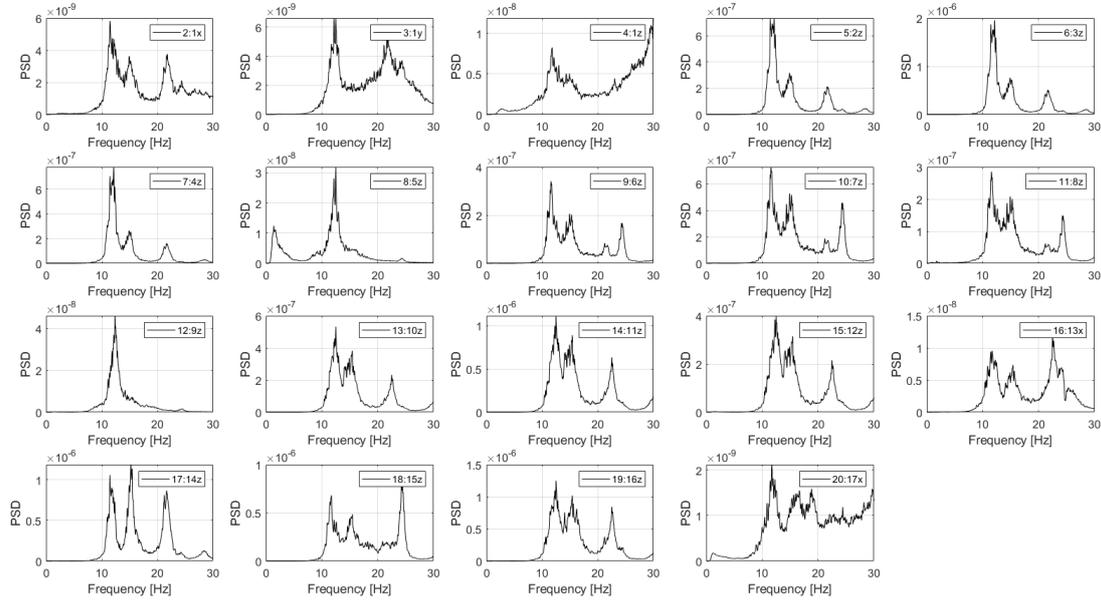


Figura 5.11. Power Spectral Density dei 19 canali

Si ricorda che la *PSD* rappresenta la misura del contenuto di potenza del segnale rispetto alla frequenza. Tale funzione è tipicamente usata per caratterizzare i segnali casuali a banda larga. L'ampiezza della stessa risulta poi normalizzata dalla risoluzione spettrale impiegata per digitalizzare il segnale. Inoltre, come è possibile vedere dalla Fig.5.11, tali funzioni sono state plottate nell'intervallo di frequenze comprese tra 0 e 30 Hz, poiché dal modello FEM si è visto che le prime frequenze della struttura si concentrano in questo range e soprattutto anche l'analisi dinamica preliminare ha confermato quanto previsto dal modello stesso.

Si precisa che al fine di descrivere in maniera adeguata l'andamento delle funzioni appena presentate, si fa riferimento ai soli canali verticali, dunque quelli identificati mediante la lettera *z*. Inoltre, per poter capire il posizionamento del canale considerato, è necessario rifarsi alla Fig. 5.6.

I canali *5z* e *9z* rappresentano gli accelerometri disposti in corrispondenza delle due pile. In termini di ordine di grandezza è possibile confrontare in maniera qualitativa il quantitativo di energia associato a questi punti con quanto accade invece per il canale *1z*, che di fatto rappresenta l'accelerometro posto in corrispondenza della spalla lato via Bologna.

Per i suddetti canali, si può vedere che la potenza associata è dell'ordine di 10^{-8} .

Inoltre, se si ipotizza di analizzare la prima campata, vale a dire quella in cui sono presenti i canali $1z$, $2z$, $3z$, $4z$, $5z$ e $14z$, si può vedere come per gli accelerometri posti esattamente in mezzeria della campata, la *PSD* associata è più grande rispetto a quella degli appoggi di 2 ordini di grandezza, mentre per gli accelerometri posti ad $\frac{L}{4}$ dagli appoggi, si ha un valore di *PSD* dell'ordine di 10^{-7} , questo discorso resta valido anche per le rimanenti due campate.

Quanto ottenuto risulta dunque essere coerente rispetto a quanto ci si aspettava, difatti, in corrispondenza degli appoggi si rileva un valore inferiore di contenuto in potenza rispetto a quanto invece accade in corrispondenza della mezzeria, in quanto, l'accelerazione associata ad i primi è inferiore rispetto ai secondi, in accordo dunque anche con quanto descritto nella Fig. 5.10..

Successivamente, avendo ottenuto le *PSD* dei canali considerati ed avendone appurato la coerenza, si è passati poi alla decomposizione dei valori singolari delle matrici di densità spettare, punto fondamentale dell'approccio *FDD*. Anche in questa circostanza, è stato possibile definire i valori singolari mediante un codice in *MATLAB*. Tuttavia, al fine di aumentare la robustezza e la significatività dei risultati, l'intera sessione di acquisizione avente una durata di circa 90 minuti è stata suddivisa in 10 finestre più piccole da 10 minuti ciascuna.

Dunque per ognuna delle 10 finestre considerate sono stati individuati i valori singolari in relazione alle *PSD*. Successivamente, per ognuna delle finestre si è proceduto con l'individuazione dei picchi presenti nei grafici restituiti da *MATLAB*. Si precisa che i valori singolari ottenuti a partire dalle matrici di densità vengono plottati in funzione della frequenza ed inoltre, attraverso il codice è possibile richiedere l'intervallo di frequenze entro cui avere tali diagrammi, coerentemente con quanto supposto sino ad ora, si è preso come range di frequenze quello tra 0 e 30 Hz.

La fase appena descritta va sotto il nome di *Peak picking*, essa costituisce certamente una fase fondamentale dell'intero processo volto alla determinazione delle caratteristiche dinamiche della struttura, difatti, per la scelta dei picchi è richiesta grande sensibilità, l'obiettivo è quello di individuare solamente i picchi corrispondenti ai modi di vibrare della struttura. Di seguito vengono riportate alcune immagini rappresentative della fase di *Peak picking* (Fig.5.12.,5.13.,5.14.).

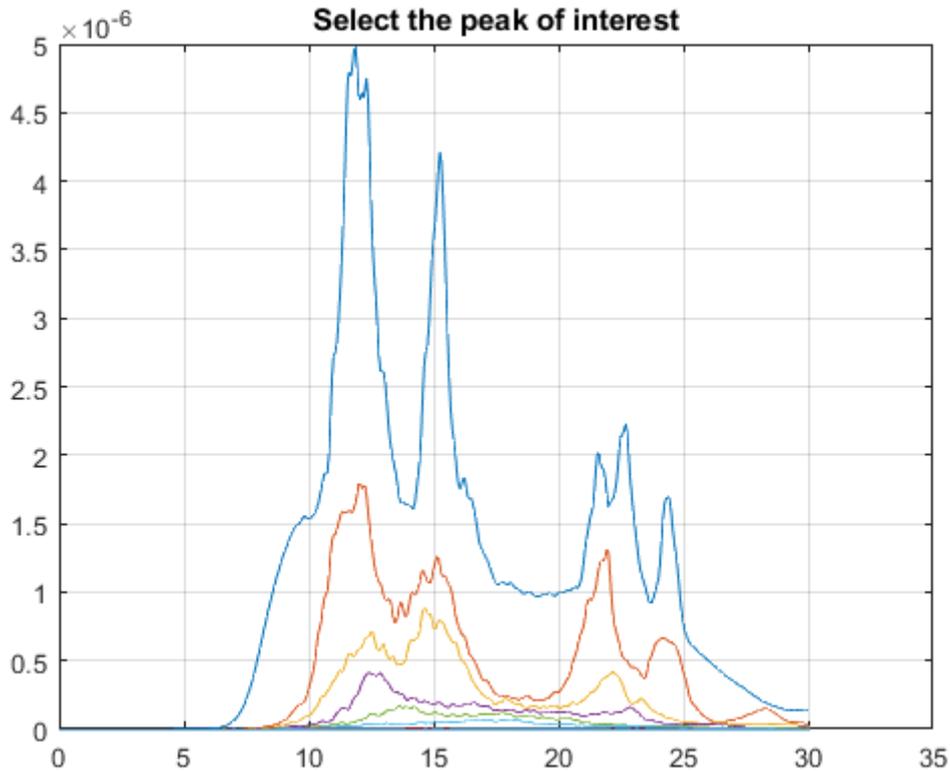


Figura 5.12. Rappresentazione dei valori singolari

5.3.1 Risultati delle prove dinamiche

Come è stato detto in precedenza, al fine di determinare in maniera corretta i modi di vibrare della struttura oggetto d'esame, per aumentare la robustezza del processo di individuazione dei picchi, l'intera sessione di acquisizione è stata suddivisa in 10 finestre di durata inferiore.

Per ognuna delle finestre, quindi, si è passati all'individuazione dei suddetti, tuttavia, si precisa che i picchi individuati e dunque selezionati per la fase successiva di confronto con la risposta del modello FEM, sono quelli che in questa fase preliminare sembrano quelli più significativi o comunque più coerenti con le informazioni note a priori, vale a dire il range di frequenze entro cui ci si aspetta siano presenti i modi propri della struttura.

È di fondamentale importanza sottolineare che è possibile che ad alcuni dei picchi selezionati non corrisponda effettivamente un modo proprio della struttura, ma anzi, quel generico picco potrebbe essere dovuto al passaggio

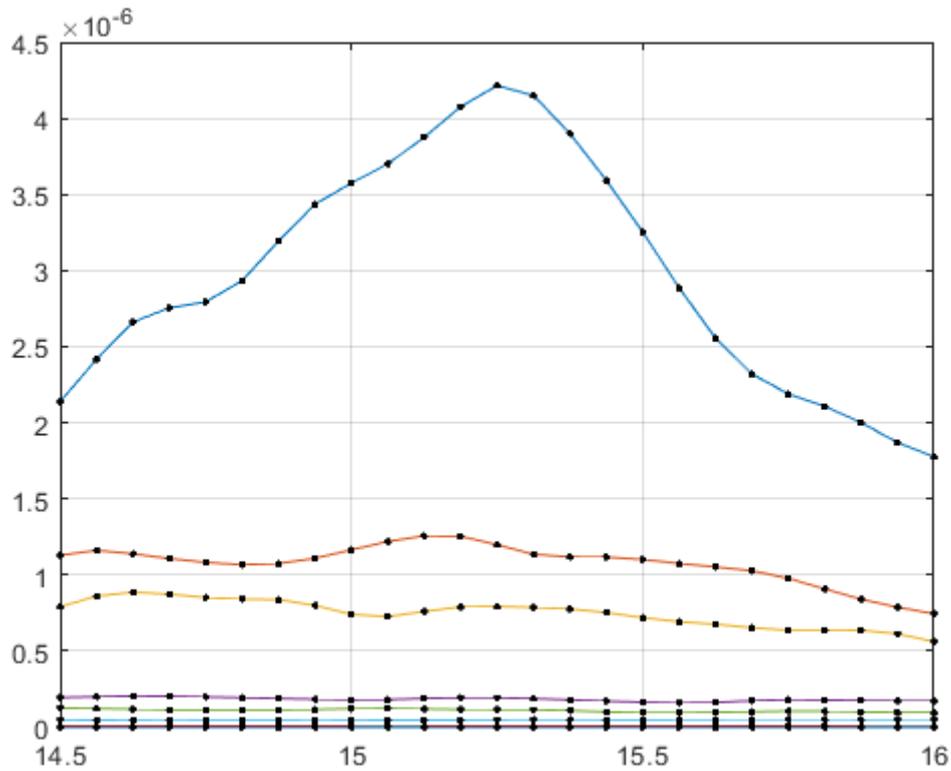


Figura 5.13. Individuazione di uno dei picchi

di mezzi sulla struttura, a rumore o a malfunzionamento di un canale. In definitiva, tale operazione all'individuazione di 75 picchi totali.

Il primo risultato ottenuto da questa fase è la rappresentazione dell'occorrenza di una generica frequenza in relazione all'intera sessione di campionamento, dunque si è ricercato il numero di volte in cui, in un certo intervallo, le frequenze dei picchi selezionati si ripetevano. Di seguito si riporta l'istogramma rappresentativo di tale occorrenza (Fig.5.15.). L'intervallo entro cui è stato richiesto di individuare il numero di occorrenze è di 0.40 Hz. In esso è possibile constatare come alcune frequenze si ripetano più volte, ciò implica che dei 75 picchi selezionati, alcuni di essi mostravano effettivamente i valori singolari nell'intorno di specifiche frequenze, vale a dire 12 Hz, 15 Hz e 24 Hz. Inoltre, è interessante osservare come questi risultati siano coerenti anche con i risultati ottenuti mediante il sensore MEMS dello smartphone Apple iPhone 7. Difatti, nel capitolo precedente si è visto che dall'analisi del contenuto spettrale per la sola componente verticale i picchi si individuavano

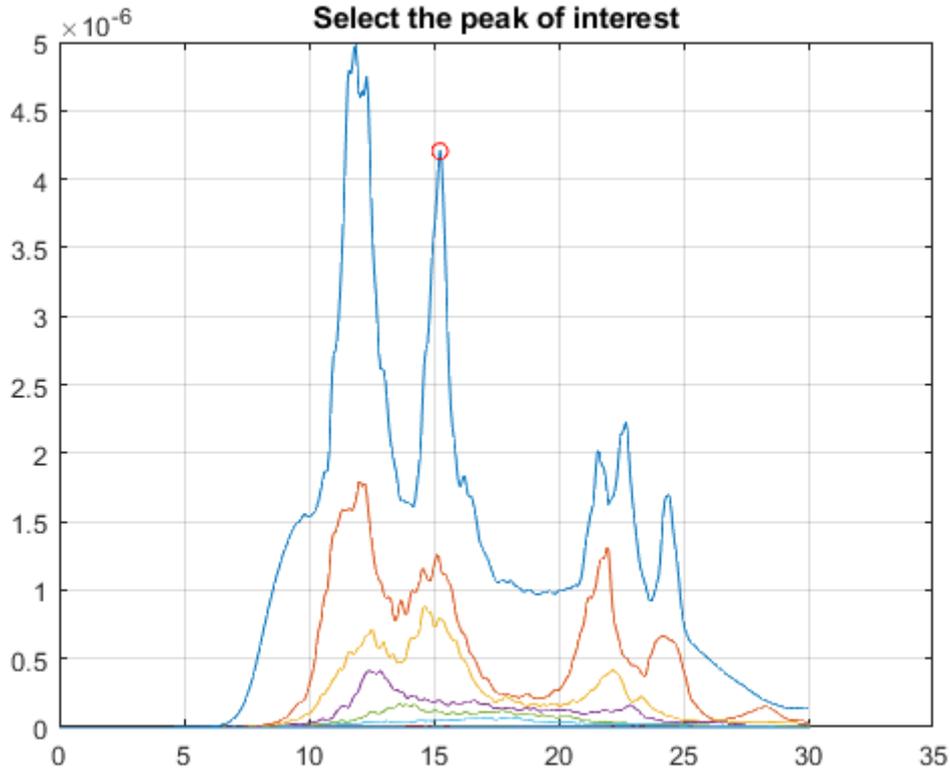


Figura 5.14. Rappresentazione del picco individuato

all'incirca alle medesime frequenze.

Una volta individuati i picchi, l'obiettivo è stato quello di capire effettivamente a quali di essi corrispondessero i modi propri di vibrare del ponte. Dunque, a partire dai 75 picchi, facendo ricorso nuovamente ad un codice *MATLAB*, è stato possibile individuare altrettante forme modali. Si specifica che, come detto in precedenza, non necessariamente tali forme modali corrispondono alle forme modali della struttura e dunque esse potrebbero non caratterizzare il comportamento dinamico della struttura, ma potrebbero essere dovute a più fattori.

Ritornando all'istogramma mostrato in Fig.5.15., appare chiaro che le frequenze che si ripetono non sono solamente quelle citate in precedenza, tuttavia, sono state prese in considerazione solamente quelle aventi maggiori affinità con il modello agli elementi finiti e soprattutto quelle le cui forme modali corrispondenti mostravano un comportamento dinamico coerente con lo stato di fatto della struttura.

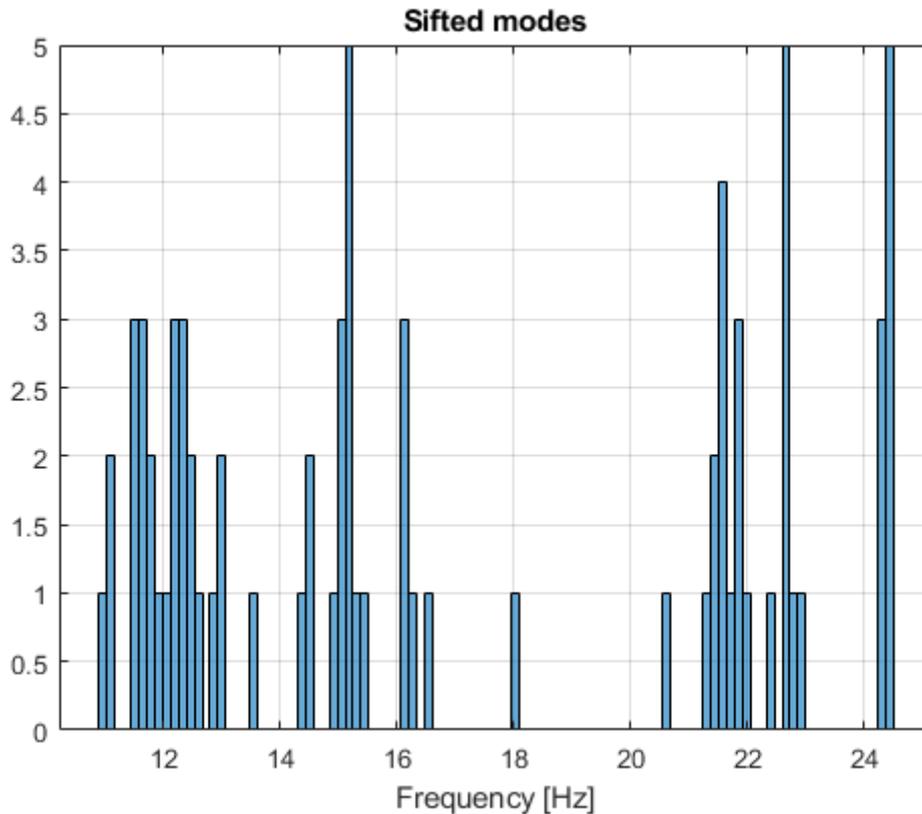


Figura 5.15. Istogramma rappresentativo dell'occorrenza delle frequenze

In ragione di quanto è stato appena detto, nel seguito si mostrano le forme modali aventi maggiore occorrenza. Le Fig.5.16., 5.17. e 5.18. mostrano molteplici affinità con le forme modali derivanti dal modello agli elementi finiti, di seguito vengono riportate queste ultime per poterne effettuare un confronto qualitativo.

La prima forma modale restituita da SAP2000 è rappresentata in Fig.5.19., essa mostra un comportamento flessionale delle campate, ma soprattutto, le due campate esterne risultano essere in fase tra di loro, mentre la campata interna è fuori fase. Quanto appena descritto è chiaramente confrontabile con quanto riportato in Fig.5.16.. I cerchi rossi rappresentano gli accelerometri verticali posti lato monte, mentre i rombi verdi rappresentano i tre accelerometri posti in mezzeria delle tre campate, ma lato valle. Anche in questa circostanza si vede come la prima e la terza campata siano tra di loro in fase, mentre la campata centrale è fuori fase. Inoltre, la risposta dei 3 accelerometri posti lato valle sono in fase con i 3 rispettivi delle singole

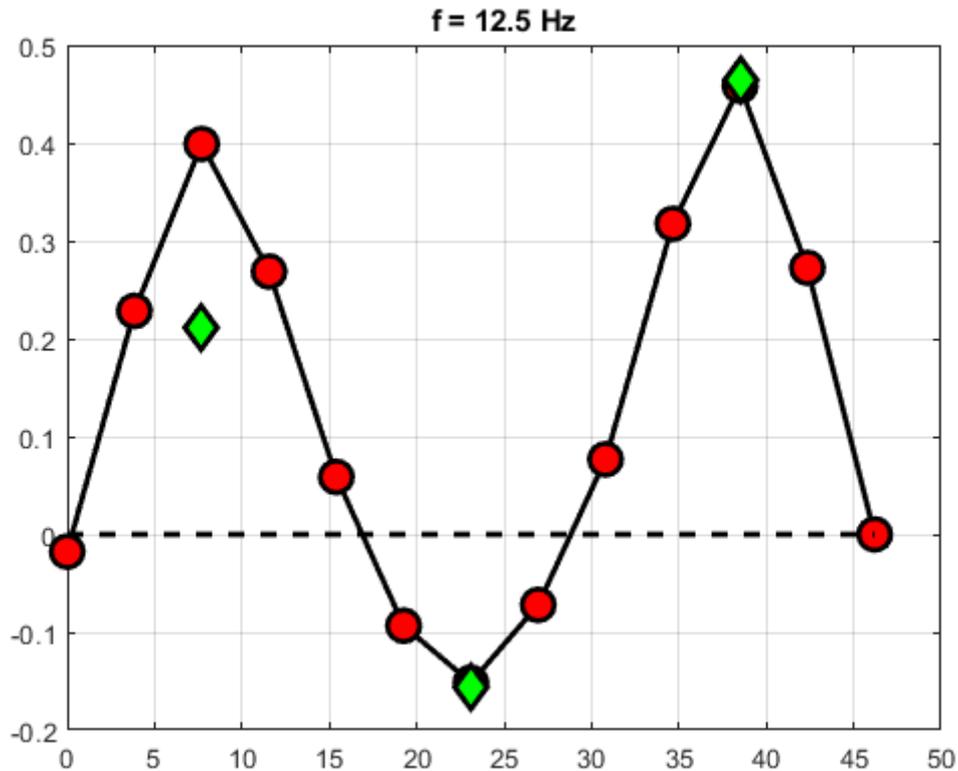


Figura 5.16. Primo modo di vibrare della struttura

campata, ciò implica che il modo sia effettivamente flessionale.

Un ulteriore confronto può essere effettuato andando a considerare le Fig.5.17. e 5.20.. In esse si vede come in questa circostanza tutte e tre le campate siano tra di loro in fase e come per la campata centrale vi sia uno spostamento maggiore rispetto alle due esterne. Inoltre, anche in questa circostanza, per la stessa campata si può vedere come la risposta sia del tutto flessionale poiché le risposte sono in fase tra di loro.

Quanto appena descritto non avviene invece per Fig.5.18., difatti, sebbene prima e terza campata siano in fase tra di loro e sebbene la campata centrale sia fuori fase, appare evidente che considerando la singola campata e confrontando la risposta degli accelerometri posti in mezzeria si vede che questi sono fuori fase. Questo dunque fa pensare ad un modo in cui non vi sia solo la flessione delle singole campate, ma vi sia anche una torsione rispetto all'asse longitudinale del ponte. È quindi interessante osservare come anche dal modello FEM si ottenga una risposta di questo tipo, difatti, considerando

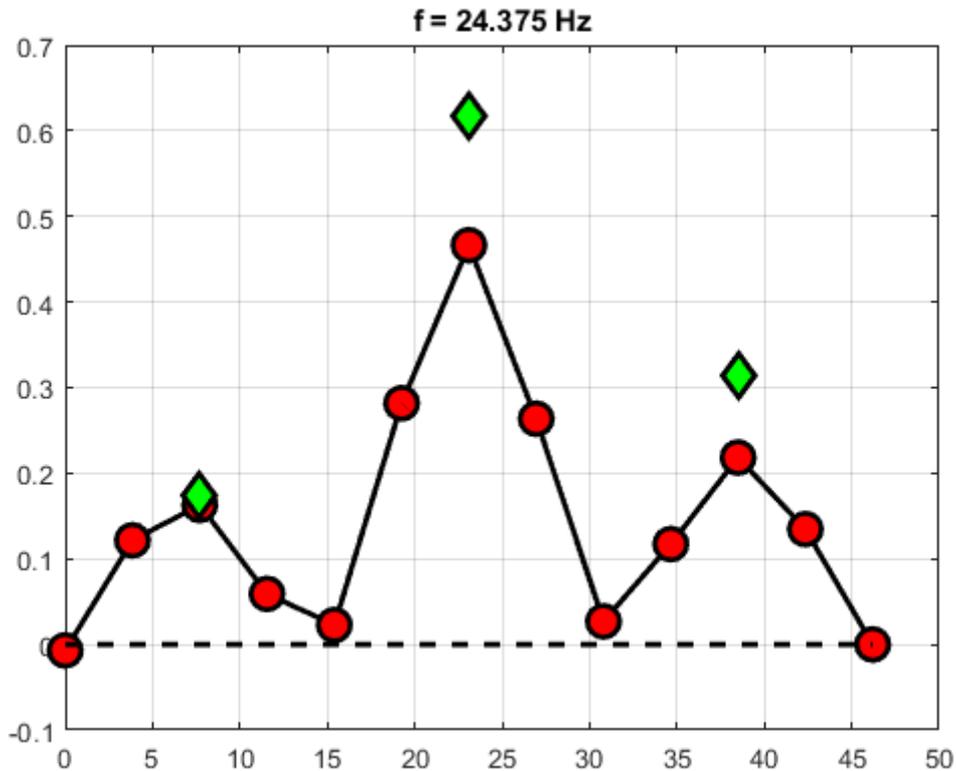


Figura 5.17. Modo proprio della struttura

la Fig.5.21. è possibile vedere le analogie con la figura appena descritta.

Una volta effettuato il confronto qualitativo tra le forme modali ottenute dal modello agli elementi finiti e quanto invece ottenuto dall'analisi sperimentale, al fine di individuare eventuali outliers o malfunzionamenti dei sensori, sono state effettuate due analisi sempre in ambiente *MATLAB*.

Prima di descrivere nel dettaglio queste ultime si specifica che l'intera sessione di acquisizione della durata di circa 90 minuti è stata suddivisa in 18 sessioni aventi una durata di 5 minuti ciascuna al fine di mettere in luce in maniera più chiara eventuali anomalie.

La prima analisi condotta è stata un'analisi *picco-picco*, attraverso la quale si sono ricercate le escursioni tra i valori massimi e minimi per ogni finestra considerata. Di seguito si riporta il diagramma relativo a tale analisi (Fig.5.22.).

Come si può vedere dalla Fig.5.22., alcuni valori sembrano discostarsi molto da altri, dunque, per poter stabilire quali tra essi potessero difatti essere

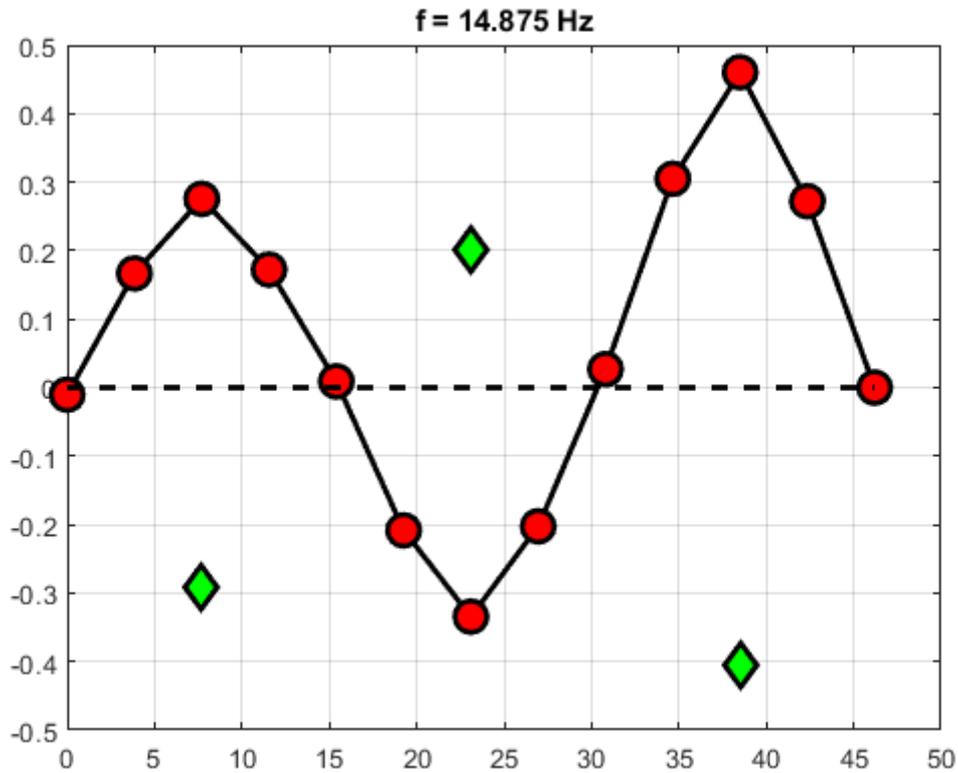


Figura 5.18. Modo flessione-torsionale della struttura

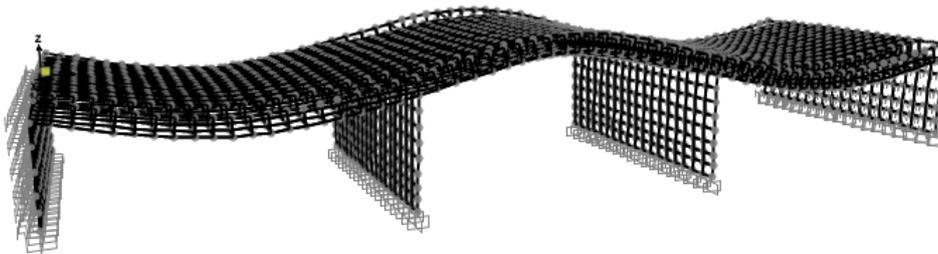


Figura 5.19. Primo modo di vibrare della struttura - FEM

realmente anomali, si è proceduto con un test di significatività. Si è ipotizzato che i valori ottenuti si accentrassero attorno alla loro media e che la distribuzione degli stessi assumesse una forma a campana che può essere approssimata con una funzione reale nota come funzione di Gauss. Si è dunque

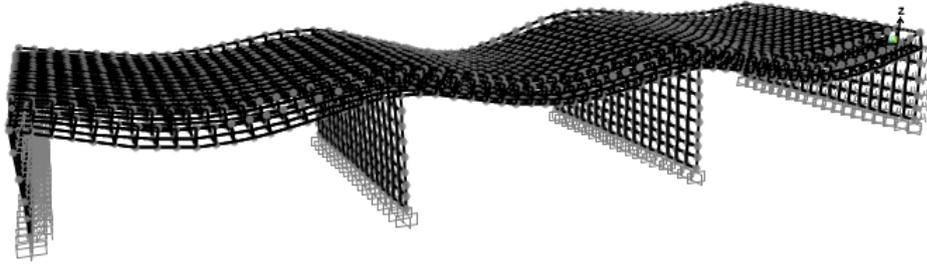


Figura 5.20. Modo proprio della struttura - FEM

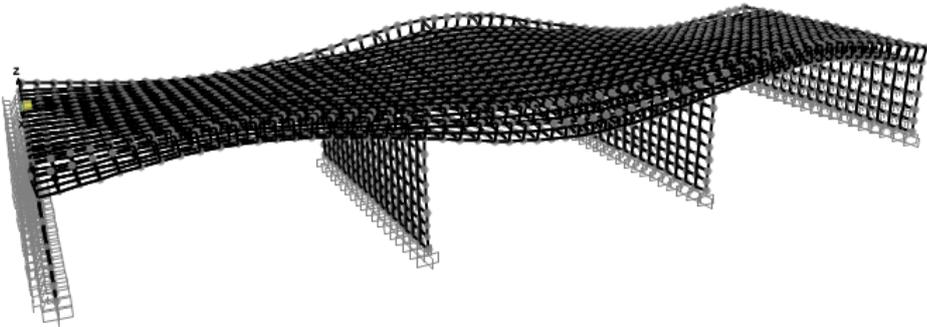


Figura 5.21. Modo flessio-torsionale della struttura - FEM

assunto un livello di significatività del 5%, supponendo dunque che vi sia il 95% di probabilità che il risultato ottenuto sul campione non sia casuale. In Fig.5.23. si riporta il medesimo grafico riportato in Fig.5.22., tuttavia in esso sono riportate due rette orizzontali che definiscono la regione entro la quale ricadono i valori che al 95% di probabilità sono valori attendibili.

Successivamente, con lo stesso approccio è stato ricercato lo scarto quadratico medio sempre per le 18 finestre e per i 19 canali di acquisizione. Dunque anche in questa circostanza si riporta il grafico rappresentante la regione entro cui si ha il 95% di probabilità che il risultato ottenuto non sia casuale (Fig.5.25.).

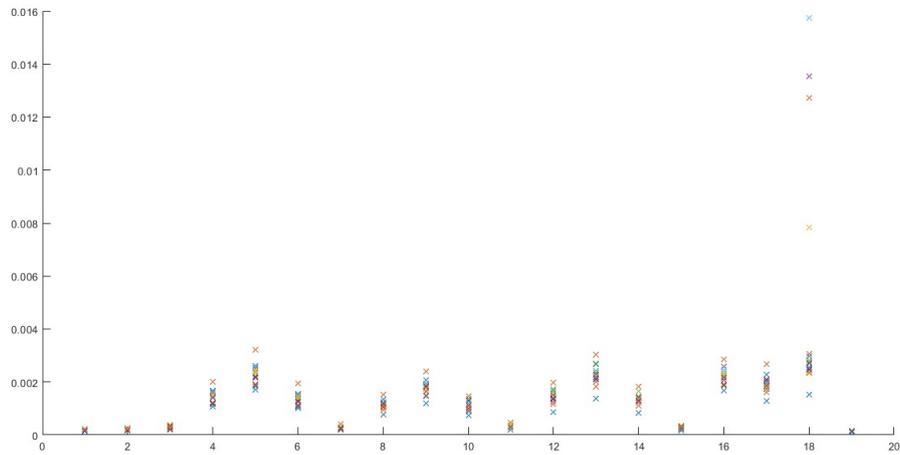


Figura 5.22. Distribuzione dei valori di *picco-picco*

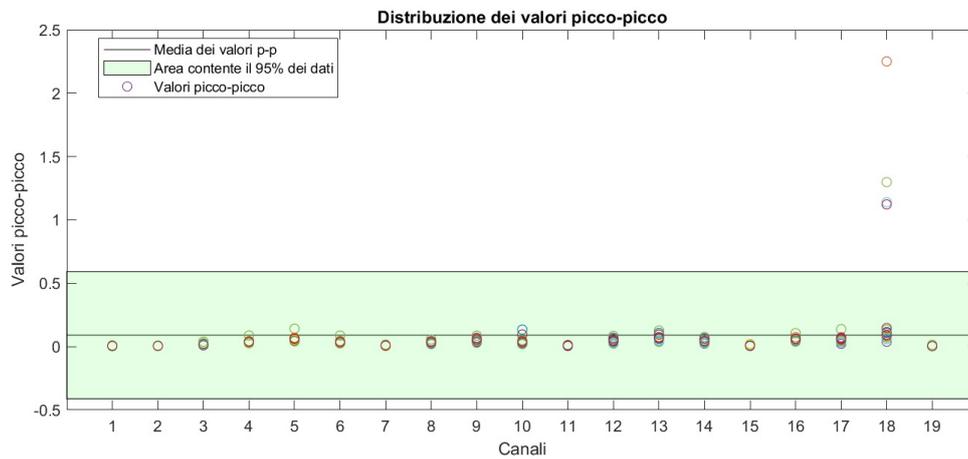


Figura 5.23. Distribuzione dei valori di *picco-picco* con rappresentazione dell'area contenente il 95% dei dati

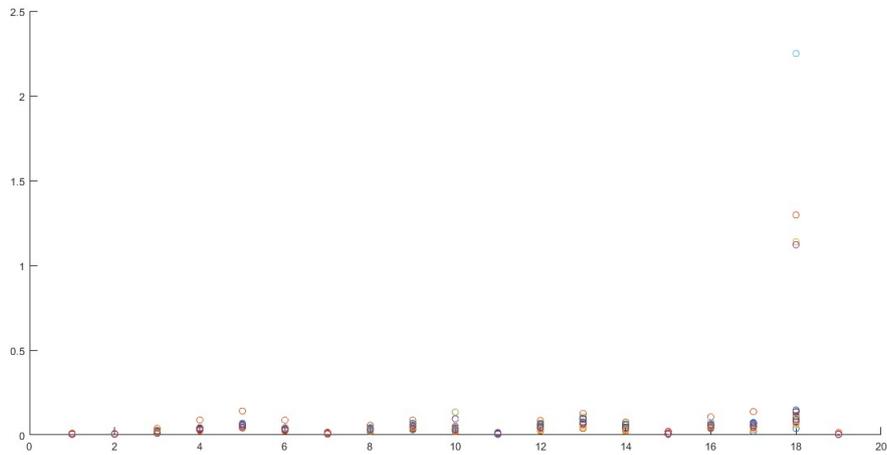


Figura 5.24. Distribuzione dei valori di *deviazione standard*

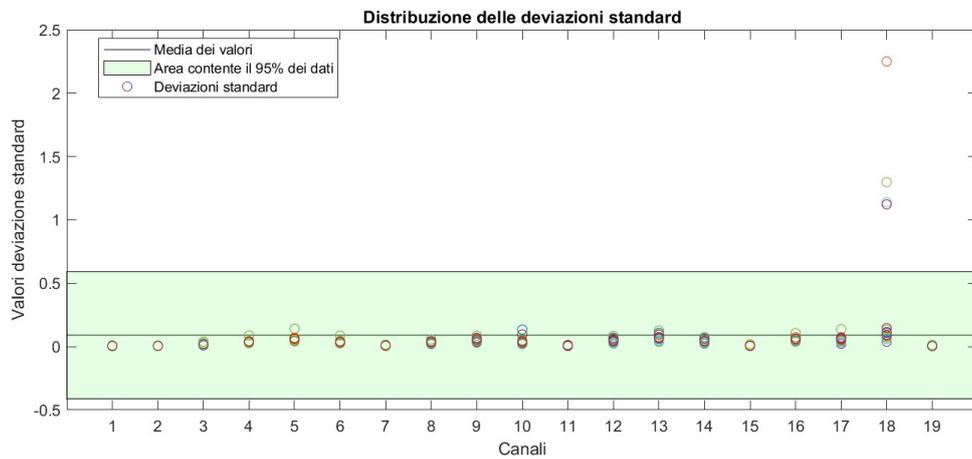


Figura 5.25. Distribuzione dei valori di *deviazione standard* con rappresentazione dell'area contenente il 95% dei dati

Capitolo 6

Conclusioni

Il monitoraggio strutturale è sicuramente uno dei principali campi di ricerca dell'Ingegneria Civile. Conoscere lo *stato di salute* di un edificio, di un ponte o di una qualsiasi opera strutturale permette di redigere dei piani di intervento atti a ridurre eventi catastrofici a cui spesso seguono perdite di vite umane.

Monitorare una struttura costituisce uno strumento fondamentale sia durante la fase di costruzione sia durante la fase di esercizio della stessa, l'idea di fondo è di provare ad aumentarne la vita di servizio, riducendo così il rischio e la probabilità di collasso della stessa. Monitorare una struttura esistente permette non solo di avere informazioni su quella struttura, ma ne può conseguire un giovamento per le costruzioni future, per la progettazione di queste ultime sarà possibile infatti far fede alle informazioni desunte dalle esistenti.

Particolare interesse è stato rivolto ai ponti, queste infrastrutture non solo garantiscono il transito di persone e di merci, ma soprattutto, la loro realizzazione contribuisce in maniera decisiva alla crescita economica di un Paese per effetti sia diretti sia indiretti, come l'aumento del PIL e la creazione di nuovi posti di lavoro. Un guasto, un danneggiamento o nello scenario peggiore un collasso di un'infrastruttura come questa potrebbe significare non solamente una tragica perdita di vite umane, ma potrebbero esserci notevoli ripercussioni anche sull'economia di una determinata area, così come potrebbero essere notevoli contraccolpi da un punto di vista sociale e addirittura psicologico sulla popolazione.

In riferimento ai soli ponti stradali presenti sul territorio nazionale, sono state presentate le *Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*, approvate il 17 aprile 2020, dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Esse si

propongono, attraverso un approccio multilivello, di definire per ogni ponte una classe di attenzione ed in ragione di essa pervenire ad una verifica di sicurezza. A queste fasi seguono poi quelle di sorveglianza e monitoraggio delle stesse.

È stata inoltre presentata una vasta gamma di dispositivi atti alla misurazione di una o più caratteristiche di una struttura, come accelerazione, deformazioni, spostamenti ed altre ancora. Tra i sensori maggiormente utilizzati vi sono i sensori a fibra ottica (*FOS*) i quali, sfruttando il fenomeno della rifrazione permettono di raggiungere risultati difficilmente raggiungibili dai cosiddetti sensori tradizionali sia per motivi operativi che talvolta anche economici.

In seguito, è stato introdotto il concetto di *Identificazione dinamica delle strutture*, con questa espressione si fa riferimento a tutte quelle tecniche attraverso cui è possibile determinare le caratteristiche di una determinata struttura, quali ad esempio frequenze naturali e corrispondenti forme modali o anche coefficienti di smorzamento. L'operazione di analisi dinamica è di notevole importanza poiché, una volta valutate in maniera sperimentale le suddette caratteristiche, è possibile tarare un modello agli elementi finiti in modo tale da poter controllare e monitorare un'opera da remoto.

Tra i metodi di identificazione presentati nell'elaborato, su tutti è stato messo in risalto quello della *Frequency Domain Decomposition*, attraverso la decomposizione dei valori singolari delle densità spettrali di potenza, questo metodo permette di identificare le frequenze naturali e i vettori delle forme modali di una struttura.

Proprio questo metodo è stato utilizzato per l'identificazione dinamica relativa al caso studio del ponte Bologna. Dopo aver realizzato un modello agli elementi finiti mediante il programma *SAP2000*, è stato possibile confrontare i risultati derivanti dall'analisi FEM con quelli derivanti dall'indagine sperimentale.

Tuttavia, prima di poter effettuare il confronto qualitativo è stato necessario elaborare i dati in ambiente *MATLAB* con opportuni codici in modo tale da poter ottenere a partire dai dati grezzi acquisiti dapprima le time history dei canali di acquisizione e poi le relative funzioni spettrali di potenza (*PSD*). Successivamente, a partire dalle *Power Spectral Density* sono stati determinati i valori singolari che hanno permesso l'individuazione dei modi propri della struttura e di conseguenza hanno permesso anche il confronto con il modello, il quale ha messo in luce la bontà del modello agli elementi finiti viste le numerose analogie riscontrate con i dati sperimentali.

In definitiva, per concludere quanto riportato nella presente tesi, si evidenzia la necessità di eseguire operazioni di taratura del modello, in modo tale da ridurre ulteriormente le discrepanze in termini di risposte tra esso e ciò che si evince dalle indagini sperimentali, al fine di aumentarne la capacità di previsione del comportamento strutturale.

Bibliografia

- [1] C.R. Farrar, K. Worden, *An introduction to structural health monitoring*, Phil. Trans. R. Soc., pp. 303-304, 2007
- [2] Brownjohn, J. M. W., *Structural health monitoring of civil infrastructure*, Phil. Trans. R. Soc. A 365, 589, 2007
- [3] Fu-Kuo Chang, *A Summary Report on the First Stanford Workshop on Structural Health Monitoring*, September 18-20, 1997
- [4] Suseela Alla, S.S. Asadi, *Integrated methodology of structural health monitoring for civil structures*, 2020
- [5] C.R. Farrar, K. Worden, *An introduction to structural health monitoring*, Phil. Trans. R. Soc., pp. 303-304, 2007
- [6] Martina Ivaskova, et al., *Air pollution as an important factor in construction materials deterioration in Slovak Republic*, in: 7th Scientific-Technical Conference Material Problems in Civil Engineering, 2015
- [7] R. M. & Matthews Ross, *In-service structural monitoring—a state of the art review*, Struct. Eng. 73, pp. 23-31, 1995
- [8] A. Mita, *Emerging needs in Japan for health monitoring technologies in civil and building structures*, in In Proc. 2nd Int. workshop on structural health, Stanford University, 1999
- [9] Cosenza E. *Ingegneria dei ponti: ieri, oggi, domani*, [Convegno], 2018
- [10] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*, 2020
- [11] Barocci A., *Ponti, le nuove Linee Guida per la verifica e il monitoraggio sono innovative*, 2020
- [12] Worden S. K., Farrar C. R., Manson G. & Park G.; *The Fundamental Axioms of Structural Health Monitoring*, Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences Issue, June, 2007.

- [13] Doebling, S. W., Farrar, C. R., Prime, M. B. & Shevitz, D. W., *A review of damage identification methods that examine changes in dynamic properties*. Shock Vibration Digest 30, 91–105, 1998
- [14] Farrar, C. R., Doebling, S. W. & Nix, D. A., *Vibration-based structural damage identification*, Phil. Trans. R. Soc. A 359, 131–149, 200
- [15] Farrar, C. R., Doebling, S. W. & Nix, D. A., *Vibration-based structural damage identification*, Phil. Trans. R. Soc. A 359, 135, 200
- [16] C.R. Farrar, K. Worden, *An introduction to structural health monitoring*, Phil. Trans. R. Soc., pp. 309, 2007
- [17] Rytter, A. *Vibration based inspection of civil engineering structures*. Ph.D. Dissertation, Department of Building Technology and Structural Engineering, Aalborg University, Denmark, 1993
- [18] Bisby, L.A., ISIS Canada Educational Module No. 5: *An Introduction to Structural Health Monitoring*, ISIS Canada, 2006
- [19] Dong Y., Song R., Liu H. *Bridges Structural Health Monitoring and Deterioration Detection, Synhtesis of Knowledge and Technology*. Univesity of Alaska. Fairbanks, USA., 2010
- [20] Dong Y., Song R., Liu H. *Bridges Structural Health Monitoring and Deterioration Detection, Synhtesis of Knowledge and Technology*. Univesity of Alaska. Fairbanks, USA., 2010
- [21] Dong Y., Song R., Liu H. *Bridges Structural Health Monitoring and Deterioration Detection, Synhtesis of Knowledge and Technology*. Univesity of Alaska. Fairbanks, USA., 2010
- [22] Han, L., Newhook, J.P. and Mufti, A.A. *Centralized remote structural monitoring and management of realtime data*. SPIE International Symposium on Smart Structures and Materials, 14-18 March, San Diego, CA., 2004
- [23] Dong Y., Song R., Liu H. *Bridges Structural Health Monitoring and Deterioration Detection, Synhtesis of Knowledge and Technology*. Univesity of Alaska. Fairbanks, USA., 2010
- [24] González I., *Study and Application of Modern Bridge Monitoring Techniques*, 2011
- [25] Enckell M., *Structural health monitoring using modern sensor technology : long-term monitoring of the New Årsta Railway Bridge*, 2006
- [26] Enckell M., *Structural health monitoring using modern sensor technology : long-term monitoring of the New Årsta Railway Bridge*, 2006
- [27] Ansari F., *State-of-the-art in the Applications of Fiber Optic Sensors to Cementitious Composites*, Cement & Concrete Composites, 19 (1), 3-19, 1997

-
- [28] Grivas, D. A. and Garlock, M. *Sensing systems for bridges: an assessment of the state-of-the-art*. In: Mahmoud, K. M. (Ed) Proceedings of the Second New York City Bridge Conference. New York, NY, USA: A.A. Balkema. 269-284., 2003
- [29] Pinet, E., Hamela, C., Glišićb, B., Inaudib, D. and Mironc, N. *Health monitoring with optical fiber sensors: from human body to civil structures*. SPIE Smart Structures and Materials & Nondestructive Evaluation and Health Monitoring 14th International Symposium. San Diego, California USA: 2, 2007
- [30] González I., *Study and Application of Modern Bridge Monitoring Techniques*, 2011
- [31] Enckell M., *Structural health monitoring using modern sensor technology : long-term monitoring of the New Årsta Railway Bridge*, 2006
- [32] Lee I., *Development of a fiber optic polarimetric sensor for concrete*, 1996
- [33] Y.Rodriguez Garcia, J.M.Corres, J.Goicoechea, *Vibration Detection Using Optical Fiber Sensors*, Journal of Sensors, 2010
- [34] Dong Y., Song R., Liu H. *Bridges Structural Health Monitoring and Deterioration Detection, Synhtesis of Knowledge and Technology*. Univesity of Alaska. Fairbanks, USA., 2010
- [35] Dong Y., Song R., Liu H. *Bridges Structural Health Monitoring and Deterioration Detection, Synhtesis of Knowledge and Technology*. Univesity of Alaska. Fairbanks, USA., 2010
- [36] Li HN, Li DS, Song GB. *Recent applications of fiber optic sensors to Health monitoring in civil engineering*; 26(11): 1647-1657, 2004
- [37] Inaudi D., Casanova N., Vurpillot S., Kronenberg P., Martinola G., Steinmann G., Mathier J., *Sofo: structural monitoring with fiber optic sensor*, in fib “Monitoring and Safety Evaluation of Existing Concrete Structures”, 12-13.2., Vienna, Austria, 1999
- [38] EMPA, CityU, COWI, LTU, NFBC,OU, UMINHO, USTUTT,USAC and WUT,. *Evaluation of Monitoring Instrumentation and Techniques*. Technical report, the sustainable bridges project co-funded by the European Commission within the Sixth Framework Programme, 2004
- [39] Enckell M., *Structural health monitoring using modern sensor technology : long-term monitoring of the New Årsta Railway Bridge*, 2006
- [40] Enckell M., *Structural health monitoring using modern sensor technology : long-term monitoring of the New Årsta Railway Bridge*, 2006

- [41] EMPA, CityU, COWI, LTU, NFBC,OU, UMINHO, USTUTT,USAC and WUT,. *Evaluation of Monitoring Instrumentation and Techniques*. Technical report, the sustainable bridges project co-funded by the European Commission within the Sixth Framework Programme, 2004
- [42] Enckell M., *Structural health monitoring using modern sensor technology : long-term monitoring of the New Årsta Railway Bridge*, 2006
- [43] Dong Y., Song R., Liu H. *Bridges Structural Health Monitoring and Deterioration Detection, Synhtesis of Knowledge and Technology*. Univesity of Alaska. Fairbanks, USA., 2010
- [44] Feng Q. & Röshoff K., *Dokumentation av fasader med hjälp av 3D-laserskanning*. Bygg & Teknik , 8, pp.50-51, 2005
- [45] Man K. L., Chan W. Y. Wong K. Y., *Real-time kinematic spans the Gap GPS world*, 2001
- [46] Carpinteri A. - *Dinamica delle strutture*, Pitagora, 1998
- [47] Lo Presti L., Neri F., *L'Analisi dei Segnali*, 1992
- [48] Fabbrocino G., Ranieri C. & Verderame G. *L'analisi dinamica sperimentale e il monitoraggio delle strutture esistenti*. Proceedings of workshop su "Controllo e monitoraggio di edifici in ca: il caso-studio di Punta Perotti", 2007
- [49] Rainieri, C., Fabbrocino, G., Cosenza, E. & Manfredi, G.. *Implementation of OMA procedures using LabView*. Proceedings of the 2nd IOMAC Conference, Copenhagen, Denmark, 2007
- [50] Mieloszyk M, Opoka S, and Ostachowicz W. *Frequency Domain Decomposition performed on the strain data obtained from the aluminium model of an offshore support structure*, in Journal of Physics: Conference Series. IOP Publishing, 2015
- [51] Bendar, Julius S e Allan G. Piersol: *Random Data, Analysis and Measurement Procedures*, John Wiley Sons, 1986
- [52] Brincker, Rune; Zhang, L.; Andersen, P, *Modal Identification from Ambient Responses using Frequency Domain Decomposition*, 2000
- [53] Bittanti, S. *Teoria della predizione e del filtraggio*. Pitagora editrice, Bologna, 2000
- [54] Guidorzi, R., *Multivariable System Identification*, Bnomia University Press, Bologna, 2003
- [55] Guidorzi, R., *Multivariable System Identification*, Bnomia University Press, Bologna, 2003
- [56] Rivella, D., Sabia, D. Sabia, L. *Analisi della risposta dinamica di un ponte strallato con eccitazione ambientale*, XI congresso Nazionale ANIDIS, 2004

- [57] Bittanti, *Identificazione dei modelli e sistemi adattivi*, 2002
- [58] Garibaldi, L., Marchesiello, S. & Bonisoli, E., *Identification and up-dating over the Z24 benchmark*, Mechanical Systems and Signal Processing. 17(1), 153-161, 2003
- [59] Bodeux, J.B. & Golinval, J.C. *Application of ARMAV model to the identification and damage detection of mechanical and civil engineering structures*. Smart Materials and Structures. 10, 479-489, 2001
- [60] Ewins, D.J. *Modal Testing: Theory and Practice*. New York: John Wiley & Sons, 2000
- [61] Gibson R.E. *The analytical method in soil mechanics* 14th Rankine Lecture, Géotechnique, 24 (2), 115 – 140, 1974
- [62] Roesset, J.M. *A Review of Soil-Structure Interaction* LLNL, Livermore, CA, UCRL 15262, included in Ref. 1, 1980