

POLITECNICO DI MILANO



SCUOLA DI INGEGNERIA CIVILE, AMBIENTALE E TERRITORIALE
CORSO DI LAUREA SPECIALISTICA IN INGEGNERIA CIVILE
INFRASTRUTTURE DI TRASPORTO

IL VALORE DELLE PROVE DINAMICHE NEL COLLAUDO DI INFRASTRUTTURE CIVILI

Relatore: **prof. Alfredo Cigada**

Correlatori: **Ing. Giorgio Busca**
prof. Franco Mola

Tesi di Laurea di:

Marco Aceti matricola 801774

Michele Davide Bressan matricola 798034

Anno Accademico 2013-2014

INDICE

ABSTRACT	19
INTRODUZIONE	23
1. COLLAUDO	25
1.1. INTRODUZIONE	25
1.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	27
1.3. COLLAUDO STATICO	27
1.4. COLLAUDO DINAMICO	31
1.4.1. ASPETTI GENERALI	31
1.4.2. PROVE DINAMICHE	34
1.4.2.1. <i>TECNICHE DI ECCITAZIONE</i>	35
1.4.2.2. <i>SENSORI DI MISURA E RETE DEI SENSORI</i>	42
1.4.2.3. <i>TECNICHE DI INDAGINE</i>	47
1.4.2.4. <i>TECNICHE DI ANALISI</i>	52
1.4.3. MODELLI	54
1.4.4. CONFRONTO DEI RISULTATI	59
2. STRUMENTI PER L' ANALISI MODALE	61
2.1. STRUMENTAZIONE DI PROVA	61
2.1.1. SENSORI DI MISURA	61
2.1.2. SISTEMI DI FORZAMENTO	69
2.1.2.1. <i>MOTORE ELETTROMAGNETICO LINEARE</i>	69
2.1.2.2. <i>PISTONE OLEODINAMICO</i>	71
2.1.3. ACQUISIZIONE DEI DATI	74
2.2. STRUMENTI DI ELABORAZIONE DEI DATI	76
2.2.1. ALGORITMO DI CALCOLO	76
2.2.2. TRATTAMENTO DELL'OUTPUT DELL'ALGORITMO DI CALCOLO	80
3. APPROCCIO CRITICO ALL' ANALISI MODALE	84
3.1. PREMESSA	84
3.2. ELABORAZIONE DI PROVA AMBIENTALE	84

INDICE

3.2.1.	CONTROLLO DEI DATI RACCOLTI	85
3.2.2.	UNIONE DEI DATI	88
3.2.3.	OSSERVAZIONE DELLE PSD DEFINITIVE	90
3.2.4.	ANALISI MODALE E IDENTIFICAZIONE DEI MODI	92
3.3.	ELABORAZIONE DI PROVA FORZATA	95
3.3.1.	CALCOLO DELLE FRF	96
3.3.2.	OSSERVAZIONE DELLE FRF CALCOLATE	97
3.3.3.	ANALI MODALE E IDENTIFICAZIONE DEI MODI	99
3.4.	RAPPRESENTAZIONE DELLE FORME MODALI	101
3.5.	POST PROCESSING E VERIFICA DEI RISULTATI	104
3.5.1.	CONFRONTO DI FREQUENZE E SMORZAMENTI	105
3.5.2.	CONFRONTO DI FORME MODALI - (MAC) MODAL ASSURANCE CRITERION	106
3.5.2.1.	<i>FORMULAZIONE</i>	106
3.5.2.2.	<i>RAPPRESENTAZIONE</i>	108
4.	CASO DI STUDIO: OGLIO	110
4.1.	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	110
4.2.	MODELLO NUMERICO	114
4.2.1.	MODELLAZIONE	114
4.2.2.	RISULTATI	115
4.3.	ANALISI SPERIMENTALE	118
4.3.1.	SET-UP DI PROVA	119
4.3.1.1.	<i>STRUMENTI DI MISURA</i>	119
4.3.1.2.	<i>FORZAMENTI</i>	120
4.3.2.	CARREGGIATA SUD	121
4.3.2.1.	<i>RETE DEI SENSORI</i>	121
4.3.2.2.	<i>RISULTATI AMBIENTALE</i>	123
4.3.2.3.	<i>RISULTATI FORZATO</i>	130
4.3.2.4.	<i>OSSERVAZIONE DELLE FORME MODALI</i>	134
4.3.2.5.	<i>CONFRONTO DEI RISULTATI</i>	141
4.3.3.	CARREGGIATA NORD	143
4.3.3.1.	<i>RETE DEI SENSORI</i>	143
4.3.3.2.	<i>RISULTATI AMBIENTALE</i>	145

INDICE

4.3.3.3.	<i>RISULTATI FORZATO</i>	152
4.3.3.4.	<i>OSSERVAZIONE DELLE FORME MODALI</i>	155
4.3.3.5.	<i>CONFRONTO DEI RISULTATI</i>	164
4.3.4.	UNIONE DELLE CARREGGIATE	166
4.3.4.1.	<i>CONSIDERAZIONI SULL'UNIONE DEI DATI</i>	167
4.3.4.2.	<i>RAPPRESENTAZIONE DELLE FORME MODALI</i>	169
4.3.4.3.	<i>CONFRONTO DELLE FORME MODALI (MAC)</i>	177
4.4.	CONFRONTO SPERIMENTALE – MODELLO	178
4.4.1.	RAPPRESENTAZIONE DELLE FORME MODALI	179
4.4.1.1.	<i>CARREGGIATA SUD</i>	180
4.4.1.2.	<i>CARREGGIATA NORD</i>	182
4.4.1.3.	<i>CARREGGIATE UNITE</i>	184
4.4.2.	CONFRONTO DEI RISULTATI	190
4.4.2.1.	<i>CARREGGIATA SUD</i>	190
4.4.2.2.	<i>CARREGGIATA NORD</i>	191
4.4.2.3.	<i>CARREGGIATE UNITE</i>	193
4.5.	CONCLUSIONI	195
5.	CASO DI STUDIO: MUZZA	197
5.1.	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	197
5.2.	MODELLO NUMERICO	200
5.2.1.	MODELLAZIONE	200
5.2.2.	RISULTATI	203
5.3.	ANALISI SPERIMENTALE	204
5.3.1.	SET-UP DI PROVA	205
5.3.1.1.	<i>STRUMENTI DI MISURA</i>	205
5.3.1.2.	<i>FORZAMENTI</i>	206
5.3.2.	RETE DEI SENSORI	207
5.3.3.	RISULTATI AMBIENTALE	209
5.3.4.	RISULTATI FORZATO	216
5.3.4.1.	<i>FORZATO VERTICALE</i>	216
5.3.4.2.	<i>FORZATO ORIZZONTALE TRASVERSALE</i>	220
5.3.4.3.	<i>FORZATO ORIZZONTALE LONGITUDINALE</i>	224
5.3.5.	OSSERVAZIONE DELLE FORME MODALI	225

INDICE

5.3.6. CONFRONTO DEI RISULTATI _____	237
5.4. UPDATING DEL MODELLO _____	240
5.4.1. SPECIFICHE _____	240
5.4.2. RISULTATI _____	241
5.5. CONFRONTO SPERIMENTALE – MODELLO _____	242
5.5.1. RAPPRESENTAZIONE DELLE FORME MODALI _____	243
5.5.2. CONFRONTO DEI RISULTATI _____	247
5.6. CONCLUSIONI _____	249
CONCLUSIONI _____	251
APPENDICE (CASO DI STUDIO: ADDA) _____	257
BIBLIOGRAFIA _____	269

INDICE DELLE FIGURE

<i>Figura 1.1: esempio di collaudo statico di un ponte stradale.</i>	25
<i>Figura 1.2: esempio di collaudo dinamico di un ponte autostradale.</i>	26
<i>Figura 1.3: esempio di fondazioni in calcestruzzo armato.</i>	28
<i>Figura 1.4: armatura di un ponte a cassone in C.A.P. con le guaine dei cavi da precompressione posizionate.</i>	28
<i>Figura 1.5: esempio di edificio con struttura metallica.</i>	29
<i>Figura 1.6: esempio di vibrodina meccanica, con relativo schema.</i>	36
<i>Figura 1.7: esempio di vibrodina elettrodinamica.</i>	37
<i>Figura 1.8: esempio di vibrodina idraulica.</i>	37
<i>Figura 1.9: esempio di eccitazione impulsiva su una soletta di un edificio. La struttura viene sollecitata con una martellata, il martello è strumentato per valutare l'intensità dell'impulso.</i>	38
<i>Figura 1.10: segnale di eccitazione di tipo sinusoidale semplice [2]; a) storia temporale; b) spettro.</i>	39
<i>Figura 1.11: segnale di eccitazione di tipo sweep [2]; a) storia temporale; b) spettro.</i>	39
<i>Figura 1.12: storia temporale di una eccitazione di tipo stepped-sine.</i>	40
<i>Figura 1.13: segnale di eccitazione di tipo random [2]; a) storia temporale; b) spettro.</i>	40
<i>Figura 1.14: segnale di eccitazione di tipo impulsivo [2]; a) storia temporale; b) spettro.</i>	41
<i>Figura 1.15: a) accelerometro per applicazioni civili; b) velocimetro per applicazioni civili; c) sismometro; d) trasduttore di spostamento di tipo LVDT.</i>	43
<i>Figura 1.16: a) estensimetri; b) inclinometro digitale; c) cella di carico da 120 Kg; d) anemometro a coppe.</i>	44
<i>Figura 1.17: forme modali previste da modello FEM per il viadotto Muzza: a) 1° modo; b) 2° modo; c) 3° modo.</i>	46
<i>Figura 1.18: set-up di misura utilizzato per le prove eseguite sul viadotto Muzza. Sono previsti modi flessionali (1°) e torsionali (2° e 3°) e anche componenti di moto trasversale non trascurabili (3° modo). Vista la particolare struttura del viadotto è incluso un sensore nella zona di appoggio, per verificarne la stabilità. Tutta la rete è ben disposta attorno all'acquisizione, prevista nei pressi dei sensori 13 e 16, al centro dell'impalcato.</i>	46
<i>Figura 1.19: dettagli dell'apparecchiatura impiegata nelle prove con eccitazione ambientale sui viadotti BreBeMi. Il set-up è costituito solo da sensori di misura, cavi e un sistema di acquisizione.</i>	50
<i>Figura 1.20: strumenti impiegati nelle prove con forzamento sui viadotto Oglio e Muzza. I sistemi di eccitazione in ambito civile sono ingombranti (pesi di 500-700 Kg) e complessi (richiedono pompe per il controllo e generatori che alimentino le pompe). Il set-up di prova comprende in ogni caso tutta la strumentazione messa in opera per la prove con eccitazione ambientale.</i>	50
<i>Figura 1.21: nello stadio Mezza di San Siro, Milano, è stato implementato un sistema di monitoraggio permanente per controllare la risposta delle strutture alle ingenti sollecitazioni che si verificano durante</i>	

INDICE DELLE FIGURE

<i>eventi come partite di calcio e concerti, e per tenere sotto stretta sorveglianza lo stato di degrado dell'edificio.</i>	52
<i>Figura 1.22: algoritmi per l'analisi modale suddivisi secondo il dominio in cui operano.</i>	53
<i>Figura 1.23: esempio di sistema MDOF a 3 gradi di libertà. Sono evidenziate le masse (m), le molle (k) e gli smorzatori (c).</i>	53
<i>Figura 1.24: copertina del manuale AASHTO – LRFD Bridge Design Specifications.</i>	55
<i>Figura 1.25: indice del manuale AASHTO – LRFD Bridge Design Specifications.</i>	55
<i>Figura 2.1: schema del trasduttore (accelerometro).</i>	62
<i>Figura 2.2: modulo della funzione di trasferimento di un piezoaccelerometro.</i>	62
<i>Figura 2.3: schemi dei sensori a) amplificazione in tensione; b) amplificazione in carica.</i>	63
<i>Figura 2.4: a) schema interno di un accelerometro ICP; b) schema di sensore completo (comprende l'alimentazione) che utilizza un accelerometro ICP.</i>	65
<i>Figura 2.5: a) accelerometro 393B31; b) scheda tecnica dell'accelerometro.</i>	66
<i>Figura 2.6: a) accelerometro 393A03; b) scheda tecnica dell'accelerometro.</i>	67
<i>Figura 2.7: a) accelerometro 393B12; b) scheda tecnica dell'accelerometro.</i>	68
<i>Figura 2.8: schema d'insieme dei componenti che formano il forzamento orizzontale [12].</i>	69
<i>Figura 2.9: componenti del sistema di forzamento orizzontale; a) motore elettromagnetico lineare posizionato sul ponte Muzza carreggiata Nord; b) sistema di controllo e alimentazione; c) sistema di raffreddamento.</i>	71
<i>Figura 2.10: strutture fondamentali del sistema di forzamento verticale; a) base fissa con attuatore; b) slitta.</i>	72
<i>Figura 2.11: attuatore 242-02, prodotto da MTS System corporation.</i>	72
<i>Figura 2.12: componenti del sistema di forzamento verticale; a) pistone oleodinamico; b) da sinistra a destra: pompa, scambiatore di calore; c) controllore industriale (tipo MTS 407).</i>	73
<i>Figura 2.13: moduli National Instruments (NI9234) per l'acquisizione dei voltaggi provenienti dagli accelerometri.</i>	74
<i>Figura 2.14: storie temporali di eccitazioni stepped-sine; a) storia impressa da pistone oleodinamico; b) storia impressa da motore elettromagnetico lineare.</i>	75
<i>Figura 2.15: diagramma di stabilizzazione relativo ad una elaborazione della prova ambientale eseguita sul viadotto Adda – carreggiata Nord; a) frequenze stabili al variare dell'ordine del modello; b) smorzamenti associati ai poli stabili.</i>	79
<i>Figura 2.16: diagramma di Nyquist del 1° modo del ponte Oglio – carreggiata Sud (estratto da elaborazione di prova EMA).</i>	81
<i>Figura 2.17: diagrammi di Nyquist del 1° modo del ponte Muzza – carreggiata Nord (estratto da elaborazione di</i>	82
<i>Figura 2.18: esempi di rappresentazione di una forma modale (è raffigurato il 1° modo ricavato dalla prova ambientale del ponte Muzza – carreggiata Nord); a) vista 3D; b) vista laterale 2D (verticale); c) vista</i>	

INDICE DELLE FIGURE

<i>dall'alto 2D (orizzontale).</i>	82
<i>Figura 3.1: PSD dei segnali acquisiti nel corso della prova ambientale sul viadotto Oglio – carreggiata Nord, relativi ad una storia temporale di 1 ora. Sono evidenziati in rosso i canali che rilevano delle saturazioni nel corso della storia, in grigio gli altri.</i>	86
<i>Figura 3.2: PSD dei segnali raccolti in 2 storie temporali diverse, estratte dalla prova ambientale sul viadotto Oglio – carreggiata Sud; a) storia in apparenza corretta; b) storia contenente errori. Le differenze sono evidenti, si riconosce immediatamente la presenza di errori (nonostante non sia nota la loro natura e collocazione nel tempo).</i>	87
<i>Figura 3.3: PSD dei segnali raccolti nella storia temporale finale definita per la prova ambientale sul viadotto Oglio – carreggiata Sud (durata 5h e 40min).</i>	88
<i>Figura 3.4: PSD dei segnali raccolti in tre storie temporali diverse, estratte dalla medesima prova ambientale (viadotto Muzza – carreggiata Nord); a) storia di 10 minuti; b) storia di 1 ora; c) storia di 8 ore.</i>	90
<i>Figura 3.5: dettaglio delle PSD dei segnali raccolti nella storia temporale finale definita per la prova ambientale sul viadotto Adda – carreggiata Nord. È rappresentato il 6° modo tra quelli identificati.</i>	91
<i>Figura 3.6: spettri medi di risposta estratti dal PolyMAX elaborando la prova ambientale Oglio – carreggiata Sud; a) valutazione con un canale di riferimento; b) valutazione con 2 canali di riferimento.</i>	93
<i>Figura 3.7: esempio di selezione corretta dei poli stabili, relativo ai primi 3 modi del ponte Adda – carreggiata Nord; a) modi evidenziati nelle PSD relative a 8 ore di dati; b) selezione dei poli dal diagramma di stabilizzazione, in cui è presente anche lo spettro medio di tutti i canali per facilitare l'identificazione.</i>	94
<i>Figura 3.8: FRF calcolata per punti, canale C1-1/3L-MZ, ponte Oglio – carreggiata Sud.</i>	96
<i>Figura 3.9: dettaglio delle FRF definite per la prova con forzamento verticale sul viadotto Adda – carreggiata Nord. È rappresentato il 6° modo tra quelli identificati.</i>	98
<i>Figura 3.10: spettri relativi al viadotto Adda – carreggiata Nord; a) FRF ricavate da prova con forzamento verticale; b) PSD ricavate da prova ambientale (storia di riferimento di 8 ore). È evidenziato il modo a 2.4 Hz che manca nelle FRF, ma che è presente nelle PSD.</i>	99
<i>Figura 3.11: esempio di selezione dei poli stabili, relativo al primo modo del ponte Adda – carreggiata Nord.</i>	100
<i>Figura 3.12: rappresentazione 2D (laterale) dei modi estratti dalla prova ambientale sul viadotto Adda – carreggiata Nord; a) 1° modo, di forma flessionale; b) 2° modo, di forma torsionale.</i>	101
<i>Figura 3.13: esempi di diagrammi di Nyquist relativi ai modi di vibrazione estratti dalle identificazioni effettuate sul ponte Adda – carreggiata Nord; a) modo molto reale; b) modo complesso.</i>	102
<i>Figura 3.14: [caso 1] diagrammi di nyquist, relativi allo stesso modo di vibrazione, estratti da elaborazioni diverse (OMA e EMA rispettivamente).</i>	103
<i>Figura 3.15: [caso 2] diagrammi di nyquist, relativi allo stesso modo di vibrazione, estratti da elaborazioni diverse (OMA e EMA rispettivamente).</i>	103
<i>Figura 3.16: a) rappresentazione grafica dell'intervallo di incertezza; b) esempio di confronto tra tre misure generiche in cui: 1-2 non sono compatibili, 1-3 e 2-3 sono compatibili.</i>	105

INDICE DELLE FIGURE

<i>Figura 3.17: a) rappresentazione del MAC in due dimensioni [10]; b) rappresentazione del MAC in tre dimensioni [9].</i>	109
<i>Figura 4.1: vista del viadotto Oglio.</i>	110
<i>Figura 4.2: schema del viadotto Oglio.</i>	110
<i>Figura 4.3: a) pile del viadotto Oglio; b) pali di fondazione delle pile.</i>	111
<i>Figura 4.4: a) fabbricazione di un concio; b) conci pronti per il montaggio, stoccati nel deposito adiacente l'impianto di confezionamento.</i>	111
<i>Figura 4.5: fasi di realizzazione di un viadotto con metodo a sbalzo; a) posizionamento del primo concio e delle strutture ausiliarie di sostegno; b) dettaglio relativo al posizionamento di un concio; c) visione d'insieme di uno sbalzo già in buona parte realizzato.</i>	112
<i>Figura 4.6: a) appoggi a pendolo prodotti dalla FIP industriale; b) e c) schemi di funzionamento del dispositivo, sono evidenziate le capacità di spostamento laterale.</i>	113
<i>Figura 4.7: FEM della campata compresa tra le pile P7 e P8 del ponte Oglio (lunghezza 90m).</i>	115
<i>Figura 4.8: dettaglio della mesh associata ad una sezione trasversale di appoggio. Sono riprodotti gli isolatori friction pendulum sotto forma di 4 molle che separano l'impalcato dal terreno.</i>	115
<i>Figura 4.9: forme modali associate ai modi identificati nell'analisi numerica.</i>	118
<i>Figura 4.10: motore elettromagnetico lineare (in primo piano) e pistone oleodinamico (dietro a destra) posizionati sul viadotto Oglio.</i>	119
<i>Figura 4.11: campate interessate dalla campagna sperimentale (carreggiata Sud).</i>	121
<i>Figura 4.12: schema posizione sensori prova ambientale – canali verticali (carreggiata Sud).</i>	121
<i>Figura 4.13: schema posizione sensori prova ambientale – canali orizzontali trasversali (carreggiata Sud).</i>	122
<i>Figura 4.14: schema posizione sensori prova con forzamento verticale (carreggiata Sud).</i>	122
<i>Figura 4.15: a) esempio di saturazione da storia temporale del sottorecord #3; b) PSD dei segnali raccolti nel sottorecord #3.</i>	124
<i>Figura 4.16: PSD dei segnali raccolti nel sottorecord #4.</i>	125
<i>Figura 4.17: PSD dei segnali raccolti nella storia definitiva, definita unendo 5h e 40min di acquisizione.</i>	126
<i>Figura 4.18: dettaglio delle PSD di Figura 4.17, utile a mostrare il rumore a basse frequenze.</i>	126
<i>Figura 4.19: PSD dei segnali raccolti nella storia definitiva. Sono evidenziati, in blu il canale verticale, in rosso i canali orizzontali, in azzurro i canali posti in corrispondenza delle pile.</i>	127
<i>Figura 4.20: PSD dei segnali raccolti nella storia definitiva, relative ai soli canali verticali.</i>	128
<i>Figura 4.21: PSD dei canali di riferimento per le elaborazioni (carreggiata Sud).</i>	130
<i>Figura 4.22: FRF calcolate sulla base dei segnali raccolti nel corso della prova (carreggiata Sud).</i>	131
<i>Figura 4.23: FRF dei segnali raccolti nella prova. Sono evidenziati, in blu i canali verticali, in rosso i canali orizzontali, in azzurro i canali posti in corrispondenza delle pile.</i>	132
<i>Figura 4.24: FRF dei segnali raccolti nella prova, relative ai soli canali verticali.</i>	133

INDICE DELLE FIGURE

<i>Figura 4.25: campate interessate dalla campagna sperimentale (carreggiata Sud).</i>	134
<i>Figura 4.26: rappresentazioni relative al primo modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiata Sud.</i>	135
<i>Figura 4.27: rappresentazioni relative al secondo modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiata Sud.</i>	136
<i>Figura 4.28: rappresentazioni relative al terzo modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiata Sud.</i>	137
<i>Figura 4.29: rappresentazioni relative al quarto modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiata Sud.</i>	138
<i>Figura 4.30: rappresentazioni relative al quinto modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiata Sud.</i>	139
<i>Figura 4.31: rappresentazioni relative al sesto modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiata Sud.</i>	140
<i>Figura 4.32: campate interessate dalla campagna sperimentale (carreggiata Nord).</i>	143
<i>Figura 4.33: schema posizione sensori prova ambientale – canali verticali (carreggiata Nord).</i>	144
<i>Figura 4.34: schema posizione sensori prova ambientale – canali orizzontali trasversali (carreggiata Nord).</i>	144
<i>Figura 4.35: schema posizione sensori prova con forzamento verticale (carreggiata Nord).</i>	145
<i>Figura 4.36: PSD associata al sottorecord #4.</i>	146
<i>Figura 4.37: PSD dei segnali raccolti nella storia definitiva, definita unendo 3h e 50min di acquisizione.</i>	147
<i>Figura 4.38: dettaglio delle PSD di Figura 4.37, utile a mostrare il rumore a basse frequenze.</i>	148
<i>Figura 4.39: PSD dei segnali raccolti nella storia definitiva. Sono evidenziati, in blu i canali verticali, in rosso i canali orizzontali, in azzurro i canali posti in corrispondenza delle pile.</i>	149
<i>Figura 4.40: PSD dei segnali raccolti nella storia definitiva, relative ai soli canali verticali.</i>	150
<i>Figura 4.41: PSD dei canali di riferimento per le elaborazioni (carreggiata Nord).</i>	151
<i>Figura 4.42: FRF calcolate sulla base dei segnali raccolti nel corso della prova (carreggiata Nord).</i>	152
<i>Figura 4.43: FRF dei segnali raccolti nella prova. Sono evidenziati, in blu i canali verticali, in rosso i canali orizzontali, in azzurro i canali posti in corrispondenza delle pile.</i>	153
<i>Figura 4.44: FRF dei segnali raccolti nella prova, relative ai soli canali verticali.</i>	154
<i>Figura 4.45: campate interessate dalla campagna sperimentale (carreggiata Nord).</i>	156
<i>Figura 4.46: rappresentazioni relative al primo modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiata Nord.</i>	157
<i>Figura 4.47: rappresentazioni relative al secondo modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiata Nord.</i>	158
<i>Figura 4.48: rappresentazione 2D della deformata modale, per il secondo modo EMA – carreggiata Nord, associata all'istante in cui la costante modale, riferimento della normalizzazione, giace sull'asse reale.</i>	159
<i>Figura 4.49: rappresentazioni relative al terzo modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiata Nord.</i>	160
<i>Figura 4.50: rappresentazioni relative al quarto modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiata Nord.</i>	161
<i>Figura 4.51: rappresentazioni relative al quinto modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiata Nord.</i>	162
<i>Figura 4.52: rappresentazioni relative al sesto modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiata Nord.</i>	163
<i>Figura 4.53: campate interessate dalla campagna sperimentale per entrambe le carreggiate.</i>	166
<i>Figura 4.54: schema di rappresentazione per le carreggiate unite.</i>	170

INDICE DELLE FIGURE

<i>Figura 4.55: rappresentazioni relative al primo modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiate unite.</i>	171
<i>Figura 4.56: rappresentazioni relative al secondo modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiate unite.</i>	172
<i>Figura 4.57: rappresentazioni relative al terzo modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiate unite.</i>	173
<i>Figura 4.58: rappresentazioni relative al quarto modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiate unite.</i>	174
<i>Figura 4.59: rappresentazioni relative al quinto modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiate unite.</i>	175
<i>Figura 4.60: rappresentazioni relative al sesto modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiate unite.</i>	176
<i>Figura 4.61: rappresentazioni dei modi di vibrare del ponte Oglio – carreggiata Sud, da analisi numerica (FEM).</i>	181
<i>Figura 4.62: rappresentazioni dei modi di vibrare del ponte Oglio – carreggiata Nord, da analisi numerica (FEM).</i>	183
<i>Figura 4.63: rappresentazioni dei modi di vibrare del ponte Oglio – carreggiate unite, da analisi numerica (FEM).</i>	189
<i>Figura 5.1: vista del ponte Muzza completato.</i>	197
<i>Figura 5.2: vista laterale del ponte Muzza. Sono ben visibili sia la struttura metallica di sostegno, sia la soletta in calcestruzzo armato.</i>	197
<i>Figura 5.3: schema costruttivo del ponte Muzza; a) vista dall'alto; b) sezione longitudinale.</i>	198
<i>Figura 5.4: fase di varo delle strutture metalliche di supporto del ponte Muzza.</i>	198
<i>Figura 5.5: Giunto di dilatazione in gomma armata tipo FIP GPE200 [14].</i>	199
<i>Figura 5.6: tipologie di elementi finiti utilizzati nei modelli; a) elementi shell del tipo piastra; b) elementi beam del tipo trave.</i>	201
<i>Figura 5.7: schemi per la riproduzione del sistema soletta - struttura metallica nel modello; a) modello tutto shell; b) modello misto beam/shell.</i>	201
<i>Figura 5.8: FEM del ponte Muzza, realizzato unendo elementi di tipo trave e elementi di tipo piastra.</i>	202
<i>Figura 5.9: dettaglio del FEM del ponte Muzza in corrispondenza della zona di appoggio.</i>	202
<i>Figura 5.10: primi modi di vibrare nel modello FEM iniziale.</i>	204
<i>Figura 5.11: motore elettromagnetico lineare (a sinistra) e pistone oleodinamico (a destra) posizionati sul ponte Muzza.</i>	205
<i>Figura 5.12: schema posizione sensori prova ambientale.</i>	208
<i>Figura 5.13: schema posizione sensori prova con forzamento verticale.</i>	208
<i>Figura 5.14: schema posizione sensori prova con forzamento orizzontale; a) longitudinale; b) trasversale.</i>	209
<i>Figura 5.15: PSD dei segnali raccolti nel sottorecord #1.</i>	210
<i>Figura 5.16: PSD dei segnali raccolti nella storia definitiva, definita unendo 8h e 5min di acquisizione.</i>	211
<i>Figura 5.17: dettaglio delle PSD di Figura 5.16, utile a mostrare il rumore a basse frequenze.</i>	212
<i>Figura 5.18: PSD dei segnali raccolti nella storia definitiva. Sono evidenziati, in blu i canali verticali, in rosso i canali orizzontali trasversali, in verde i canali orizzontali longitudinali.</i>	213

INDICE DELLE FIGURE

<i>Figura 5.19: PSD dei segnali raccolti nella storia definitiva; a) per i soli canali verticali; b) per i soli canali orizzontali trasversali.</i>	214
<i>Figura 5.20: PSD dei canali di riferimento per le elaborazioni.</i>	216
<i>Figura 5.21: FRF calcolate sulla base dei segnali raccolti nel corso della prova con forzamento verticale.</i>	217
<i>Figura 5.22: FRF dei segnali raccolti nella prova. Sono evidenziati, in blu i canali verticali, in rosso i canali orizzontali trasversali, in verde i canali orizzontali longitudinali.</i>	218
<i>Figura 5.23: FRF dei segnali raccolta nella prova; a) per i soli canali verticali; b) per i soli canali orizzontali trasversali.</i>	219
<i>Figura 5.24: FRF calcolate sulla base dei segnali raccolti nel corso della prova con forzamento orizzontale trasversale.</i>	221
<i>Figura 5.25: FRF dei segnali raccolti nella prova. Sono evidenziati, in blu i canali verticali, in rosso i canali orizzontali trasversali, in verde i canali orizzontali longitudinali (che mostrano peraltro uno spettro molto disturbato).</i>	222
<i>Figura 5.26: FRF dei segnali raccolta nella prova; a) per i soli canali verticali; b) per i soli canali orizzontali trasversali.</i>	223
<i>Figura 5.27: FRF calcolate sulla base dei segnali raccolti nel corso della prova con forzamento orizzontale longitudinale.</i>	224
<i>Figura 5.28: schema di base del ponte Muzza con sensori posizionati in conformità con i set-up di prova utilizzati.</i>	225
<i>Figura 5.29: rappresentazioni relative al primo modo di vibrare del ponte Muzza.</i>	228
<i>Figura 5.30: dettaglio dell'andamento dei canali orizzontali (primo modo OMA).</i>	228
<i>Figura 5.31: rappresentazioni relative al secondo modo di vibrare del ponte Muzza.</i>	230
<i>Figura 5.32: dettaglio dell'andamento dei canali orizzontali (secondo modo EMA verticale).</i>	230
<i>Figura 5.33: rappresentazioni relative al terzo modo di vibrare del ponte Muzza.</i>	232
<i>Figura 5.34: dettaglio dell'andamento dei canali orizzontali (terzo modo EMA verticale).</i>	232
<i>Figura 5.35: rappresentazioni relative al quarto modo di vibrare del ponte Muzza.</i>	233
<i>Figura 5.36: dettaglio dell'andamento dei canali orizzontali (quarto modo OMA).</i>	234
<i>Figura 5.37: rappresentazioni relative al quinto modo di vibrare del ponte Muzza.</i>	235
<i>Figura 5.38: dettaglio dell'andamento dei canali orizzontali (quinto modo OMA).</i>	236
<i>Figura 5.39: tavola tecnica di un giunto longitudinale FIP GPE200 [14].</i>	240
<i>Figura 5.40: deformate modali; a) quarto modo da modello di riferimento ($f=2,95\text{Hz}$); b) terzo modo da modello aggiornato ($f=2,3\text{Hz}$).</i>	242
<i>Figura 5.41: schema di base del ponte Muzza con sensori posizionati in conformità con i set-up di prova utilizzati.</i>	243
<i>Figura 5.42: rappresentazioni relative al primo modo di vibrare del ponte Muzza.</i>	244
<i>Figura 5.43: rappresentazioni relative al secondo modo di vibrare del ponte Muzza.</i>	245

INDICE DELLE FIGURE

<i>Figura 5.44: rappresentazioni relative al terzo modo di vibrare del ponte Muzza.</i>	246
<i>Figura 5.45: schemi dei forzamenti orizzontali per il ponte Muzza. In blu e rosso sono mostrate le direzioni di forzamento adottate per le prove (trasversale e orizzontale rispettivamente), mentre in verde è indicata la direzione che potrebbe consentire la migliore identificazione del terzo modo.</i>	248
<i>Figura a.1: campate interessate dalla campagna sperimentale.</i>	257
<i>Figura a.2: rete dei sensori; a) prova ambientale; b) prova con forzamento verticale.</i>	258
<i>Figura a.3: PSD dei segnali raccolti nella storia definitiva, definita unendo 8h e 5min di acquisizione.</i>	259
<i>Figura a.4: FRF calcolate sulla base dei segnali raccolti nel corso della prova con forzamento verticale.</i>	260
<i>Figura a.5: rappresentazioni relative al primo modo di vibrare del ponte Adda – carreggiata Nord.</i>	262
<i>Figura a.6: rappresentazioni relative al secondo modo di vibrare del ponte Adda – carreggiata Nord.</i>	263
<i>Figura a.7: rappresentazioni relative al terzo modo di vibrare del ponte Adda – carreggiata Nord.</i>	264
<i>Figura a.8: rappresentazioni relative al quarto modo di vibrare del ponte Adda – carreggiata Nord.</i>	265
<i>Figura a.9: rappresentazioni relative al quinto modo di vibrare del ponte Adda – carreggiata Nord.</i>	266
<i>Figura a.10: rappresentazioni relative al sesto modo di vibrare del ponte Adda – carreggiata Nord.</i>	267

INDICE DELLE TABELLE

<i>Tabella 1.1: classificazione dei metodi d'analisi dinamica secondo UNI 10985 [6].....</i>	<i>35</i>
<i>Tabella 2.1: caratteristiche tecniche del motore elettromagnetico lineare [12].....</i>	<i>70</i>
<i>Tabella 2.2: caratteristiche tecniche dell'attuatore [13].....</i>	<i>73</i>
<i>Tabella 3.1: autoMAC relativo ai risultati delle prove ambientali sul viadotto Oglio.....</i>	<i>108</i>
<i>Tabella 4.1: frequenze dei modi di vibrare ricavati dal FEM di riferimento per il ponte Oglio.....</i>	<i>116</i>
<i>Tabella 4.2: caratteristiche metrologiche dei sensori.....</i>	<i>120</i>
<i>Tabella 4.3: forze trasmesse al suolo nella prova con forzamento verticale.....</i>	<i>120</i>
<i>Tabella 4.4: unioni preliminari dei dati per la prova ambientale (carreggiata Sud).....</i>	<i>123</i>
<i>Tabella 4.5: definizione della storia temporale che andrà elaborata con gli strumenti di analisi modale.</i>	<i>125</i>
<i>Tabella 4.6: parametri modali estratti con il PolyMAX OMA (carreggiata Sud).....</i>	<i>129</i>
<i>Tabella 4.7: canali di riferimento utilizzati per le identificazioni dei parametri modali riportati in Tabella 4.6.....</i>	<i>129</i>
<i>Tabella 4.8: parametri modali estratti con il PolyMAX EMA (carreggiata Nord).....</i>	<i>133</i>
<i>Tabella 4.9: frequenze stimate con i diversi approcci all'analisi sperimentale, e variazione percentuale tra le stime.....</i>	<i>141</i>
<i>Tabella 4.10: indici di smorzamento stimati con i diversi approcci all'analisi sperimentale, e variazione percentuale tra le stime.....</i>	<i>141</i>
<i>Tabella 4.11: intervalli di incertezza [%] associati alla sola stima dei parametri modali.....</i>	<i>141</i>
<i>Tabella 4.12: risultati del confronto, espressi in termini di compatibilità degli intervalli di incertezza...</i>	<i>142</i>
<i>Tabella 4.13: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi OMA e EMA.....</i>	<i>143</i>
<i>Tabella 4.14: unioni preliminari dei dati per la prova ambientale (carreggiata Nord).....</i>	<i>146</i>
<i>Tabella 4.15: definizione della storia temporale che andrà elaborata con gli strumenti di analisi modale.</i>	<i>147</i>
<i>Tabella 4.16: parametri modali estratti con il PolyMAX OMA (carreggiata Nord).....</i>	<i>150</i>
<i>Tabella 4.17: canali di riferimento utilizzati per le identificazioni dei parametri modali riportati in Tabella 4.16.....</i>	<i>151</i>
<i>Tabella 4.18: parametri modali estratti con il PolyMAX EMA (carreggiata Nord).....</i>	<i>155</i>
<i>Tabella 4.19: frequenze stimate con i diversi approcci all'analisi sperimentale, e variazione percentuale tra le stime.....</i>	<i>164</i>
<i>Tabella 4.20: indici di smorzamento stimati con i diversi approcci all'analisi sperimentale, e variazione percentuale tra le stime.....</i>	<i>164</i>
<i>Tabella 4.21: intervalli di incertezza [%] associati alla sola stima dei parametri modali.....</i>	<i>164</i>

INDICE DELLE TABELLE

<i>Tabella 4.22: risultati del confronto, espressi in termini di compatibilità degli intervalli di incertezza...</i>	165
<i>Tabella 4.23: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi OMA e EMA.</i>	166
<i>Tabella 4.24: confronto delle frequenze dei modi individuati con prova OMA.....</i>	168
<i>Tabella 4.25: confronto degli smorzamenti dei modi individuati con prova OMA.....</i>	168
<i>Tabella 4.26: confronto delle frequenze dei modi individuati con prova EMA.....</i>	168
<i>Tabella 4.27: confronto degli smorzamenti dei modi individuati con prova EMA.....</i>	168
<i>Tabella 4.28: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi OMA e EMA.</i>	177
<i>Tabella 4.29: matrice di autoMAC (valori in %) tra le forme modali identificate; a) OMA-OMA; b) EMA-EMA.....</i>	178
<i>Tabella 4.30: frequenze dei modi di vibrare ricavati dal FEM di riferimento per il ponte Oglio. In azzurro le frequenze che trovano riscontro anche nelle analisi sperimentali.....</i>	179
<i>Tabella 4.31: confronto frequenze OMA-FEM e EMA-FEM ponte Oglio carreggiata Sud.....</i>	190
<i>Tabella 4.32: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi OMA e FEM.</i>	190
<i>Tabella 4.33: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi FEM e EMA.</i>	191
<i>Tabella 4.34: confronto frequenze OMA-FEM e EMA-FEM ponte Oglio carreggiata Nord.....</i>	191
<i>Tabella 4.35: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi OMA e FEM.</i>	192
<i>Tabella 4.36: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi FEM e EMA.</i>	192
<i>Tabella 4.37: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali unite identificate in analisi OMA e FEM.....</i>	193
<i>Tabella 4.38: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali unite identificate in analisi FEM e EMA.....</i>	194
<i>Tabella 4.39: matrice di autoMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi FEM.....</i>	194
<i>Tabella 5.1: caratteristiche meccaniche appoggi in gomma.....</i>	199
<i>Tabella 5.2: frequenze dei modi di vibrare ricavati dal FEM di riferimento per il ponte Muzza.....</i>	204
<i>Tabella 5.3: caratteristiche metrologiche dei sensori.....</i>	205
<i>Tabella 5.4: forze trasmesse al suolo nella prova con forzamento verticale.....</i>	206
<i>Tabella 5.5: forze trasmesse al suolo nella prova con forzamento orizzontale longitudinale.....</i>	207
<i>Tabella 5.6: forze trasmesse al suolo nella prova con forzamento orizzontale trasversale.....</i>	207
<i>Tabella 5.7: unioni preliminari dei dati per la prova ambientale.....</i>	210
<i>Tabella 5.8: definizione della storia temporale che andrà elaborata con gli strumenti di analisi modale.....</i>	211
<i>Tabella 5.9: parametri modali estratti con il PolyMAX OMA.....</i>	215
<i>Tabella 5.10: canali di riferimento utilizzati per le identificazioni dei parametri modali riportati in Tabella 5.9.....</i>	215
<i>Tabella 5.11: parametri modali estratti con il PolyMAX EMA.....</i>	220

INDICE DELLE TABELLE

<i>Tabella 5.12: parametri modali estratti con il PolyMAX EMA.....</i>	<i>224</i>
<i>Tabella 5.13: frequenze stimate con i diversi approcci all'analisi sperimentale, e variazione percentuale tra le stime.....</i>	<i>237</i>
<i>Tabella 5.14: indici di smorzamento stimati con i diversi approcci all'analisi sperimentale, e variazione percentuale tra le stime.....</i>	<i>237</i>
<i>Tabella 5.15: intervalli di incertezza [%] associati alla sola stima dei parametri modali.....</i>	<i>237</i>
<i>Tabella 5.16: risultati del confronto, espressi in termini di compatibilità degli intervalli di incertezza.....</i>	<i>238</i>
<i>Tabella 5.17: risultati del confronto, espressi in termini di compatibilità degli intervalli di incertezza.....</i>	<i>238</i>
<i>Tabella 5.18: risultati del confronto, espressi in termini di compatibilità degli intervalli di incertezza.....</i>	<i>238</i>
<i>Tabella 5.19: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi OMA e EMA verticale.....</i>	<i>239</i>
<i>Tabella 5.20: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi OMA e EMA orizzontale.....</i>	<i>239</i>
<i>Tabella 5.21: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi EMA verticale e EMA orizzontale.....</i>	<i>239</i>
<i>Tabella 5.22: frequenze dei modi fondamentali di vibrare individuati tramite modello FEM prima e dopo l'updating.....</i>	<i>241</i>
<i>Tabella 5.23: confronto frequenze OMA-FEM e EMA-FEM per il ponte Muzza.....</i>	<i>247</i>
<i>Tabella 5.24: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi OMA e FEM.....</i>	<i>247</i>
<i>Tabella 5.25: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi FEM e EMA verticale.....</i>	<i>247</i>
<i>Tabella 5.26: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi FEM e EMA orizzontale.....</i>	<i>247</i>
<i>Tabella 5.27: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi FEM e EMA orizzontale.....</i>	<i>249</i>
<i>Tabella a.1: caratteristiche metrologiche dei sensori.....</i>	<i>257</i>
<i>Tabella a.2: forze trasmesse al suolo nella prova con forzamento verticale.....</i>	<i>258</i>
<i>Tabella a.3: parametri modali estratti con il PolyMAX OMA.....</i>	<i>259</i>
<i>Tabella a.4: parametri modali estratti con il PolyMAX EMA.....</i>	<i>260</i>
<i>Tabella a.5: variazione percentuale tra le stime di frequenze e smorzamenti ricavate con i diversi approcci all'analisi sperimentale.....</i>	<i>261</i>
<i>Tabella a.6: intervalli di incertezza [%] associati alla sola stima dei parametri modali.....</i>	<i>261</i>
<i>Tabella a.7: risultati del confronto, espressi in termini di compatibilità degli intervalli di incertezza.....</i>	<i>261</i>
<i>Tabella a.8: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi OMA e EMA.....</i>	<i>268</i>
<i>Tabella a.9: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi OMA e FEM.....</i>	<i>268</i>

INDICE DELLE TABELLE

Tabella a.10: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi FEM e EMA. 268

ABSTRACT

Il termine **collaudo** (dal latino cum-laude, ovvero "a opera d'arte") indica l'insieme delle operazioni messe in atto per verificare il corretto funzionamento di un'opera, prima che questa venga destinata all'utilizzo.

All'interno del **quadro normativo italiano** la Legge n.1086/71 evidenzia l'obbligatorietà del collaudo statico, le cui direttive per l'esecuzione sono definite nel Cap.9 delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC'08). Quest'ultime, nella sezione relativa ai ponti stradali e ferroviari, prevedono per le opere di significativa importanza anche un **collaudo dinamico**, che si effettua verificando la corrispondenza del periodo fondamentale di vibrazione della struttura reale con quello atteso in fase di progetto. Nel complesso la norma appare **carente di informazioni** a riguardo del collaudo dinamico; quindi si deve fare affidamento a Norme Tecniche che in quanto tali non hanno valore legale; in particolare la UNI 10985 fornisce le linee guida per l'esecuzione di prove e rilievi dinamici.

La **caratterizzazione dinamica** di una struttura si realizza attraverso le seguenti fasi:

- **modellazione** e previsione del comportamento dinamico;
- **campagna sperimentale** (test dinamici);
- **updating** del **modello**;
- **confronto** tra modello numerico ed evidenze sperimentali.

Questo tipo di procedura richiede **elevate competenze** nei campi della misura, della sperimentazione e della modellazione numerica, peculiarità che spesso crea diffidenza e rifiuto nei confronti di questo approccio.

Il **modello numerico** deve essere realizzato riproducendo in modo dettagliato la struttura in relazione alle sue condizioni di vincolo, la sua geometria, la sua distribuzione delle masse e le proprietà dei materiali con cui è stata realizzata. Numerose sono le difficoltà che si possono riscontrare nella realizzazione di un modello; pertanto l'**updating** di quest'ultimo, a valle della campagna sperimentale, ricopre un ruolo estremamente importante per la definizione della corretta caratterizzazione dinamica della struttura.

La **campagna sperimentale** si realizza attraverso: la definizione del set-up di prova (rete di sensori, sistemi di forzamento, ecc.), l'esecuzione delle misurazioni, il pre-processing dei dati, l'applicazione di specifici algoritmi di identificazione dinamica (es. **PolyMAX**, **SSI**, ecc.) ed infine il post processing dei risultati ottenuti.

Per la realizzazione del **confronto** tra i risultati ricavati tramite l'analisi sperimentale e il modello numerico, sia in fase di updating sia nella fase finale, si utilizzano diversi strumenti: indici statistici come il **MAC** per il confronto delle forme modali, calcolo delle **differenze percentuali** per frequenze

ABSTRACT

e smorzamenti dei modi individuati.

Affinché il modello sia effettivamente rispondente alla realtà è necessario che il modellista e l'esecutore dei test dinamici collaborino tra loro, in primo luogo per definire al meglio il tipo di campagna sperimentale da condurre, in seguito per realizzare un updating corretto. A valle di questo processo il collaudatore è tenuto a giudicare la rispondenza tra modello e realtà sulla base di parametri da lui stesso definiti.

ABSTRACT

Test proceedings are a set of operations put in place to verify the proper functioning of a structure before it is used.

As part of the Italian regulatory framework, law n.1086/71 highlights the obligatoriness of performing static test, whose directives for execution are set out in Section 9 of the Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC '08). In the section regarding road and rail bridges, the NTC demand also the execution of dynamic test, but only for the most important structures. This test is carried out by checking the correspondence of the fundamental period of vibration of the real structure with that expected in the design stage. Overall, NTC standards lack information about dynamic test, so you have to rely on technical standards (such as UNI 10985), which provides some guidelines to perform dynamic testing. However the technical standards have no legal value.

The dynamic characterization of a structure is realized through the following phases:

- modeling and prediction of dynamic behavior;
- experimental campaign (dynamic tests);
- updating of the model;
- comparison between the numerical model and experimental evidences.

This type of procedure requires high skills in the fields of measurement, experimentation and numerical modelling. These peculiarities often create rejection of this approach.

The numerical model aims to reproduce in detail the structure, in terms of boundary conditions, constraints, geometry, mass distribution and properties of the materials. There are many difficulties that may be encountered in the implementation of a model, therefore the stage of updating (using the results of the experimental campaign) plays an extremely important role in the definition of a proper dynamic characterization of the structure.

The experimental campaign is achieved through: definition of the set-up for the tests (sensor network systems, forcing systems, etc.), execution of the measurements, pre-processing of the data, application of a specific algorithm for dynamic identification (eg. Polymax, SSI, etc.) and finally post processing of the results.

The comparison between the results obtained by analysing the experimental and the numerical model, both during updating and in the final stage, may be achieved by using different tools: statistical indices such as the MAC for the comparison of mode shapes, calculation of the percentage differences for frequency and damping.

During the different stages of dynamic test it is necessary that the modeller and the performer of the tests cooperate with each other, first to better define the type of experimental campaign to conduct, later to achieve a correct updating. This cooperation may lead to a proper definition of the

ABSTRACT

model. After this process the tester is required to judge the correspondence between model and reality basing the comparison on parameters defined by himself.

INTRODUZIONE

Questo elaborato vuole rappresentare il proseguimento del lavoro condotto da Concetta Cosenza nella tesi: “Identificazione dinamica di ponti: il valore del collaudo dinamico a completamento di quello statico” [1]. In tale elaborato si evidenzia appunto come le due **procedure di collaudo** siano da ritenersi **complementari** ai fini della verifica di una corretta progettazione. In particolare, per quanto riguarda il collaudo dinamico, Cosenza evidenzia la **carenza di informazioni** presente nelle **Normative Tecniche per le Costruzioni** (NTC'08) [5]. In questo senso il suo elaborato si concentra sulla descrizione degli **algoritmi di calcolo** che è possibile utilizzare per l'estrazione dei **parametri modali** a partire dai dati ottenuti a seguito delle misurazioni effettuate, e sui criteri generali da seguire per una **corretta identificazione** dei modi significativi di vibrare di una struttura.

Nel nostro elaborato, **prima di dare un giudizio sul contenuto della normativa**, si è deciso di sviluppare una trattazione dettagliata delle seguenti tematiche:

- In primo luogo si affronta una descrizione generica del **collaudo dinamico** che, viste le lacune delle NTC, si basa principalmente sul contenuto delle normative tecniche (prevalentemente **UNI 10985** [6]).
- Successivamente, integrando quanto già osservato nella tesi della Cosenza, si definisce una **guida critica all'analisi dinamica**, non concentrandosi esclusivamente sugli algoritmi di calcolo per l'estrazione dei parametri modali, ma andando a trattare sia alcuni aspetti operativi legati all'esecuzione delle prove (progettazione e corretto utilizzo del set-up di prova), sia degli aspetti di elaborazione dei dati raccolti e post-processing dei risultati. Tale guida può configurarsi come un utile **supporto per gli ingegneri civili** per chiarire tutti i vincoli e le insidie che la normativa lascia all'arbitrarietà di chi esegue le prove.
- Al fine di avvalorare e applicare quanto descritto in precedenza, si affronta infine la **descrizione della campagna sperimentale** sui viadotti dell'autostrada BreBeMi, alla quale abbiamo avuto l'opportunità di partecipare in collaborazione col dipartimento di meccanica, sezione misure, del politecnico di Milano.

Il **primo capitolo** dell'elaborato ha pertanto l'obiettivo di descrivere le procedure di collaudo, ponendo maggiore enfasi sul collaudo dinamico.

Si illustrano dapprima le norme che descrivono le due tipologie di collaudo e ne regolano il buon esito; in seguito si procede con una descrizione più dettagliata delle metodologie di prova.

Il collaudo statico viene trattato brevemente, mentre, relativamente al collaudo dinamico, si fornisce un inquadramento generale e in seguito si analizzano gli aspetti legati a: scelta delle tecniche di indagine (**Operational Modal Analysis – OMA** e **Experimental Modal Analysis – EMA**), misura delle risposte della struttura, tecniche di analisi dei dati, modellazione del comportamento dinamico e, infine, confronto e verifica dei risultati.

In relazione a quanto definito in precedenza, all'interno del **secondo capitolo** si descrivono nel

INTRODUZIONE

dettaglio gli strumenti utilizzati nella campagna sperimentale condotta sui viadotti dell'autostrada BreBeMi.

In particolare con strumenti si intende da un lato la **strumentazione di prova** effettivamente utilizzata nei collaudi dinamici, dedicando particolare attenzione ai sensori di misura (accelerometri), ai sistemi di forzamento e alle modalità di acquisizione delle misure, dall'altro gli **strumenti di elaborazione** dei dati raccolti, ovvero l'algoritmo di calcolo (**PolyMAX** [9]) che permette di estrarre i parametri modali e il trattamento dell'output di tale algoritmo, cioè le tecniche di rappresentazione delle forme modali.

Il **terzo capitolo** vuole rappresentare l'elemento cardine del nostro elaborato di tesi. Nel secondo capitolo sono stati definiti gli strumenti di elaborazione dei dati raccolti nel corso delle prove, tuttavia per portare a compimento un'analisi dinamica è indispensabile seguire un **approccio critico** all'utilizzo di tali strumenti a partire dalla fase iniziale di pre-processing dei dati raccolti, fino al post-processing (confronto) e alla verifica dei risultati.

Questo capitolo vuole, in questo senso, definire una **guida critica all'analisi modale**, evidenziando quali aspetti analizzare e quali procedimenti è giusto perseguire al fine di ricavare la più attendibile caratterizzazione meccanica della struttura.

La procedura di studio descritta è stata definita nell'ambito della campagna 'prove' condotta sui viadotti della BreBeMi cercando tuttavia di fornire una guida di validità generale, il più possibile corretta, ripetibile, ed estendibile ad altri casi di analisi modale. Tale descrizione è stata divisa tra analisi modale operativa (OMA) e analisi modale sperimentale (EMA), viste le differenze tra i due approcci.

Infine, nel **quarto** e nel **quinto capitolo**, si forniscono degli esempi reali di applicazione degli strumenti di analisi modale definiti in precedenza. In particolare il quarto capitolo descrive la campagna sperimentale condotta sul ponte Oglio mentre il quinto quella condotta sul ponte Muzza (entrambi facenti parte dell'autostrada A35).

Per ognuno dei casi studio si affronta in primo luogo la descrizione della struttura oggetto dell'indagine, in seguito si definisce il modello FEM utilizzato per l'analisi numerica, quindi si procede alla descrizione dell'analisi sperimentale condotta (definizione del set-up di prova, elaborazione dei dati, confronto tra i diversi approcci sperimentali utilizzati). Infine si effettua il confronto tra analisi numerica e sperimentale commentando e interpretando i risultati ottenuti.

I casi riportati riguardano due opere che sfruttano soluzioni strutturali differenti e sono realizzate con materiali diversi. Tale scelta è stata effettuata col fine di evidenziare come la procedura descritta sia applicabile correttamente a diverse situazioni.

In conclusione alla trattazione, alla luce dei risultati ottenuti e dell'esperienza vissuta partecipando attivamente alle prove di cui si riportano i risultati, **si proporranno delle riflessioni sull'impianto normativo** che regola il collaudo dinamico.

1. COLLAUDO

1.1. INTRODUZIONE

Il termine collaudo (dal latino cum-laude, ovvero "a opera d'arte") indica l'insieme delle operazioni messe in atto per verificare il corretto funzionamento di un'opera prima che questa venga destinata all'utilizzo. Numerose sono le tipologie e i metodi di collaudo: in ambito civile oltre al collaudo tecnico amministrativo, possiamo trovare collaudi di tipo specialistico come il collaudo statico, il collaudo tecnico e funzionale degli impianti, il collaudo dinamico, ecc.

L'art.7 della **Legge n.1086/71** [3] sancisce l'obbligatorietà del collaudo statico:

"Tutte le opere di cui all'articolo 1 debbono essere sottoposte a collaudo statico..."

L'esercizio di un manufatto è subordinato, ai sensi della vigente normativa, al positivo esito del collaudo statico. Il collaudatore deve pertanto attivare una serie di procedure che gli consentano di verificare che le opere realizzate siano conformi agli elaborati progettuali e contrattuali.

Il **D.M. 14 Gennaio 2008** (Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC) [5] fornisce alcune prescrizioni generali riguardo a questa tipologia di collaudo, e ne descrive le specifiche di esecuzione (le prove di carico che devono essere effettuate), ponendo particolare attenzione alle strutture prefabbricate, ai ponti stradali e ai ponti ferroviari.



Figura 1.1: esempio di collaudo statico di un ponte stradale.

Dopo aver mostrato le procedure da seguire ai fini di eseguire un corretto collaudo statico, le NTC'08

affermano che:

“... Per le opere di significativa rilevanza, le prove statiche andranno completate da prove dinamiche, che misurino la rispondenza del ponte all'eccitazione dinamica, controllando che il periodo fondamentale sperimentale sia confrontabile con quello previsto in progetto.”

Tale affermazione, benché appaia piuttosto lacunosa, pone l'accento su tre punti fondamentali: la necessità di effettuare prove dinamiche, la necessità di prevedere il comportamento dinamico di una struttura già in fase di progetto e infine l'importanza del confronto tra i risultati dei due approcci.

L'adozione di modelli ad elementi finiti per prevedere il comportamento dinamico di una struttura è una pratica ormai consolidata in fase di progetto, tuttavia i collaudi dinamici sono uno strumento di recente introduzione. Ad oggi il collaudatore è chiamato a classificare l'opera attraverso un criterio del tutto soggettivo e ad effettuare delle prove che richiedono delle competenze elevate nel campo della misurazione e sperimentazione, competenze che spesso non si acquisiscono nell'ambito di un percorso formativo universitario né con anni di attività professionale.

Visto che le NTC non forniscono informazioni aggiuntive sulle modalità di attuazione del collaudo, il collaudatore può fare affidamento alla normativa tecnica di riferimento (UNI), che tuttavia è priva, in quanto tale, di valore legale.



Figura 1.2: esempio di collaudo dinamico di un ponte autostradale.

Il presente capitolo quindi ha l'obiettivo di descrivere le procedure di collaudo, ponendo maggiore enfasi sul collaudo dinamico. Si illustrano dapprima le norme che descrivono le due tipologie di

collaudo e ne regolano il buon esito, e in seguito si procede con una descrizione più dettagliata delle metodologie di prova.

Dato che questo elaborato di tesi ha la funzione primaria di definire una guida all'analisi modale dei risultati di un collaudo dinamico, il collaudo statico viene trattato brevemente. Riguardo al collaudo dinamico invece, si fornisce un inquadramento generale e in seguito si analizzano gli aspetti legati a: scelta delle tecniche di indagine, misura delle risposte della struttura, tecniche di analisi dei dati, modellazione del comportamento dinamico e infine confronto tra i risultati.

1.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I testi normativi in materia di collaudo riportati nel seguente elaborato di tesi sono di seguito elencati:

- Legge n.1086/71: "Norma per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale, precompresso ed a struttura metallica" [3];
- D.M. 14 Gennaio 2008: Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni '08 – Cap.9 [5];
- UNI 10985: Linee guida per l'esecuzione di rilievi dinamici su ponti e viadotti [6];
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications – Cap.4 [7].

Nei capitoli successivi vengono riportate parti di tali testi normativi allo scopo di accompagnare la trattazione, evidenziando caratteristiche e peculiarità legate alle tipologie di collaudo descritte.

1.3. COLLAUDO STATICO

La legge n.1086/71 [3] sancisce all'art. 7 l'**obbligatorietà del collaudo statico**:

"Tutte le opere di cui all'articolo 1 debbono essere sottoposte a collaudo statico.

Il collaudo deve essere eseguito da architetto o ingegnere, iscritto all'albo da almeno dieci anni, che non sia intervenuto in alcun modo nella progettazione, direzione ed esecuzione dell'opera. La nomina del collaudatore spetta al committente il quale ha l'obbligo di comunicarla al genio civile entro sessanta giorni dall'ultimazione dei lavori. Il committente preciserà altresì i termini di tempo entro i quali dovranno essere completate le operazioni di collaudo. Quando non esiste il committente ed il costruttore esegue in proprio, è fatto obbligo al costruttore di chiedere all'ordine provinciale degli ingegneri o a quello degli architetti, la designazione di una terna di nominativi fra i quali scegliere il collaudatore. Il collaudatore deve redigere due copie del certificato di collaudo e trasmetterle all'ufficio del genio civile, il quale provvede a restituirne una copia, con l'attestazione dell'avvenuto deposito da consegnare al committente."

Le opere definite all'art. 1 sono:

- **Opere in conglomerato cementizio armato normale**, cioè quelle composte da un complesso di strutture in conglomerato cementizio ed armature metalliche che assolve ad una funzione

statica (Figura 1.3);



Figura 1.3: esempio di fondazioni in calcestruzzo armato.

- **Opere in conglomerato cementizio armato precompresso**, cioè quelle composte da strutture in conglomerato cementizio ed armature metalliche nelle quali si imprime artificialmente uno stato di sollecitazione addizionale di natura ed entità tali da assicurarne permanentemente l'effetto statico voluto (Figura 1.4);



Figura 1.4: armatura di un ponte a cassone in C.A.P. con le guaine dei cavi da precompressione posizionate.

- **Opere a struttura metallica**, cioè quelle nelle quali la statica è assicurata in tutto o in parte da elementi strutturali in acciaio o in altri metalli (Figura 1.5).



Figura 1.5: esempio di edificio con struttura metallica.

A proposito delle opere soggette obbligatoriamente a collaudo statico, **la circolare n. 11951 del 14 Febbraio 1974** del Ministero dei LL.PP. [4] chiarisce che le stesse sono tutte le opere di ingegneria civile, mentre possono essere escluse, oltre a singole membrature, anche elementi costruttivi in calcestruzzo armato che assolvono una funzione di limitata importanza nel contesto statico di un'opera.

Il regolamento NTC'08 [5] descrive dettagliatamente tutti gli aspetti legati all'esecuzione di un collaudo statico, indicando le tecniche di prova, i requisiti sui risultati, ecc.

Nella sezione dedicata alle **prescrizioni generali** la norma afferma:

“... Il collaudo statico riguarda il giudizio sul comportamento e le prestazioni delle parti dell'opera che svolgono funzione portante. Esso va eseguito, tranne casi particolari, in corso d'opera quando vengono posti in opera elementi strutturali non più ispezionabili, controllabili e collaudabili a seguito del proseguire della costruzione.

Le opere non possono essere poste in esercizio prima dell'effettuazione del collaudo statico.

Il collaudo statico di tutte le opere di ingegneria civile regolamentate dalle norme tecniche, deve comprendere adempimenti riguardanti il controllo di quanto prescritto circa i materiali e l'ispezione dell'opera nelle varie fasi costruttive.

L'ispezione dell'opera verrà eseguita alla presenza del Direttore dei lavori e del Costruttore, confrontando in contraddittorio il progetto depositato in cantiere con il costruito.

Il Collaudatore controllerà altresì che siano state messe in atto le prescrizioni progettuali e siano stati eseguiti i controlli sperimentali. Quando la costruzione è eseguita in procedura di garanzia di qualità, il Collaudatore deve prendere conoscenza dei contenuti

dei documenti di controllo qualità e del registro delle non-conformità.

Il Collaudatore, nell'ambito delle sue responsabilità, dovrà inoltre esaminare il progetto dell'opera, l'impostazione generale della progettazione nei suoi aspetti strutturale e geotecnico, gli schemi di calcolo e le azioni considerate, esaminare le indagini eseguite nelle fasi di progettazione e costruzione come prescritte nelle presenti norme ed esaminare la relazione a strutture ultimate del Direttore dei lavori, ove richiesta.

Infine, nell'ambito della propria discrezionalità, il Collaudatore potrà richiedere di effettuare tutti quegli accertamenti, studi, indagini, sperimentazioni e ricerche utili per formarsi il convincimento della sicurezza, della durabilità e della collaudabilità dell'opera, quali in particolare:

- ✓ prove di carico;*
- ✓ prove sui materiali messi in opera, anche mediante metodi non distruttivi;*
- ✓ monitoraggio programmato di grandezze significative del comportamento dell'opera da proseguire, eventualmente, anche dopo il collaudo della stessa.*

..."

Riguardo alle **prove di carico** la norma definisce:

"... Le prove di carico, ove ritenute necessarie dal Collaudatore, dovranno identificare la corrispondenza del comportamento teorico e quello sperimentale. I materiali degli elementi sottoposti a collaudo devono aver raggiunto le resistenze previste per il loro funzionamento finale in esercizio.

Il programma delle prove, stabilito dal Collaudatore, con l'indicazione delle procedure di carico e delle prestazioni attese deve essere sottoposto al Direttore dei lavori per l'attuazione e reso noto al Progettista e al Costruttore.

Le prove di carico si devono svolgere con le modalità indicate dal Collaudatore che se ne assume la piena responsabilità, mentre, per quanto riguarda la loro materiale attuazione, è responsabile il Direttore dei lavori.

Nel collaudo statico si tiene conto di quanto indicato nel Cap.4 delle NTC'08 per i vari materiali, inoltre per i ponti di quanto prescritto al § 5.1 per i ponti stradali e al § 5.2 per quelli ferroviari.

Le prove di carico sono prove di comportamento delle opere sotto le azioni di esercizio. Queste devono essere, in generale, tali da indurre le sollecitazioni massime di esercizio per combinazioni caratteristiche (rare). In relazione al tipo della struttura ed alla natura dei carichi le prove possono essere convenientemente protratte nel tempo, ovvero ripetute su più cicli.

Il giudizio sull'esito della prova è responsabilità del Collaudatore.

L'esito della prova va valutato sulla base dei seguenti elementi:

- ✓ le deformazioni si accrescano all'incirca proporzionalmente ai carichi;*
- ✓ nel corso della prova non si siano prodotte fratture, fessurazioni, deformazioni o dissesti che compromettono la sicurezza o la conservazione dell'opera;*

- ✓ *la deformazione residua dopo la prima applicazione del carico massimo non superi una quota parte di quella totale commisurata ai prevedibili assestamenti iniziali di tipo anelastico della struttura oggetto della prova. Nel caso invece che tale limite venga superato, prove di carico successive devono indicare che la struttura tenda ad un comportamento elastico;*
 - ✓ *la deformazione elastica risulti non maggiore di quella calcolata.*
- Le prove statiche, a giudizio del Collaudatore e in relazione all'importanza dell'opera, possono essere integrate da prove dinamiche e prove a rottura su elementi strutturali.*
- ..."*

La norma definisce, limitatamente ai **ponti stradali**, alcune prescrizioni particolari:

"... Fermo restando quanto sopra specificato, in particolare si dovrà controllare che le deformazioni sotto i carichi di prova, in termini di abbassamenti, rotazioni ecc, siano comparabili con quelle previste in progetto e che le eventuali deformazioni residue dopo il primo ciclo di carico, non risultino superiori al 15% di quelle massime misurate, ovvero successive prove di carico dimostrino che le deformazioni residue tendano ad esaurirsi. Per i ponti a campata multipla, la prova di carico deve essere eseguita su almeno un quinto delle campate, secondo le modalità sopra precisate.

..."

1.4. COLLAUDO DINAMICO

In questo paragrafo si descrivono tutti gli aspetti legati al collaudo dinamico.

Nel corso della trattazione si riportano alcuni passaggi tratti dai vari testi normativi, a supporto delle tematiche affrontate.

1.4.1. ASPETTI GENERALI

Nonostante non esista un protocollo di prova ben definito per quanto riguarda il collaudo dinamico, le motivazioni per eseguire un collaudo di questo tipo, o più in generale delle campagne sperimentali per la definizione dei parametri dinamici di una struttura, sono molteplici.

A titolo d'esempio, per spiegare l'importanza e l'attualità delle analisi dinamiche su opere di ingegneria civile, si riporta un breve articolo di giornale del Marzo 2011, tratto da "Il Corriere della Sera", riguardante un episodio avvenuto nel comune di Assago (MI):

mercoledì scorso, dopo il concerto di Katy Perry al Forum, si è scatenato il panico
ASSAGO, LA PASSERELLA DELLA PAURA SMETTERÀ DI <<BALLARE>>
Per attutire le oscillazioni, entro l'8 marzo MM installerà un ammortizzatore di
vibrazioni



MILANO - Il ponte di Assago smetterà di ballare, l'altalena sarà fermata, i tremori attutiti. Le denunce dei passeggeri ATM e le richieste di Comune e Provincia sono state accolte: a giorni, entro l'8 marzo, MM installerà un «ammortizzatore di vibrazioni» sul corridoio sospeso che collega il Mediolanum Forum al nuovo capolinea del metrò 2. Obiettivo: «Ovviare ai disagi provocati dalle oscillazioni della passerella pedonale». I disagi, mercoledì scorso, hanno scatenato il panico: circa 1.200 persone, all'uscita del concerto di Katy Perry, hanno sentito il corridoio ondeggiare, tremare, e hanno iniziato a correre, scappare, amplificando ulteriormente l'effetto elastico. Le immagini sono state registrate dalle telecamere di sorveglianza. Saranno le ultime, forse.

L'aveva suggerito Giulio Ballio, ex rettore del Politecnico e docente di Infrastrutture d'acciaio per oltre trent'anni: «Il fastidio provocato dalle oscillazioni può essere limitato attraverso il posizionamento di dissipatori di energia, "smorzatori" negli angoli di spostamento». La direzione lavori del progetto M2, ieri, ha sposato la soluzione: l'efficacia dell'ammortizzatore sarà verificata in due settimane di monitoraggio. Il ponte di Assago resta sotto esame. Il corridoio d'acciaio che unisce il Forum alla stazione del metrò è lungo 310 metri ed è tirato a 12 metri d'altezza sull'autostrada. È collaudato e sicuro, conferma MM: «La struttura è costruita con metodi antisismici e quindi flessibile». Oltre alla sicurezza, MM ritiene adesso «prioritario» che il cittadino-utente «abbia anche un comfort adeguato. Da qui, il nostro tempestivo intervento».

Tempestivo? Sicuramente a posteriori. Giovanni De Nicola, assessore provinciale alla Mobilità, è soddisfatto: «L'intervento è in sintonia con quanto avevamo chiesto». Graziano Musella, sindaco di Assago, guarda avanti: «Abbiamo avviato il coordinamento tra i responsabili del Forum e di ATM per garantire servizi specifici e treni straordinari in occasione di grandi eventi». Domenica pomeriggio, dopo la vittoria dell'Armani Jeans, 1.200 spettatori sono defluiti «regolarmente, senza problemi»: il metrò delle 20.18 ha caricato gran parte delle persone. Il prolungamento della linea «verde», inaugurato il 20 febbraio, è stato utilizzato da 35 mila passeggeri in una settimana: «È il successo del trasporto pubblico - esulta Musella -. Il traffico di attraversamento di Assago si è ridotto del 35-40 per cento. Non solo: gli automobilisti usano solo un terzo dei 4 mila posteggi

gratuiti alle fermate del metrò».

Armando Stella, 01 marzo 2011

L'articolo riportato mostra come una struttura possa non rispondere ai principi di funzionalità e di confort richiesti durante il suo utilizzo, malgrado da un punto di vista statico essa rispetti tutti i vincoli di progetto. A tal proposito un collaudo dinamico, effettuato prima della messa in esercizio, avrebbe consentito di definire compiutamente il comportamento strutturale, ponendo in evidenza la presenza dei discomfort e le loro possibili cause. Nell'articolo si evidenzia inoltre l'utilità dei monitoraggi dinamici per verificare l'effetto di variazioni strutturali (in questo caso gli interventi di posa degli smorzatori) sul comportamento dinamico.

Le indagini di carattere dinamico risultano quindi utili in più momenti e fasi nella vita di una struttura, non solo in una fase iniziale di messa in servizio. Tali analisi, rispetto alle misurazioni di carattere statico, permettono di ottenere una mole di informazioni notevolmente superiore. Principalmente le analisi dinamiche vengono effettuate col fine di determinare le **frequenze dei modi naturali di vibrazione**, le corrispondenti **forme modali** ed i **valori di smorzamento** associati. L'insieme di tali parametri, i cosiddetti **parametri modali**, caratterizza compiutamente il comportamento dinamico della struttura.

La conoscenza di questo set di dati permette di:

- Verificare la risposta sismica;
- Verificare comfort e serviceability;
- Validare e migliorare i modelli numerici (migliora la definizione del comportamento presente della struttura e l'adeguatezza dei modelli nella previsione dei comportamenti futuri);
- Fissare un dato di riferimento per successive verifiche di idoneità e studi diagnostici, messi in atto nel caso in cui la struttura sia sottoposta a variazioni;
- Porre le premesse per un monitoraggio permanente (**Structural Health Monitoring – SHM**).

Malgrado l'importanza del collaudo dinamico, la normativa cogente (NTC) [5], all'interno delle specifiche relative al collaudo statico di ponti e viadotti, afferma che:

“...Per le opere di significativa rilevanza, le prove statiche andranno completate da prove dinamiche, che misurino la rispondenza del ponte all'eccitazione dinamica, controllando che il periodo fondamentale sperimentale sia confrontabile con quello previsto in progetto.”

E' evidente che, in questo ambito, le NTC mostrano delle lacune e delle ambiguità per niente trascurabili.

Il tema del collaudo dinamico viene rilegato ad una frase di poche righe, e le domande che sorgono analizzandole sono molteplici: cosa si intende per “opera di significativa rilevanza”; chi e con quali criteri è tenuto a decidere quali opere sono da considerarsi tali; come si eseguono le “prove

dinamiche”; quali accorgimenti vanno osservati durante la loro esecuzione; cosa si intende per “confrontabile”; in che misura o quali parametri modali è opportuno confrontare e in che modo e mediante quali misurazioni o tipologia di prove è possibile ricavarli; con che criterio si può assumere che il periodo misurato e quello da modello rispettino un certo livello di coerenza, chi e come stabilisce tale livello; il modo fondamentale della struttura basta ad affermare che il modello risponde effettivamente alla realtà.

A tutte queste domande la normativa vigente non dà una risposta ed il collaudatore, nella migliore delle ipotesi, può esclusivamente affidarsi alla **normativa tecnica**, che, come osservato in precedenza, **non ha valore legale**.

Risulta quindi evidente che il legislatore dovrebbe colmare questo vuoto normativo.

Egli potrebbe assumere due atteggiamenti diversi nei confronti del collaudo dinamico: decidere di adottare misure in grado di verificare le competenze del collaudatore nell’effettuare prove di caratterizzazione dinamica senza fornire ulteriori indicazioni sulle modalità di prova, oppure fornire una guida più attendibile e autorevole all’interno delle NTC come avviene per il collaudo statico, o in alternativa entrambe le cose.

Nonostante la scarsità di indicazioni, questo semplice paragrafo contenuto nelle NTC pone l’accento su tre punti fondamentali:

- la **necessità di prevedere il comportamento dinamico di una struttura già in fase di progetto** (tramite modelli FEM, modelli modali, ecc.);
- la **necessità di effettuare prove dinamiche**;
- l’**importanza del confronto tra i risultati** dei due approcci.

Nei paragrafi successivi, la trattazione cerca di definire, con il supporto della norma tecnica UNI e del manuale americano AASHTO, questi tre aspetti per i quali le NTC non forniscono indicazioni.

1.4.2. PROVE DINAMICHE

In questo paragrafo si affrontano tutti gli aspetti operativi che riguardano un collaudo dinamico, includendo una breve descrizione delle tecniche utilizzate per l’analisi dei dati raccolti nel corso di una prova.

Sono di seguito riassunti quelli che sono i **criteri generali per eseguire rilievi dinamici** su ponti e viadotti, secondo quanto riportato nella UNI 10985 [6]:

“... Le indagini dinamiche hanno come obiettivo principale quello di raccogliere le informazioni necessarie a caratterizzare l’opera da un punto di vista meccanico.

I dati ottenuti possono quindi essere utilizzati per la messa a punto e la validazione di modelli di calcolo o a scopo diagnostico, per l’individuazione di degradi o danneggiamenti in atto, il cui sviluppo nel tempo può essere seguito, se necessario, attraverso la ripetizione ad intervalli successivi dell’indagine stessa.

È opportuno che le indagini siano precedute da analisi condotte su un adeguato modello del ponte e finalizzate a fornire una delle grandezze che si intendono misurare. Tale studio potrà interessare il ponte o il viadotto nella sua totalità o anche i singoli elementi o parti strutturali a cui è necessario rivolgere l'attenzione.

Le analisi preliminari devono fornire i valori attesi del campo degli spostamenti, delle deformazioni, delle frequenze proprie e delle relative forme modali, degli sforzi, in modo da poter disporre di un complesso di dati teorici di guida nella scelta (tenendo ovviamente conto degli scopi dello studio) di:

- ✓ *modalità di eccitazione (tipo, durata dell'eccitazione, distribuzione spettrale);*
 - ✓ *dislocazione sull'opera delle fonti di eccitazione;*
 - ✓ *rete dei sensori;*
 - ✓ *apparecchiature e loro caratteristiche;*
 - ✓ *tecnica di indagine.*
- ...”

La norma quindi, pone maggiore attenzione su questi cinque aspetti, che vengono affrontati dettagliatamente nei paragrafi successivi.

1.4.2.1. TECNICHE DI ECCITAZIONE

Affinché sia possibile ricavare i parametri meccanici di una struttura è essenziale che essa sia posta in oscillazione nel corso della prova. Se una struttura fosse immobile, non si potrebbe acquisire alcun dato utile ad eseguire l'analisi dinamica.

Per porre in oscillazione la struttura in analisi sono disponibili essenzialmente due tecniche di eccitazione. La UNI 10985 [6] fornisce utili informazioni sugli aspetti più significativi delle diverse tecniche, oltre che una loro **classificazione**, come mostrato in Tabella 1.1:

Tabella 1.1: classificazione dei metodi d'analisi dinamica secondo UNI 10985 [6].

Natura delle sorgente di eccitazione	Sorgente di eccitazione	Andamento temporale delle vibrazioni
Artificiale	Vibrodina meccanica Vibratore elettroidraulico Vibratore elettrodinamico Rilascio improvviso di una forza impressa Urti (di massa)	Sinusoidale Sinusoidale/random Sinusoidale/random Transitorio Impulsivo
Ambientale	Microsisma Traffico Vento Sisma	Random Transitorio/random Transitorio/random Transitorio

Le **vibrazioni artificiali** sono causate da carichi, applicati nella fase sperimentale con appositi strumenti, di intensità ed andamento controllabili e misurabili; l'andamento del carico dinamico può

essere sinusoidale, random, transitorio o impulsivo.

Le **vibrazioni ambientali** possono essere prodotte dal vento, dal traffico (su gomma e/o su ferro), da microsismi, da attività di cantiere, ecc., eventi generalmente non controllabili, che producono quindi vibrazioni prevalentemente di tipo random.

La scelta di un metodo piuttosto che un altro implica delle differenze, sia per quanto concerne l'esecuzione della prova, sia riguardo alle elaborazioni effettuate sui dati raccolti.

Le diverse tipologie di eccitazione possono imprimere alla struttura **due differenti condizioni di moto**: moto libero e moto forzato.

Il moto libero è conseguenza del rilascio improvviso di un carico statico o dall'annullamento di una distorsione impressa; esso può anche coincidere con la parte terminale della risposta ad un'eccitazione dinamica di breve durata (ivi compresa quella data da veicoli in transito o in frenata). Il moto forzato si realizza invece quando un'eccitazione dinamica impedisce alla struttura di oscillare liberamente.

ECCITAZIONE ARTIFICIALE

L'eccitazione artificiale **si realizza sfruttando diversi sistemi di eccitazione**, tutti accomunati dalla **possibilità di controllare e misurare l'entità del forzamento**.

Per l'ampio campo di frequenze esplorabile ed il notevole livello di forza che può essere generato, le **vibrodine** sono fra le attrezzature più comuni.

Esse sono macchine che permettono di generare forze (con legge nel tempo di tipo armonico, periodico o random) senza aver bisogno di una struttura di contrasto esterno in quanto trovano reazione nelle forze di inerzia di una massa in movimento, opportunamente collegata al corpo della macchina stessa.

Esistono tre tipi di vibrodine che funzionano su principi fisici differenti:

- **Meccaniche** (Figura 1.6)



Figura 1.6: esempio di vibrodina meccanica, con relativo schema.

Sono costituite essenzialmente da masse controrotanti ed eccentriche rispetto ai loro assi (o al loro asse) di rotazione; questi ultimi sono vincolati ad un telaio rigido (corpo della vibrodina) che viene fissato alla struttura. La componente della forza è perpendicolare al piano contenente gli assi di rotazione e a forma rigorosamente sinusoidale e l'intensità risulta funzione dell'eccentricità delle masse e della velocità di rotazione e quindi della frequenza. Il campo delle frequenze esplorabili può andare da 1Hz a 100Hz con ampiezza della forza generata fino a 500kN, alle frequenze più elevate.

- **Elettrodinamiche** (Figura 1.7)



Figura 1.7: esempio di vibrodina elettrodinamica.

Sono costituite essenzialmente da due corpi, un magnete (o avvolgimento) vincolato al basamento ed una bobina mobile, collegata ad una massa inerziale, fra loro connessi da un sistema di sospensioni. Il campo delle frequenze esplorabili può andare da 5Hz a 1000Hz con ampiezza di forzante fino a 50kN.

- **Idrauliche** (Figura 1.8)



Figura 1.8: esempio di vibrodina idraulica.

Sono sostanzialmente composte da un attuatore idraulico a doppio effetto al cui stelo è

collegata una massa inerziale. Il campo delle frequenze esplorabili può andare da 0Hz a 200Hz con ampiezza di forzante fino a 1000kN.

La scelta della vibrodina, in ragione delle caratteristiche prestazionali, deve essere effettuata nella fase di progetto dell'indagine dinamica.

Di uso comune sono anche i **sistemi impulsivi**.

Tali sistemi hanno lo scopo di eccitare il moto libero della struttura mediante l'applicazione di un carico di breve durata, per esempio, mediante l'urto di una massa incidente, il rilascio di un grave appeso alla struttura, il transito di un autocarro che supera un adeguato ostacolo o dosso, oppure il brillamento di cariche esplosive.

L'utilizzo di questi sistemi risulta particolarmente indicato nel caso in cui si vogliano eccitare in maniera operativamente semplice le frequenze proprie della struttura.

Questa tipologia di eccitazione comporta particolari accorgimenti: l'eccitazione impulsiva deve fornire sufficiente energia per porre l'intero sistema in oscillazione (ad esempio non basta una martellata per far vibrare un intero viadotto), senza causare danni ad esso o a strutture limitrofe.

Un esempio di eccitazione impulsiva è mostrato in Figura 1.9.



Figura 1.9: esempio di eccitazione impulsiva su una soletta di un edificio. La struttura viene sollecitata con una martellata, il martello è strumentato per valutare l'intensità dell'impulso.

I sistemi di eccitazione impiegabili in una prova dinamica sono in grado di applicare diverse tipologie di eccitazione. In base alla storia temporale della forzante si distinguono:

- **Eccitazione sinusoidale**

Consiste nell'applicazione di forze variabili nel tempo con legge di tipo armonico. In base alla tipologia della legge posso distinguere:

- ❖ **Sinusoide semplice** (Figura 1.10a e b)

È il segnale armonico fondamentale. Questa tipologia di prova concentra tutta l'energia di eccitazione su una sola frequenza, quella della sinusoide, producendo pertanto risposte di grande ampiezza.

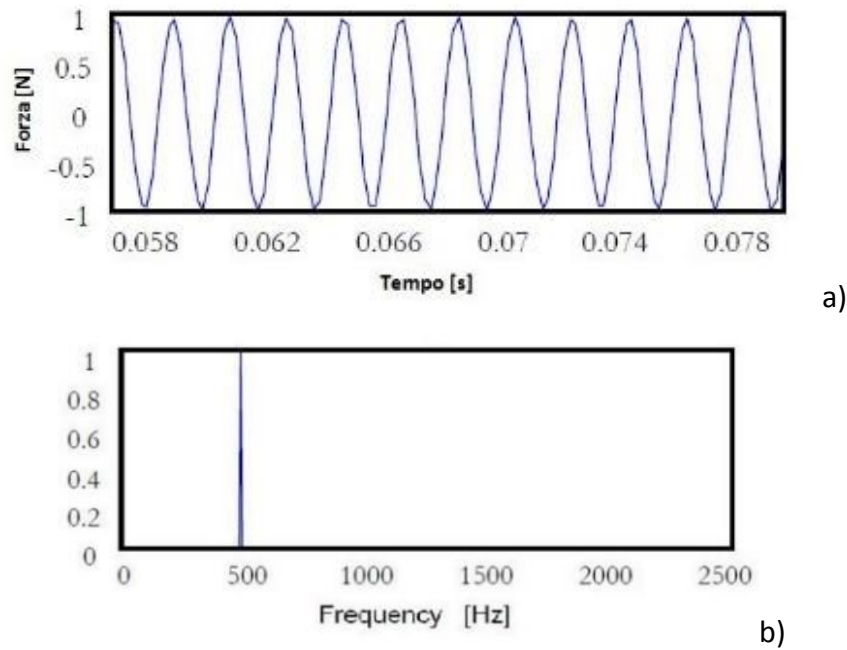


Figura 1.10: segnale di eccitazione di tipo sinusoidale semplice [2]; a) storia temporale; b) spettro.

❖ **Sweep** (Figura 1.11a e b)

Lo sweep si ottiene variando in modo controllato, nel corso della prova, la frequenza dell'eccitazione sinusoidale. Il segnale quindi ha un andamento molto particolare, il cui spettro è quasi costante all'interno dell'intervallo di variazione della frequenza. L'intervallo, ovvero la zona "spazzata" dallo sweep, deve essere definito in modo tale da comprendere le frequenze dei modi fondamentali della struttura in analisi.

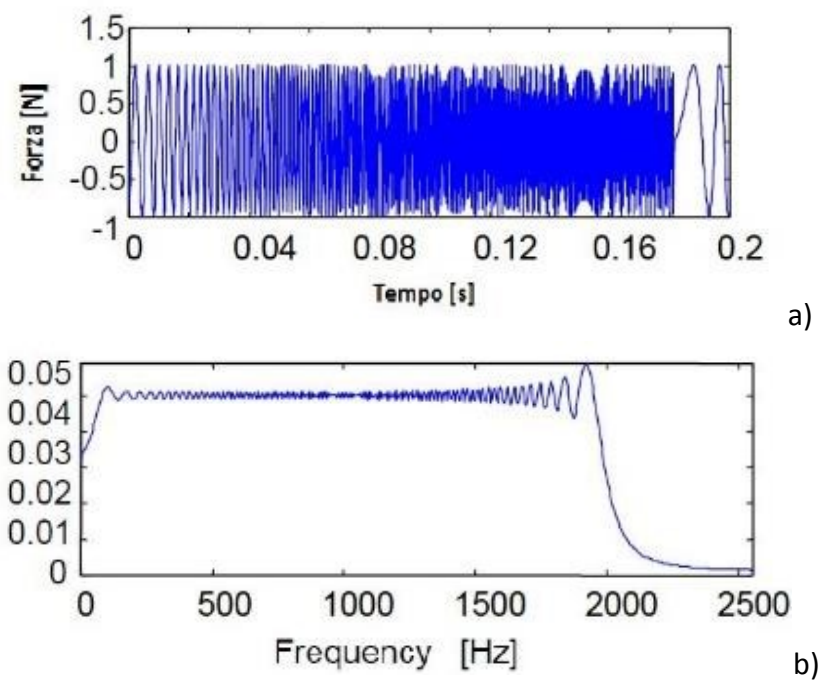


Figura 1.11: segnale di eccitazione di tipo sweep [2]; a) storia temporale; b) spettro.

❖ **Stepped-sine** (Figura 1.12)

Lo stepped-sine è un particolare tipo di eccitazione molto utilizzato in ambito civile. In pratica la struttura viene eccitata una frequenza alla volta, sfruttando tanti segnali sinusoidali semplici in successione. Lo stepped-sine quindi “spazza” in modo discreto il campo di frequenze di interesse, a differenza dello sweep che lo spazza in modo continuo. Dato che l’indagine avviene a passi discreti, la prova ha solitamente una durata elevata, specie se la banda di frequenza da interrogare è ampia.

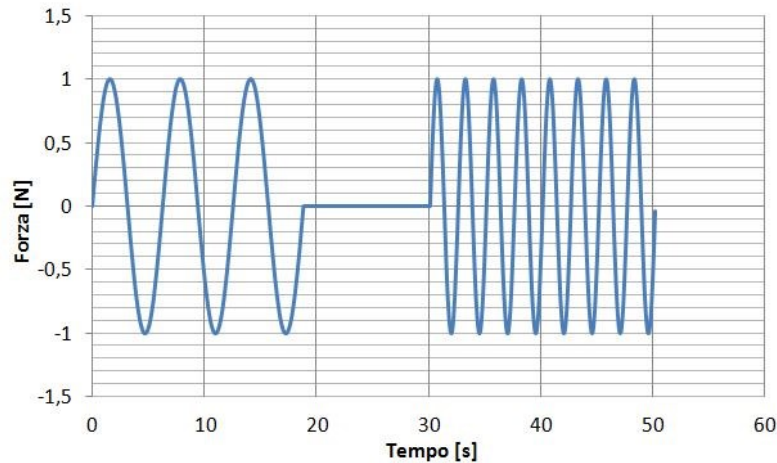


Figura 1.12: storia temporale di una eccitazione di tipo stepped-sine.

▪ **Eccitazione random** (Figura 1.13a e b)

Consiste nell’applicazione di azioni dinamiche variabili nel tempo con legge random ed aventi contenuto in frequenza tale da eccitare i modi fondamentali della struttura.

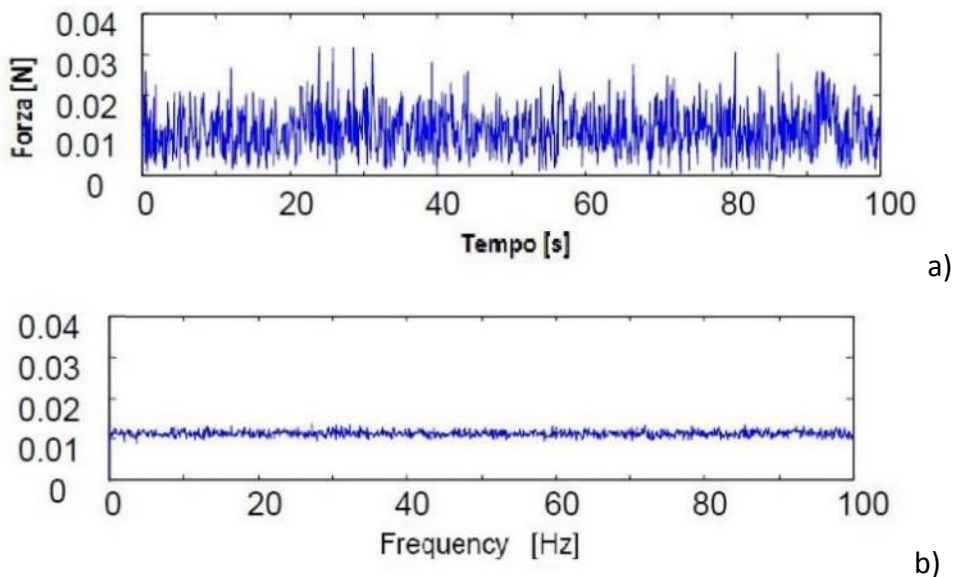


Figura 1.13: segnale di eccitazione di tipo random [2]; a) storia temporale; b) spettro.

▪ **Eccitazione impulsiva** (Figura 1.14a e b)

Consiste nell’applicazione di un’azione dinamica di carattere impulsivo. Un impulso ideale ha il

vantaggio di fornire un input costituito da una spettro piatto, costante per tutte le frequenze, che, se la prova è stata progettata adeguatamente, ovvero l'energia immessa nella struttura è sufficientemente elevata, consente di indagare l'intero campo di frequenze di interesse.

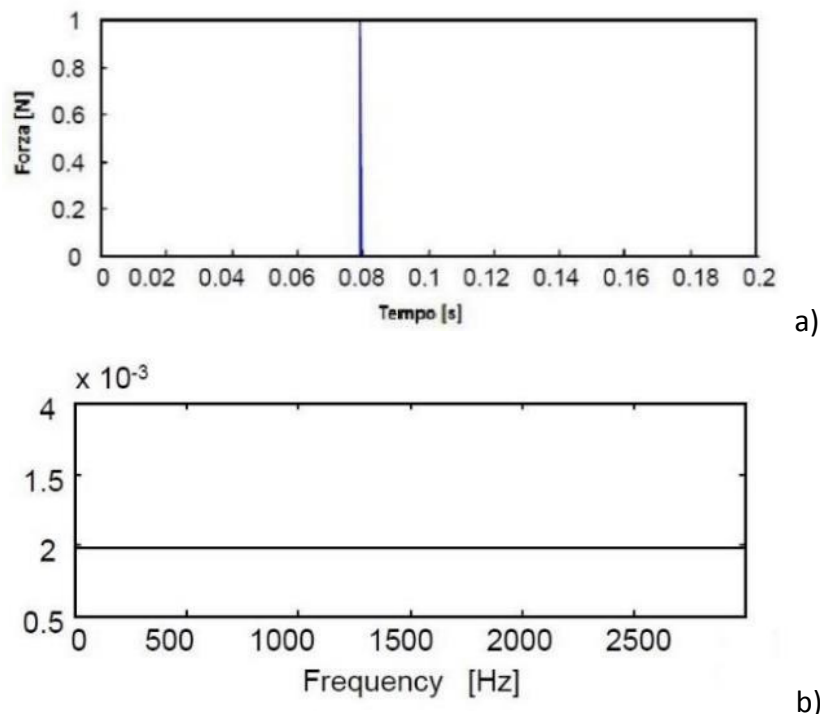


Figura 1.14: segnale di eccitazione di tipo impulsivo [2]; a) storia temporale; b) spettro.

ECCITAZIONE AMBIENTALE

A differenza dell'eccitazione artificiale, l'eccitazione ambientale non richiede l'uso diretto dei macchinari per porre la struttura in oscillazione, ma **sfrutta le forme di eccitazione prodotte dall'ambiente** circostante l'opera.

Le sorgenti significative di eccitazione ambientale sono:

- **Vento**

L'eccitazione prodotta dal vento può considerarsi di tipo "random", almeno in una determinata banda di frequenze. La misurazione del carico dinamico effettivo prodotto dall'attività eolica è estremamente difficoltosa, e di fatto irrealizzabile a causa della distribuzione del carico stesso sulle superfici esposte. Il vento, infatti, è definito su base statistica ed il suo valore non è uniforme lungo la struttura.

- **Sisma**

Un sisma è un evento che produce una sollecitazione di tipo transitorio, il cui spettro varia tra un evento e l'altro. I limiti di applicabilità di questa eccitazione sono legati al fatto che un sisma è un evento molto raro e può essere rilevato solo con sistemi di monitoraggio permanente. In tal caso risulta opportuno strumentare anche la base dell'opera (pile e spalle nel caso di ponti e viadotti).

▪ **Microsisma**

A differenza dei sismi, i microsismi sono eventi meno rari, al punto che rappresentano per la struttura un'eccitazione random praticamente permanente. Lo svantaggio sta nel fatto che i livelli di vibrazione generati possono, in genere, essere raccolti solo con strumentazione avente sensibilità molto spinta come i sismometri, e spesso la vibrazione d'interesse è coperta da altri segnali indesiderati (noise).

▪ **Traffico**

Il traffico genera una risposta dinamica di ampiezza significativa e facilmente misurabile, e risulta inoltre facilmente utilizzabile per strutture in esercizio. Il traffico può essere opportunamente programmato (per esempio viene fatto transitare un solo veicolo con caratteristiche note) oppure si può utilizzare il traffico ordinario.

1.4.2.2. SENSORI DI MISURA E RETE DEI SENSORI

Al fine di **misurare le oscillazioni** che interessano la struttura in analisi, è necessario disporre una opportuna rete di sensori su di essa.

SENSORI DI MISURA

La norma UNI 10985 [6] fornisce indicazioni esaustive circa i **sensori di misura** da utilizzare:

“... Essi sono trasduttori atti a misurare grandezze fisiche (siano esse cinematiche, meccaniche o di altro tipo) sia in campo statico sia in campo dinamico. Generalmente il trasduttore è collegato ad un circuito elettronico di condizionamento in grado di fornire un segnale elettrico legato alla grandezza da misurare; questo segnale può essere acquisito e registrato per le necessarie elaborazioni.

I sensori più comunemente impiegati possono essere classificati:

a) in base alle grandezze da rilevare:

- ✓ *Accelerometri (Figura 1.15a);*
- ✓ *Velocimetri (Figura 1.15b);*
- ✓ *Sismometri (Figura 1.15c);*
- ✓ *Trasduttori di spostamento (Figura 1.15d);*
- ✓ *Estensimetri (Figura 1.16a);*
- ✓ *Inclinometri (Figura 1.16b);*
- ✓ *Celle di carico (Figura 1.16c);*
- ✓ *altri (anemometri [Figura 1.16d], rilevatori di traffico, contatori e frequenzimetri, ecc.);*

b) in base al principio fisico di funzionamento:

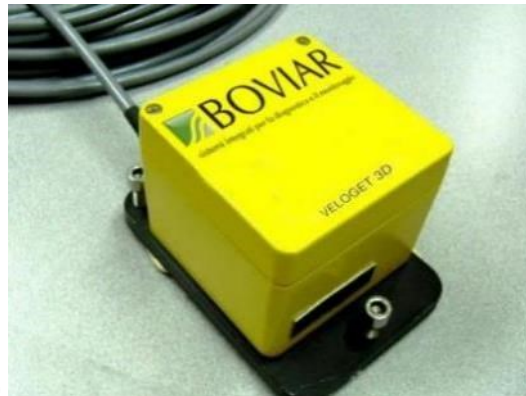
- ✓ *Trasduttori resistivi;*
- ✓ *Trasduttori capacitivi;*
- ✓ *Trasduttori induttivi;*

- ✓ Strumenti piezoelettrici;
 - ✓ Rilevamenti ottici,
 - c) in base al tipo di riferimento, relativo o assoluto, rispetto al quale viene effettuata la misurazione possono individuarsi tre diverse famiglie (classificazione che prende spunto dalla norma ma non si attiene esattamente ad essa):
 - ✓ riferimento e punto di misurazione appartenenti entrambi alla struttura (per esempio gli estensimetri);
 - ✓ riferimento esterno alla struttura e punto di misura appartenente alla struttura (per esempio i trasduttori ottici o i potenziometri a filo);
 - ✓ riferimento assoluto (all'interno del corpo strumento è possibile identificare un punto considerato fermo oppure il principio di funzionamento del trasduttore fornisce grandezze assolute come nel caso degli accelerometri);
 - d) in base al tempo di permanenza in loco e di durata del rilievo:
 - ✓ sensori per applicazioni temporanee rivolte a caratterizzazioni dinamiche o verifiche occasionali (una tantum o sistematiche ma con intervalli di tempo di uno o più anni);
 - ✓ sensori per monitoraggio continuo o periodico.
- ..."

Sono di seguito mostrati gli strumenti di misura più comuni per applicazioni civili.



a)



b)



c)



d)

Figura 1.15: a) accelerometro per applicazioni civili; b) velocimetro per applicazioni civili; c) sismometro; d) trasduttore di spostamento di tipo LVDT.

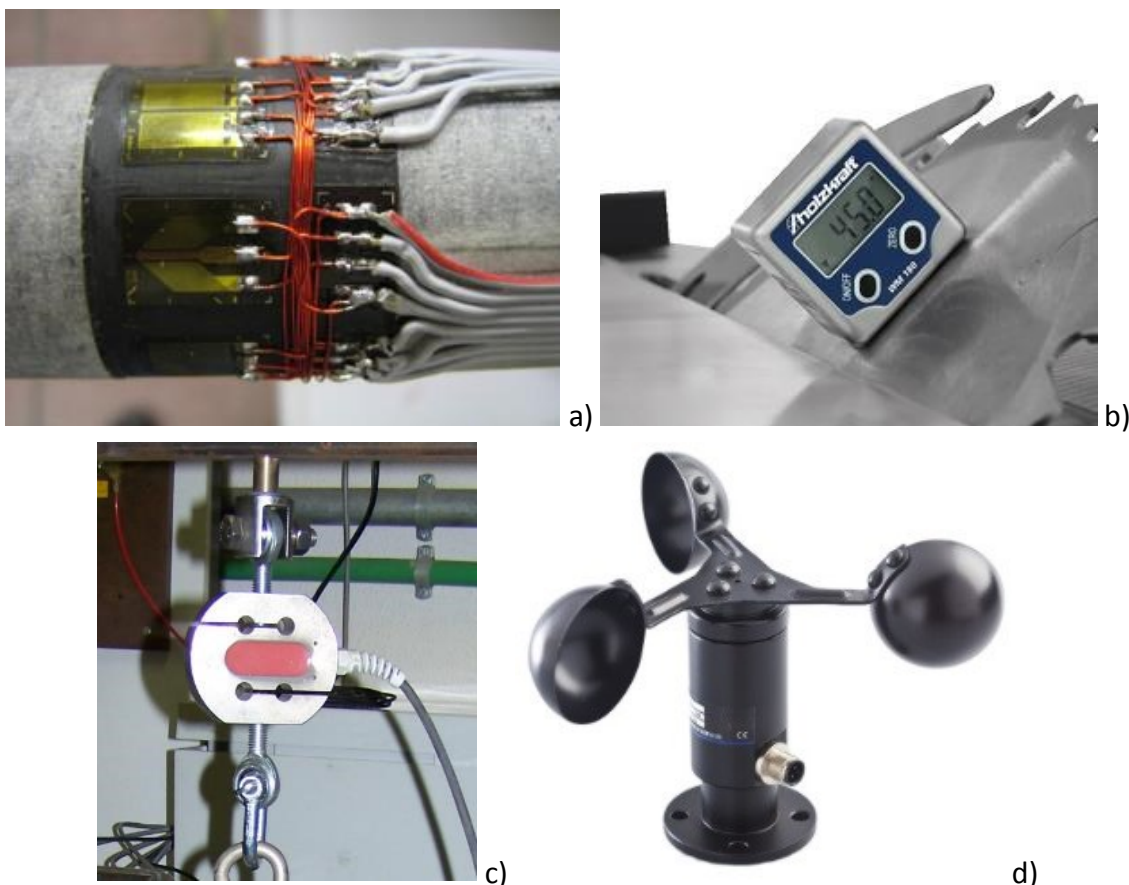


Figura 1.16: a) estensimetri; b) inclinometro digitale; c) cella di carico da 120 Kg; d) anemometro a coppe.

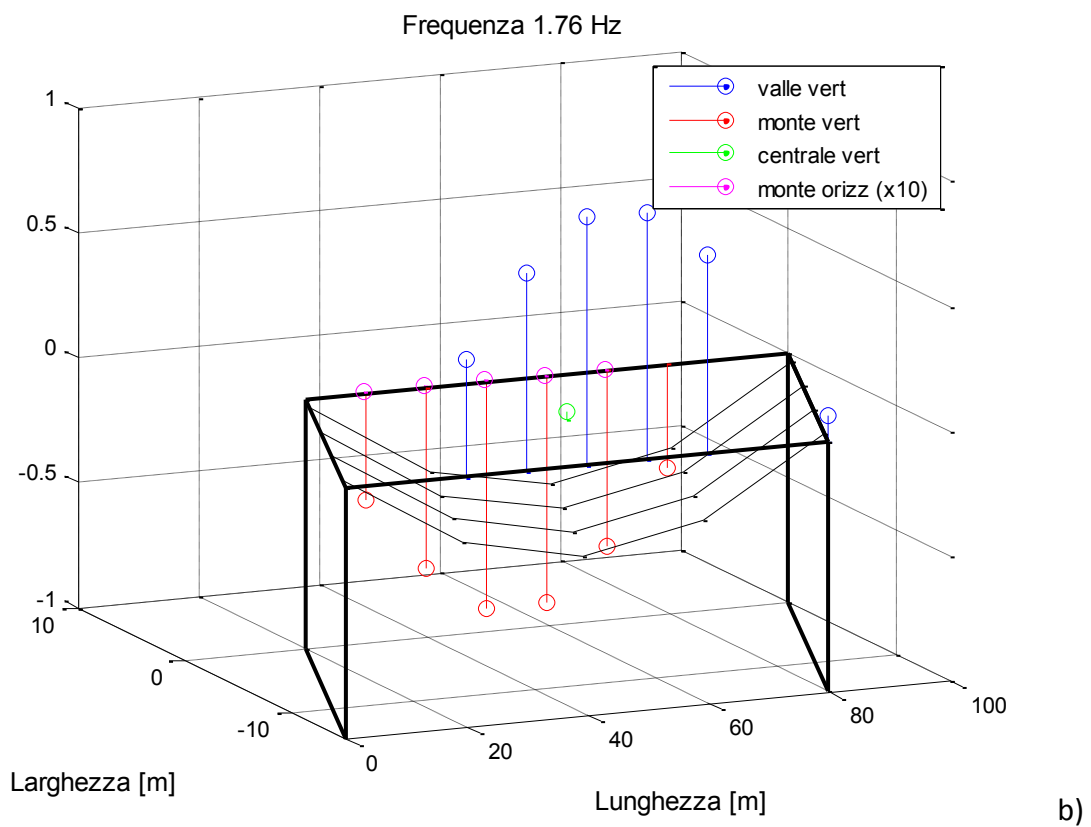
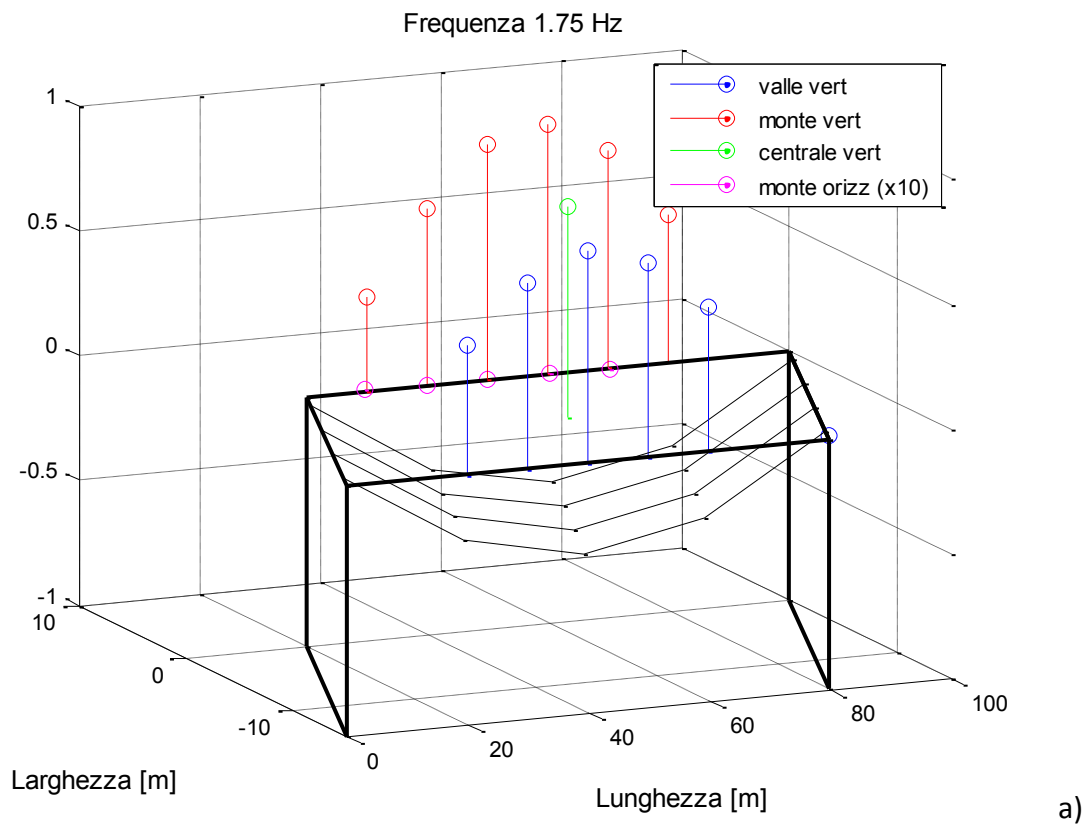
RETE DEI SENSORI

Al fine di registrare correttamente le oscillazioni di una struttura non basta disporre su di essa dei sensori con caratteristiche metrologiche adeguate, ma è necessaria una **progettazione** vera e propria **della rete dei sensori**.

Una buona progettazione deve tenere conto dei seguenti aspetti:

- La scelta della disposizione della rete deve essere fatta in funzione delle specifiche informazioni che si intende ottenere dalle prove e sulla base delle previsioni ottenute dal modello di calcolo;
- I sensori vanno disposti in numero e posizione tale da consentire la corretta ricostruzione delle forme modali reali. Sorge dunque la necessità di evitare di disporre gli strumenti di misura in quei punti, detti “nodi modali”, in cui l’osservabilità dei modi è nulla;
- Qualora il modello di calcolo evidenzia la possibilità del verificarsi di fenomeni particolari, è necessario porre in campo una strumentazione mirata a cogliere tali fenomeni;
- La posizione dei punti di acquisizione, le connessioni con i trasduttori e le condizioni operative in cui la prova verrà effettuata (esempio eccessiva insolazione o vicinanza con mezzi d’opera) sono aspetti da prendere in considerazione al fine di limitare i disturbi che possono incorrere nel corso delle analisi.

Al fine di chiarire tutti questi aspetti si riporta in Figura 1.18 un esempio di rete di misura progettato sulla base dei risultati del modello numerico, mostrati in Figura 1.17.



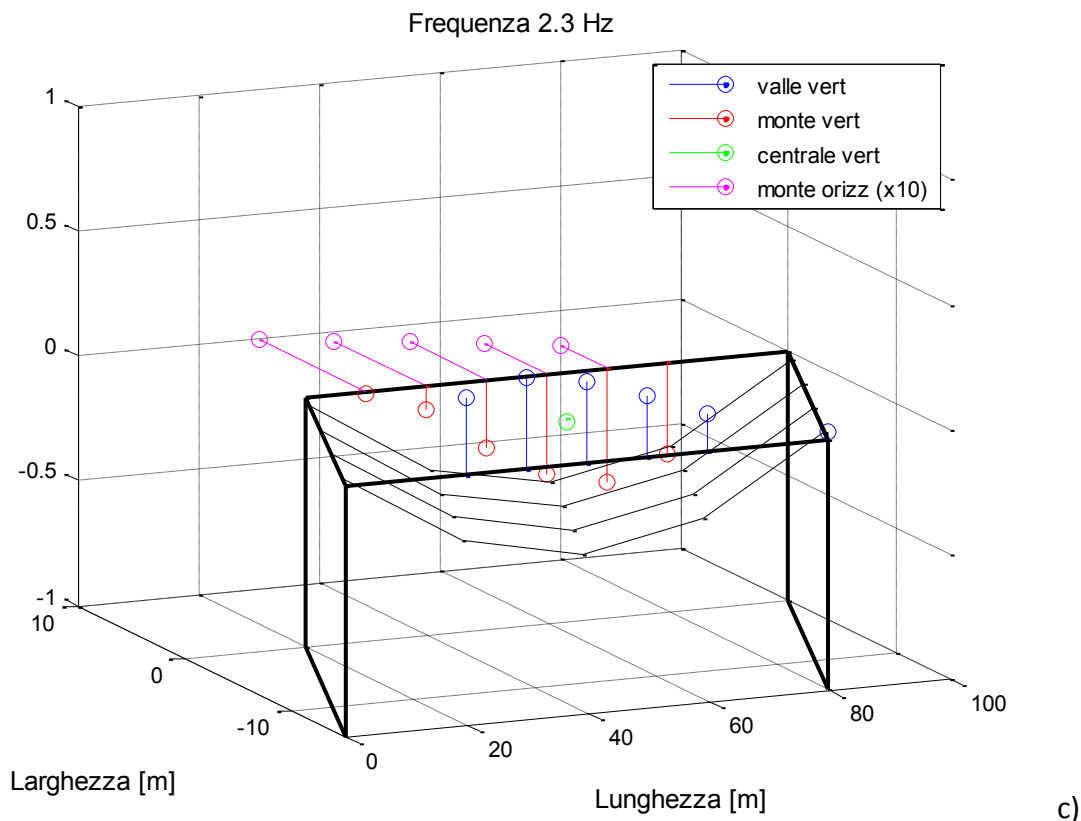


Figura 1.17: forme modali previste da modello FEM per il viadotto Muzza: a) 1° modo; b) 2° modo; c) 3° modo.

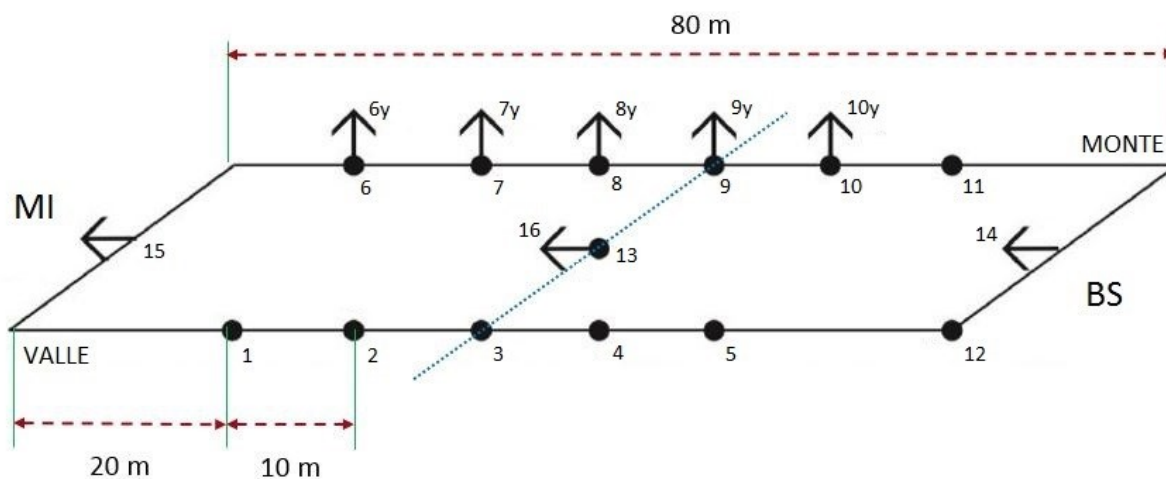


Figura 1.18: set-up di misura utilizzato per le prove eseguite sul viadotto Muzza. Sono previsti modi flessionali (1°) e torsionali (2° e 3°) e anche componenti di moto trasversale non trascurabili (3° modo). Vista la particolare struttura del viadotto è incluso un sensore nella zona di appoggio, per verificarne la stabilità. Tutta la rete è ben disposta attorno all'acquisizione, prevista nei pressi dei sensori 13 e 16, al centro dell'impalcato.

Qualora non si disponga di un numero elevato di trasduttori, la rete deve comunque permettere di cogliere con sufficiente accuratezza il comportamento d'insieme della struttura (o di alcuni suoi sottosistemi: pile, impalcato, ecc.). In questo caso è possibile prevedere diversi set-up di misura all'interno della stessa prova. Tra i vari set-up è utile mantenere alcune posizioni di misura invariate, al fine di disporre di un riferimento fisso che permetta di controllare le misure ottenute e

sovrapporre i risultati, aumentando di fatto il numero di punti utili per la riproduzione dei modi di vibrare.

Dal punto di vista operativo è bene fare attenzione alle modalità di installazione dei sensori. Essi devono consentire la misura delle vibrazioni dell'elemento sul quale vengono fissati, in tutto il campo di frequenze da analizzare. Il sistema di montaggio deve quindi essere il più rigido possibile, per evitare fenomeni di risonanza locale associati alle modalità stesse di fissaggio.

1.4.2.3. TECNICHE DI INDAGINE

Nei paragrafi precedenti si sono descritti gli aspetti tecnici (sistemi di eccitazione e tipologie di eccitazione, sensori di misura e reti di sensori) legati all'esecuzione di prove dinamiche, considerando separatamente ogni aspetto trattato. In questo paragrafo invece, si vuole dare una **visione d'insieme delle diverse tecniche di analisi dinamica**, tenendo conto unitamente degli aspetti operativi e di elaborazione dei dati.

L'analisi dinamica di una struttura o parte di essa può avvenire principalmente mediante due differenti approcci:

- Analisi Modale Sperimentale (EMA)
- Analisi Modale Operazionale (OMA)

ANALISI MODALE SPERIMENTALE (EMA)

L'Analisi Modale Sperimentale (EMA) è una tecnica di indagine che presuppone l'utilizzo di una eccitazione artificiale.

Se l'insieme delle grandezze dinamiche misurate in punti diversi della struttura (es. accelerazioni) costituisce "l'output", e la grandezza associata alla quantità di energia che sollecita la struttura (forzamento artificiale) costituisce "l'input", l'Analisi Modale Sperimentale (EMA) consente di identificare le proprietà dinamiche della struttura basando le analisi sulla conoscenza, oltre che dell'output misurato, dell'input. Le strutture infatti, vengono forzate sfruttando una o più sorgenti di eccitazione controllabili (attuatori meccanici o idraulici, attuatori elettrodinamici, elettroidraulici o ancora elettromeccanici), perciò l'input risulta noto.

Riguardo a questo metodo di indagine la norma UNI 10985 [6] afferma che:

"Le prove di vibrazione forzata artificiale rappresentano lo strumento più collaudato per l'individuazione del comportamento dinamico globale dell'impalcato con valutazione delle funzioni di risposta in frequenza e dei parametri modali fondamentali (frequenze naturali, smorzamenti e forme).

..."

In merito alla **definizione del sistema di eccitazione** (tipo, ubicazione e numero di sorgenti) la norma indica quanto segue:

“... La postazione di eccitazione deve essere scelta considerando sia la necessità di eccitare il tipo e il numero di modi che interessano l'indagine, sia aspetti operativi connessi con l'installazione. Per il primo aspetto ed in relazione alla complessità dell'opera ed a numero e tipo dei modi che si intende indagare, può non essere sufficiente una sola postazione di eccitazione. Per gli aspetti operativi deve essere considerato il fatto che è necessario collegare le macchine di eccitazione rigidamente all'impalcato (utilizzando per esempio tiranti passanti nelle solette o espansioni) evitando che vengano posizionate in zone di particolare flessibilità trasversale dell'impalcato; in tal senso possono essere scelte sezioni con presenza di travi o diaframmi trasversali, oppure si scelgono posizioni in corrispondenza di travi principali (per le sezioni aperte) o di pareti (per le sezioni chiuse).
...”

Scendendo nello specifico, per quanto riguarda **numero e ubicazione dei punti di eccitazione**, la norma fornisce altre utili indicazioni:

“... Il numero e l'ubicazione dei punti di eccitazione devono essere scelti in relazione al numero e tipo dei modi di vibrare che si intendono identificare e possibilmente ubicati nelle zone di massima ampiezza modale, tenendo presenti le caratteristiche geometriche, meccaniche e lo schema di funzionamento dell'opera.
Una volta scelta la disposizione delle apparecchiature, può essere necessario verificare la capacità locale della struttura di sopportare il carico dinamico prodotto dalla macchina.
...”

ANALISI MODALE OPERAZIONALE (OMA)

L'Analisi Modale Operazionale (OMA) è una tecnica di indagine che sfrutta l'eccitazione prodotta dall'ambiente circostante la struttura in analisi.

Essa quindi consente di determinare le proprietà dinamiche della struttura nel caso di eccitazione ambientale, la quale viene assimilata ad un **rumore bianco**. Tale assunzione è in generale tanto più vera quanto maggiore è il periodo della misurazione: mediando infatti nel dominio delle frequenze un numero di storie temporali sufficientemente elevato, lo spettro dell'eccitazione tende ad assumere valore costante.

I diversi metodi sviluppati per l'analisi operazionale lavorano, quindi, sfruttando i soli dati di output. In tal caso si può evitare il ricorso ad attrezzature particolari che eccitino direttamente la struttura.

Nel ricorso all'approccio OMA la norma [6] pone attenzione sui seguenti aspetti:

“... L'eccitazione di tipo ambientale può essere utilizzata con successo in molti casi; deve essere però tenuto presente che:

- ✓ *le vibrazioni ambientali causate dal vento costituiscono una tecnica di indagine particolare utile per strutture con grandi deformabilità e snellezza e frequenze naturali basse;*
- ✓ *i microsismi forniscono un'eccitazione a bassa energia e possono, pertanto, essere utilizzati per l'identificazione dinamica lineare;*
- ✓ *le vibrazioni indotte da traffico possono dare informazioni con un'accuratezza comparabile o maggiore di quella delle prove impulsive o eccitate artificialmente con eccitazione non sinusoidale.”*

CONFRONTO EMA/OMA

Una volta descritte le due differenti tecniche di indagine dinamica, in questo paragrafo si effettua un confronto tra di esse, evidenziando pregi e difetti, con l'obiettivo di guidare il collaudatore nella scelta.

Rispetto all'Analisi Modale Sperimentale, l'**Analisi Modale Operazionale** presenta una serie di **vantaggi**:

- La prova è solitamente più economica, dato che non sono necessarie attrezzature per l'eccitazione della struttura. Ciò risulta più vantaggioso nel caso di strutture civili particolarmente pesanti, le quali richiedono, per raggiungere livelli di oscillazione significativi, l'uso di eccitatori di grandi dimensioni.
- La prova è operativamente più semplice da eseguire, dato che è posto in opera un minor numero di dispositivi e che non è richiesto alcun controllo esterno. L'operatore avvia l'acquisizione e la prova procede autonomamente, col vantaggio che il rischio di guasti è inferiore, dato che i sistemi di controllo del forzamento sono assenti.
- Le misure vengono effettuate in condizioni più simili a quelle operative della struttura, per cui i parametri modali che si ottengono sono rappresentativi del comportamento dinamico della struttura nelle sue condizioni di utilizzo.
- L'eccitazione ambientale è continua e permanente; ciò consente la realizzazione del monitoraggio continuo della struttura.

Tuttavia si hanno anche degli **svantaggi**:

- Si presuppone che il segnale di ingresso sia un rumore bianco. Una violazione di questa ipotesi (ad esempio picchi a banda stretta nello spettro di ingresso) restituirà picchi aggiuntivi nelle risposte che non sono un'indicazione di modi strutturali.
- In alcuni casi, il livello globale di eccitazione ambientale può essere piuttosto basso. Se a questo problema si aggiunge una limitata quantità di dati disponibili (quindi i dati non vengono mediati per tempi sufficientemente lunghi) i risultati saranno affetti da rumore ed i parametri modali

restituiti dall'analisi incerti. Al contrario, nella prova con forzamento artificiale si ha il vantaggio di controllare il livello di forzamento e quindi l'energia in ingresso nella struttura. Questo permette, nel caso in cui il forzamento sia correttamente progettato, di non incorrere nel problema descritto.

- Visto il livello di eccitazione limitato, le incertezze della strumentazione di misura possono influire sulla qualità dei dati, andando a disturbare l'identificazione dei modi.

Al fine di evidenziare alcuni degli aspetti indicati si riportano le immagini di Figura 1.19 e Figura 1.20, raccolte nel corso della campagna sperimentale effettuata sui ponti e i viadotti dell'autostrada BreBeMi in collaborazione con il Dipartimento di Meccanica – sezione Misure – del Politecnico di Milano.



Figura 1.19: dettagli dell'apparecchiatura impiegata nelle prove con eccitazione ambientale sui viadotti BreBeMi. Il set-up è costituito solo da sensori di misura, cavi e un sistema di acquisizione.



Figura 1.20: strumenti impiegati nelle prove con forzamento sui viadotto Oglio e Muzza. I sistemi di eccitazione in ambito civile sono ingombranti (pesi di 500-700 Kg) e complessi (richiedono pompe per il controllo e generatori che alimentino le pompe). Il set-up di prova comprende in ogni caso tutta la strumentazione messa in opera per la prove con eccitazione ambientale.

Una volta definite le peculiarità di ogni approccio, si introducono i principali **fattori che condizionano la scelta** tra la tecnica EMA e OMA. Bisogna tener conto di:

- Ampiezza del campo delle frequenze di indagine
L'eccitazione ambientale, dato che è assimilabile ad un rumore bianco, consente di studiare tutto il campo di frequenze di interesse in tempi limitati (è sufficiente che lo spettro in input si stabilizzi a costante). L'eccitazione artificiale invece, a parte nel caso di un input di tipo random, richiede di "spazzare" il campo di indagine a passi discreti, quindi la prova può diventare molto lunga nei casi in cui il campo sia particolarmente ampio. In definitiva più il campo è ristretto più l'eccitazione forzata diventa competitiva.
- Smorzamenti associati ai modi propri della struttura
- Intensità dell'eccitazione necessaria per una corretta rilevazione della risposta strutturale
Si è evidenziato in precedenza come l'eccitazione ambientale spesso comporti livelli di eccitazione bassi, tanto da non consentire la corretta identificazione dei parametri modali della struttura. D'altra parte l'eccitazione artificiale può comportare il problema opposto, cioè indurre vibrazioni così ampie da portare il comportamento del sistema fuori dal campo lineare, compromettendo ugualmente l'elaborazione dei dati.
È buona norma verificare che il rapporto tra il valore efficace complessivo del segnale misurato ed il valore efficace del rumore di fondo sia maggiore di 3. Nel caso in cui tale rapporto è minore di questo valore, le misure devono essere elaborate con particolare attenzione e di ciò si deve fare menzione nel rapporto di prova, indicando i metodi di correzione e la stima degli errori attesi.
- Durata della prova
- Considerazioni di carattere economico
Si è già evidenziato nel confronto tra EMA e OMA che le prove con eccitazione ambientale comportano costi dell'attrezzatura inferiori. Il costo di una prova tuttavia, è comprendente di svariate voci (personale, sicurezza, trasporti, ecc.) ed è fortemente influenzato sia dal tipo di struttura che dalla durata della prova stessa, fattore a sua volta legato all'ampiezza del campo di frequenze da indagare. Quindi una valutazione dei costi può essere molto complessa, e a priori non è possibile dire quale approccio, tra EMA e OMA, sia più economico.

Detto questo, è importante evidenziare che **un approccio non esclude l'altro**, cioè sulla stessa struttura è possibile condurre una campagna prove che comprenda sia un test ad eccitazione ambientale, che uno ad eccitazione artificiale (soluzione scelta nel caso dei ponti studiati nel nostro elaborato di tesi). Il collaudatore, conscio delle peculiarità di ogni analisi, deve essere in grado di capire se una prova forzata è utile a fornire informazioni aggiuntive rispetto a quella ambientale, oppure se quest'ultima è sufficiente ad ottenere i risultati desiderati.

MONITORAGGIO DI STRUTTURE

L'installazione di sistemi automatici di monitoraggio permanente è giustificata per strutture di notevole importanza storica o funzionale, qualora tali opere siano soggette a ripetute azioni dinamiche, oppure persino in un preoccupante stato di degrado.

E' importante sottolineare, come accennato nel confronto tra le tecniche EMA e OMA, che la possibilità di effettuare un monitoraggio permanente è legata alla sola Analisi Modale Operazionale. I sistemi di monitoraggio sono infatti finalizzati a registrare in modo continuo la risposta (output) della struttura alle azioni che la sollecitano (input), senza che queste ultime siano misurate.

Sfruttando un'analisi dinamica sul solo output, eseguita ad intervalli di tempo regolari, è possibile monitorare l'evoluzione dello stato dell'opera, attraverso il confronto tra le risposte strutturali registrate. Si osserva che, se una struttura non subisce modifiche interne dovute ai danni, il suo comportamento rimane pressoché inalterato col passare del tempo. Se invece si nota una variazione di frequenze e smorzamenti associati ai modi propri di vibrare, la struttura potrebbe essere danneggiata.

L'esame dei dati forniti dalla sperimentazione dinamica, accoppiata alla modellazione numerica, può consentire di formulare un giudizio di integrità strutturale, quantificando l'eventuale degrado in atto.

In Figura 1.21 è mostrato un esempio di sistema automatico di monitoraggio permanente.

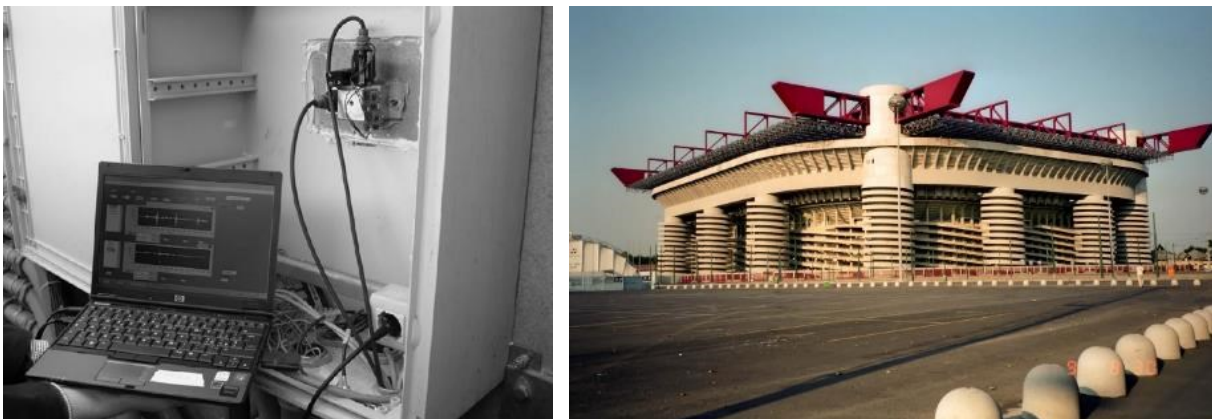


Figura 1.21: nello stadio Mezza di San Siro, Milano, è stato implementato un sistema di monitoraggio permanente per controllare la risposta delle strutture alle ingenti sollecitazioni che si verificano durante eventi come partite di calcio e concerti, e per tenere sotto stretta sorveglianza lo stato di degrado dell'edificio.

A differenza di una comune prova ambientale, la cui durata solitamente non supera la singola giornata, un monitoraggio permanente richiede più attenzione in fase di progettazione del set-up di prova, visto che quest'ultimo può restare in opera per tempi molto lunghi (anni).

In particolare è necessario studiare con cura la disposizione della rete di sensori, dato che la strumentazione di prova non deve limitare la normale funzionalità della struttura, ma deve di fatto diventare parte integrante di essa.

1.4.2.4. TECNICHE DI ANALISI

L'elaborazione dei dati raccolti nel corso di una prova dinamica è un passaggio fondamentale del processo di collaudo, dato che consente l'estrazione dei parametri modali che descrivono

compiutamente il comportamento dinamico della struttura in analisi. In questo paragrafo si introduce brevemente questa tematica, rimandando i dettagli alle descrizioni del capitolo 2.

Le tecniche di analisi possono essere essenzialmente suddivise in:

- **Analisi nel dominio del tempo**
- **Analisi nel dominio delle frequenze**

I parametri modali della struttura vengono estratti sfruttando una complessa procedura, definita attraverso un **algoritmo di calcolo**. In Figura 1.22 è mostrata una classificazione, secondo il dominio in cui operano, dei diversi algoritmi di uso comune.

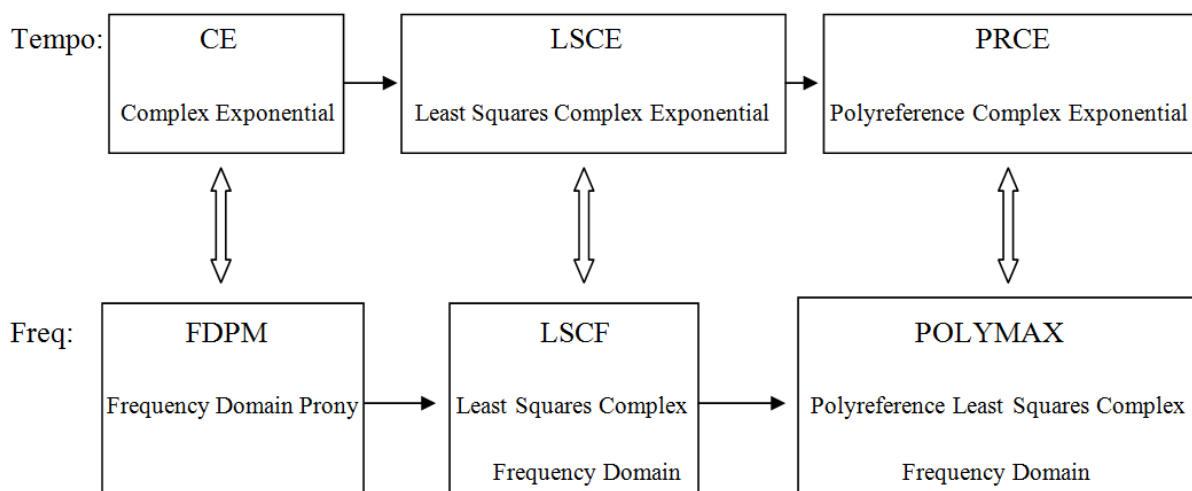


Figura 1.22: algoritmi per l'analisi modale suddivisi secondo il dominio in cui operano.

Essenzialmente si utilizza un **modello** a più gradi di libertà **MDOF [Multiple Degree Of Freedom]**, che descrive un qualsiasi sistema come un insieme di masse, molle e smorzatori dotati di vari gradi di libertà (un esempio è mostrato in Figura 1.23).

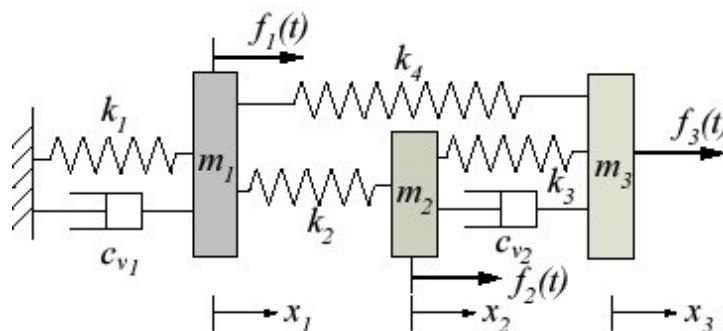


Figura 1.23: esempio di sistema MDOF a 3 gradi di libertà. Sono evidenziate le masse (m), le molle (k) e gli smorzatori (c).

Le tecniche nel **dominio del tempo** quindi, sono basate sulle soluzioni del seguente sistema di equazioni differenziali, che descrive il sistema MDOF:

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = f(t)$$

in cui:

- m è la matrice delle masse;
- c è la matrice degli smorzamenti;
- k è la matrice delle rigidità;
- $x(t)$ sono i gradi di libertà;
- $f(t)$ è la forzante del sistema.

Le tecniche nel **dominio delle frequenze**, utilizzano lo stesso modello, ma, passando dal dominio del tempo a quello delle frequenze sfruttando la trasformazione funzionale nota come **trasformata di Fourier**, il sistema di equazioni differenziali ordinarie diventa un sistema di equazioni algebriche di più semplice risoluzione:

$$(-m\omega^2 + ic\omega + k) \cdot X(\omega) = F(\omega)$$

in cui:

- ω è la pulsazione propria del sistema;
- $X(\omega)$ sono i gradi di libertà;
- $F(\omega)$ è la forzante del sistema.

Senza entrare nello specifico degli algoritmi di calcolo utilizzati per le elaborazioni, si osserva che la teoria dell'Analisi Modale è basata sulle seguenti ipotesi fondamentali:

- **Linearità**¹: il comportamento dinamico della struttura è lineare, per cui la risposta a una certa combinazione di ingressi al sistema è uguale alla medesima combinazione delle rispettive risposte, ossia è applicabile il principio di sovrapposizione degli effetti;
- **Stazionarietà**: le caratteristiche meccaniche della struttura sono invarianti nel tempo;
- **Osservabilità**: i dati necessari a determinare le caratteristiche dinamiche di interesse devono poter essere misurati.

Nei casi di studio analizzati nell'ambito di questa tesi si è utilizzato l'algoritmo **PolyMAX** [9], sviluppato all'università cattolica di Leuven (Belgio) e descritto al capitolo 2.2.1.

1.4.3. MODELLI

Nei capitoli precedenti si sono descritte le tecniche operative che portano all'individuazione delle caratteristiche meccaniche di strutture esistenti. È evidente che l'individuazione dei cosiddetti

¹ Le tecniche di Analisi Modale impongono in ogni caso un'approssimazione lineare del problema, nonostante quasi tutti i sistemi siano caratterizzati da alcune non-linearità. Nel corso delle prove è importante controllare che l'eccitazione, di qualsiasi natura essa sia, non porti il comportamento della struttura nel campo non lineare, compromettendo quindi l'utilizzo di queste metodologie di indagine.

parametri modali non è sufficiente all'espletamento di un collaudo. Quest'ultimo (sia esso dinamico o statico) si attua nel momento in cui si vanno a confrontare i dati ottenuti per via sperimentale con quelli attesi in fase di progettazione. La modellazione, sia in fase preliminare sia in seguito ad un updating effettuato a valle delle stesse analisi dinamiche, è quindi un aspetto fondamentale nel collaudo di un'opera.

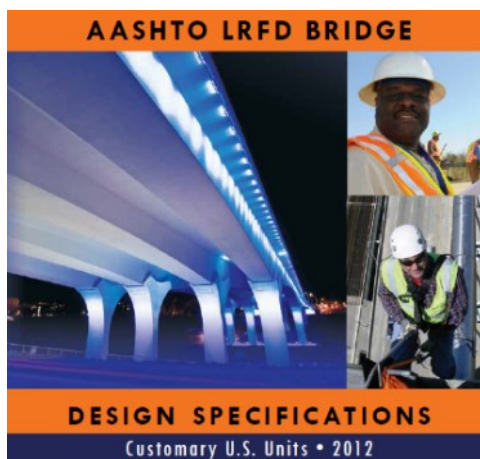


Figura 1.24: copertina del manuale AASHTO – LRFD Bridge Design Specifications.

PREFACE AND ABBREVIATED TABLE OF CONTENTS	
The <i>AASHTO LRFD Bridge Design Specifications</i> , Sixth Edition contains the following 15 sections and an index:	
1.	Introduction
2.	General Design and Location Features
3.	Loads and Load Factors
4.	Structural Analysis and Evaluation
5.	Concrete Structures
6.	Steel Structures
7.	Aluminum Structures
8.	Wood Structures
9.	Decks and Deck Systems
10.	Foundations
11.	Abutments, Piers, and Walls
12.	Buried Structures and Tunnel Liners
13.	Railings
14.	Joints and Bearings
15.	Design of Sound Barriers
	Index

Figura 1.25: indice del manuale AASHTO – LRFD Bridge Design Specifications.

Visto il ruolo che ricopre nel contesto dei collaudi statici e dinamici, si è deciso di riportare all'interno del seguente elaborato di tesi un paragrafo relativo alla modellazione strutturale, integrando le argomentazioni esposte con dei brevi estratti del manuale **AASHTO** (LRFD Bridge Design Specifications, la cui copertina è mostrata in Figura 1.24, l'indice in Figura 1.25) [7].

Nata il 12 dicembre 1914, l'American Association of State Highway and Transportation Officials

(AASHTO) è un'organizzazione non profit americana che, stilando dei cosiddetti codici di modello (model codes), fornisce i protocolli di prova e manuali da utilizzare nella progettazione stradale e nelle più svariate infrastrutture di trasporto.

L'analisi e il collaudo delle strutture sono trattati nel capitolo 4 del manuale. In particolare, per quanto riguarda l'analisi dinamica (cap. 4.7), la norma spiega che uno dei requisiti base per lo studio della dinamica strutturale è una **corretta modellazione**.

A tal proposito la normativa afferma:

“Per le analisi del comportamento dinamico di ponti, occorre modellare le caratteristiche di rigidità, massa e smorzamento delle componenti strutturali.

Il numero minimo di gradi di libertà usato nelle analisi deve essere basato sul numero di frequenze naturali da ottenere e sull'attendibilità delle forme modali assunte.

Il modello deve essere compatibile con l'accuratezza del metodo di soluzione.

I modelli dinamici includono aspetti significativi delle strutture e dell'eccitazione.

Quelli riguardanti le strutture includono:

- ✓ *Distribuzione della massa;*
- ✓ *Distribuzione della rigidità;*
- ✓ *Caratteristiche smorzanti.*

Gli aspetti significativi dell'eccitazione includono:

- ✓ *Frequenza della forzante;*
- ✓ *Durata dell'applicazione;*
- ✓ *Direzione dell'applicazione.*

Anche se un veicolo che attraversa un ponte non rappresenta una situazione statica, la si ritiene tale e si ipotizza di posizionare il veicolo in vari punti del ponte applicando un coefficiente di sicurezza, al fine di tener conto della risposta dinamica causata da un veicolo in movimento. Tuttavia, in ponti deformabili e lungo componenti snelle che possono essere eccitate dal movimento del ponte, gli effetti della forza dinamica possono superare il margine di sicurezza previsto per impatto. Nella maggior parte dei problemi di vibrazione di ponti, lo smorzamento strutturale è molto basso. I ponti continui, dotati di grande deformabilità possono essere particolarmente sensibili alle vibrazioni. Questi casi possono richiedere analisi per lo spostamento del carico accidentale. Se il numero di gradi di libertà del modello supera il numero dei gradi di libertà utilizzati nell'analisi dinamica, può essere impiegata la procedura di condensazione, nota anche come mass-lumping.

Le procedure di condensazione servono a ridurre il numero di gradi di libertà prima di svolgere le analisi dinamiche; tuttavia, così facendo, l'accuratezza dei modi più alti può essere compromessa. Se sono richiesti modi alti, tali procedure devono dunque essere usate con cautela. Il numero di frequenze e le forme modali necessarie per completare un'analisi dinamica dovrebbero essere stimate in anticipo o determinate come un passo

iniziale di un approccio multi-stepped. Avendo determinato tale numero, il modello deve essere sviluppato per avere un numero più alto di gradi di libertà in modo da rappresentare correttamente le forme modali riguardanti la risposta che si cercava. Una regola empirica dice che il numero dei gradi di libertà deve essere il doppio del numero delle frequenze richieste.

Il numero di gradi di libertà e le masse associate dovrebbero essere selezionati in modo da approssimare la reale distribuzione di massa. Il numero di frequenze richieste dipende anche dal contenuto in frequenza della forzante.

La modellazione della massa deve essere effettuata riflettendo sul grado di discretizzazione del modello e sull'atto di moto previsto dalla struttura.

In un'analisi dinamica devono essere modellate la distribuzione di rigidità e di massa. Per far ciò la discretizzazione del modello deve tener conto della variazione della geometria e del materiale. La formulazione con matrice di massa distribuita oppure concentrata (mass-lumping) dipende dal sistema e dalla risposta cercata. Per sistemi a massa distribuita, modellati con funzioni di forma polinomiali, in cui la massa è associata ad una rigidità distribuita, come per una trave, è consigliata una formulazione con matrice di massa distribuita (Paz, 1985). Una formulazione a masse concentrate può essere associata ai gradi di libertà traslazionali, un modo che approssima la natura distributiva della massa (Clough e Penzian, 1975). Per sistemi con massa distribuita associati ad una maggiore rigidità, quali rigidità nel piano dell'impalcato del ponte, la massa può essere correttamente modellata come concentrata. Gli effetti di inerzia rotazionale devono essere inclusi, laddove significativi.

La modellazione della rigidità deve essere effettuata in modo da essere coerente con le caratteristiche del ponte.

Nell'analisi sismica dovrebbero essere considerati gli effetti non lineari che diminuiscono la rigidità, come la deformazione anelastica e la fessurazione. Le colonne in cemento armato e le pareti, a seconda delle zone sismiche, dovrebbero essere analizzate utilizzando le proprietà della sezione fessurata. Per questo scopo, può essere usato un momento di inerzia pari a metà di quello della sezione non fessurata.

La modellazione dello smorzamento prevede l'uso di uno smorzamento viscoso equivalente per rappresentare la dissipazione energetica.

Esso può essere trascurato nel calcolo delle frequenze naturali e associato agli spostamenti nodali.

Gli effetti dello smorzamento devono essere considerati dove si cerca una risposta transitoria.

Valori adatti possono essere ottenuti da prove con vibrazioni libere indotte o da prove di vibrazione forzata. In luogo delle misure, possono essere utilizzati i seguenti valori per il

coefficiente di smorzamento viscoso equivalente:

- ✓ *costruzione in cemento: due per cento;*
- ✓ *costruzioni in acciaio saldate e bullonate: uno per cento;*
- ✓ *legname: cinque per cento.”*

La norma, dopo aver esposto le caratteristiche generali dell'analisi dinamica, legate alla modellazione strutturale, descrive come **modellizzare**, ai fine di una corretta progettazione, **le sollecitazioni agenti sull'opera in fase di esercizio**.

Per le **vibrazioni indotte da veicoli** afferma che:

“Quando è necessaria un'analisi per l'interazione dinamica tra un ponte ed i carichi accidentali, si deve specificare e/o approvare la scabrezza superficiale, la velocità e le caratteristiche dinamiche dei veicoli da impiegare per l'analisi. L'impatto deve essere derivato come rapporto tra l'effetto della forza dinamica ultima e il corrispondente effetto della forza statica.

Il coefficiente di sicurezza del carico dinamico utilizzato nel progetto non deve essere minore del 50 per cento di quello previsto dalle tabelle; nessuna riduzione è ammessa per i giunti del ponte. La limitazione del coefficiente di sicurezza del carico dinamico riflette il fatto che la scabrezza della superficie dell'impalcato è un fattore importante nell'interazione veicolo/ponte e che è difficile stimare gli effetti del deterioramento a lungo termine dell'impalcato durante la fase di progettazione. Il corretto apporto per il coefficiente di sicurezza del carico dinamico è:

$$IM_{CALC} \geq 0.5IM_{TABLE\ 3-6}$$

Non:

$$\left(1 + \frac{IM}{100}\right)_{CALC} \geq \left(1 + \frac{IM}{100}\right)$$

Dove con IM si è indicato il coefficiente di sicurezza del carico dinamico.”

La norma analizza inoltre diversi aspetti legati alle **vibrazioni indotte dal vento**:

“ ...

- ✓ *Velocità del vento*

Per strutture importanti o critiche, che potrebbero essere sensibili agli effetti del vento, si dovrà stabilire dove agisce la pressione ultima, con quale intensità e quali sono i valori attesi, grazie a prove in galleria del vento.

- ✓ *Effetti dinamici*

Le strutture sensibili al vento devono essere analizzate per effetti dinamici, quali buffeting (risposta a vento turbolento) ed interazione instabile vento-struttura, come galloping e flutter. Strutture snelle o torsionalmente deformabili devono essere analizzate per instabilità laterale, spinta eccessiva e divergenza.

- ✓ *Considerazioni progettuali*

Devono essere evitate deformazioni oscillatorie causate dal vento che possono

portare a livelli di sforzo eccessivo, fatica e disagio dell'utente. Impalcato, stralli e cavi di sospensione devono essere protetti dalle oscillazioni dovute a distacco di vortici, vento e pioggia. Dove possibile, deve considerarsi l'impiego di smorzatori per controllare un'eccessiva risposta dinamica. Dove non è possibile l'impiego di smorzatori, né modifiche della forma, per realizzare tale controllo il sistema strutturale deve essere cambiato.

..."

È utile notare che fino a questo punto con modellazione si è inteso la cosiddetta **modellazione numerica**, ovvero una riproduzione matematica del sistema. Nulla toglie che i discorsi fatti finora possano essere estesi a **modelli fisici**, ovvero riproduzioni in scala della realtà, opportunamente dimensionati sia per quanto riguarda la geometria, i materiali e le azioni sollecitanti.

A tal proposito la norma fornisce alcune informazioni:

“Per stabilire e/o verificare il comportamento strutturale, il committente può richiedere la prova con modelli in scala di strutture o parti di esse. Le dimensioni e le proprietà del materiale della struttura, così come le condizioni al contorno ed i carichi, devono essere modellati nel modo più accurato possibile. Per l'analisi dinamica, le proprietà inerziali in scala, il carico/eccitazione e le funzioni di smorzamento devono essere applicati in modo appropriato. Per prove allo stato limite di resistenza, devono essere introdotti i carichi permanenti scalati. La strumentazione non dovrà influenzare significativamente la risposta del modello.”

1.4.4. CONFRONTO DEI RISULTATI

Come si è osservato all'inizio di questo capitolo, il collaudo dinamico di una struttura si completa con il confronto tra i risultati estratti dall'analisi numerica e da quella sperimentale.

Nella progettazione strutturale i modelli, agli elementi finiti nella maggior parte dei casi, sono creati per prevedere il comportamento dinamico di una struttura, e le risposte che si possono ottenere dipendono dalle ipotesi poste alla base della modellazione.

L'eventuale **differenza tra risultati teorici e sperimentali** è da imputarsi a varie cause:

- l'analisi agli elementi finiti è basata su una discretizzazione della realtà, intendendo con ciò che i campi di spostamento vengono approssimati attraverso funzioni di forma predefinite all'interno di ciascun elemento;
- le proprietà di smorzamento della struttura sono difficili da riprodurre all'interno del software. Lo smorzamento strutturale è infatti legato non solo alle proprietà dei materiali, ma anche ad una serie di altri meccanismi difficili da modellare analiticamente (apertura e chiusura di micro fessure nel calcestruzzo, interazione con elementi non strutturali, attriti nelle cerniere, etc.);
- la geometria effettiva può essere diversa da quella considerata nel modello.

È dunque importante validare il modello, cioè riscontrare che le ipotesi assunte nel calcolo siano corrette e la struttura dia una risposta coerente rispetto alle attese. Tale passaggio si realizza attraverso il **confronto dei parametri modali**, ovvero le frequenze naturali, le masse modali, i vettori di forma e gli smorzamenti.

Tuttavia, il confronto di tali parametri non solo è utile a verificare l'attendibilità dei modelli, ma costituisce un aspetto molto importante anche per:

- confrontare tra loro i risultati ottenuti con tipologie di prove differenti;
- verificare, sulla base degli stessi dati raccolti, l'uguaglianza dei parametri modali ottenuti con algoritmi di calcolo diversi;
- monitorare la struttura controllando la variazione dei parametri modali nel corso tempo o a seguito di un evento incidentale (sisma, incendi, ecc.).

Per il confronto dei parametri modali estrapolati nella campagna di prove a cui fa riferimento questo elaborato si sono utilizzati:

- la valutazione della **compatibilità tra le stime** delle frequenze e degli indici di smorzamento;
- la valutazione di un indicatore statistico denominato **MAC (Modal Assurance Criterion)** [10], descritto dettagliatamente nel capitolo 3, il cui uso è ampiamente diffuso nello studio della dinamica delle strutture, limitatamente al confronto tra le forme modali.

2. STRUMENTI PER L' ANALISI MODALE

In questo capitolo si definiscono alcuni aspetti necessari alla corretta interpretazione dei casi studio trattati in questo elaborato. In particolare si affrontano i seguenti temi:

- Si descrive la strumentazione di prova utilizzata nei collaudi dinamici, dedicando particolare attenzione agli accelerometri (sensori di misura), ai sistemi di forzamento e alle modalità di acquisizione dei risultati delle prove;
- Si descrivono gli strumenti di elaborazione dei dati ricavati con le prove dinamiche, ovvero l'algoritmo di calcolo (PolyMAX), che permette di estrarre i parametri modali, e il trattamento dell'output di tale algoritmo, ovvero le tecniche di rappresentazione delle forme modali.

2.1. STRUMENTAZIONE DI PROVA

Nel capitolo 1, relativo al collaudo, si sono elencati gli strumenti utilizzabili nell'ambito delle misurazioni dinamiche, distinguendo i **sensori di misura** e i **sistemi di forzamento**. Si è anche osservato, senza però porre particolare attenzione a questo aspetto, che tali sensori sono collegati ad un **sistema di acquisizione** dei dati.

È fondamentale quindi, al fine di raccogliere le misure che descrivono il comportamento dinamico della struttura, definire correttamente l'insieme dei sistemi e dei loro collegamenti, ovvero la **catena di misura**.

L'operatore incaricato del collaudo quindi è bene che conosca dettagliatamente sia gli strumenti che utilizza sia il sistema di acquisizione dei dati.

In particolare, riguardo ai sensori di misura, egli deve conoscere i principi di funzionamento, le caratteristiche metrologiche e gli ambiti e le condizioni operative più idonee all'utilizzo; riguardo ai sistemi di forzamento, è particolarmente importante conoscere le forze e la banda di frequenze raggiungibili. Infine, per quanto concerne il sistema di acquisizione, l'operatore deve conoscere dettagliatamente il modo in cui si svolgono i test, poiché sono le modalità di esecuzione delle varie prove dinamiche che condizionano le specifiche di funzionamento di tale sistema.

Alla luce di quanto osservato, prima di trattare nel dettaglio il processo di elaborazione dei dati raccolti nei diversi casi di studio affrontati in questo elaborato di tesi, si vuole dedicare un paragrafo alla **strumentazione di prova utilizzata durante il collaudo dinamico** dei ponti e dei viadotti dell'autostrada BreBeMi (A35), oggetto della nostra analisi.

2.1.1. SENSORI DI MISURA

Nel corso delle prove a cui si è preso parte, sono stati utilizzati **accelerometri piezoelettrici** specifici per l'ambito civile. Questi particolari accelerometri sfruttano le proprietà piezoelettriche del **quarzo**, un materiale che, se soggetto a forze, sviluppa cariche elettriche sulla sua superficie.

La carica prodotta dal quarzo è proporzionale alla forza impressa sul cristallo, e quindi all'accelerazione, secondo la:

$$q = k_q \cdot \ddot{x}$$

dove:

- k_q è la **sensibilità** del quarzo;
- \ddot{x} è l'accelerazione.

Le cariche prodotte dal cristallo sono raccolte con l'aiuto di un condensatore posto in parallelo. Un accelerometro di questo tipo può essere schematizzato da un punto di vista elettrico come mostrato in Figura 2.1. Tale schema consente di trasformare le cariche in corrente e di leggere delle differenze di tensione, producendo tuttavia un'elevata **impedenza d'uscita**.

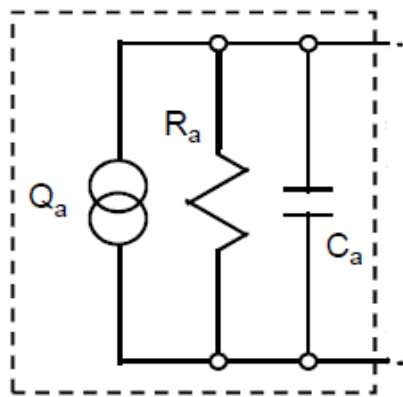


Figura 2.1: schema del trasduttore (accelerometro).

Si osserva che, all'atto dell'applicazione della forza le cariche elettriche si formano quasi istantaneamente, ma altrettanto rapidamente vengono dissipate. Effettuando una misura di differenza di tensione (ΔV) tra i 2 capi del condensatore si nota infatti una rapida riduzione del ΔV fino a 0. Questa caratteristica impone di eseguire, con questi sensori, unicamente misure dinamiche relative a fenomeni la cui frequenza sia sufficientemente elevata da consentire di osservare chiaramente le differenze di voltaggio.

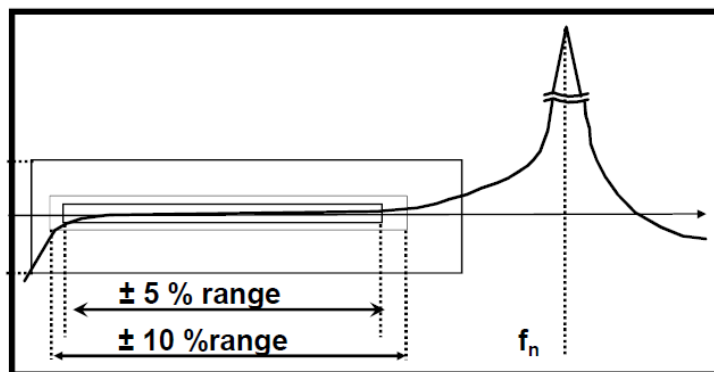


Figura 2.2: modulo della funzione di trasferimento di un piezoaccelerometro.

Osservando la **funzione di trasferimento** (mostrata in Figura 2.2) tipica dei piezoaccelerometri si individua un campo di misura i cui limiti sono:

- Il limite inferiore è individuato dalle capacità piezoelettriche del quarzo;
- Il limite superiore è individuato dalla risonanza dello strumento (legata alla massa del cristallo in quarzo).

All'interno di tale campo la funzione di trasferimento presenta due caratteristiche, modulo costante e fase lineare, che risultano fondamentali affinché il segnale misurato non abbia distorsioni rispetto quello reale (questi sono i requisiti per avere uno strumento **pronto**) [2].

Come già evidenziato l'accelerometro ha impedenza di uscita elevata. Per gestire una impedenza così elevata, all'interno di una catena di misura, è necessario utilizzare strumenti con impedenze sempre più alte che minimizzino l'effetto di carico. In alternativa si posiziona un **amplificatore**, in grado di abbattere l'impedenza di uscita, immediatamente a valle dell'accelerometro.

Esistono 2 sistemi di amplificazione:

- In **tensione** (Figura 2.3a);
- In **carica** (Figura 2.3b).

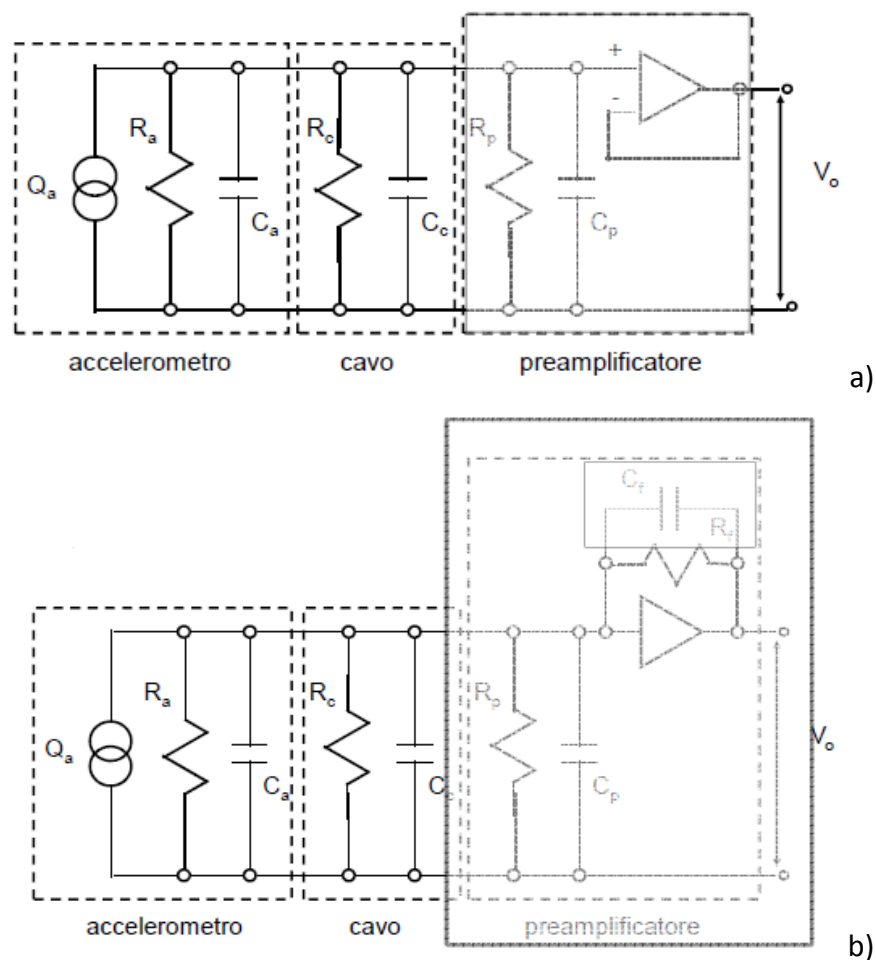


Figura 2.3: schemi dei sensori a) amplificazione in tensione; b) amplificazione in carica.

Valutando la sensibilità dei due sistemi, in termini di rapporto tra tensione in uscita e carico in ingresso, si ottiene rispettivamente:

- Tensione

$$S = \frac{V_o}{Q_a} = \frac{1}{C_a + C_c + C_p}$$

L'uscita dipende da tutte le capacità interposte, quindi il sistema va ritardato ogni qual volta si modifica un componente.

- Carica

$$S = \frac{V_o}{Q_a} = \frac{1}{C_f}$$

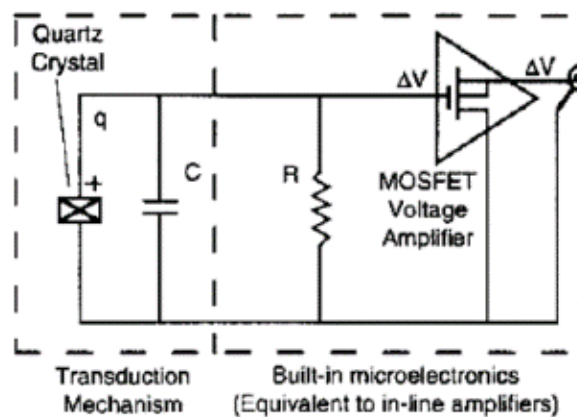
La relazione funzionale è più facile da gestire, ma per la realizzazione di questo schema sono richiesti particolari accorgimenti sui cavi e sulle resistenze, che lo rendono decisamente più costoso del sistema in tensione.

Gli accelerometri **ICP** sono del tutto analoghi ai piezoaccelerometri, dal punto di vista del principio utilizzato per valutare le accelerazioni, ma differiscono da essi nei circuiti utilizzati per l'amplificazione. In particolare essi utilizzano un **circuito di amplificazione integrato**, come mostrato in Figura 2.4a.

Per funzionare l'ICP richiede quindi un'alimentazione.

Il sistema di alimentazione fornisce solitamente 18-30 V in corrente continua (DC). Una parte di questa tensione viene assorbita dal sistema di amplificazione, mentre la parte restante (circa 10 V) va a sovrapporsi al segnale in uscita. Il segnale misurato produce variazioni, in termini di voltaggio, dell'ordine di qualche centinaio di mV, perciò è necessario eliminare i 10 V residui (valore costante – bias) per poter leggere correttamente le misure. Tale operazione è effettuata con una capacità di disaccoppiamento.

Lo schema di un accelerometro ICP è riportato in Figura 2.4b.



a)

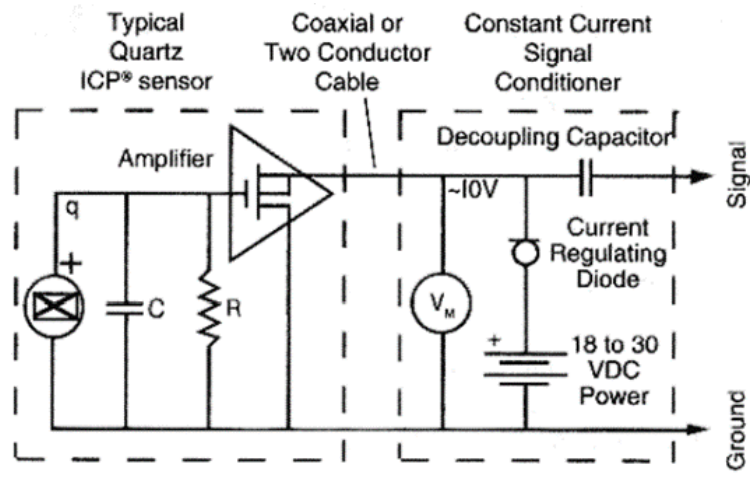


Figura 2.4: a) schema interno di un accelerometro ICP; b) schema di sensore completo (comprende l'alimentazione) che utilizza un accelerometro ICP.

Si riportano alcune **osservazioni** in merito agli accelerometri piezoelettrici al quarzo:

- Il quarzo è quasi insensibile alle variazioni di temperatura;
- Il quarzo è un materiale estremamente rigido, quindi con prontezza molto elevata;
- La sensibilità trasversale dei cristalli di quarzo, se non adeguatamente controllata, è comparabile a quella nella direzione di misura, il che è fonte di disturbo;
- Tutti i piezoaccelerometri non sono g-sensitive, dato che per loro natura i cristalli di quarzo non riescono a percepire forze a bassa frequenza (quindi tanto meno le costanti $[f=0]$);
- Ai fini delle misure è fondamentale conoscere la sensibilità globale della catena di misura, ovvero il rapporto tra la tensione acquisita e l'accelerazione che l'ha causata;
- È necessario verificare che nella catena di misura siano rispettate le regole sull'impedenza dei vari moduli (crescente tra un modulo e il precedente), per certificare la correttezza delle misure effettuate.

Per l'esecuzione delle nostre prove sono stati utilizzati tre diversi modelli di accelerometri ICP prodotti dalla PCB Piezotronic, ovvero:

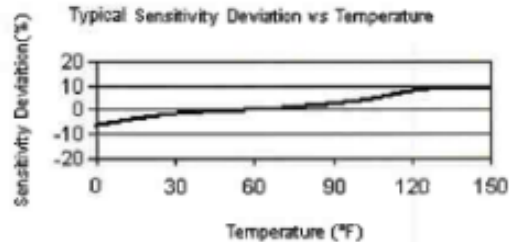
- 393B31 (Figura 2.5a)
- 393A03 (Figura 2.6a)
- 393B12 (Figura 2.7a)

Si tratta di accelerometri specifici per ambito civile, caratterizzati da sensibilità elevata e capacità di operare (cioè sono pronti) in un ampio range di frequenze, a partire da valori molto bassi. Di tali strumenti sono riportate di seguito (in Figura 2.5b, Figura 2.6b e Figura 2.7b) le schede tecniche [11], in modo da evidenziare le caratteristiche metrologiche di maggiore interesse.



a)

Performance	ENGLISH	SI	
Sensitivity(± 5 %)	10.0 V/g	1.02 V/(m/s ²)	[2]
Measurement Range	0.5 g pk	4.9 m/s ² pk	
Frequency Range(± 5 %)	0.1 to 200 Hz	0.1 to 200 Hz	
Frequency Range(± 10 %)	0.07 to 300 Hz	0.07 to 300 Hz	
Resonant Frequency	≥ 700 Hz	≥ 700 Hz	
Broadband Resolution(1 to 10,000 Hz)	0.000001 g rms	0.000009 m/s ² rms	[1]
Non-Linearity	≤ 1 %	≤ 1 %	[3]
Transverse Sensitivity	≤ 5 %	≤ 5 %	
Environmental			
Overload Limit(Shock)	± 40 g pk	± 392 m/s ² pk	
Temperature Range	0 to +150 °F	-18 to +65 °C	
Temperature Response	See Graph	See Graph	
Base Strain Sensitivity	≤ 0.0005 g/με	≤ 0.005 (m/s ²)/με	[1]
Electrical			
Excitation Voltage	24 to 28 VDC	24 to 28 VDC	
Constant Current Excitation	2 to 10 mA	2 to 10 mA	
Output Impedance	≤ 500 ohm	≤ 500 ohm	
Output Bias Voltage	8 to 14 VDC	8 to 14 VDC	
Discharge Time Constant	≥ 5 sec	≥ 5 sec	
Settling Time(within 10% of bias)	60 sec	60 sec	
Spectral Noise(1 Hz)	0.06 μg/√Hz	0.6 (μm/sec ²)/√Hz	[1]
Spectral Noise(10 Hz)	0.01 μg/√Hz	0.1 (μm/sec ²)/√Hz	[1]
Spectral Noise(100 Hz)	0.004 μg/√Hz	0.04 (μm/sec ²)/√Hz	[1]
Electrical Isolation(Case)	≥ 10 ⁸ ohm	≥ 10 ⁸ ohm	
Physical			
Sensing Element	Ceramic	Ceramic	
Sensing Geometry	Flexural	Flexural	
Housing Material	Stainless Steel	Stainless Steel	
Sealing	Hermetic	Hermetic	
Size (Diameter x Height)	2.25 in x 2.8 in	57.2 mm x 71.1 mm	
Weight	22.4 oz	635 gm	[1]
Electrical Connector	2-Pin MIL-C-5015	2-Pin MIL-C-5015	
Electrical Connection Position	Top	Top	
Mounting Thread	1/4-28 Female	1/4-28 Female	
Mounting Torque	2 to 5 ft-lb	2.7 to 6.8 N-m	



b)

Figura 2.5: a) accelerometro 393B31; b) scheda tecnica dell'accelerometro.



a)

Performance	ENGLISH	SI
Sensitivity(± 5 %)	1000 mV/g	102 mV/(m/s ²)
Measurement Range	± 5 g pk	± 49 m/s ² pk
Frequency Range(± 5 %)	0.5 to 2000 Hz	0.5 to 2000 Hz
Frequency Range(± 10 %)	0.3 to 4000 Hz	0.3 to 4000 Hz
Frequency Range(± 3 dB)	0.2 to 6000 Hz	0.2 to 6000 Hz
Resonant Frequency	≥ 10 kHz	≥ 10 kHz
Broadband Resolution(1 to 10,000 Hz)	0.00001 g rms	0.0001 m/s ² rms [1]
Non-Linearity	≤ 1 %	≤ 1 % [2]
Transverse Sensitivity	≤ 7 %	≤ 7 %
Environmental		
Overload Limit(Shock)	± 5000 g pk	± 49,050 m/s ² pk
Temperature Range	-65 to +250 °F	-54 to +121 °C
Temperature Response	See Graph	See Graph
Base Strain Sensitivity	≤ 0.0005 g/με	≤ 0.005 (m/s ²)/με [1]
Electrical		
Excitation Voltage	18 to 30 VDC	18 to 30 VDC
Constant Current Excitation	2 to 20 mA	2 to 20 mA
Output Impedance	<250 ohm	<250 ohm
Output Bias Voltage	8 to 12 VDC	8 to 12 VDC
Discharge Time Constant	1 to 3 sec	1 to 3 sec
Settling Time	<15 sec	<15 sec
Spectral Noise(1 Hz)	2 μg/√Hz	20 (μm/sec ²)/√Hz [1]
Spectral Noise(10 Hz)	0.5 μg/√Hz	5 (μm/sec ²)/√Hz [1]
Spectral Noise(100 Hz)	0.2 μg/√Hz	2 (μm/sec ²)/√Hz [1]
Spectral Noise(1 kHz)	0.1 μg/√Hz	1 (μm/sec ²)/√Hz [1]
Electrical Isolation(Case)	≥ 10 ⁸ ohm	≥ 10 ⁸ ohm
Physical		
Sensing Element	Ceramic	Ceramic
Sensing Geometry	Shear	Shear
Housing Material	Stainless Steel	Stainless Steel
Sealing	Hermetic	Hermetic
Size (Hex x Height)	1 3/16 in x 2 3/16 in	30.2 mm x 55.6 mm [1]
Weight	7.4 oz	210 gm [1]
Electrical Connector	2-Pin MIL-C-5015	2-Pin MIL-C-5015
Electrical Connection Position	Top	Top
Mounting Thread	1/4-28 Female	1/4-28 Female
Mounting Torque	2 to 5 ft-lb	3 to 7 N-m

Typical Sensitivity Deviation vs Temperature

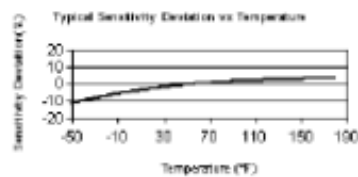
b)

Figura 2.6: a) accelerometro 393A03; b) scheda tecnica dell'accelerometro.



a)

Performance	ENGLISH	SI	
Sensitivity (±10 %)	10000 mV/g	1019.4 mV/(m/s ²)	
Measurement Range	0.5 g pk	4.9 m/s ² pk	
Frequency Range (±5 %)	0.15 to 1000 Hz	0.15 to 1000 Hz	
Frequency Range (±10 %)	0.10 to 2000 Hz	0.10 to 2000 Hz	
Frequency Range (±3 dB)	0.05 to 4000 Hz	0.05 to 4000 Hz	
Resonant Frequency	≥10 kHz	≥10 kHz	
Phase Response (±5 °)	1 to 1000 Hz	1 to 1000 Hz	
Broadband Resolution (1 to 10000 Hz)	0.000008 g rms	0.00008 m/s ² rms	[1]
Non-Linearity	≤1 %	≤1 %	[2]
Transverse Sensitivity	≤7.0 %	≤7.0 %	
Environmental			
Overload Limit (Shock)	±5000 g pk	±49050 m/s ² pk	
Temperature Range	-50 to +180 °F	-45 to +82 °C	
Base Strain Sensitivity	≤0.0005 g/με	≤0.005 (m/s ²)/με	[1]
Electrical			
Excitation Voltage	18 to 30 VDC	18 to 30 VDC	
Constant Current Excitation	2 to 20 mA	2 to 20 mA	
Output Impedance	<1500 Ohm	<1500 Ohm	
Output Bias Voltage	8 to 12 VDC	8 to 12 VDC	
Discharge Time Constant	≥3.5 sec	≥3.5 sec	
Settling Time	<60 sec	<60 sec	
Spectral Noise (1 Hz)	1.30 μg/√Hz	12.7 (μm/sec ²)/√Hz	[1]
Spectral Noise (10 Hz)	0.32 μg/√Hz	3.1 (μm/sec ²)/√Hz	[1]
Spectral Noise (100 Hz)	0.13 μg/√Hz	1.3 (μm/sec ²)/√Hz	[1]
Spectral Noise (1 kHz)	0.10 μg/√Hz	1.0 (μm/sec ²)/√Hz	[1]
Electrical Isolation (Case)	≥10 ⁸ Ohm	≥10 ⁸ Ohm	
Physical			
Sensing Element	Ceramic	Ceramic	
Sensing Geometry	Shear	Shear	
Housing Material	Stainless Steel	Stainless Steel	
Sealing	Hermetic	Hermetic	
Size (Hex x Height)	1 3/16 in x 2 3/16 in	30.2 mm x 55.6 mm	
Weight	7.4 oz	210 gm	[1]
Electrical Connector	2-Pin MIL-C-5015	2-Pin MIL-C-5015	
Electrical Connection Position	Top	Top	
Mounting Thread	1/4-28 Female	1/4-28 Female	
Mounting Torque	2 to 5 ft-lb	2.7 to 6.8 Nm	



b)

Figura 2.7: a) accelerometro 393B12; b) scheda tecnica dell'accelerometro.

2.1.2. SISTEMI DI FORZAMENTO

Nel corso della campagna sperimentale a cui abbiamo preso parte, si sono adottati due sistemi puntuali di forzamento artificiali:

- **Motore elettromagnetico lineare** (per forzamenti orizzontali – paralleli al piano d'appoggio);
- **Pistone oleodinamico** (per forzamenti verticali – perpendicolari al piano d'appoggio).

Nel seguente paragrafo si analizzano nel dettaglio i due sistemi, descrivendo oltre che il loro funzionamento e la loro struttura, anche le caratteristiche del forzamento che è possibile esercitare sull'opera col loro utilizzo.

2.1.2.1. MOTORE ELETTROMAGNETICO LINEARE

Il sistema di forzamento orizzontale è costituito essenzialmente da un telaio in acciaio su cui è montato un **motore elettromagnetico lineare**, 1FN1 prodotto da Siemens [12], in grado di mobilitare circa 700kg con una corsa massima totale di circa 2,5m (oscillazioni con ampiezza massima di 1m circa). Attraverso un sistema di regolazione digitale, SIMODRIVE 611D fornito sempre da Siemens [12], collegato ad una interfaccia uomo-macchina, è possibile controllare la frequenza, l'ampiezza, la velocità e la posizione zero delle oscillazioni prodotte dal motore.

Il sistema richiede, per imprimere correttamente il movimento, di una adeguata alimentazione e di uno scambiatore di calore ad acqua per il raffreddamento.

In Figura 2.8 è mostrato uno schema dei collegamenti tra i vari componenti del sistema di forzamento.

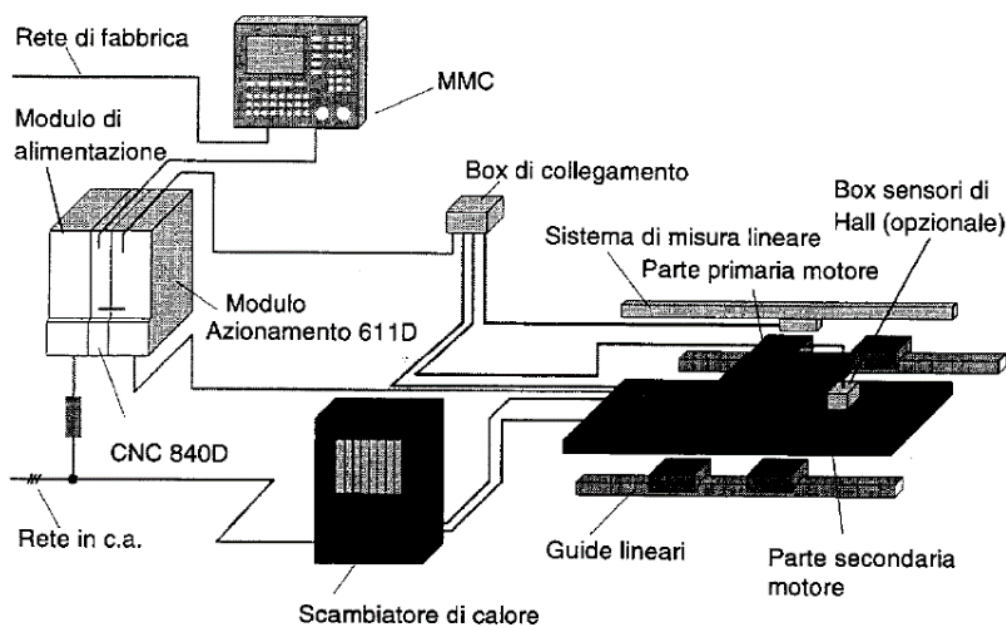


Figura 2.8: schema d'insieme dei componenti che formano il forzamento orizzontale [12].

Le caratteristiche prestazionali motore elettromagnetico lineare sono riportate in Tabella 2.1. Indicativamente il sistema, con carico intorno a 700Kg, è in grado di produrre oscillazioni con frequenza massima pari a circa 10 Hz e forza nominale di circa 4000 N.

Tabella 2.1: caratteristiche tecniche del motore elettromagnetico lineare [12].

Forza continuativa con raffreddamento ad acqua	$F_{cont} [N]$	4800
Forza di picco (5s)	$F_{max} [N]$	10600
Corrente con forza continuativa	$I_{cont} [A_{eff}]$	32
Corrente con forza di picco	$I_{max} [A_{eff}]$	80
Forza di attrazione	$F_{atr} [N]$	22500
Velocità max. con forza continuativa (600V)	$v_{max2} [m/min]$	174
Velocità max. con forza di picco (600V)	$v_{max1} [m/min]$	86
Potenza elettrica max. di alimentazione	$P_{el} [W]$	40000
Perdite di potenza continuative con raffr. ad acqua	$P_{tot} [W]$	4000
Costante di forza	$k_f [N/A]$	150
Passo di una coppia polare	$2r_p [mm]$	72
Resistenza di fase rispetto il centrostella a 120°C	$R_{\phi} [\Omega]$	1,3
Induttanza di fase rispetto il centrostella	$L_D [mH]$	14
Costante di tensione tra fase e centrostella	$k_{EL} [V/m/s]$	50
Temp. max. in ingresso del circuito di raffred. int.	$\vartheta_{in1} [^{\circ}C]$	35
Portata del circuito di raffreddamento interno	$Q_{i1} [l/min]$	4,8
Aumento di temperatura nel circuito di raffred. int.	$\Delta\vartheta_{11} [K]$	12
Dissipazione max. di calore del circuito di raffr. int.	$P_{11} [W]$	4000
Resistenza di circolazione del circuito di raffreddamento interno	$R_{j11} \left[\frac{10^5 Pa}{(l/min)^{1,75}} \right]$	0,09
Caduta di pressione del circuito di raffred. interno	$\Delta p_{11} [10^5 Pa]$	1,4
Pressione max. del circuito di raffred. interno	$p_{max11} [10^5 Pa]$	10
Portata del circuito di raffreddamento esterno	$Q_{i2} [l/min]$	8,0
Aumento di temperatura nel circuito di raffred. est.	$\Delta\vartheta_{12} [K]$	0,83
Dissipazione max. di calore del circuito di raffr. est.	$P_{12} [W]$	445
Resistenza di circolazione del circuito di raffreddamento esterno	$R_{j12} \left[\frac{10^5 Pa}{(l/min)^{1,75}} \right]$	0,023
Caduta di pressione del circuito di raffred. esterno	$\Delta p_{12} [10^5 Pa]$	0,9

È importante evidenziare che, nel corso delle prove, il sistema di forzamento descritto non è stato rigidamente vincolato all'impalcato del ponte (non sono stati disposti tiranti o sistemi di fissaggio in genere). Questa scelta è stata operata poiché, in fase di collaudo, l'opera è già pronta all'esercizio, e un sistema di ancoraggio avrebbe danneggiato il manto stradale.

Il sistema di forzamento quindi è stato adagiato su **tappetini di gomma**, una soluzione che fa affidamento, per la trasmissione di forze tangenziali all'impalcato, sulla sola forza d'attrito tra pavimentazione e macchinario.

I tappetini tuttavia, non sono sufficienti ad evitare il moto relativo tra i due sistemi, perciò, quando il sistema raggiunge valori elevati di forza, le oscillazioni rischiano di essere così elevate da attivare il sistema di blocco del motore elettromagnetico. Per evitare questa condizione l'unica soluzione possibile risulta essere quella di limitare le accelerazioni o le masse in gioco, il che implica l'obbligo di restare al di sotto del valore nominale di forza massima.

Si riporta in Figura 2.9, una rappresentazione dei componenti del sistema di forzamento orizzontale. Sono ben visibili in Figura 2.9a i tappetini di gomma interposti tra telaio e pavimentazione.



Figura 2.9: componenti del sistema di forzamento orizzontale; a) motore elettromagnetico lineare posizionato sul ponte Muzza carreggiata Nord; b) sistema di controllo e alimentazione; c) sistema di raffreddamento.

2.1.2.2. PISTONE OLEODINAMICO

Il “pistone oleodinamico” è stato progettato e realizzato dal Dipartimento di Meccanica del Politecnico di Milano per l’esecuzione di prove dinamiche su strutture civili.

Il sistema consiste di una struttura di **base fissa**, costituita da quattro tralicci realizzati con profilati a cassone, fissati verticalmente su un basamento saldato di testa ad uno degli estremi. Nello spazio interno ai profilati, sulla base, viene posto un **attuatore idraulico**. Sulla faccia esterna dei profilati sono montate delle guide verticali che permettono il moto, in direzione verticale, della parte mobile rispetto alla base fissa. La parte mobile è costituita da una **slitta porta-pesi** realizzata anch’essa coi medesimi profilati, uniti da due traverse superiori mediante giunzioni bullonate. Nelle estremità inferiori dei profilati sono saldate quattro piattabande, una per profilato, sulle quali possono essere

posizionate le zavorre che costituiranno il carico inerziale. Considerando il peso della slitta, che è pari a 90kg, e il contributo aggiuntivo delle zavorre, che è pari a 120kg per profilato, è possibile un carico di massa inerziale pari a 570Kg.

In Figura 2.10a e b sono mostrate rispettivamente la base fissa (incluso l'attuatore) e la slitta portapesi che costituiscono le strutture fondamentali del macchinario in grado di fornire il forzamento verticale.

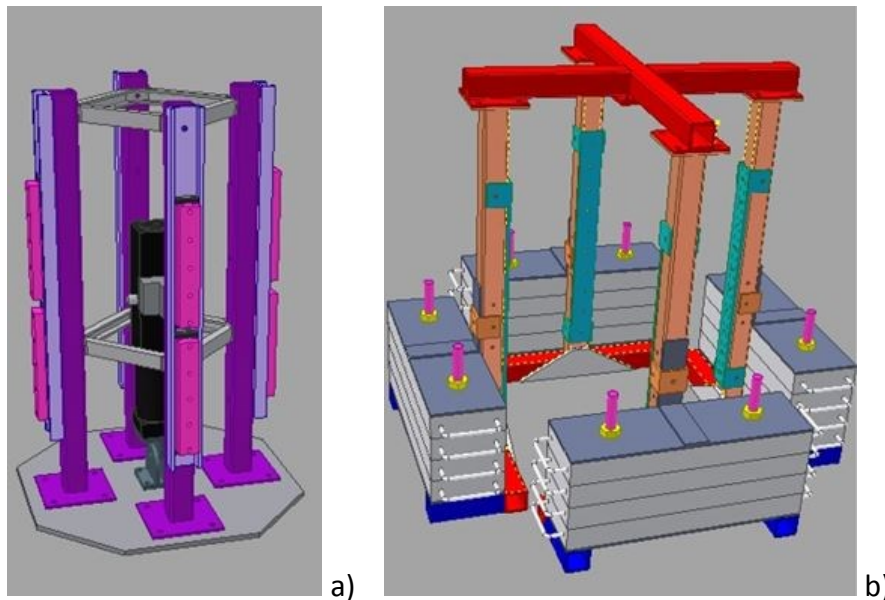


Figura 2.10: strutture fondamentali del sistema di forzamento verticale; a) base fissa con attuatore; b) slitta.

Per quanto riguarda la trasmissione del moto, il sistema sfrutta l'attuatore idraulico, modello 242-02, prodotto da MTS System Corporation (mostrato in Figura 2.11) [13]. Tale strumento è posizionato in modo che l'estremità inferiore sia fissata alla struttura di base, mentre l'estremità superiore è collegata alla slitta. Le caratteristiche prestazionali dell'attuatore sono riportate in Tabella 2.2.



Figura 2.11: attuatore 242-02, prodotto da MTS System corporation.

Tabella 2.2: caratteristiche tecniche dell'attuatore [13].

Model*	Force Rating†		Piston Area		Rod Diameter	
	Kip	kN	in. ²	mm ²	in	mm
242.00	0.6	2.7	0.21	137	1.12	28.6
242.01	1.0	4.5	0.42	270	1.12	28.6
242.02	2.2	9.8	0.91	590	1.12	28.6
242.03	3.3	14.7	1.18	760	1.12	28.6

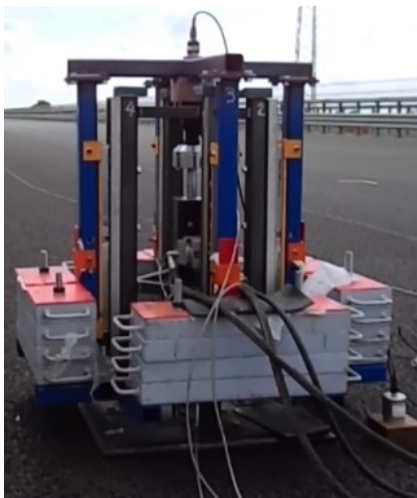
* Each model has a standard stroke length of 4 or 6 in. (101.6 or 152.4 mm). This value is total stroke minus the total cushion length, 0.50 in. (12.7 mm). Optional stroke lengths are available in 1.00 and 2.00 in. (25.4 and 50.8 mm).

† Nominal force with 2500 psi (17.2 MPa) pressure drop across the piston. Actual force may be up to 20% higher depending on servovalve size and test conditions.

Specifications are subject to change without notice. Contact MTS for verification of specifications critical to your needs.

La pressione e la portata del circuito idraulico sono garantite da una centrale oleodinamica (modello Moog L087-0444). Viste le pressioni e gli attriti interni alla pompa il sistema necessita anche di uno scambiatore di calore per il raffreddamento dell'olio.

Il controllo della movimentazione dello stelo è affidata ad un controllore industriale (modello MTS 407 Controller). Indicativamente il sistema, con carico intorno a 500Kg, è in grado di produrre oscillazioni con frequenza massima pari a circa 10 Hz.



a)



b)



c)

Figura 2.12: componenti del sistema di forzamento verticale; a) pistone oleodinamico; b) da sinistra a destra: pompa, scambiatore di calore; c) controllore industriale (tipo MTS 407).

In Figura 2.12 sono mostrati i componenti del sistema di forzamento verticale.

2.1.3. ACQUISIZIONE DEI DATI

All'interno di un set-up di prova, il sistema di acquisizione costituisce un componente fondamentale, dato che consente la registrazione e la conservazione, per le successive elaborazioni, delle misurazioni effettuate dai sensori.

Nella campagna di prove sui viadotti BreBeMi si è utilizzato un sistema di acquisizione composto da una serie di moduli NI9234 con un convertitore analogico-digitale a 24 bit e un filtro anti-aliasing integrato (Figura 2.13).

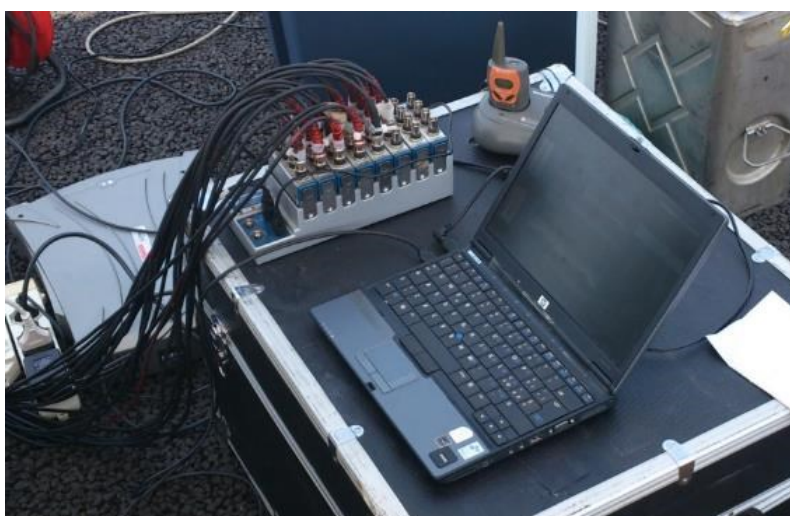


Figura 2.13: moduli National Instruments (NI9234) per l'acquisizione dei voltaggi provenienti dagli accelerometri.

Un aspetto molto importante per quanto riguarda l'acquisizione, nel caso in cui siano presenti più canali di misura, è il **sincronismo**.

E' necessario infatti che all'atto dell'acquisizione dei dati sia presente un riferimento temporale comune a tutti gli accelerometri: un ritardo di tempo nelle misure di uno o più canali infatti porterebbe ad una valutazione errata dei modi di vibrare, falsando completamente il risultato dell'analisi.

Il sincronismo è relativamente importante nel corso di una prova ambientale. Se l'acquisizione inizia in modo sincrono tra tutti i sensori non ci sono infatti sfasamenti tra di essi, quindi i dati sono elaborabili senza difficoltà.

Un altro discorso è quello relativo alle prove con forzamento artificiale, in particolare per le prove con eccitazione di tipo **stepped-sine**, come quelle effettuate nel corso della nostra campagna sperimentale.

Una prova di questa tipologia inizia con una struttura praticamente ferma (oscillazioni molto basse).

Affinché il forzamento riesca a vincere l'inerzia della struttura, ponendola in vibrazione alla sua medesima frequenza, è necessario un transitorio temporale la cui estensione aumenta all'aumentare della massa del sistema. Quando l'oscillazione della struttura registrata nel punto di forzamento assume la stessa frequenza del forzamento stesso, mantenendo una fase ed una ampiezza costante, si raggiunge la **condizione di regime**.

Solo a regime è opportuno avviare l'acquisizione dei dati. La fase di transitorio temporale, in cui le due quantità sono sfasate, produce infatti misure, che se utilizzate per il calcolo delle FRF, risultano prive di senso fisico.

Perciò l'acquisizione viene regolata con un apposito sistema di controllo, costituito da:

- Un accelerometro posto sul sistema di forzamento (detto “**massa**”), che valuta l'andamento dell'eccitazione;
- Un accelerometro posto sulla struttura, nei pressi del forzamento (detto “**colocato**”), che valuta la risposta della struttura nel punto di eccitazione;
- Un **software di controllo**, sviluppato in lavori di tesi precedenti, in grado di confrontare istante per istante forzamento e oscillazione indotta, e di attivare l'acquisizione solo quando la condizione di regime è stata raggiunta.

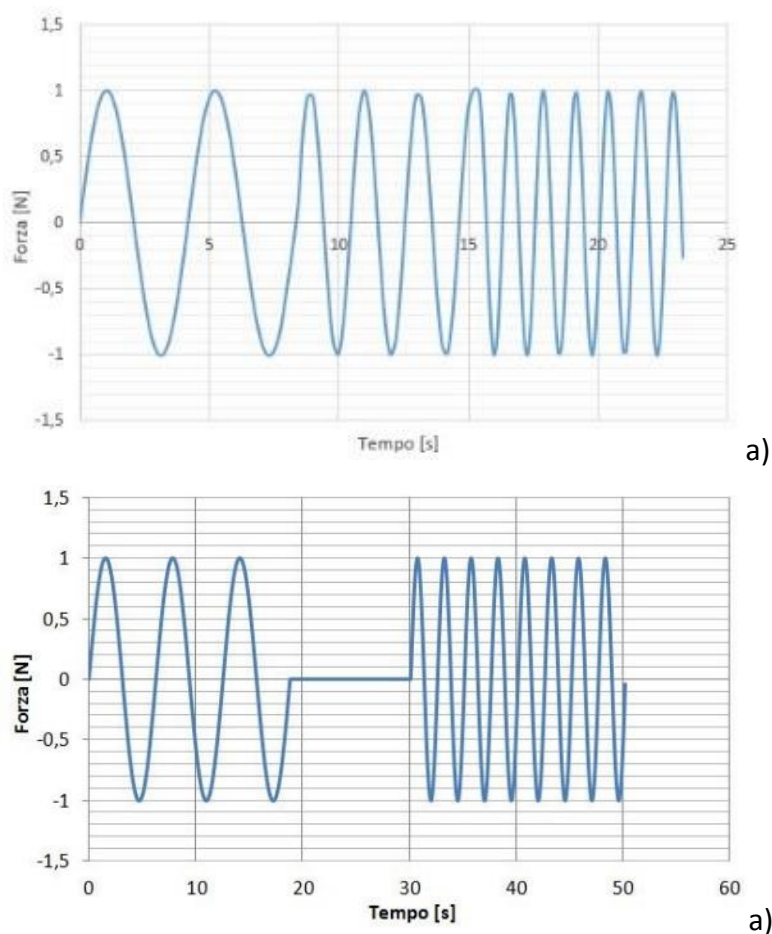


Figura 2.14: storie temporali di eccitazioni stepped-sine; a) storia impressa da pistone oleodinamico; b) storia impressa da motore elettromagnetico lineare.

Si ricorda che per le prove sperimentali descritte in questo elaborato, l'andamento del forzamento dipende dall'eccitatore utilizzato:

- Nel caso del pistone oleodinamico la fase di eccitazione non ha alcuna interruzione: l'eccitazione ad una data frequenza continua finché l'acquisizione non raggiunge la durata desiderata; quindi si passa direttamente alla frequenza successiva, lasciando alla struttura il tempo necessario per andare a regime prima di ricominciare ad acquisire dati.
- Nel caso del motore elettromagnetico lineare la fase di eccitazione continua finché non si raggiunge il regime e termina solo dopo che l'acquisizione ha raggiunto la durata desiderata. Prima dell'inizio di una nuova fase di eccitazione è presente una fase di riposo di durata sufficientemente lunga da far estinguere completamente il moto libero della struttura. Questa fase è conseguenza dell'incapacità del sistema di controllo del motore lineare nel generare consecutivamente armoniche di frequenze diverse.

In Figura 2.14 è mostrato un estratto dell'andamento temporale del forzamento per le due tipologie di eccitatore utilizzate.

2.2. STRUMENTI DI ELABORAZIONE DEI DATI

Nel capitolo 1, relativo al collaudo, si è posta attenzione sull'importanza dell'elaborazione dei dati raccolti in una prova dinamica. In questo paragrafo si vuole concentrare l'attenzione su:

- L'**algoritmo di calcolo** utilizzato nel corso delle nostre elaborazioni per l'estrazione dei parametri modali (**PolyMAX**) [9];
- Il trattamento dell'output di tale algoritmo, concentrandosi sui **metodi di rappresentazione delle forme modali** calcolate.

In questa fase ci si limita a descrivere le caratteristiche di tali "strumenti di elaborazione", destinando poi alla guida all'analisi modale, definita nel capitolo 3, una trattazione più accurata di come tali strumenti sono stati utilizzati nel corso delle analisi.

2.2.1. ALGORITMO DI CALCOLO

Come evidenziato nel capitolo 1, nei casi di studio analizzati nell'ambito di questa tesi si è utilizzato l'algoritmo PolyMAX. Nel seguente paragrafo si riportano solo gli aspetti fondamentali di tale algoritmo.

Il PolyMAX ha inizio ricevendo come input le **funzioni di risposta in frequenza (FRF)** misurate. In generale una FRF (indicata con H) è esprimibile come rapporto tra le trasformate di Fourier della risposta (X) di un sistema ad una sollecitazione (F) e la sollecitazione stessa:

$$H(i\omega) = \frac{X(i\omega)}{F(i\omega)}$$

Se la si esprime tramite un'espressione che la mette in relazione ai parametri modali abbiamo che:

$$H_{jk}(\omega) = \frac{x_j}{F_k} = \sum_{r=1}^n \frac{rA_{jk}}{\lambda_r^2 - \omega^2}$$

in cui:

- λ_r^2 è l'autovalore dell' r-esimo modo;
- rA_{jk} è detta costante modale ed è data dal prodotto di φ_{jr} e φ_{kr} , che sono rispettivamente il j-esimo e k-esimo elemento del r-esimo autovettore $\{\varphi_r\}$;
- n è il numero dei gradi di libertà.

Tale espressione mostra una connessione diretta tra le proprietà modali e la funzione di risposta in frequenza. Da un punto di vista pratico suggerisce che ci può essere un mezzo per determinare le proprietà modali di un sistema a partire dalla FRF, la quale è ricavabile da misurazioni dirette.

È bene notare che esistono **due versioni differenti** dell'algoritmo PolyMAX: una per l'approccio **EMA** e una per l'approccio **OMA**.

Nel caso EMA, dove sia la sollecitazione che la risposta strutturale sono note, sono disponibili le FRF misurate. Nel caso OMA invece non è misurabile direttamente l'input che sollecita la struttura ma è noto solamente l'output. In questo caso si assume che la forzante sia assimilabile ad un rumore bianco. Viene però chiesto all'utente di indicare un **canale di riferimento**, che da un punto di vista fisico vorrebbe rappresentare quello che è il canale collocato per una prova forzata. In tal modo, a patto che siano note le caratteristiche del rumore bianco in ingresso, è possibile valutare le FRF. Si nota che la scelta del canale di riferimento è molto importante, e fa variare, in molti casi anche in modo rilevante, la stima dei parametri¹.

L'algoritmo di calcolo [9] si basa su un modello denominato **right matrix-fraction**, definito come:

$$[H(\omega)] = [B(\omega)][A(\omega)]^{-1}$$

in cui:

- $H(\omega) \in \mathbb{C}^{l \times m}$ è la matrice contenente le FRF fra tutti gli "m" input e gli "l" output;
- $B(\omega) \in \mathbb{C}^{l \times m}$ è il numeratore della matrice polinomiale;
- $A(\omega) \in \mathbb{C}^{m \times m}$ è il denominatore della matrice polinomiale.

Ogni riga della right matrix-fraction model può essere scritta come:

¹ Questo aspetto è affrontato più dettagliatamente nel capitolo dedicato alla guida all'analisi (capitolo 3).

$$\forall o = 1, 2, \dots, l : \langle H_o(\omega) \rangle = [B_o(\omega)][A(\omega)]^{-1}$$

con:

$$\langle B_o(\omega) \rangle = \sum_{r=0}^p \Omega_r(\omega) \langle \beta_{or} \rangle$$

$$\langle A(\omega) \rangle = \sum_{r=0}^p \Omega_r(\omega) \langle \alpha_r \rangle$$

in cui:

- $\Omega_r(\omega)$ sono le basi polinomiali;
- p è l'ordine del polinomio.

Definito Δt l'intervallo di campionamento, le funzioni base sono esprimibili come:

$$\Omega_r(\omega) = e^{j\omega \cdot \Delta t \cdot r}$$

I coefficienti polinomiali $\beta_{or} \in \mathbb{R}^{1 \times m}$ e $\alpha_r \in \mathbb{R}^{m \times m}$ sono assemblati nelle seguenti matrici:

$$\beta_o = \begin{pmatrix} \beta_{o0} \\ \beta_{o1} \\ \dots \\ \beta_{op} \end{pmatrix} \in \mathbb{R}^{(p+1) \times m} \quad (\forall o = 1, 2, \dots, l)$$

$$\alpha = \begin{pmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \dots \\ \alpha_p \end{pmatrix} \in \mathbb{R}^{m(p+1) \times m}$$

$$\vartheta = \begin{pmatrix} \beta_{o0} \\ \beta_{o1} \\ \dots \\ \beta_l \\ \alpha \end{pmatrix} \in \mathbb{R}^{(l+m)(p+1) \times m}$$

Il modello delle FRF (right matrix-fraction model) può essere dunque scritto come funzione di questi coefficienti $H(\omega_k, \vartheta)$.

Il passo successivo è quello di calcolare i coefficienti non noti del modello, basandosi sulle FRF misurate. I coefficienti ϑ possono essere identificati minimizzando l'errore quadratico medio definito dall'equazione non lineare:

$$\varepsilon_o^{NLS}(\omega_k, \vartheta) = w_o(\omega_k) \left(H_o(\omega_k, \vartheta) - \widehat{H}_o(\omega_k) \right) = w_o(\omega_k) \left(B_o(\omega_k, \beta_o) A^{-1}(\omega_k, \alpha) - \widehat{H}_o(\omega_k) \right)$$

in cui:

- ω_k [$k=1, 2, \dots, N_f$] sono le frequenze per cui è definita la FRF;

- $\widehat{H}_o(\omega_k)$ è la FRF misurata;
- $H_o(\omega_k, \vartheta)$ è la FRF di cui bisogna calcolare i parametri modali, di fatto l'incognita;
- $w_o(\omega_k)$ è la funzione peso; tale funzione permette di tenere in conto differenze, nella qualità dei dati, che possono essere riscontrate in output diversi.

Il problema di minimizzazione ai **minimi quadrati** è di tipo non lineare, tuttavia è possibile effettuare la linearizzazione di tale equazione in modo da poter risolvere un più semplice problema ai minimi quadrati lineare. Terminata questa fase di linearizzazione è possibile ricavare i parametri ricercati, ponendo uguali a zero le derivate rispetto agli incogniti coefficienti polinomiali di ϑ e da qui ottenere una stima dei parametri modali².

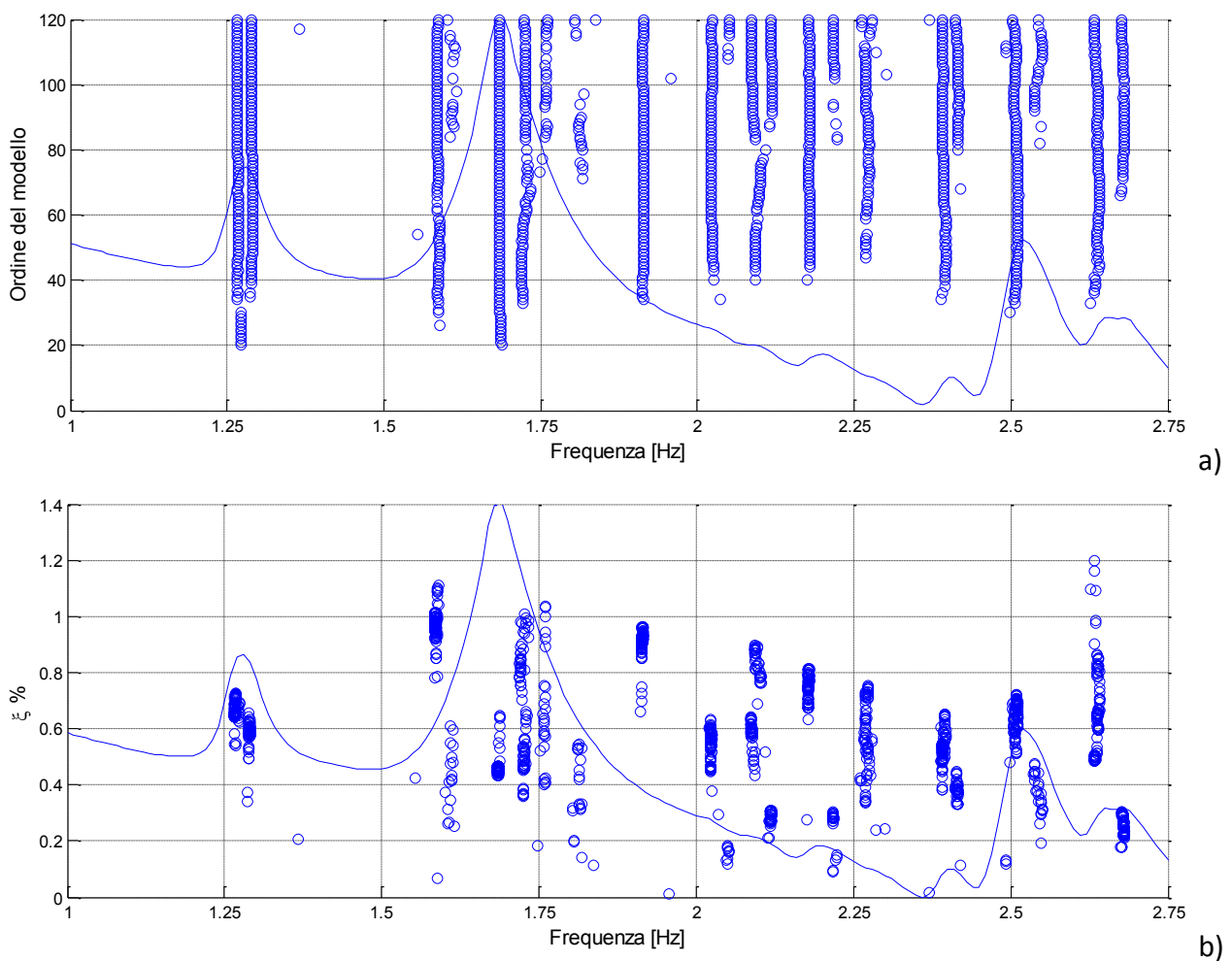


Figura 2.15: diagramma di stabilizzazione relativo ad una elaborazione della prova ambientale eseguita sul viadotto Adda – carreggiata Nord; a) frequenze stabili al variare dell'ordine del modello; b) smorzamenti associati ai poli stabili.

² Si ricorda che l'algoritmo è basato su un modello di interpretazione del comportamento meccanico di un sistema vibrante. Tali modelli, analoghi a quelli mostrati al capitolo 1.4.2.4, hanno maggiori **difficoltà nell'interpretare il ruolo dello smorzamento strutturale**. In definitiva la stima dei parametri modali risulta più robusta per le frequenze proprie che per gli indici di smorzamento.

Questa procedura viene eseguita automaticamente più volte facendo variare il **numero dei gradi di libertà** del sistema (**ordine del modello**) da un valore minimo a uno massimo scelti dall'utente.

Dovendo i parametri associati ai modi propri di vibrare essere funzione delle caratteristiche della struttura ma indipendenti dal processo numerico, essi non devono variare al variare dell'ordine del modello. Si procede quindi a valutare la stabilità dei parametri modali stimati, al variare dell'ordine del modello, valutando il soddisfacimento di alcuni limiti di variazione, fissati dall'operatore. È imposto un limite sulla variazione percentuale della stima della frequenza propria e dell'indice di smorzamento. Questo controllo consente di distinguere **modi strutturali** e **modi puramente numerici**, e di rimuovere questi ultimi dai risultati.

I risultati così ottenuti, in termini di frequenze proprie, fattori di smorzamento e fattori di partecipazione modale, sono rappresentati nel cosiddetto **diagramma di stabilizzazione** (un esempio è mostrato in Figura 2.15).

All'utente resta quindi il compito di selezionare i modi che ritiene significativi (per maggiori dettagli sui criteri di scelta da parte dell'utente dei poli corretti si vedano i paragrafi 3.2.4 e 3.3.3).

Il processo di elaborazione dei dati raccolti in una prova dinamica non termina con la semplice applicazione dell'algoritmo PolyMAX, nonostante esso costituisca comunque il passaggio più importante per la valutazione dei parametri modali, infatti è necessario eseguire anche altre operazioni sui dati sia in una fase preliminare (controllo della qualità dei dati in ingresso, secondo le indicazioni del capitolo 3) che a seguito dell'applicazione dell'algoritmo appena descritto.

2.2.2. TRATTAMENTO DELL'OUTPUT DELL'ALGORITMO DI CALCOLO

A valle dell'identificazione dei modi l'operatore dispone già di tutti i parametri modali che consentono la caratterizzazione del comportamento dinamico della struttura.

Tra questi parametri, i valori di **frequenza** e **smorzamento** dei modi di vibrazione sono di facile lettura, al contrario le **costanti modali**, che descrivono la **forma modale** associata ad un determinato modo, hanno una forma (**numeri complessi**) non immediatamente interpretabile.

Il **diagramma di Nyquist** (è mostrato un esempio in Figura 2.16), ovvero una porzione del piano complesso, è la forma di rappresentazione più immediata del vettore di numeri complessi, anche se non permette il riconoscimento di una forma modale vera e propria.

Se si vuole identificare la **deformata modale** associata ad un modo di vibrazione, cioè visualizzare la forma e capirne la tipologia (prevalentemente flessionale, prevalentemente torsionale, misto, altro), bisogna ricorrere ad una rappresentazione diversa dal diagramma di Nyquist.

Dato che ogni costante modale è un numero complesso, costituito da un modulo e da una fase, che

nelle nostre analisi rappresentano rispettivamente l'ampiezza di oscillazione di un dato punto della struttura e la fase rispetto ad un riferimento assoluto, comune a tutti i punti, associando ogni numero complesso ad una determinata posizione della struttura è possibile identificare l'oscillazione di ogni punto di misura.

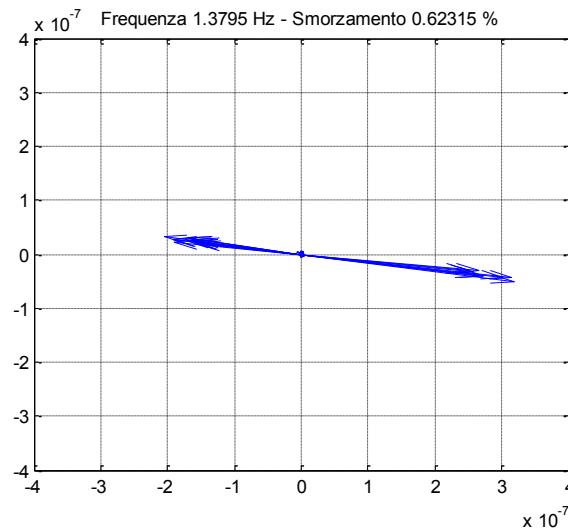


Figura 2.16: diagramma di Nyquist del 1° modo del ponte Oglio – carreggiata Sud (estratto da elaborazione di prova EMA).

Si fa notare che le costanti modali estratte dall'algoritmo di calcolo hanno valori molto piccoli, e per rappresentarle in modo efficace è bene applicare un'operazione di **normalizzazione**. Per tutte le rappresentazioni utilizzate all'interno di questo elaborato si è utilizzata la seguente formula, che regola la normalizzazione in campo complesso, sfruttando come riferimento la costante modale di modulo massimo:

$$Z_n = \frac{Z}{Z_{max}} = \frac{\rho \cdot e^{i\theta}}{\rho_{max} \cdot e^{i\theta_{max}}} = \frac{\rho}{\rho_{max}} \cdot e^{i(\theta - \theta_{max})}$$

in cui:

- Z è una generica costante modale estratta da una forma modale;
- Z_{max} è la costante modale, estratta dalla stessa forma modale, con modulo massimo, ovvero il riferimento della normalizzazione;
- Z_n è la costante normalizzata;

La normalizzazione quindi, dal punto di vista delle fasi, comporta una rotazione identica per tutti i numeri complessi, il che non modifica le fasi relative. Il nuovo riferimento di fase diventa la costante Z_{max} , il cui vettore assume parte reale pari a 1 e parte immaginaria nulla (quindi è un numero reale). In Figura 2.17 sono mostrati due diagrammi di Nyquist, relativi allo stesso modo, provenienti dalla stessa elaborazione; la Figura 2.17a mostra le costanti modali non normalizzate, la Figura 2.17b le costanti normalizzate. È evidente che la normalizzazione produce una rotazione, come spiegato.

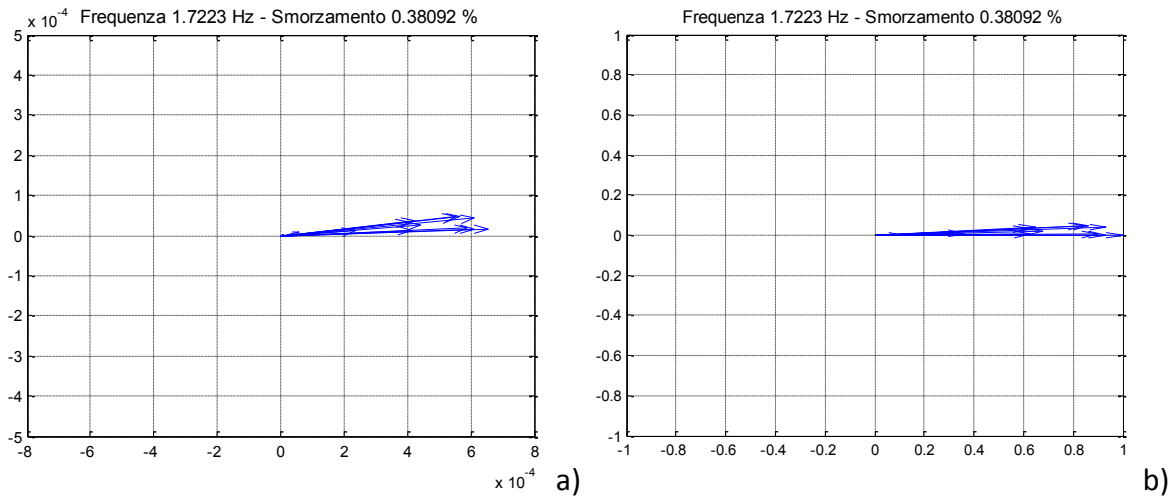


Figura 2.17: diagrammi di Nyquist del 1° modo del ponte Muzza – carreggiata Nord (estratto da elaborazione di prova OMA); a) pre-normalizzazione; b) post-normalizzazione.

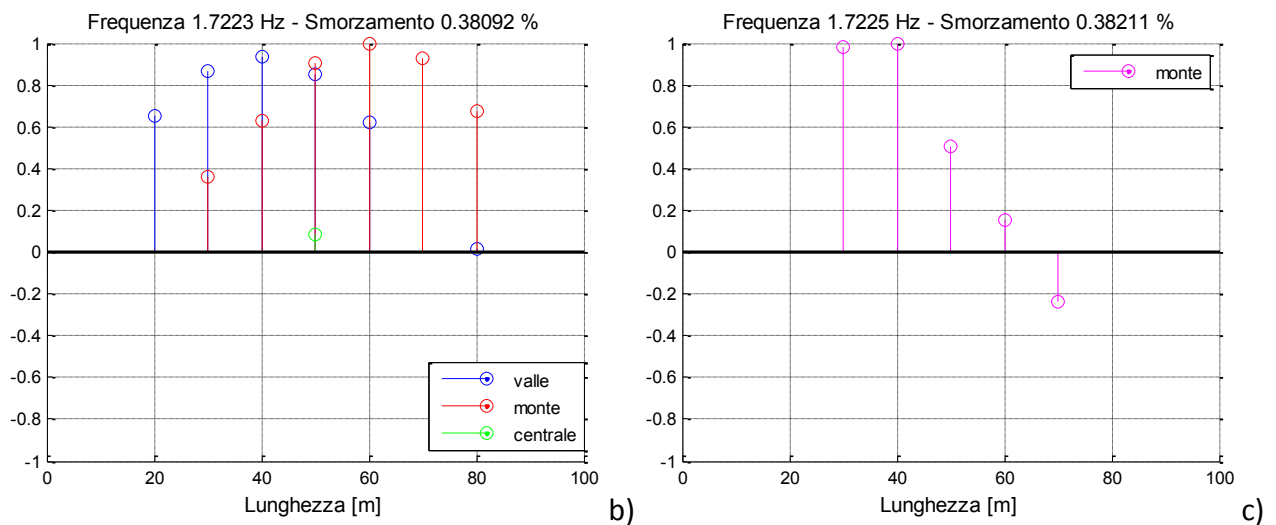
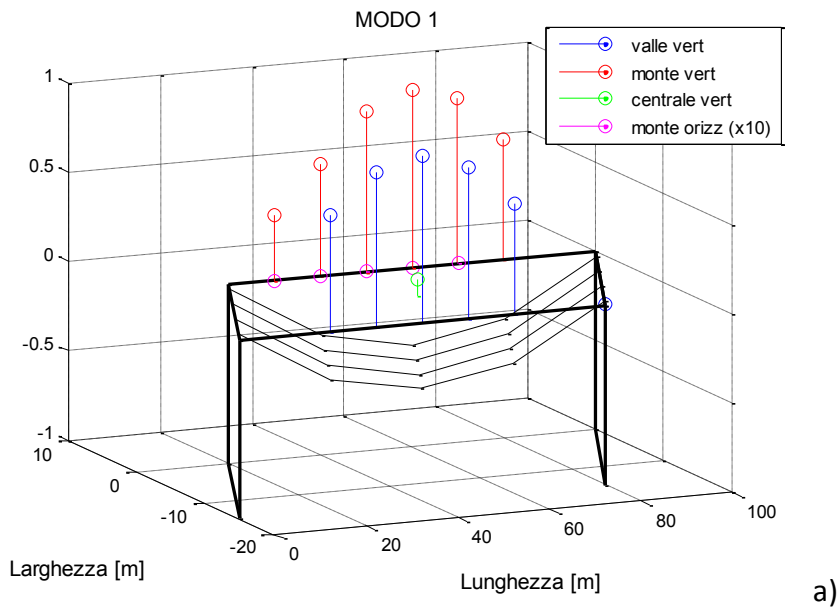


Figura 2.18: esempi di rappresentazione di una forma modale (è raffigurato il 1° modo ricavato dalla prova ambientale del ponte Muzza – carreggiata Nord); a) vista 3D; b) vista laterale 2D (verticale); c) vista dall'alto 2D (orizzontale).

In ultima analisi è bene ricordare che la deformata modale descrive un movimento reale della struttura. Le costanti modali, ruotando a velocità $\omega = 2\pi f$ (dove f è la frequenza del modo plottato) nel piano complesso, descrivono infatti l'oscillazione associata al modo. Plottando le proiezioni delle costanti modali sull'asse reale si può quindi osservare l'oscillazione associata alla risonanza della struttura (per il modo considerato per ogni istante considerato).

Sono riportati in Figura 2.18 alcuni esempi delle diverse **rappresentazioni**, sia **2D** che **3D**, utilizzate per riconoscere le forme modali.

In particolare è mostrato il primo modo di vibrare del ponte Muzza – carreggiata nord ricavato con approccio OMA. I singoli pallini rappresentano l'ampiezza dei modi di vibrare in corrispondenza di un punto della struttura, colorati di blu se posizionati a valle (sud), in rosso a monte (nord), in verde in posizione centrale e in magenta se orientati in orizzontale. La struttura del ponte nel caso delle figura a, b, e c è schematizzata con un contorno nero che evidenzia a grandi linee la forma.

3. APPROCCIO CRITICO ALL' ANALISI MODALE

Nel capitolo 2 sono stati definiti i principali strumenti che consentono di mettere in pratica l'analisi dinamica di una struttura, tuttavia, come spesso accade in ambito ingegneristico, non è sufficiente applicare tali strumenti in modo corretto, ma è indispensabile seguire un **approccio critico** nel loro utilizzo.

Questo capitolo vuole, in questo senso, definire una **guida all'analisi modale**, evidenziando quali aspetti analizzare e quali procedimenti è giusto perseguire al fine di ricavare la più attendibile caratterizzazione meccanica della struttura.

La trattazione si sviluppa a partire dalla fase iniziale di pre-processing dei dati raccolti nel corso dei test dinamici fino alla fase di estrazione di tutti i parametri modali ricercati. Si completa il capitolo con la definizione degli strumenti di post-processing (confronto) e verifica dei risultati.

La procedura di studio descritta è stata definita nell'ambito della campagna prove condotta sui viadotti della BreBeMi, ma si è cercato di fornire una guida di validità generale, il più possibile corretta, ripetibile, ed estendibile ad altri casi di analisi modale. La descrizione affrontata in seguito viene distinta tra il caso di una prova ad eccitazione ambientale e quello di una prova con forzamento, malgrado molti aspetti delle due siano di fatto comuni.

3.1. PREMESSA

Un collaudo dinamico prevede l'esecuzione di una prova di carattere dinamico sull'opera interessata dall'analisi. Come visto nel capitolo 1 ne esistono essenzialmente due tipologie: con eccitazione ambientale e con eccitazione artificiale o forzata. La prima è operativamente più semplice da attuare e poco costosa, tuttavia richiede molta attenzione in fase di elaborazione dei dati. La seconda è più complessa e onerosa, visto l'utilizzo di una mole superiore di strumenti (sistemi di forzamento e controllo), ma generalmente più semplice per quanto concerne l'analisi dei dati.

È bene premettere che già nel corso delle prove sono richieste alcune attenzioni da parte degli operatori. Affinché una prova fornisca dei risultati validi l'operatore deve controllare che:

- Il set-up di misura sia definito e posizionato correttamente;
- Gli strumenti di misura registrino correttamente (check dei canali);
- I disturbi siano ridotti al minimo;
- I livelli di rumore non siano così elevati da nascondere il segnale.

L'osservazione di queste semplici regole costituisce un valido aiuto per l'operatore che si occupa della fase di elaborazione dei dati, in quanto dovrebbe garantire l'assenza di errori grossolani.

3.2. ELABORAZIONE DI PROVA AMBIENTALE

L'elaborazione dei dati raccolti in una prova con eccitazione ambientale si compone dei seguenti

passaggi:

- 1) **controllo dei dati** raccolti (attraverso l'osservazione delle storie temporali e degli spettri di densità di potenza o PSD);
- 2) **unione dei dati** e definizione della **storia temporale di riferimento** per l'analisi;
- 3) **osservazione della PSD** associata alla storia temporale di riferimento;
- 4) OMA (Operational Modal Analysis) - **esecuzione** dell'**algoritmo** di analisi (PolyMAX) e **identificazione dei modi** di vibrazione;
- 5) verifica dei risultati.

Tali passaggi vengono descritti approfonditamente nei paragrafi successivi.

3.2.1. CONTROLLO DEI DATI RACCOLTI

La prova ambientale è solitamente una prova di **lunga durata**. Questo è imputabile al fatto che, come evidenziato al capitolo 1, l'algoritmo per l'estrazione dei parametri modali, nel caso di prova ambientale, consente di determinare le proprietà dinamiche della struttura ipotizzando che il forzamento prodotto dall'ambiente sia assimilabile ad un rumore bianco. Tale assunzione è in generale tanto più vera quanto maggiore è il periodo della misurazione: mediando infatti nel dominio delle frequenze un numero di storie temporali sufficientemente elevato, lo spettro dell'eccitazione tende ad assumere valore costante.

La durata della prova implica che facilmente, nei dati raccolti, saranno presenti degli errori o in generale dei problemi. Consci di questo fatto, un'organizzazione dell'acquisizione tale da salvare i dati acquisiti in storie di durata contenuta, 5-10 minuti, risulta indispensabile. Se la storia fosse raccolta in un unico file basterebbero pochi errori nel corso della prova per compromettere le possibilità di analisi; al contrario l'utilizzo di storie di breve durata consente di eliminare uno o più file dall'insieme, qualora essi presentino errori evidenti.

Gli errori tipici presenti in un set di dati raccolti in una prova ambientale sono:

- Segnali in **cortocircuito** o presenza di **cavi danneggiati** che impediscono la corretta registrazione del segnale;
- Si osservano dei **fenomeni di saturazione** degli accelerometri, evento solitamente legato a urti imprevisti con i trasduttori, attacco/distacco dei cavi e spostamento dei sensori;
- Si osservano **derive del segnale** dovute alle condizioni al contorno (principalmente la temperatura).

Perciò l'operatore incaricato delle elaborazioni, deve per prima cosa **controllare i dati raccolti**, alla ricerca di eventuali errori. Egli dispone di due strumenti: l'osservazione delle **storie temporali** e delle **Power Spectral Densities (PSD)**.

Dato un segnale $x(t)$, in generale complesso a potenza finita, si definisce **autocorrelazione** la

funzione:

$$R_{xx} = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_{-\frac{T}{2}}^{\frac{T}{2}} x^*(t) \cdot x(t + \tau) dt$$

in cui

- * indica il complesso coniugato.

La trasformata di Fourier G_{xx} della funzione di autocorrelazione $R_{xx}(\tau)$ è detta densità di potenza spettrale (PSD), o autospettro:

$$G_{xx} = \int_{-\infty}^{\infty} R_{xx}(\tau) e^{-i2\pi\omega\tau} dt$$

La PSD è di fatto lo spettro in frequenza (normalizzato) della potenza associata al segnale.

L'algoritmo utilizzato per il calcolo della PSD applica una finestra di Hanning al segnale, scomponendolo in diversi sottorecord parzialmente sovrapposti, calcola l'autospettro di ogni sottorecord ed esegue una media degli spettri¹ in potenza.

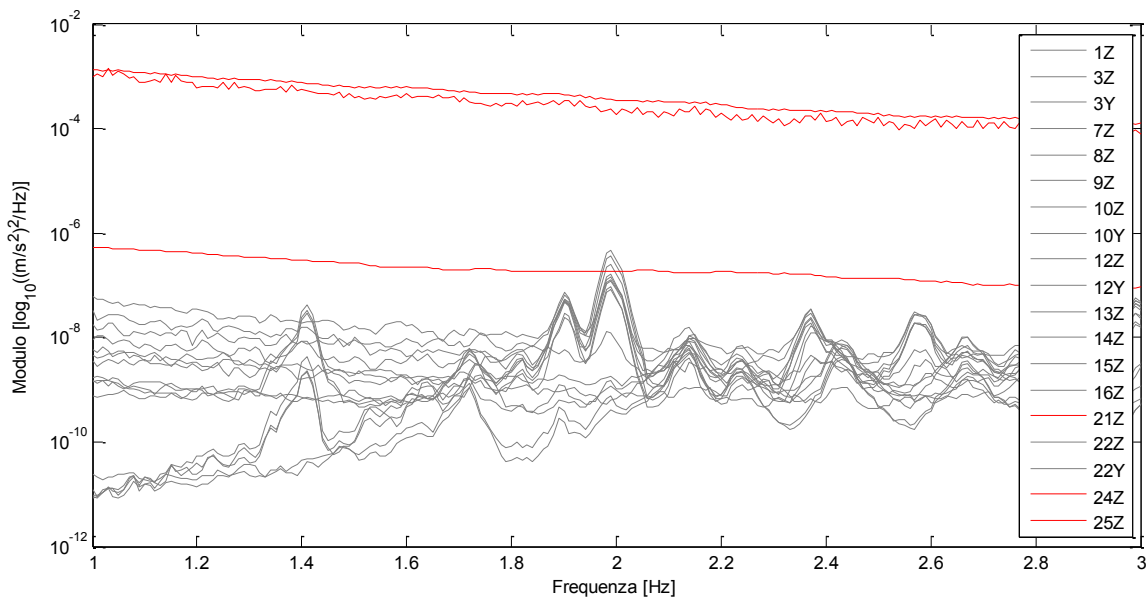


Figura 3.1: PSD dei segnali acquisiti nel corso della prova ambientale sul viadotto Oglio – carreggiata Nord, relativi ad una storia temporale di 1 ora. Sono evidenziati in rosso i canali che rilevano delle saturazioni nel corso della storia, in grigio gli altri.

Per come è stata calcolata, la PSD mostra immediatamente la presenza di errori nel segnale. Se infatti consideriamo il caso di un evento di saturazione di un accelerometro, nel dominio delle

¹ I parametri lunghezza della finestra [s], sovrapposizione tra finestre [% sulla lunghezza] e tipologia della finestra sono modificabili dall'operatore. Al fine di migliorare la qualità del risultato è consigliabile definire valori elevati per la sovrapposizione tra le finestre.

frequenze si osserva uno **spettro piatto**, simile a quello di un rumore quasi costante. La saturazione infatti è un evento che porta alla registrazione di un segnale molto elevato, che ha forma simile ad un'esponenziale (che decresce abbastanza velocemente), il cui spettro è quasi costante, quindi passando al dominio delle frequenze, al crescere dell'intensità della saturazione e del numero di saturazioni, va a perdersi il contributo della vibrazione nello spettro del segnale. Un esempio dell'effetto prodotto da una saturazione è mostrato in Figura 3.1.

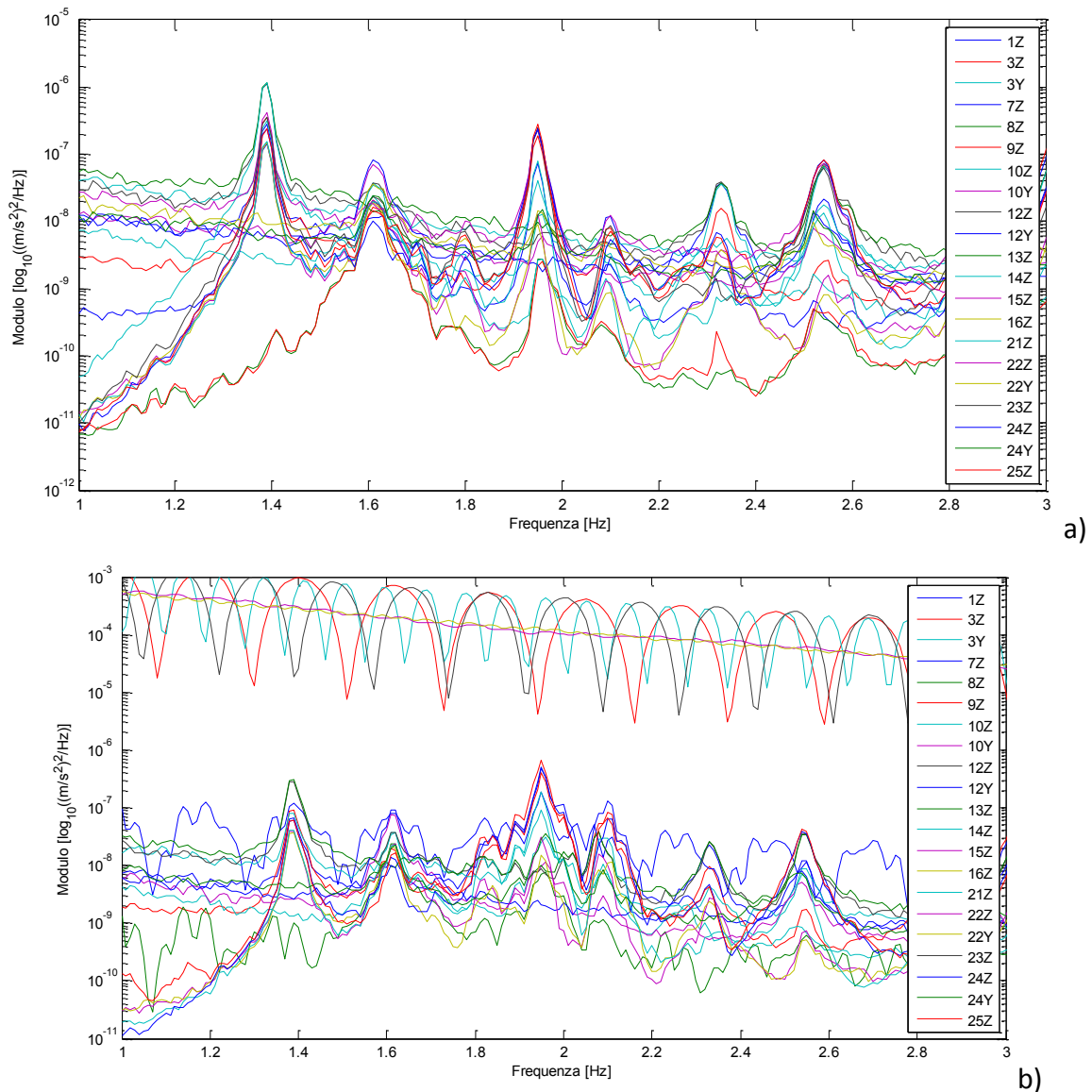


Figura 3.2: PSD dei segnali raccolti in 2 storie temporali diverse, estratte dalla prova ambientale sul viadotto Oglio – carreggiata Sud; a) storia in apparenza corretta; b) storia contenente errori. Le differenze sono evidenti, si riconosce immediatamente la presenza di errori (nonostante non sia nota la loro natura e collocazione nel tempo).

È quindi consigliabile osservare prima la PSD di un segnale: se essa è corretta allora il dato di partenza probabilmente è “pulito”, cioè privo di errori evidenti, altrimenti il dato è “sporco” e l'operatore deve procedere alla sua rimozione. In Figura 3.2 è mostrato un confronto tra le PSD dei segnali provenienti dalla stessa prova ambientale (Oglio – carreggiata Sud). Nel primo caso le PSD sono in apparenza tutte corrette, mentre nel secondo caso alcuni canali registrano segnali di diversi

ordini di grandezza superiori, con gli andamenti che tipicamente si hanno in presenza degli errori in precedenza descritti (saturazioni, cavi danneggiati). In questo caso è opportuno individuare i canali problematici e analizzare più in dettaglio la loro storia temporale, in modo da trovare e eliminare, se possibile, gli errori, prima di eseguire le successive analisi.

Il fatto che le PSD appaiano corrette non garantisce che i dati siano assolutamente privi di disturbi o errori, magari di entità limitata, infatti per completezza sarebbe consigliabile controllare sempre la storia temporale.

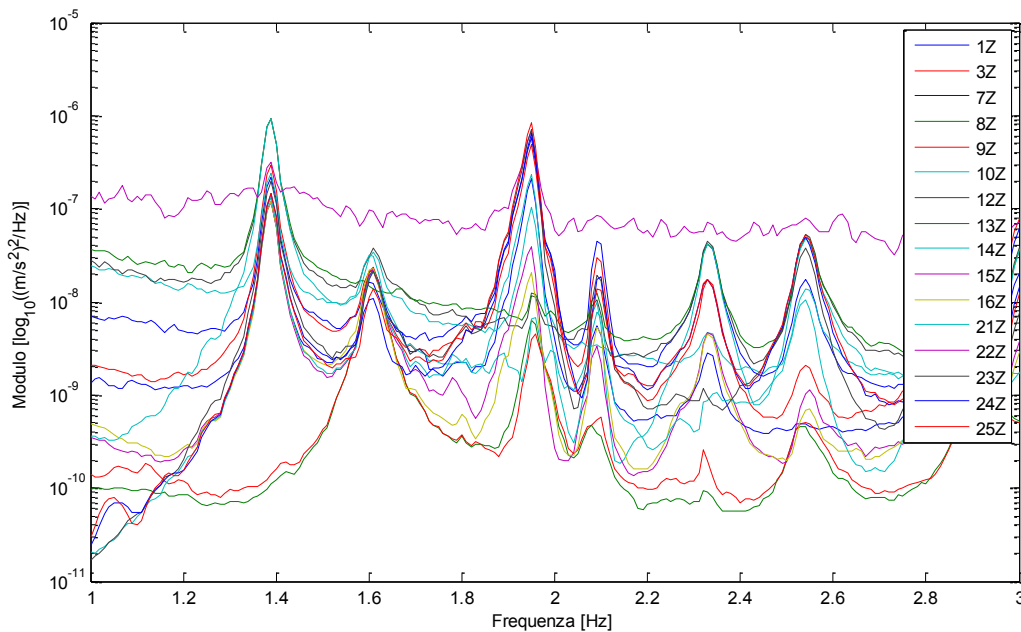


Figura 3.3: PSD dei segnali raccolti nella storia temporale finale definita per la prova ambientale sul viadotto Oglio – carreggiata Sud (durata 5h e 40min).

Nota: la procedura di “pulizia” dei dati descritta non garantisce che la storia finale sia assolutamente priva di errori. Si osservino ad esempio le PSD di Figura 3.3 (relative alla prova ambientale sul viadotto Oglio – carreggiata Sud), in cui è evidente che un canale (il 22Z) non è utilizzabile anche a valle del controllo dei dati. In questo caso l’accelerometro registra i picchi relativi ai modi di vibrare della struttura, ma quest’ultimi sono in gran parte sovrastati dal rumore. L’utilizzo di questo canale nelle successive elaborazioni potrebbe peggiorare l’identificazione dei parametri modali. Ciò dimostra che questo pre-processing è efficace contro gli errori evidenti, ma che non ha alcun effetto quando il dato originale è affetto da livelli di rumore elevati, come accade nel caso mostrato.

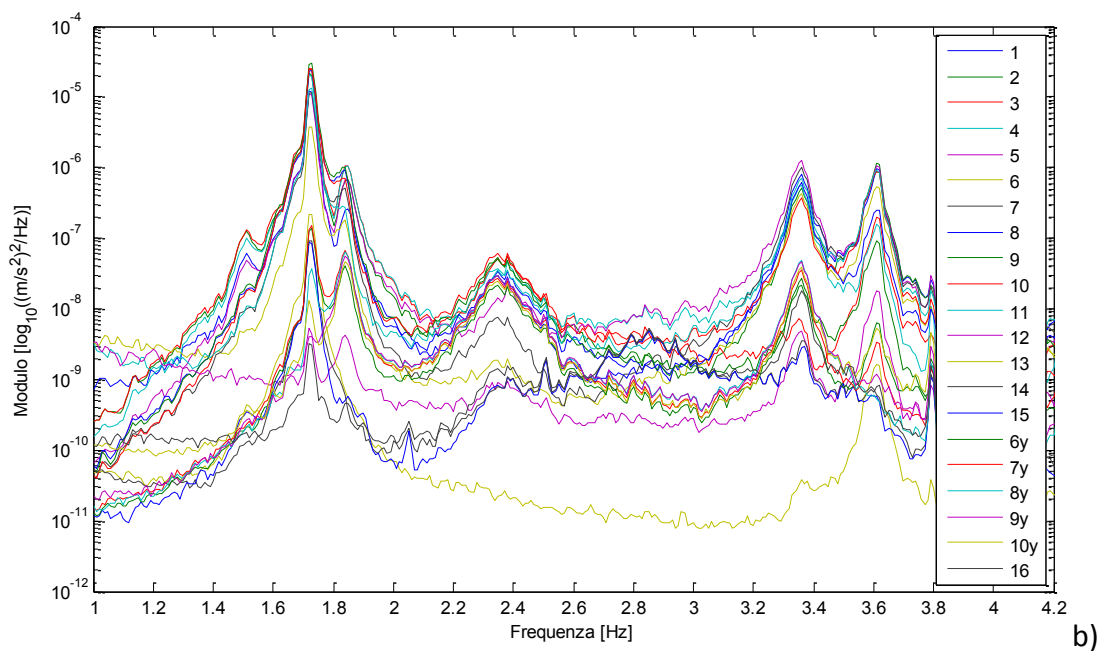
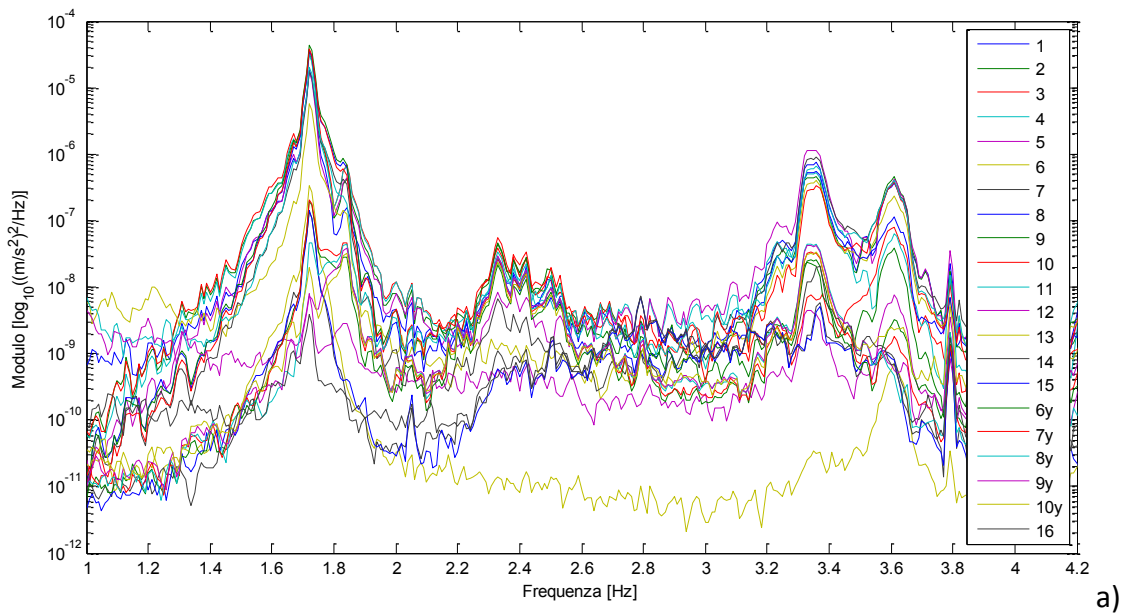
3.2.2. UNIONE DEI DATI

Una volta che i dati sono stati “puliti” l’operatore può procedere all’unione dei file per definire la storia temporale di riferimento delle elaborazioni.

Come ricordato in precedenza la prova ambientale dura solitamente alcune ore.

L'eccitazione che arriva alla struttura è essenzialmente casuale, assimilabile ad un **rumore bianco**, quindi tende a diventare mediamente costante al crescere del tempo di acquisizione. Modificando la lunghezza della storia temporale si interviene quindi anche sull'eccitazione, nel senso che più la storia è lunga più l'input tende ad essere costante. La variazione dell'input è apprezzabile finché non si giunge ad una **stabilizzazione del comportamento dinamico**.

In Figura 3.4 è mostrata la differente stabilizzazione del comportamento del ponte Muzza – carreggiata Nord, prendendo in considerazione tre storie di lunghezza diversa. È evidente che la qualità di questi dati, che sono stati precedentemente controllati e puliti, migliora aumentando la lunghezza della storia.



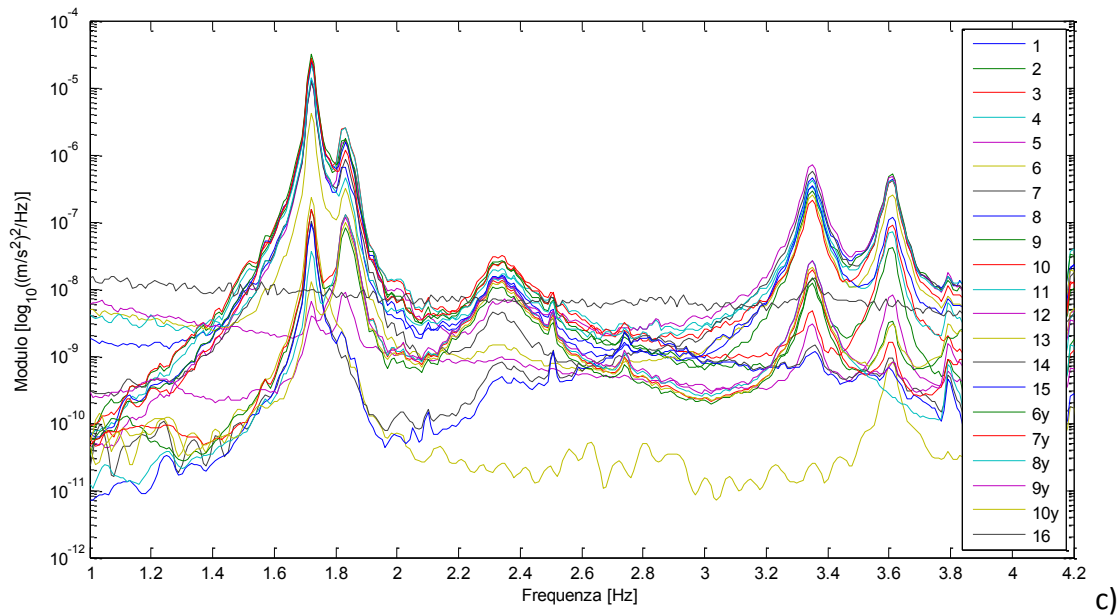


Figura 3.4: PSD dei segnali raccolti in tre storie temporali diverse, estratte dalla medesima prova ambientale (viadotto Muzza – carreggiata Nord); a) storia di 10 minuti; b) storia di 1 ora; c) storia di 8 ore.

Nella analisi del viadotto Oglio, Concetta Cosenza [1] ha indagato accuratamente come la variazione della durata dell'acquisizione intervenga sui risultati dell'analisi modale, ed è giunta alla conclusione che il tempo di acquisizione, a patto che i dati di origine mostrino una sufficiente stabilizzazione del comportamento dinamico, non costituisce una variabile che influenza i risultati.

Il tempo in cui l'input raggiunge un livello di stabilità soddisfacente varia da un caso all'altro, indicativamente però è consigliabile elaborare solo set di dati la cui durata complessiva non scende sotto le 2-3 ore.

Nei casi studiati si considera sempre la storia più lunga che è possibile estrapolare dai dati raccolti nel corso della prova. Questa scelta dovrebbe garantire una elevata qualità delle identificazioni dei parametri modali della struttura.

3.2.3. OSSERVAZIONE DELLE PSD DEFINITIVE

Una volta che è stata costruita la storia definitiva si procede alla valutazione delle PSD dei segnali raccolti in tale storia.

La funzione di densità spettrale (PSD) fornisce molte indicazioni utili alle elaborazioni.

Dato che in una prova ambientale l'eccitazione prodotta dall'ambiente è assimilabile ad un rumore bianco, il cui spettro è quasi costante lungo tutta la banda di frequenze, allora lo spettro del segnale in output è molto simile alla **funzione di trasferimento della struttura** in analisi.

Perciò osservando le PSD è possibile:

- Individuare le frequenze associate ai modi di vibrazione della struttura;

- Individuare, tramite la valutazione dell'ampiezza dei picchi, quali modi di vibrazione vengono eccitati bene e quali meno;
- Formulare osservazioni utili sulle risposte dei singoli canali.

A supporto della spiegazione si utilizzano le PSD ricavate dalla prova ambientale sul viadotto Adda – carreggiata Nord, di cui si è riportato un dettaglio in Figura 3.5.

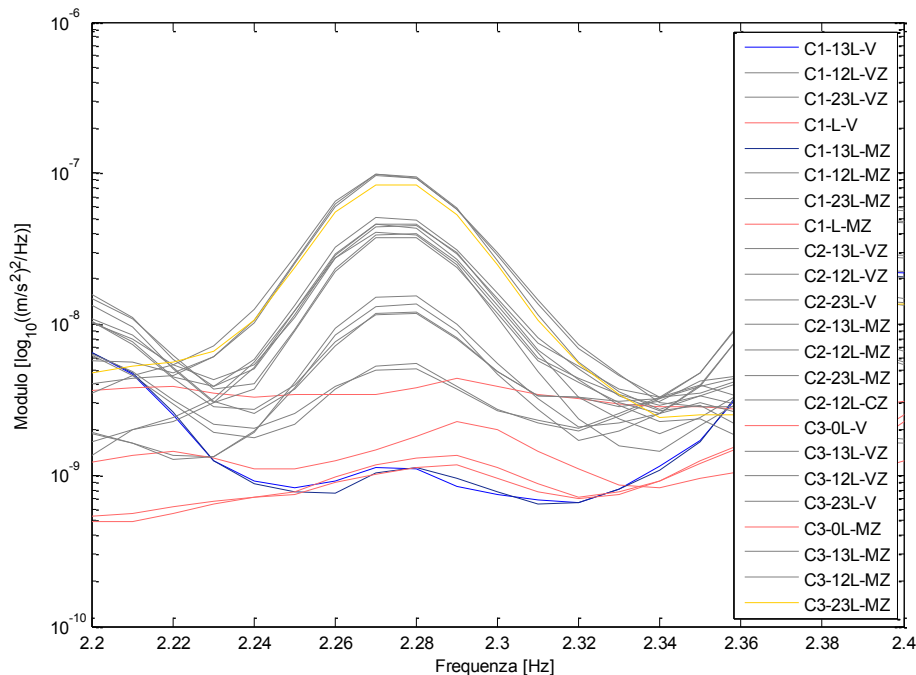


Figura 3.5: dettaglio delle PSD dei segnali raccolti nella storia temporale finale definita per la prova ambientale sul viadotto Adda – carreggiata Nord. È rappresentato il 6° modo tra quelli identificati.

Colorando appositamente le PSD si nota che esse non sono tutte uguali. Un modo di vibrazione infatti è associato ad una forma modale, quindi i vari canali, che sono collegati a strumenti in posizioni diverse sulla struttura, sono sollecitati in modo diverso: un picco più alto indica che il trasduttore registra una forte vibrazione, mentre un picco poco definito indica che lo strumento probabilmente è posto nei pressi di un nodo modale.

Nel caso specifico del modo di Figura 3.5, si nota che la maggior parte dei canali (grigio) vede chiaramente il picco, mentre alcuni canali (rosso) non vedono alcun picco e altri (blu) vedono un picco poco definito e di entità ridotta. Se i dati sono corretti, i canali rossi sono associati a posizioni “nodali” (infatti sono le pile, molto stabili in un modo flessionale), mentre i canali blu sono posti nei pressi di un nodo;

- Individuare i possibili canali di riferimento da utilizzare per l'analisi modale.

Il canale di riferimento va scelto tra quelli che riconoscono più chiaramente i modi compresi nel campo di frequenze interessato dallo studio.

Si considera ancora la PSD di Figura 3.5: tra i canali che riconoscono chiaramente il modo è stato evidenziato il canale C3-2/3L-MZ (giallo), che, essendo uno di quelli con ampiezza più elevata, può essere una buona scelta.

Le PSD continuano ad essere utili a valle delle elaborazioni poiché consentono di validare eventuali altre peculiarità venute alla luce nel corso dell'analisi modale.

3.2.4. ANALISI MODALE E IDENTIFICAZIONE DEI MODI

Un volta che i dati sono stati pre-processati (controllati, ripuliti, uniti e analizzati attraverso l'osservazione delle PSD) è possibile processarli per estrarre i parametri modali della struttura. Lo strumento d'analisi utilizzato nei nostri casi di studio è l'algoritmo **PolyMAX**, descritto nel capitolo 2, declinato nella sua **versione OMA**.

L'algoritmo PolyMAX, come ricordato, è un metodo di analisi modale che sfrutta un processo semi-automatico, cioè che prevede l'intervento dell'operatore nella scelta di alcune specifiche del programma. In particolare la versione OMA del PolyMAX prevede la scelta di:

- **Canale di riferimento;**
- Canali da includere nell'analisi;
- Smorzamento numerico aggiunto²;
- Campo di frequenze da indagare;
- **Campo di variazione dell'ordine del modello;**
- Soglie limite ai criteri che consentono di valutare la stabilità dei parametri estratti al variare dell'ordine del modello³;
- **Poli stabili** che secondo l'utente rappresentano dei modi di vibrazione reali (non numerici).

I risultati dell'analisi modale condotta con l'algoritmo PolyMAX, versione OMA, come evidenzia Concetta Cosenza [1] nel proprio elaborato, dipendono fortemente dalla scelta del **canale di riferimento** delle elaborazioni (è mostrato un esempio in Figura 3.6). Si è evidenziato in precedenza (paragrafo 2.2.1) come il canale di riferimento costituisca l'analogo, per la prova ambientale, del collocato della prova forzata, quindi la sua scelta è un punto critico dell'analisi.

Come indicato al paragrafo precedente: "il canale di riferimento va scelto tra quelli che riconoscono più chiaramente i modi compresi nel campo di frequenze interessato dallo studio". Tuttavia non è sempre vero che i canali che registrano oscillazioni più marcate sono i riferimenti migliori, quindi è consigliabile eseguire più elaborazioni facendo variare il riferimento, e, se necessario, provare ad utilizzare più canali di riferimento nella stessa elaborazione (generalmente due e non oltre). La scelta di due riferimenti è particolarmente valida quando si cerca di identificare dei modi particolari

² Per le strutture indagate nella nostra campagna prove, ponti e viadotti, è consigliabile non superare il 2%.

³ Per le nostre elaborazioni si sono utilizzati sempre gli stessi limiti sui criteri di stabilità:

- Variazione percentuale frequenza <1%;
- Variazione percentuale smorzamento <10%;
- Tolleranza partecipazione modale >95%;
- MAC tra le forme modali >95%.

(modi doppi aventi due modi di vibrare alla stessa frequenza) o modi di tipo torsionale.

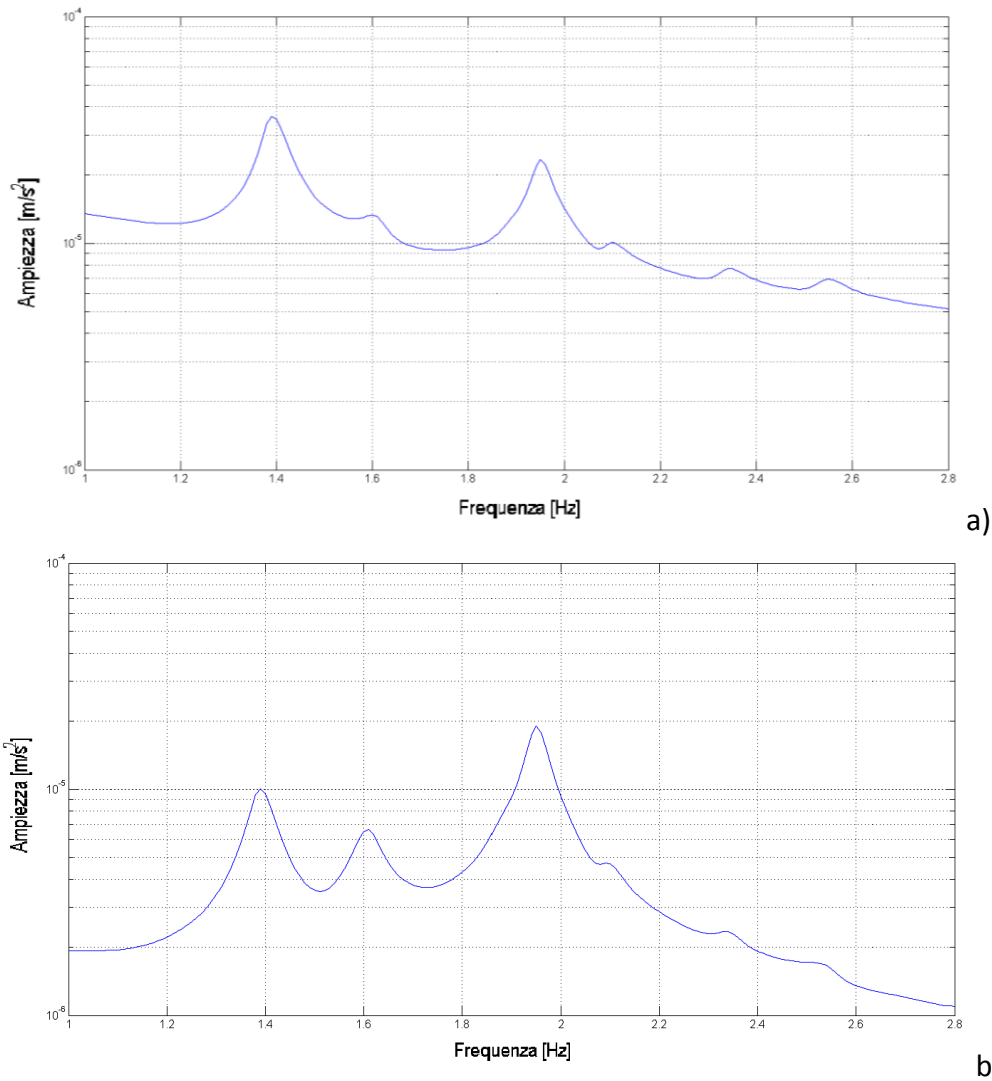


Figura 3.6: spettri medi di risposta estratti dal PolyMAX elaborando la prova ambientale Oglio – carreggiata Sud; a) valutazione con un canale di riferimento; b) valutazione con 2 canali di riferimento.

Una volta stabilito il canale o i canali di riferimento da utilizzare è necessario definire i gradi di libertà del modello utilizzato nel PolyMAX.

Nel corso delle indagini si è notato che diversi intervalli di variazione dell'ordine del modello portano a risultati diversi. I diagrammi di stabilizzazione di più facile lettura sono stati estratti quando l'ordine minimo è circa 20 (valore sotto il quale non si ottengono risultati soddisfacenti in termini di stabilità dei parametri modali) e l'ordine massimo è circa 100 poli (fino a 120 va bene – oltre questi valori le elaborazioni richiedono tempi più lunghi, senza aggiungere informazioni a quelle già presenti con un ordine del modello inferiore).

Nel caso di un doppio riferimento l'intervallo può cambiare in modo considerevole, dato che le elaborazioni eseguite dal PolyMAX sono più complicate e più sensibili alla variazione dell'ordine del modello.

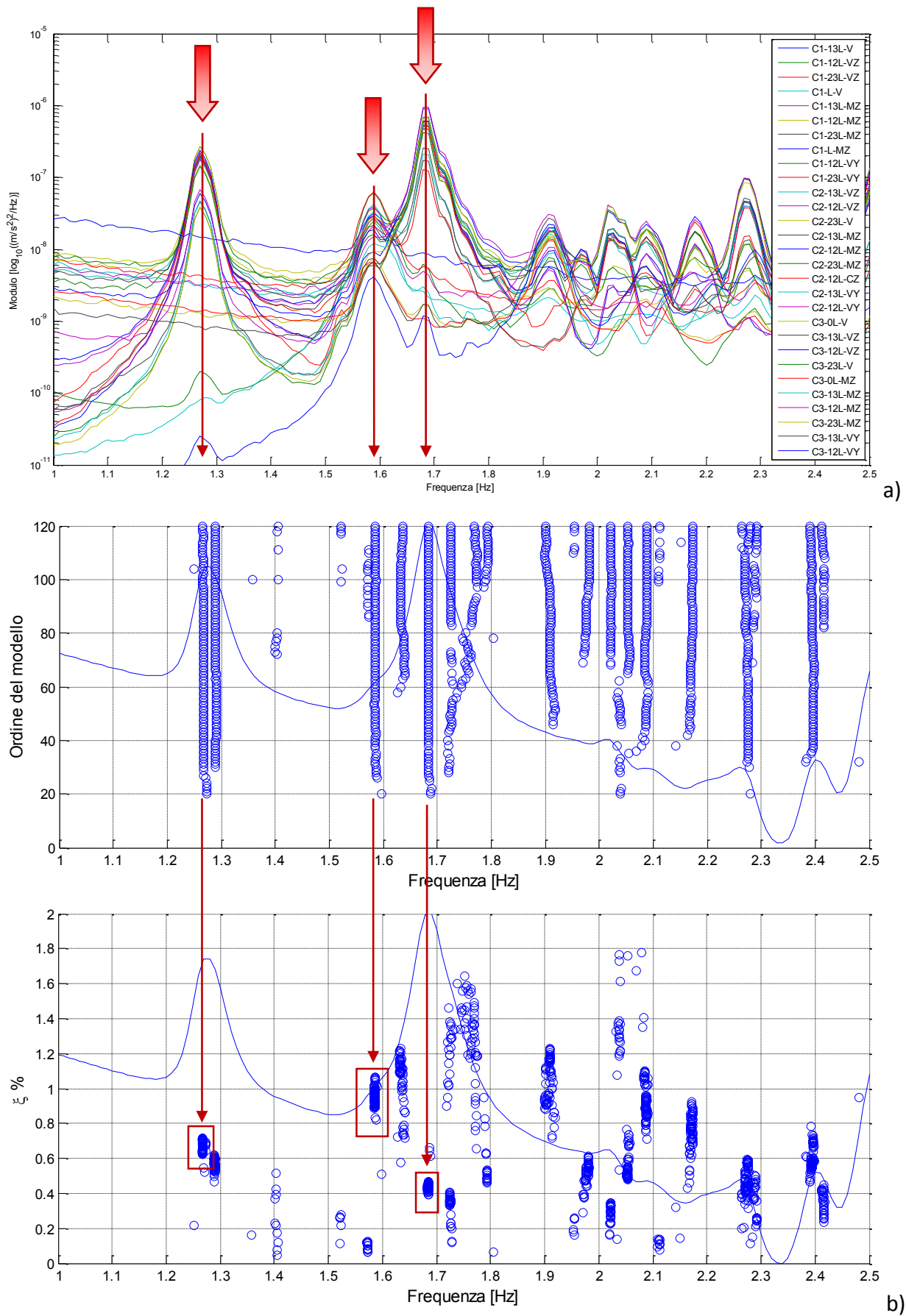


Figura 3.7: esempio di selezione corretta dei poli stabili, relativo ai primi 3 modi del ponte Adda – carreggiata Nord; a) modi evidenziati nelle PSD relative a 8 ore di dati; b) selezione dei poli dal diagramma di stabilizzazione, in cui è presente anche lo spettro medio di tutti i canali per facilitare l'identificazione.

Una volta eseguito il calcolo dei poli e ottenuto il diagramma di stabilizzazione è compito dell'operatore addetto all'analisi dei dati **selezionare i modi** che egli ritiene significativi. Di fatto l'algoritmo di calcolo attua una rimozione di quelli che sono i modi numerici, mostrando un diagramma di stabilizzazione di facile interpretazione, ma non è detto che tutti i modi mostrati siano effettivamente reali⁴.

L'operatore può basare la sua scelta principalmente sull'osservazione combinata della PSD e del diagramma di stabilizzazione. Se è vero infatti che l'input di una prova ambientale è assimilabile a un rumore bianco, è vero anche che i modi evidenziati in essa sono quelli attesi dall'analisi. Un esempio di selezione corretta dei modi è mostrata in Figura 3.7. Quest'ultima mostra il processo di identificazione dei prime tre modi del ponte Adda – carreggiata nord. I modi sono evidenziati chiaramente da picchi nelle PSD. In corrispondenza delle medesime frequenze si ritrovano nel diagramma di stabilizzazione dei poli stabili, presenti quasi costantemente al variare dell'ordine del modello e con smorzamenti poco variabili. In figura è evidenziata, tramite frecce e riquadri, la selezione effettuata.

Il criterio indicato generalmente consente una buona identificazione dei modi, tuttavia non deve essere assunto come certo e infallibile. Per definire le proprietà dinamiche di una struttura è necessario disporre di una certa **ridondanza** di dati, cioè eseguire molte elaborazioni, relative a prove diverse, con identificazioni diverse.

Se un modo di vibrare, la cui identificazione è dubbia, è presente in svariate elaborazioni (con diversi riferimenti, diverse storie e diversi parametri di analisi) è lecito pensare che esso sia effettivamente reale.

A valle della scelta dei poli stabili, il PolyMAX effettua il calcolo delle forme modali associate ai modi selezionati (come spiegato al capitolo 2.2.1) e fornisce all'utente le costanti modali di ognuno dei canali inclusi nell'analisi.

3.3. ELABORAZIONE DI PROVA FORZATA

L'elaborazione dei dati raccolti in una prova con forzamento si compone dei seguenti passaggi:

- 1) **calcolo delle FRF**;
- 2) **osservazione della FRF**;
- 3) EMA (Experimental Modal Analysis) - **esecuzione dell'algoritmo** di analisi (PolyMAX) e **identificazioni dei modi** di vibrazione;
- 4) verifica dei risultati.

⁴ I modi che mostrano un indice di smorzamento modale con valore superiore al 5% non sono da considerare tra i modi fisici, visto che per le strutture civili tipo ponti gli smorzamenti tipici variano dallo 0,3% al 3%.

La procedura di analisi dei dati in una prova forzata è più semplice rispetto a quella di una prova ambientale. I passaggi indicati vengono descritti approfonditamente nei paragrafi successivi.

3.3.1. CALCOLO DELLE FRF

Come evidenziato nei capitoli precedenti, nella prova con forzamento è possibile misurare la forzante (input) e la risposta della struttura (output) e quindi **calcolare le FRF** nei vari punti della struttura.

Queste ultime infatti (raccolte nella matrice H), sono esprimibili ciascuna come rapporto tra la trasformate di Fourier di: risposta (X) alla una sollecitazione (F) e sollecitazione stessa:

$$H(i\omega) = \frac{X(i\omega)}{F(i\omega)}$$

Nelle prove da noi eseguite, il forzamento, sia esso verticale o orizzontale, è stato puntuale con un'unica fonte di forzamento e caratterizzato da una storia temporale di tipo stepped-sine. Le caratteristiche di questo tipo di forzamento sono state descritte nel paragrafo 2.1.3. All'interno di tale capito è spiegato che il sistema di acquisizione registra i dati in modo sincrono solo quando, al passaggio della forzante da una frequenza all'altra, la struttura e il forzamento sono a regime.

Di fatto al termine dell'acquisizione si dispone di storie temporali in cui la struttura è forzata, e di conseguenza oscilla, ad un'unica frequenza.

Questo significa che gli **spettri** del segnale di input e del segnale di output sono **monoarmonici** con frequenza corrispondente a quella a cui è stata forzata la struttura nei vari step della prova.

Affinché gli spettri siano definiti correttamente, in particolare per non incorrere nel **leakage**, è necessario avere l'accortezza di tagliare un numero intero di cicli dei due segnali sinusoidali registrati dall'acquisizione.

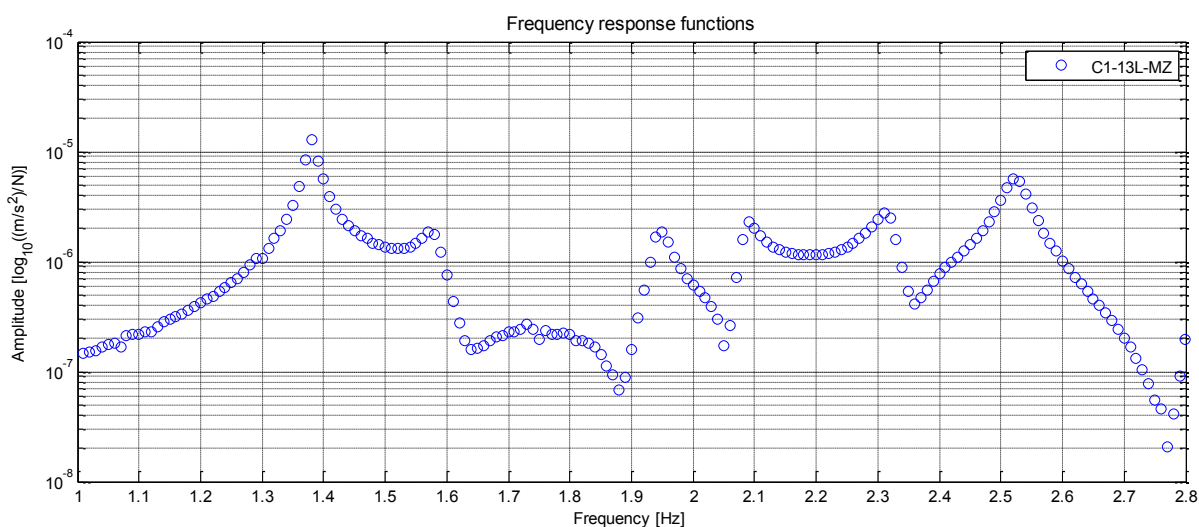


Figura 3.8: FRF calcolata per punti, canale C1-1/3L-MZ, ponte Oglio – carreggiata Sud.

Se a questo punto si calcola il rapporto degli spettri del segnale di output e di input si ottiene una **FRF discretizzata**, la cui risoluzione in frequenza è data dal passo della variazione di frequenza tra due step successivi del forzamento. A titolo d'esempio si veda la Figura 3.8, riportante una FRF ricostruita per punti.

Per ottenere una FRF molto accurata è necessario progettare correttamente la prova stepped-sine. In particolare, visto che all'interno della banda di frequenze indagata le zone di maggior interesse sono i picchi (risonanze delle struttura), è bene diminuire la differenza tra la frequenza di uno step e il successivo, per aumentare la risoluzione della FRF. Nelle bande in cui non sono presenti picchi è quindi possibile mantenere un più ampio intervallo tra gli step, ottenendo di conseguenza una bassa risoluzione in frequenza, il che consente di diminuire i tempi di prova.

Tutte queste considerazioni si possono effettuare avendo un'idea della posizione dei picchi di risonanza della struttura (conoscenze ottenibili sulla base dei risultati di una modellazione numerica o di prove ambientali eseguite in precedenza). In caso contrario, non disponendo di riferimenti, è bene testare tutta la banda di frequenza con lo stesso passo.

3.3.2. OSSERVAZIONE DELLE FRF CALCOLATE

Le funzioni di risposta in frequenza (FRF) forniscono molte indicazioni utili alle elaborazioni.

Dato che la FRF si calcola come rapporto tra gli spettri di output e input, essa rappresenta la **funzione di trasferimento della struttura**. È importante notare che questa funzione di trasferimento calcolata **dipende dalla posizione del forzamento** scelto per la prova.

Osservando le FRF è possibile:

- Individuare le frequenze associate ai modi di vibrazione della struttura;
- Individuare, tramite la valutazione dell'ampiezza dei picchi, quali modi di vibrazione vengono eccitati bene e quali meno;
- Formulare osservazioni utili sulle risposte dei singoli canali.

Si utilizza a supporto della spiegazione l'insieme delle FRF ricavate dalla prova con forzamento verticale sul viadotto Adda – carreggiata Nord, di cui si è riportato un dettaglio in Figura 3.9.

Colorando appositamente le FRF si nota, come per le PSD descritte al paragrafo 3.2.3, che esse non sono tutte uguali. Un modo di vibrazione infatti è associato ad una forma modale, quindi i vari canali, che sono collegati a strumenti in posizioni diverse sulla struttura, sono sollecitati in modo diverso: un picco più alto indica che il trasduttore registra una forte vibrazione, mentre un picco poco definito indica che lo strumento probabilmente è posto nei pressi di un nodo modale.

Nel caso specifico del modo di Figura 3.9, si nota che la maggior parte dei canali (grigio) vede chiaramente il picco, mentre alcuni canali (rosso) non vedono alcun picco e altri (blu) vedono un picco poco definito e di entità ridotta. Se i dati sono corretti, i canali rossi sono associati a

posizioni “nodali” (infatti sono le pile, molto stabili in un modo flessionale), mentre i canali blu sono posti nei pressi di un nodo.

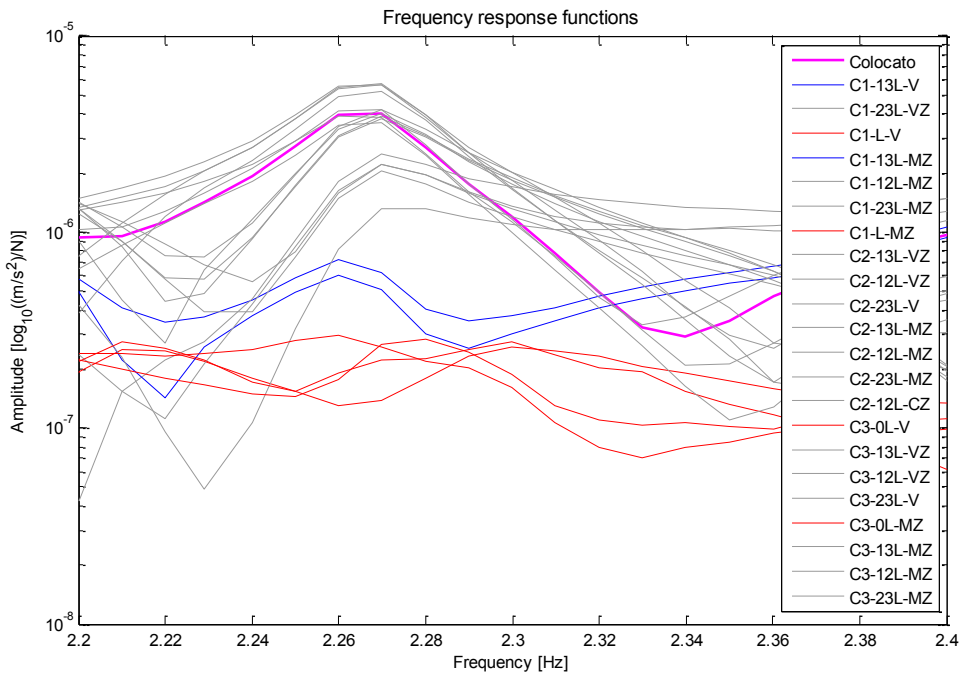
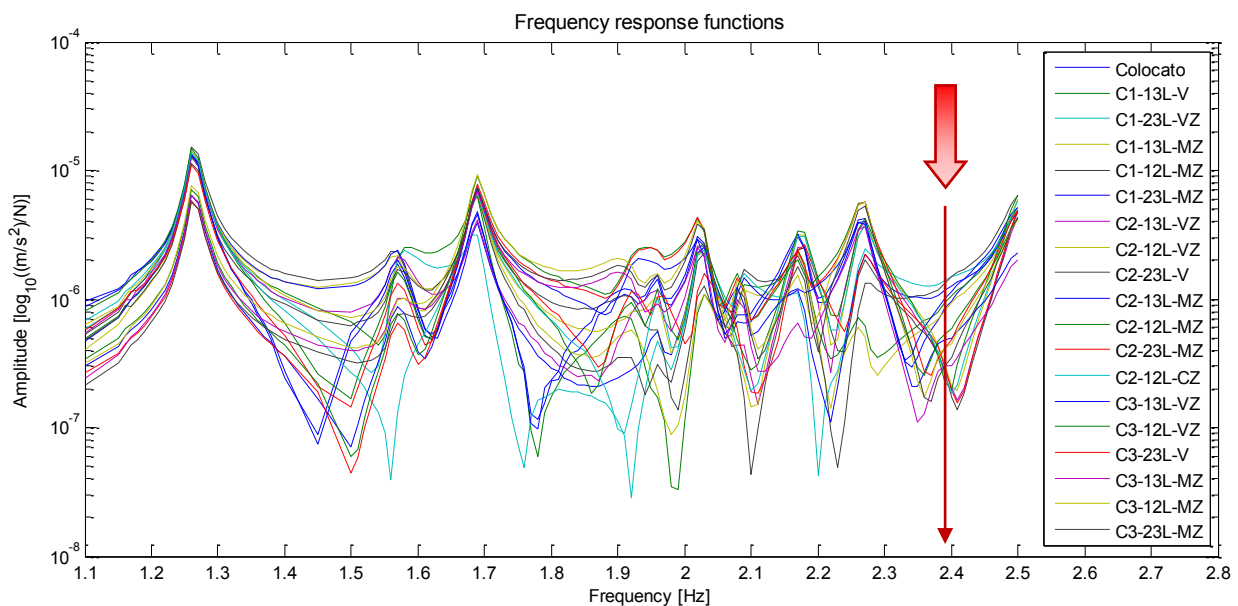


Figura 3.9: dettaglio delle FRF definite per la prova con forzamento verticale sul viadotto Adda – carreggiata Nord. È rappresentato il 6° modo tra quelli identificati.

Si nota che, per quanto osservato all’inizio del paragrafo, se un modo di vibrare non è evidente all’interno delle FRF, non è detto che non sia effettivamente presente. Dato che la risposta dipende dal forzamento, se quest’ultimo è stato posto in corrispondenza di un nodo modale il modo corrispondente non viene sollecitato, e quindi non compare nelle FRF.

Un esempio di questo particolare fenomeno è mostrato in Figura 3.10.



a)

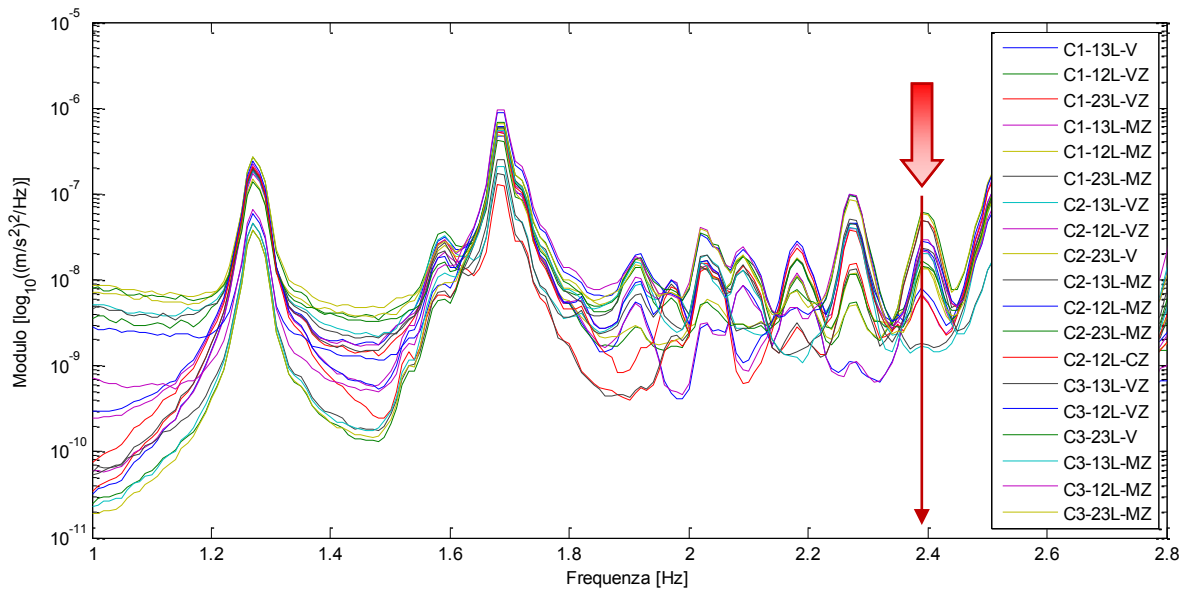


Figura 3.10: spettri relativi al viadotto Adda – carreggiata Nord; a) FRF ricavate da prova con forzamento verticale; b) PSD ricavate da prova ambientale (storia di riferimento di 8 ore). È evidenziato il modo a 2.4 Hz che manca nelle FRF, ma che è presente nelle PSD.

Le FRF, così come le PSD nel caso di prova ambientale, continuano ad essere utili a valle delle elaborazioni poiché consentono di validare eventuali altre peculiarità venute alla luce nel corso dell'analisi modale.

3.3.3. ANALI MODALE E IDENTIFICAZIONE DEI MODI

Come spiegato nel corso dei capitoli precedenti l'applicazione del PolyMAX, nella versione EMA, risulta più semplice.

L'algoritmo ha inizio con il caricamento delle FRF precedentemente calcolate. A questo punto l'utente, come nel caso della prova ambientale, è chiamato a intervenire più volte per completare l'esecuzione dell'algoritmo di calcolo. In particolare la versione EMA del PolyMAX prevede la scelta di:

- Canali da includere nell'analisi;
- **Campo di frequenze da indagare;**
- **Campo di variazione dell'ordine del modello;**
- Canale di riferimento per la normalizzazione⁵;
- Soglie limite ai criteri che consentono di valutare la stabilità dei parametri estratti al variare dell'ordine del modello⁶;

⁵ La normalizzazione avviene rispetto al canale collocato.

⁶ Per le nostre elaborazioni si sono utilizzati sempre gli stessi limiti sui criteri di stabilità:

- Variazione percentuale frequenza <2%;
- Variazione percentuale smorzamento <10%;

- **Poli stabili** che secondo l'utente rappresentano dei modi di vibrazione reali (non numerici).

Per quanto riguarda il **campo di frequenze da indagare**, a differenza della prova ambientale, in cui si è testato un intervallo relativamente ampio cercando di individuare, in un'unica analisi, tutti i modi d'interesse, nella prova forzata, avendo a disposizione dati più consistenti, si è deciso di scegliere un intervallo tale da individuare un modo per volta. Questa decisione corrisponde ad affermare che la scelta dei modi significativi di una struttura avviene in una fase preliminare e non a seguito dell'osservazione del diagramma di stabilizzazione, il quale, di fatto, viene utilizzato come strumento per valutare la correttezza della selezione effettuata.

È bene osservare che è possibile applicare questa soluzione quando i modi di vibrare sono ben **distinti** (come nella maggior parte dei nostri casi). Identificare un modo per volta forza l'algoritmo ad identificare solo quel dato modo, ottenendo quindi un'**identificazione più robusta**.

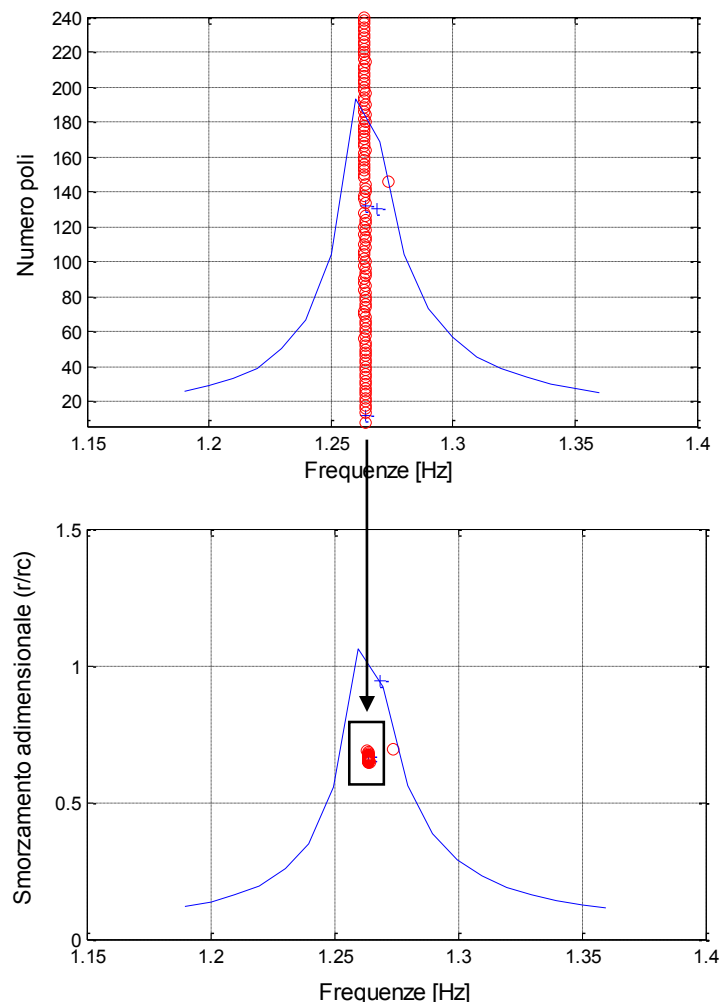


Figura 3.11: esempio di selezione dei poli stabili, relativo al primo modo del ponte Adda – carreggiata Nord.

Per il campo di variazione **dell'ordine del modello**, come per il caso OMA, ci si è basati sull'esperienza; nel corso delle indagini si è notato che diversi intervalli di variazione dell'ordine del

-
- MAC tra le forme modali >95%.

modello portano, data la scelta di elaborare un modo alla volta, a risultati pressoché sempre uguali. Per questo motivo si è scelto, nella maggior parte delle elaborazioni, di partire da un ordine molto basso (2 o 3) per arrivare a un massimo di 100-120, in analogia con quanto scelto per il caso OMA.

La **selezione dei poli**, avendo interrogato un modo per volta, risulta molto più semplice rispetto al caso di una prova ambientale. E' mostrato in Figura 3.11 un esempio di selezione dei poli da noi operata nel caso di una prova forzata (primo modo ponte Adda – carreggiata nord).

A valle della scelta dei poli stabili, il PolyMAX effettua il calcolo delle forme modali associate ai modi selezionati (come spiegato al capitolo 2.2.1) e fornisce all'utente le costanti modali di ognuno dei canali inclusi nell'analisi.

3.4. RAPPRESENTAZIONE DELLE FORME MODALI

Come evidenziato al paragrafo 2.2.2 le forme modali possono essere stampate in diverse forme. Le stampe o le animazioni dei modi di vibrare 2D e 3D possono intendersi come il risultato finale del processo di analisi, e non danno di fatto informazioni aggiuntive rispetto ai risultati estratti dal PolyMAX, se non quelle relative al tipo di deformata modale che mostrano (in Figura 3.12 sono riportati un modo flessionale e uno torsionale, facilmente distinguibili grazie al plottaggio utilizzato).

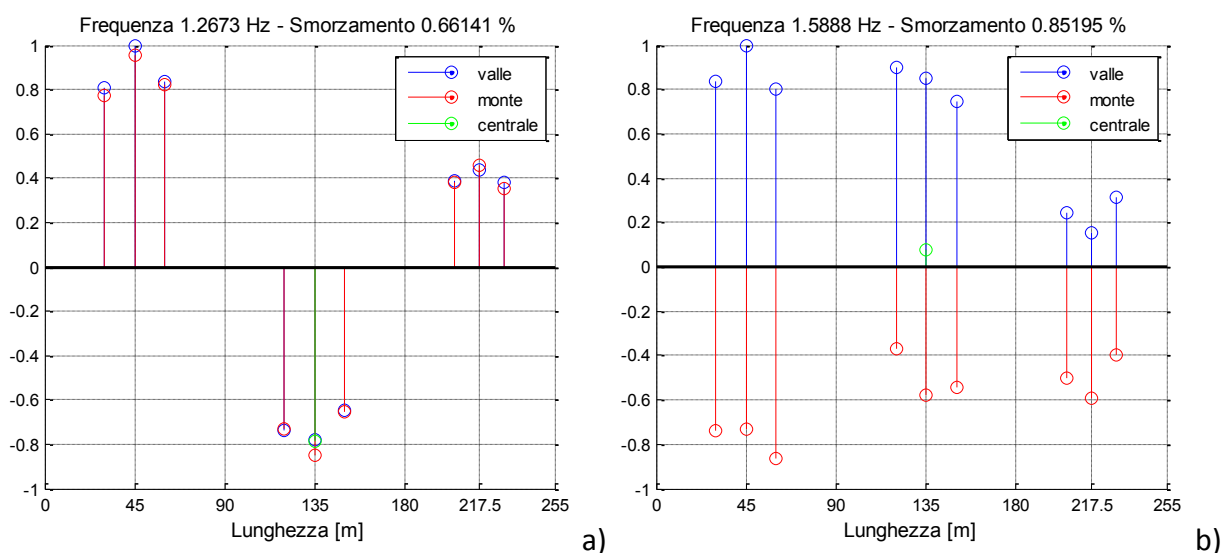


Figura 3.12: rappresentazione 2D (laterale)⁷ dei modi estratti dalla prova ambientale sul viadotto Adda – carreggiata Nord; a) 1° modo, di forma flessionale; b) 2° modo, di forma torsionale.

L'unica rappresentazione che è degna di essere commentata, e che può fornire informazioni utili all'interpretazione dei risultati, è il diagramma di Nyquist.

⁷ Questi plottaggi sono definiti in modo da mostrare solo le campate del ponte poste sotto indagine (in questo caso 3), quindi in ascissa riportano la lunghezza progressiva del ponte, a partire dalla campata indicata come C1 nel set-up di prova, andando verso C3.

Come osservato al paragrafo 2.2.2 tale diagramma mostra, nel piano complesso, tutti i vettori costituenti un modo di vibrare.

Principalmente si possono distinguere due tipologie di modi:

- **Reale** (Figura 3.13a)

Un modo che risulti reale deve mostrare nel diagramma di Nyquist dei vettori allineati lungo l'asse reale. Questo sta a significare che i vari punti della struttura oscillano ad una data frequenza, o in fase o in contro fase tra loro.

- **Complesso** (Figura 3.13b)

Tanto più i vettori non appaiono allineati lungo l'asse reale tanto più il modo rappresentato è complesso. Questo sta a significare che i vari punti della struttura oscillano ad una data frequenza, ma con fasi diverse, creando quindi una deformata difficilmente riconoscibile.

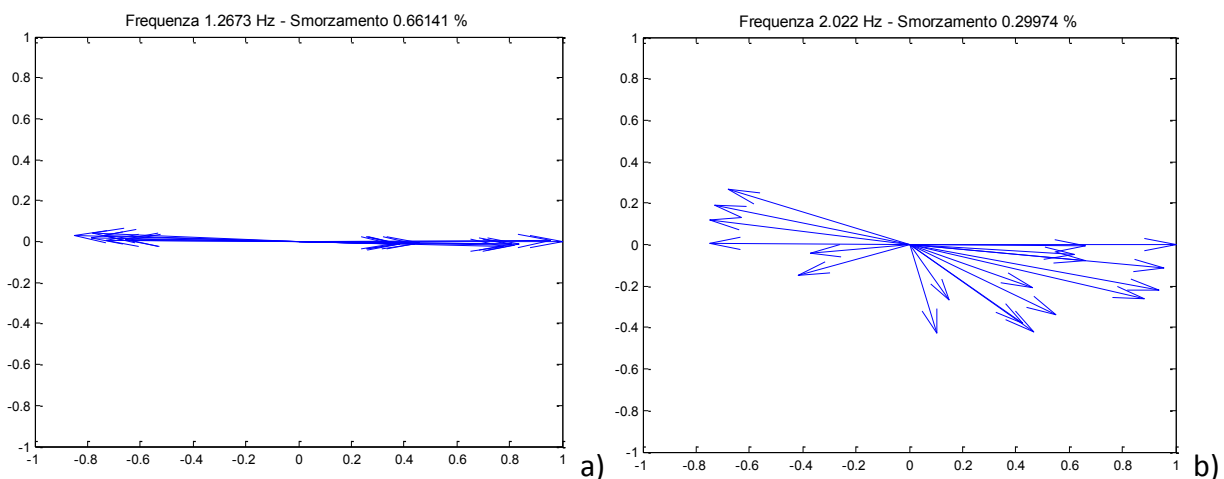


Figura 3.13: esempi di diagrammi di Nyquist relativi ai modi di vibrazione estratti dalle identificazioni effettuate sul ponte Adda – carreggiata Nord; a) modo molto reale; b) modo complesso.

Si è osservato in precedenza che l'operatore incaricato delle analisi, deve scegliere, nella fase conclusiva del PolyMAX, i poli associati ai modi che ritiene significativi. In questa fase si vuole quindi verificare sia la **correttezza della scelta** dei poli effettuata, sia la **bontà dell'identificazione** prodotta dal PolyMAX.

È bene premettere che un **sistema smorzato produce sempre modi complessi**, cioè caratterizzati da costanti modali che sono numeri complessi. Tuttavia, **i primi modi** di vibrazione di una struttura di tipologia simile ai ponti studiati nel nostro elaborato, **sono solitamente modi reali**⁸, perché la struttura si comporta in modo lineare.

L'osservazione del diagramma di Nyquist consente di capire se i modi identificati sono reali o complessi, ma, qualora un modo risulti complesso, diventa importante per l'operatore capire se tale

⁸ Un sistema lineare in risonanza produce modi reali, caratterizzati da costanti modali reali, il cui diagramma di Nyquist mostra dei vettori allineati lungo l'asse reale.

modo è reale (nel senso di vero) o numerico. Rispondere a questo quesito è quasi impossibile, ma un operatore attento può distinguere due situazioni:

- 1) Due identificazioni dello stesso modo (da elaborazioni diverse) mostrano una volta un modo reale, l'altra un modo complesso (Figura 3.14);
- 2) Due identificazioni dello stesso modo (da elaborazioni diverse) mostrano entrambe le volte un modo complesso (Figura 3.15).

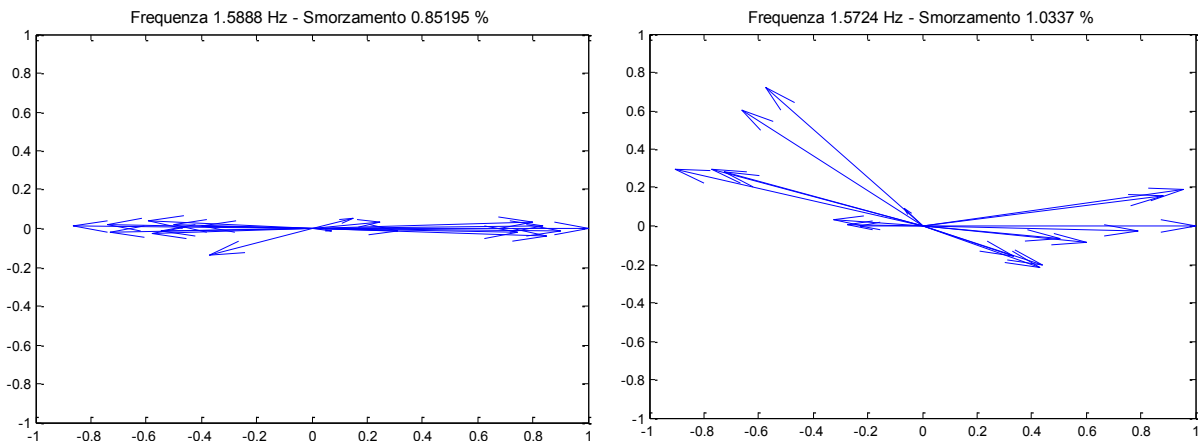


Figura 3.14: [caso 1] diagrammi di nyquist, relativi allo stesso modo di vibrazione, estratti da elaborazioni diverse (OMA e EMA rispettivamente).

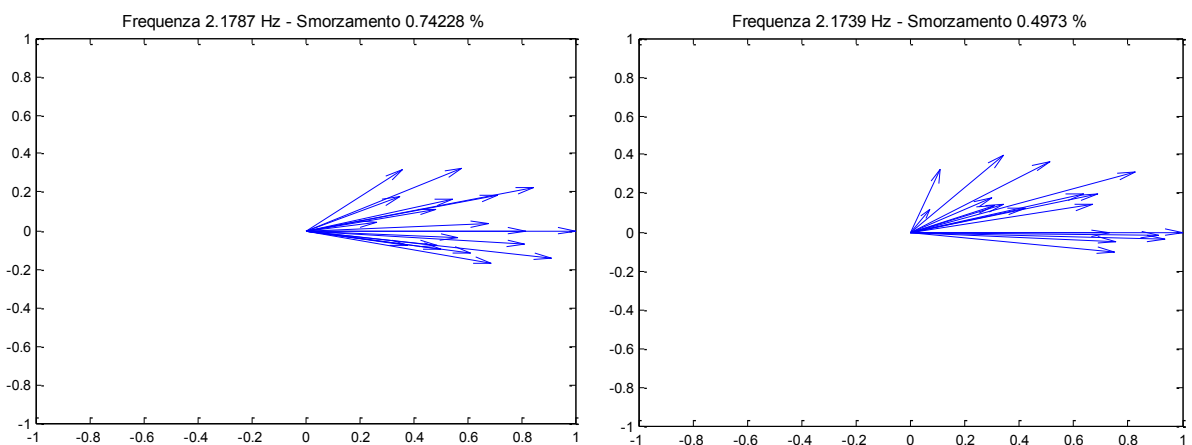


Figura 3.15: [caso 2] diagrammi di nyquist, relativi allo stesso modo di vibrazione, estratti da elaborazioni diverse (OMA e EMA rispettivamente).

Il primo caso è generalmente di facile interpretazione: solitamente indica una situazione in cui il modo identificato è reale, ma in un caso l'identificazione è di pessima qualità (può essere perché nel caso OMA il canale di riferimento scelto è sbagliato, nel caso EMA il modo è stato forzato male)⁹.

Il secondo caso è più complicato da interpretare, in quanto può essere risolto in tre sottocasi:

⁹ Quando il modo è **ben identificato e forzato adeguatamente**, per strutture con comportamento lineare, il diagramma di Nyquist deve mostrare un modo molto reale; questa è la soluzione corretta.

- a) Il modo identificato è reale, nel senso di vero, ma in entrambi i casi è stato identificato male. In pratica il modo dovrebbe essere poco complesso (nel caso di Figura 3.15 tutti i vettori dovrebbero essere adagiati sull'asse reale) ma, vista la scarsa qualità del dato iniziale, il PolyMAX fatica a individuare correttamente i parametri modali e quindi, per come opera l'algoritmo, introduce maggiori componenti complesse;
- b) Il modo identificato è numerico, quindi l'operatore ha scelto male i poli. Un modo numerico infatti è solitamente molto complesso, visto che la sua forma modale non riproduce una reale oscillazione della struttura, ma è solo funzionale all'elaborazione numerica;
- c) Il modo identificato è complesso, ma comunque corretto. Nella pratica è possibile che un modo strutturale sia complesso, nonostante sia un caso piuttosto inusuale. Questo si verifica quando si esula dalle ipotesi alla base della teoria dell'analisi modale.

Capire in quale di questi tre sottocasi ricada la situazione considerata non è affatto semplice, infatti per riuscirci è necessario eseguire ulteriori indagini sul modo interessato dal problema.

In definitiva la conoscenza di queste casistiche consente di osservare con occhio critico i risultati di un processo di analisi modale, in vista del confronto dei risultati.

3.5. POST PROCESSING E VERIFICA DEI RISULTATI

A seguito della rappresentazione delle forme modali associate alle risonanze della struttura in analisi, l'operatore dispone di tutti i dati che consentono la descrizione del comportamento dinamico dell'opera.

Il procedimento di analisi dinamica, tuttavia, non è ancora terminato, poiché, come si è evidenziato al capitolo 1, l'ultimo passaggio, che consente di interpretare correttamente, e quindi di verificare i risultati ottenuti, è il confronto di questi ultimi.

Nei casi di studio descritti in questa tesi si è proceduto al confronto dei risultati ottenuti con i vari approcci di analisi descritti in questo elaborato.

In particolare sono stati effettuati i confronti tra i risultati di:

- analisi sperimentale EMA (prova con forzamento) – analisi sperimentale OMA (prova ambientale);
- analisi numerica (FEM) – analisi sperimentale EMA (prova con forzamento);
- analisi numerica (FEM) – analisi sperimentale OMA (prova ambientale).

La prima tipologia di confronto pone di fronte i risultati dei **due differenti approcci sperimentali**, con l'obiettivo di giudicare l'effettiva rispondenza tra le due prove.

Il raggiungimento di un'elevata affinità tra l'approccio EMA e OMA indica che le proprietà meccaniche della struttura in analisi sono state definite correttamente. Le eventuali discrepanze riscontrate tra i due approcci possono essere giudicate con occhio critico, anche a fronte della qualità dei dati di partenza, in modo da comprendere, a seconda dei vari casi, quale approccio sia in

grado di restituire la **migliore stima del comportamento dinamico** della struttura.

Tali osservazioni possono quindi ritenersi utili anche per indagini su altre strutture, sempre in ambito civile, specialmente nella fase di scelta dell'approccio all'analisi sperimentale da seguire per portare a compimento il collaudo dinamico.

Le altre tipologie di confronto vanno a valutare il grado di rispondenza tra il comportamento reale della struttura (valutato con l'analisi sperimentale) e quello ipotizzato in fase di progetto (valutato con l'analisi numerica).

Il raggiungimento di un'elevata affinità tra i due approcci indica che il modello è in grado di **riprodurre correttamente il reale comportamento dinamico della struttura**, e quindi potrà essere utilizzato per stimare la risposta strutturale anche in condizioni differenti da quelle testate. Se si rilevano delle discrepanze è doveroso effettuare un **updating del modello** con l'obiettivo di colmare tali differenze. In questo caso i risultati dell'analisi sperimentale saranno utilizzati come riferimento per l'aggiornamento del modello.

Perciò risulta necessario effettuare alcune operazioni di **post-processing** sui dati ottenuti, per rendere possibile il confronto tra i parametri modali (frequenze, smorzamenti e forme modali) estratti dall'analisi modale.

L'indicatore statistico scelto per confrontare le forme modali ottenute dalle diverse tipologie di analisi è il MAC (Modal Assurance Criterion) [10]. Tuttavia il MAC non permette di confrontare gli altri parametri che caratterizzano un modo (frequenza e smorzamento), per i quali si sono dovuti utilizzare strumenti diversi.

3.5.1. CONFRONTO DI FREQUENZE E SMORZAMENTI

Nel caso sia nota l'incertezza legata alla stima dei parametri modali si è eseguito un confronto in termini di **compatibilità** delle misure.

Perché due misure siano tra di loro compatibili è necessario e sufficiente che esista un elemento comune nelle fasce di valori individuate dall'intervallo di incertezza (Figura 3.16) [2].

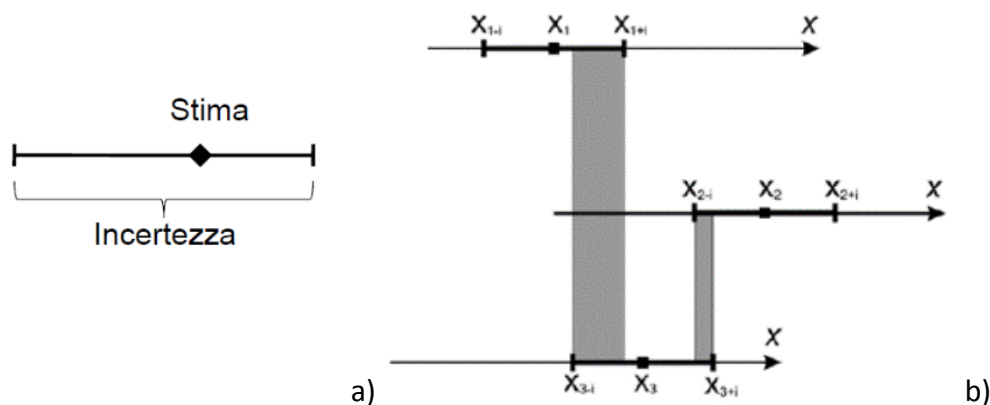


Figura 3.16: a) rappresentazione grafica dell'intervallo di incertezza; b) esempio di confronto tra tre misure generiche in cui: 1-2 non sono compatibili, 1-3 e 2-3 sono compatibili.

Nel caso in cui non si disponga della stima dell'incertezza si è calcolata la sola **differenza percentuale** tra i parametri modali estratti dalle elaborazioni, commentando i risultati ottenuti.

Il primo caso si riferisce al confronto EMA-OMA, il secondo al confronto tra analisi sperimentale e modellazione numerica.

3.5.2. CONFRONTO DI FORME MODALI – (MAC) MODAL ASSURANCE CRITERION

3.5.2.1. FORMULAZIONE

E' possibile trovare in letteratura diverse formulazioni del MAC; si riporta di seguito quella da noi implementata all'interno di un programma matlab, utilizzato per l'esecuzione dei confronti.

Siano A e B due matrici $n \times m$, dove n il numero di accelerometri considerati (o punti della struttura nel caso di modello FEM) ed m il numero di modi. Sia ogni elemento di tali matrici il numero complesso che descrive l'oscillazione del punto in posizione n -esima del modo m -esimo¹⁰. Sia ψ_A il vettore n dimensionale che rappresenta il modo i -esimo della matrice A , con $1 \leq i \leq m$ e ψ_B il vettore n dimensionale che rappresenta il modo j -esimo della matrice B , con $1 \leq j \leq m$.

Definiamo la matrice di MAC quella matrice $m \times m$, i cui elementi sono dei numeri scalari compresi tra 0 e 1, ottenuta dalla seguente relazione [10]:

$$MAC(i, j) = \frac{|\{\psi_A\}^T \{\psi_B\}^*|^2}{(\{\psi_A\}^T \{\psi_A\}^*)(\{\psi_B\}^T \{\psi_B\}^*)}$$

Per come è calcolato il MAC, più il numero è prossimo all'unità, maggiore è la correlazione tra i due vettori complessi. Si riporta una parte dello script di uno dei programmi implementati in Matlab per l'esecuzione del MAC.

```
.....
for i=1:length(poli_identificati_1)
    for j=1:length(poli_identificati_2)
        % In questa fase si confrontano le frequenze dei modi identificati
        % nelle 2 prove da confrontare
        if (poli_identificati_1(i).freq < poli_identificati_2(j).freq+0.03)
            & (poli_identificati_1(i).freq > poli_identificati_2(j).freq-0.03)
            % si considerano uguali 2 modi le cui frequenze differiscano
            % meno di 0,03 Hz
            m_amb1(:,k)= m_amb1in(:,i);
            m_amb2(:,k)= m_amb2in(:,j);
            k=k+1;
        end
    end
end
```

¹⁰ È fondamentale che le n posizioni siano identiche tra la matrice A e la matrice B , altrimenti lo strumento di confronto non darebbe un risultato corretto.

```

end
end
dim1=size(m_amb1);
dim2=size(m_amb2);
if dim1(2)==dim2(2)
    for i=1:dim1(2)
        for j=1:dim2(2)
            psi_amb1=m_amb1(:,i);
            psi_amb2=m_amb2(:,j);
            mac(i,j)=100*((abs(transpose(psi_amb2)*conj(psi_amb1))^2)/((tr
anspose(conj(psi_amb2))*psi_amb2)*(transpose(conj(psi_amb1))*p
si_amb1)));
        end
    end
end
disp('MAC espresso in %')
disp('MAC=')
disp(mac)
.....

```

Per come è posta la formulazione del MAC, nelle matrici che vengono messe a confronto deve esserci **perfetta corrispondenza dei modi**. Se per esempio in una delle due matrici il modo ad una data frequenza non è presente, perché magari non identificato tramite quell'analisi, il programma deve accorgersene ed eliminare tale errore per non confrontare modi differenti, facendo comparire nella matrice di MAC valori inaspettati.

Affinché ci sia effettiva corrispondenza, si può ricorrere alla costruzione manuale delle matrici A e B oppure, come mostrato nello script precedente, inserendo un "ciclo for" che confronti i vari modi ed elimini quelli per cui non è presente una corrispondenza. Nel caso riportato si considerano corrispondenti due modi aventi differenze in termini di frequenza minore di 0,03 Hz.

AUTOMAC

L'autoMAC [10] è semplicemente un MAC eseguito con un solo set di modi di vibrazione, esso quindi produce un'**autocorrelazione** (confronto di un elemento con se stesso).

Questo parametro è utile per capire se ci sono delle somiglianze tra due vettori all'interno dello stesso set di modi, pertanto gli elementi importanti da analizzare sono quelli fuori diagonale.

Due modi di vibrare di una struttura sono solitamente differenti tra loro, e quindi da un autoMAC ci si dovrebbe aspettare bassi valori al di fuori della diagonale principale. Valori elevati di correlazioni tra due modi distinti possono però essere presenti nel caso in cui:

- Non si è analizzata una struttura nel suo complesso, ma solo una parte di essa (come nel caso delle nostre elaborazioni, in cui si è testato un numero di campate limitato);
- La mesh di misura non è sufficientemente ricca di punti;
- La disposizione di tali punti è errata.

In questi casi quindi, i modi di vibrazione possono avere delle somiglianze "locali", che tuttavia non rispecchiano una similitudine globale (nel primo caso), oppure delle somiglianze apparenti frutto della scarsa qualità del dato di partenza (gli altri due casi).

Si riporta in Tabella 3.1 un risultato di autoMAC effettuato sull'unione dei dati ottenuti dalle prove ambientali condotte sulle due carreggiate del ponte Oglio; i commenti ai risultati riportati sono descritti nel caso di studio relativo al ponte Oglio (capitolo 4).

Tabella 3.1: autoMAC relativo ai risultati delle prove ambientali sul viadotto Oglio.

MODI		AMBIENTALE					
		1	2	3	4	5	6
AMBIENTALE	1	100,00	0,88	1,04	5,98	20,01	5,98
	2	0,88	100,00	2,45	3,34	5,48	10,22
	3	1,04	2,45	100,00	76,69	29,16	1,92
	4	5,98	3,34	76,69	100,00	59,73	7,54
	5	20,01	5,48	29,16	59,73	100,00	43,48
	6	5,98	10,22	1,92	7,54	43,48	100,00

CROSSMAC

Il crossMAC [10] è il MAC che si esegue tra due set distinti di dati.

Come detto in precedenza gli elementi della matrice possono assumere valori compresi tra 0 e 1: generalmente dei valori vicini all'unità indicano una maggiore correlazione tra i modi, dei valori vicini allo zero una bassa correlazione.

Questa considerazione non è sempre vera, infatti il MAC può assumere valore prossimi allo zero anche per i seguenti motivi [10]:

- Il sistema è non-stazionario durante i test a causa di variazioni della massa, della rigidità e/o dello smorzamento della struttura;
- Il sistema non è lineare;
- La tecnica di estrazione di parametri modali non è valida per il set di dati misurati.

E può assumere un valore prossimo all'unità per:

- Il numero di gradi di libertà è insufficiente a distinguere le differenze nelle forme modali.

Gli elementi più importanti da analizzare in un crossMAC sono quelli presenti sulla diagonale, per i quali ci si aspetta di trovare i valori più prossimi all'unità. Eventuali elementi prossimi all'unità posti fuori diagonale, possono essere dovuti a una effettiva somiglianza tra i modi, somiglianza verificabile con il calcolo dell'autoMAC, o ad un errore.

3.5.2.2. RAPPRESENTAZIONE

Per rappresentare la matrice di MAC esistono diversi metodi come mostrato in Figura 3.17: concettualmente non c'è alcuna differenza.

Il metodo da noi scelto è una semplice rappresentazione 2D abbinata ad un'opportuna scala di colori.

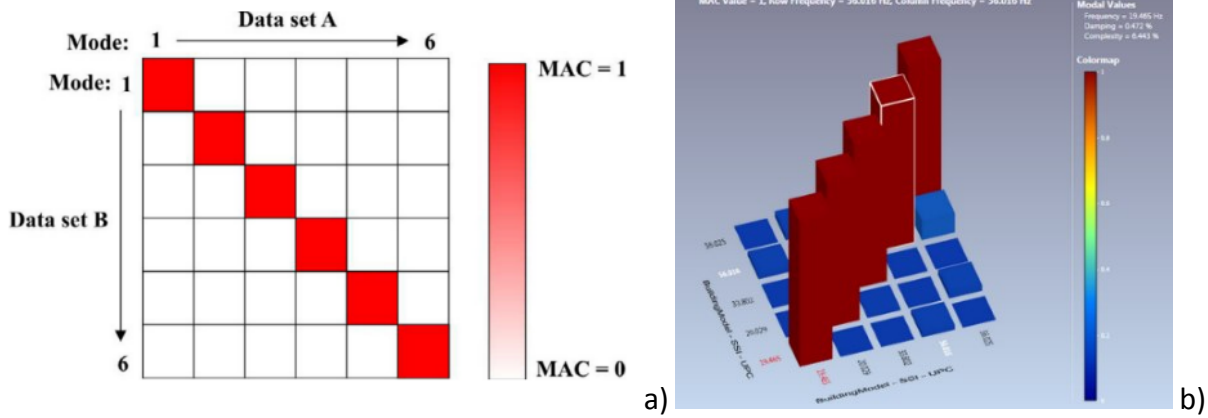


Figura 3.17: a) rappresentazione del MAC in due dimensioni [10]; b) rappresentazione del MAC in tre dimensioni [9].

4. CASO DI STUDIO: OGLIO

Il viadotto Oglio è uno dei ponti appartenenti all'autostrada BreBeMi (Brescia - Bergamo - Milano) ed è composto da due **ponti gemelli**, ognuno dei quali costituisce una carreggiata della nuova autostrada.

Una vista del ponte è mostrata in Figura 4.1.



Figura 4.1: vista del viadotto Oglio.

4.1. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

In Figura 4.2 è rappresentato lo schema della **configurazione longitudinale** del ponte che supera il fiume Oglio (valida per entrambe le carreggiate, Sud e Nord): sono riportate le **undici campate** con le relative lunghezze, e sono riportate le diciture associate alle **dieci pile**.

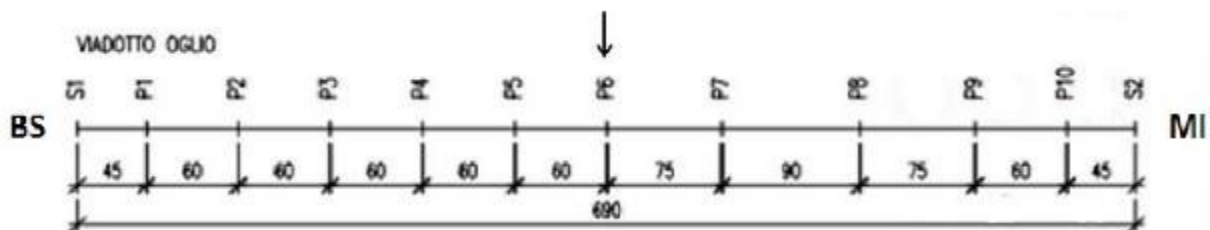


Figura 4.2: schema del viadotto Oglio.

Ogni carreggiata del viadotto, articolata in tre corsie di marcia, è larga 17,05 m.

Lungo il viadotto si realizza una piccola curvatura longitudinale, fattore che introduce delle lievi differenze tra la carreggiata Sud e quella Nord in termini di lunghezza delle campate e altezza delle pile.

La struttura del ponte è costituita da elementi in calcestruzzo precompresso a nucleo cavo, tesati sfruttando cavi non aderenti, e supportati da pile circolari anch'esse a nucleo cavo. In prossimità

degli appoggi sono posti degli isolatori della tipologia pendolo ad attrito, che hanno il compito di disconnettere l'impalcato dalle pile per far fronte alle azioni sismiche.

In particolare ogni ponte si regge su dieci **pile cave in calcestruzzo armato** che fungono da supporto all'**impalcato prefabbricato in calcestruzzo armato precompresso**. Le fondazioni delle pile sono costituite da pali di grandi dimensioni, aventi un diametro di 1200 mm. Le pile e i loro pali di fondazione sono mostrati, in fase di realizzazione, in Figura 4.3a e Figura 4.3b rispettivamente.



Figura 4.3: a) pile del viadotto Oglio; b) pali di fondazione delle pile.

L'impalcato è realizzato mediante l'unione di **conci prefabbricati** (a **nucleo cavo**) in calcestruzzo armato montati **a sbalzo** con l'ausilio di un carro ponte. Ogni concio è progettato ad hoc, cioè è sagomato in modo che si adatti ad essere collocato in un'unica posizione, ed è stato confezionato in un apposito impianto di prefabbricazione facente parte del cantiere. Alcune fasi di vita dei conci sono mostrate in Figura 4.4.

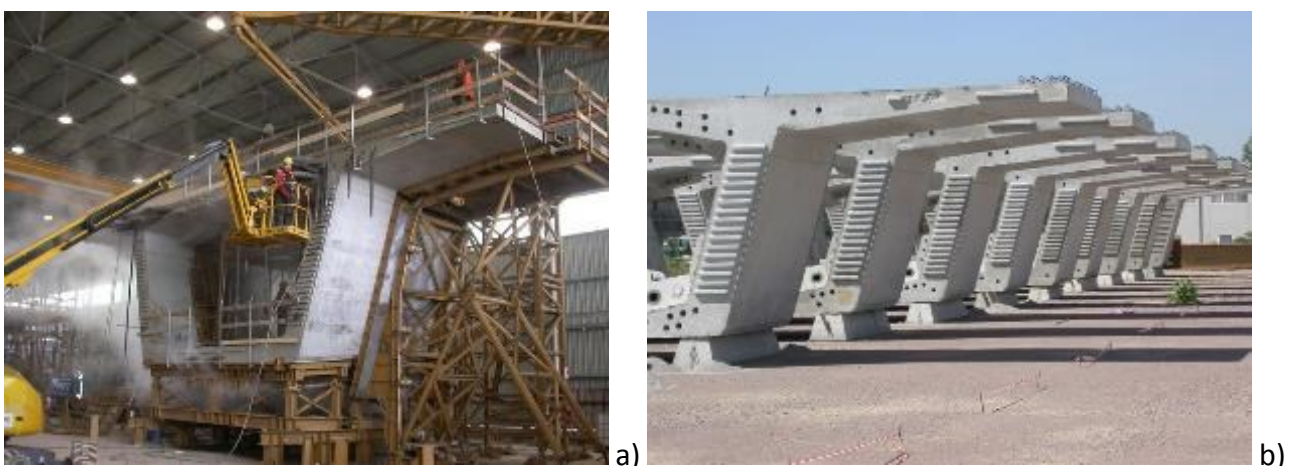


Figura 4.4: a) fabbricazione di un concio; b) conci pronti per il montaggio, stoccati nel deposito adiacente l'impianto di confezionamento.

Una volta posizionato, il concio viene fissato mediante l'uso di **cavi non aderenti**, tecnologia che consente di posizionare gli elementi prefabbricati uno accanto all'altro a partire da ogni pila e poi procedendo simmetricamente dai 2 lati, costruendo così un temporaneo sbalzo. La configurazione

finale del ponte si raggiunge quando i due sbalzi si congiungono in mezzeria per costituire l'intera campata.

Alcune fasi della procedura di costruzione sono mostrate in Figura 4.5.



Figura 4.5: fasi di realizzazione di un viadotto con metodo a sbalzo; a) posizionamento del primo concio e delle strutture ausiliarie di sostegno; b) dettaglio relativo al posizionamento di un concio; c) visione d'insieme di uno sbalzo già in buona parte realizzato.

La parte più delicata della struttura è la **zona di appoggio** dell'impalcato sulle pile.

Sono stati utilizzati come appoggi degli **isolatori della tipologia pendolo ad attrito**, che hanno il compito di disconnettere l'impalcato dalle pile per far fronte alle azioni sismiche.

Tali isolatori presentano una superficie articolata mobile, poggiata su una calotta in acciaio inox. Il lato del dispositivo mobile, in contatto con la superficie sferica, è rivestito con un materiale composito a basso attrito (coefficiente d'attrito di 0,1 o meno ad alte velocità, di 0,05 o meno a

basse velocità di scorrimento). Il moto del dispositivo ha periodo naturale fisso e controllato dal raggio di curvatura della superficie concava. Il cilindro di chiusura fornisce un limite allo spostamento laterale, utile misura di sicurezza in caso di azioni orizzontali superiori ai valori di progetto.

In Figura 4.6 sono mostrati: un appoggio a pendolo simile a quelli utilizzati nel viadotto, 2 schemi che ne mostrano il funzionamento.

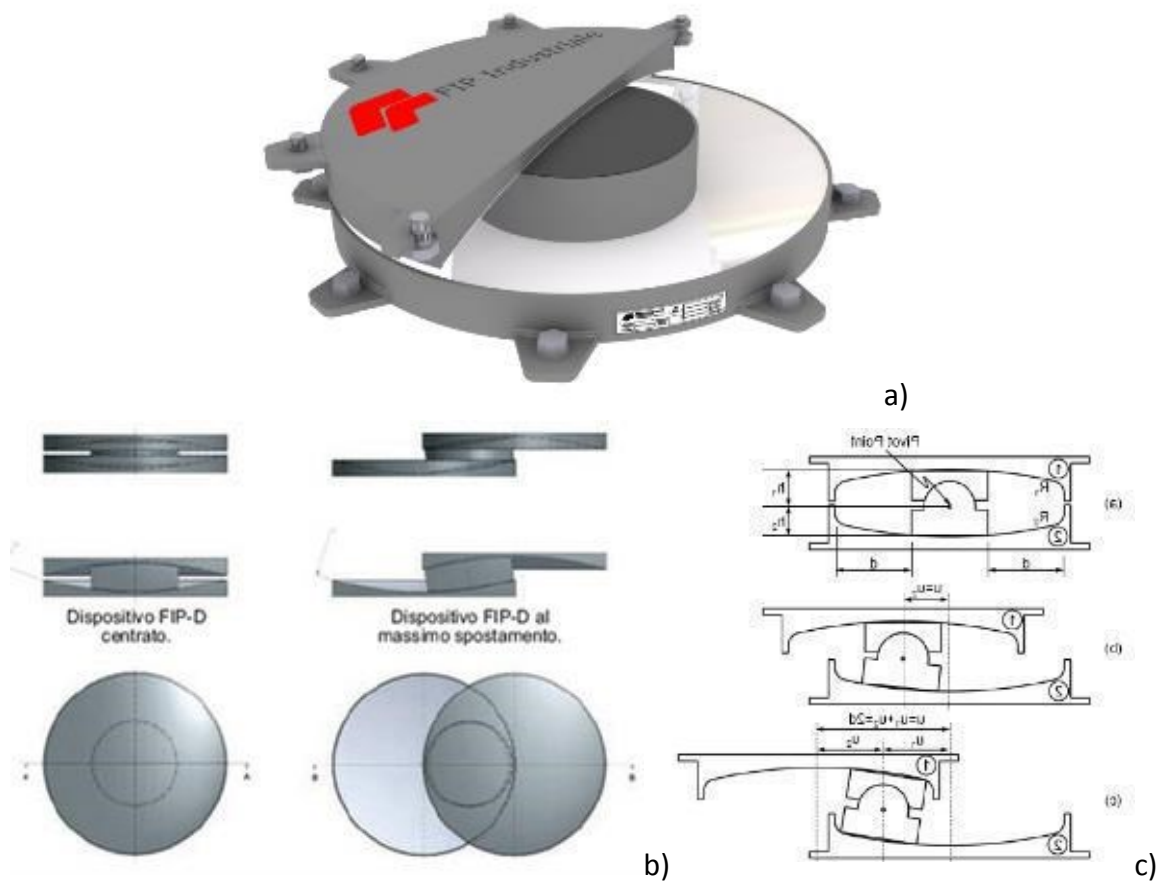


Figura 4.6: a) appoggi a pendolo prodotti dalla FIP industriale; b) e c) schemi di funzionamento del dispositivo, sono evidenziate le capacità di spostamento laterale.

I dispositivi a pendolo si attivano in presenza di **sisma**, consentendo dissipazione di energia attraverso le loro superfici di scorrimento. Nello stesso tempo la geometria del dispositivo crea con il moto pendolare una forza di ricentraggio che tende a riportare il sistema nella configurazione indeformata.

L'uso di questi dispositivi consente l'isolamento sismico dell'impalcato, infatti, anche in presenza di sisma di elevata magnitudo, si richiede bassa capacità tagliante alle pile e alle fondazioni, e gli appoggi mostrano spostamenti residui molto limitati.

In presenza di bassi carichi laterali (per esempio carichi pseudo-dinamici d'esercizio, come il vento o il traffico), gli isolatori a pendolo si comportano come supporti fissi dotati di rigidezze orizzontali che variano, da dispositivo a dispositivo, a seconda del carico verticale agente. Al fine di garantire il

vincolo laterale in tali condizioni è stato creato sulla pila N. 6 un appoggio fisso¹, per mezzo di un connettore a taglio.

Il connettore a taglio è stato progettato per rompersi sotto l'azione di terremoti che inducono carichi laterali, essendo effettivamente attivo solo sotto carichi laterali d'esercizio.

4.2. MODELLO NUMERICO

Le proprietà dinamiche del viadotto Oglio sono state determinate grazie alla **modellazione ad elementi finiti** sviluppata con il software commerciale per l'analisi strutturale MidasGen 2012. La definizione e il successivo studio di tale modello sono state curate dallo studio di progettazione ECSD Srl.

4.2.1. MODELLAZIONE

Il modello implementato cerca di ricostruire, con elevata precisione, l'effettiva **geometria** longitudinale e trasversale del ponte, i **carichi** e le effettive **condizioni al contorno** che hanno caratterizzato la struttura durante le prove dinamiche, in modo da prevederne con il massimo grado di precisione i modi di vibrare.

Come già detto in precedenza, il viadotto Oglio è caratterizzato da due carreggiate indipendenti. Lungo il viadotto si realizza una piccola curvatura longitudinale, fattore che introduce delle lievi differenze tra la carreggiata Sud e quella Nord, in termini di lunghezza delle campate e altezza delle pile. Tuttavia, ai fini del modello le **due carreggiate** sono state considerate **identiche**, e sono state riprodotte con **asse rettilineo**.

Scendendo nello specifico, è stato costruito dapprima un modello semplificato (unifilare - trave equivalente con proprietà meccaniche adeguate) del ponte, al fine di capire quale fosse la banda di frequenze dei primi modi e quindi effettuare una corretta disposizione degli accelerometri.

In seguito è stato costruito un modello in tre dimensioni, implementato utilizzando una **mesh** raffinata di **elementi shell** – tipo piastra. Gli elementi utilizzati sono quasi tutti a **4 nodi** (rettangolari); elementi a **3 nodi** (tringolari) sono stati utilizzati per definire le zone prossime ai vincoli. Questa scelta permette una descrizione realistica della geometria del ponte, della massa e della distribuzione dei carichi, così che si abbia una migliore definizione delle forme modali, specialmente quelle che coinvolgono il comportamento torsionale dell'impalcato.

In Figura 4.7 è mostrato il modello relativo alla campata più lunga del ponte (90m).

¹ Il vincolo è indicato in Figura 4.2 con una freccia, che enfatizza la differenza tra gli appoggi della pila n°6 e quelli delle altre pile.

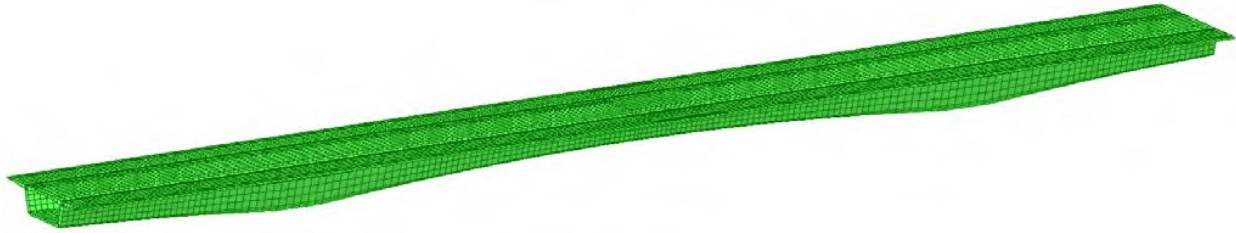


Figura 4.7: FEM della campata compresa tra le pile P7 e P8 del ponte Oglio (lunghezza 90m).

Al fine di riprodurre il **comportamento sismico** del ponte, sono stati modellizzati anche i dispositivi di smorzamento del tipo pendolo ad attrito che separano l'impalcato dalle pile, sfruttando le curve forza-spostamento fornite dai produttori.

Le **pile** in calcestruzzo armato invece, non sono state incluse nel modello numerico; il loro contributo alle caratteristiche dinamiche del viadotto è stato giudicato trascurabile poiché:

- i primi modi di vibrare sono maggiormente legati alle caratteristiche dinamiche dell'impalcato;
- la loro rigidezza è molto più elevata di quella degli isolatori.

Gli isolatori possono quindi essere modellati come vincolati direttamente al terreno, senza indurre errori apprezzabili, e riprodotti nel modello sotto forma di 4 nodi degli elementi shell (dotati di molle di collegamento col terreno), come mostrato in Figura 4.8.

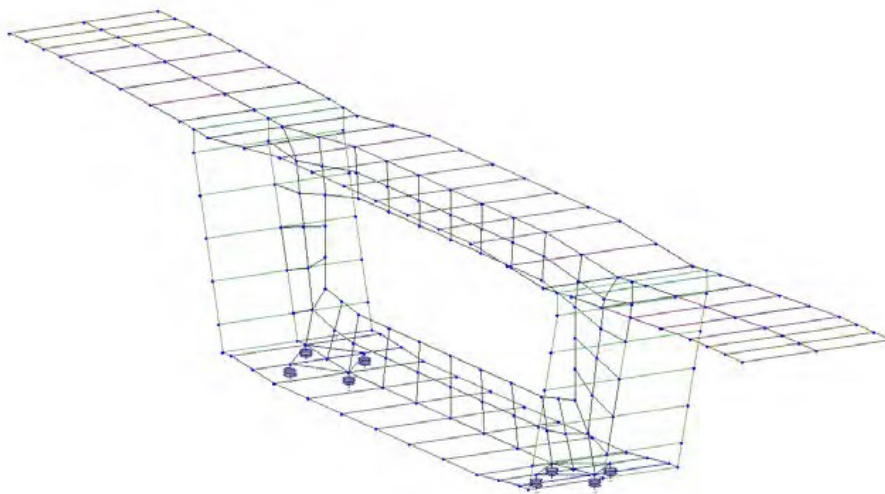


Figura 4.8: dettaglio della mesh associata ad una sezione trasversale di appoggio. Sono riprodotti gli isolatori friction pendulum sotto forma di 4 molle che separano l'impalcato dal terreno.

In tal modo si sono rappresentate correttamente le condizioni al contorno ed è stato possibile ottenere risultati numerici molto vicini a quelli sperimentali.

4.2.2. RISULTATI

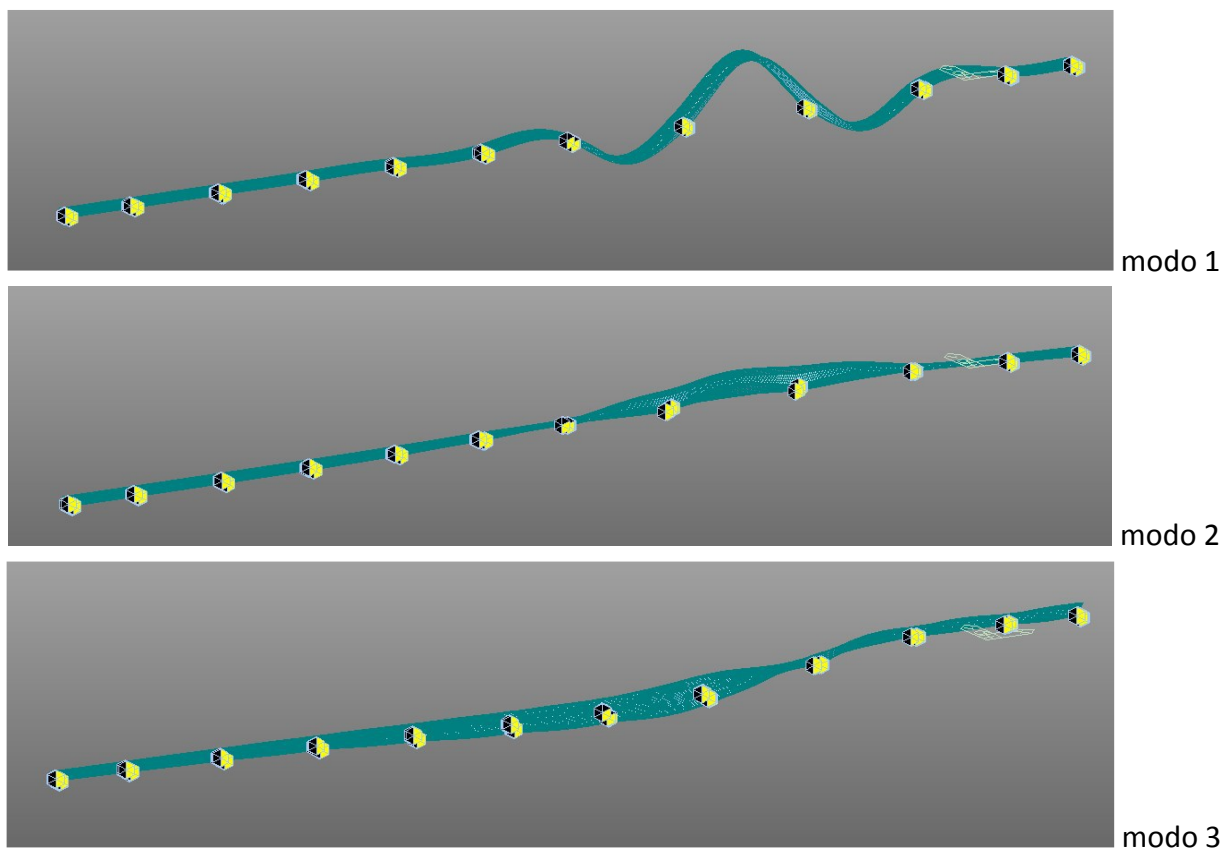
Poiché le prove sperimentali sono state effettuate in mancanza di quasi tutti i carichi, tranne il peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali, la matrice delle masse è stata determinata usando solo questi ultimi. In queste condizioni (**scarse eccitazioni**) gli isolatori sono poco sollecitati

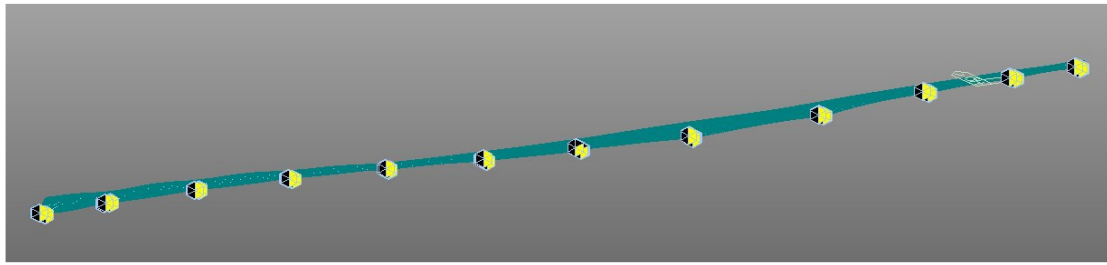
quindi operano in **campo elastico (lineare)**.

Gli autovalori e autovettori del viadotto dedotti dall'analisi numerica quindi, sono stati valutati attraverso un'**analisi modale lineare**. Sono stati identificati i primi 16 modi di vibrare del ponte, di cui si riportano in seguito (Tabella 4.1 e Figura 4.9) le frequenze e le forme modali.

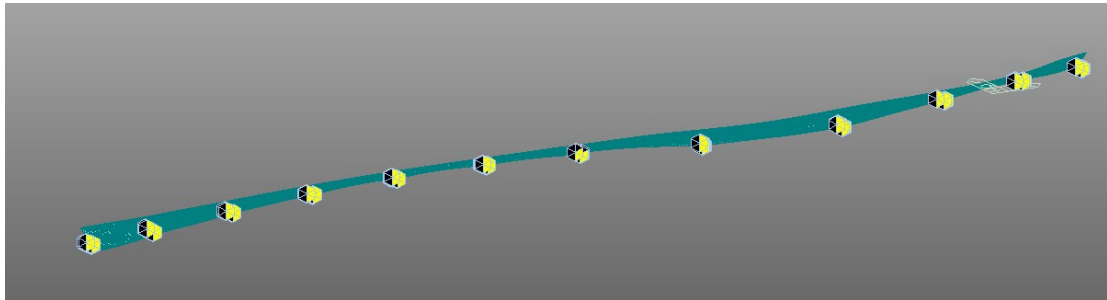
Tabella 4.1: frequenze dei modi di vibrare ricavati dal FEM di riferimento per il ponte Oglio.

MODI	FREQUENZA [Hz]
1	1,31
2	1,62
3	1,70
4	1,73
5	1,76
6	1,80
7	1,87
8	1,95
9	2,05
10	2,12
11	2,18
12	2,35
13	2,59
14	2,64
15	2,66
16	2,88

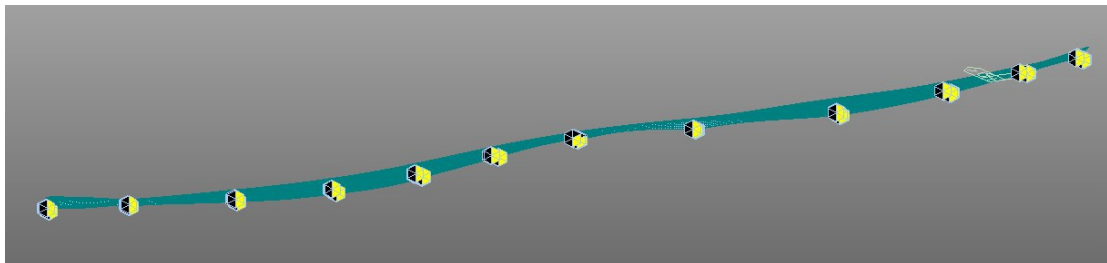




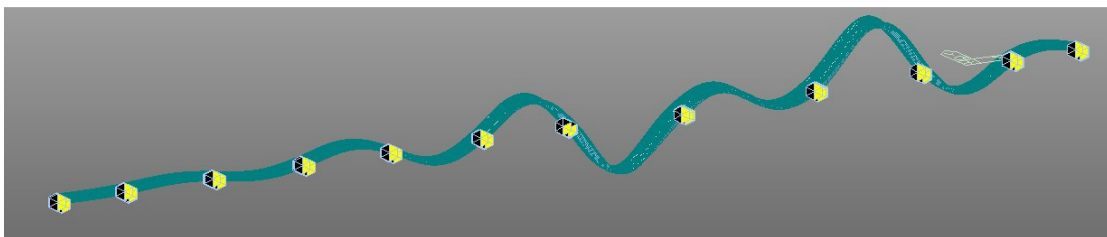
modo 4



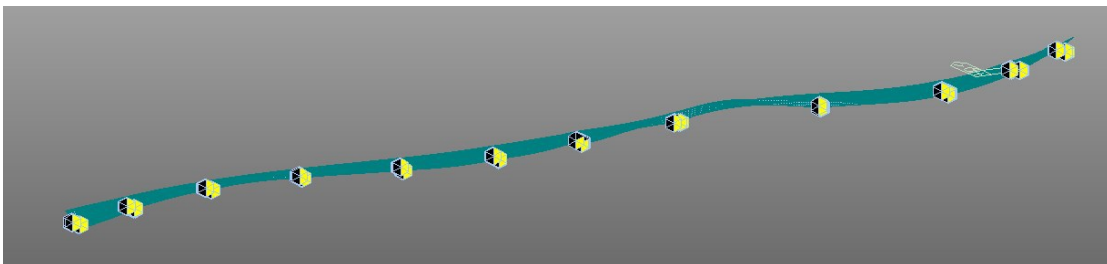
modo 5



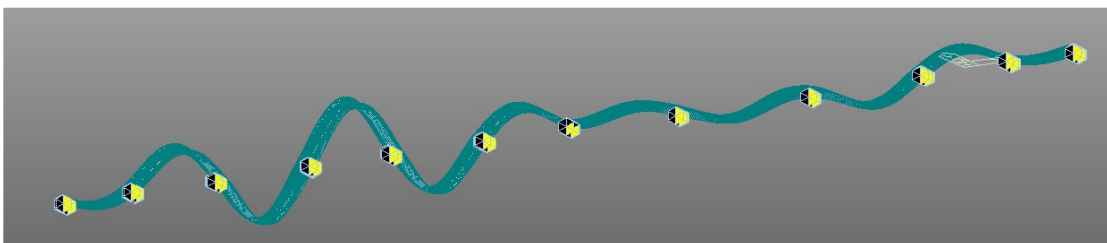
modo 6



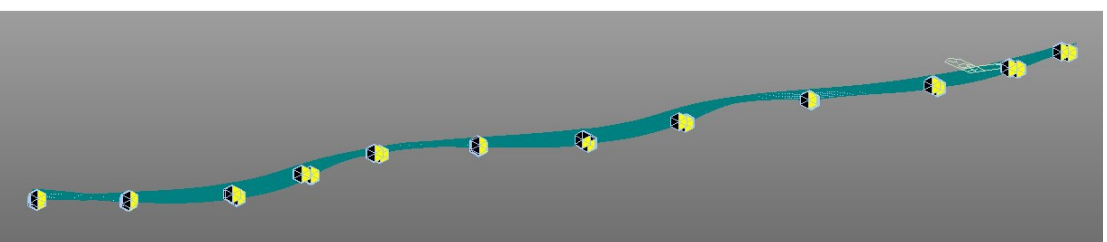
modo 7



modo 8



modo 9



modo 10

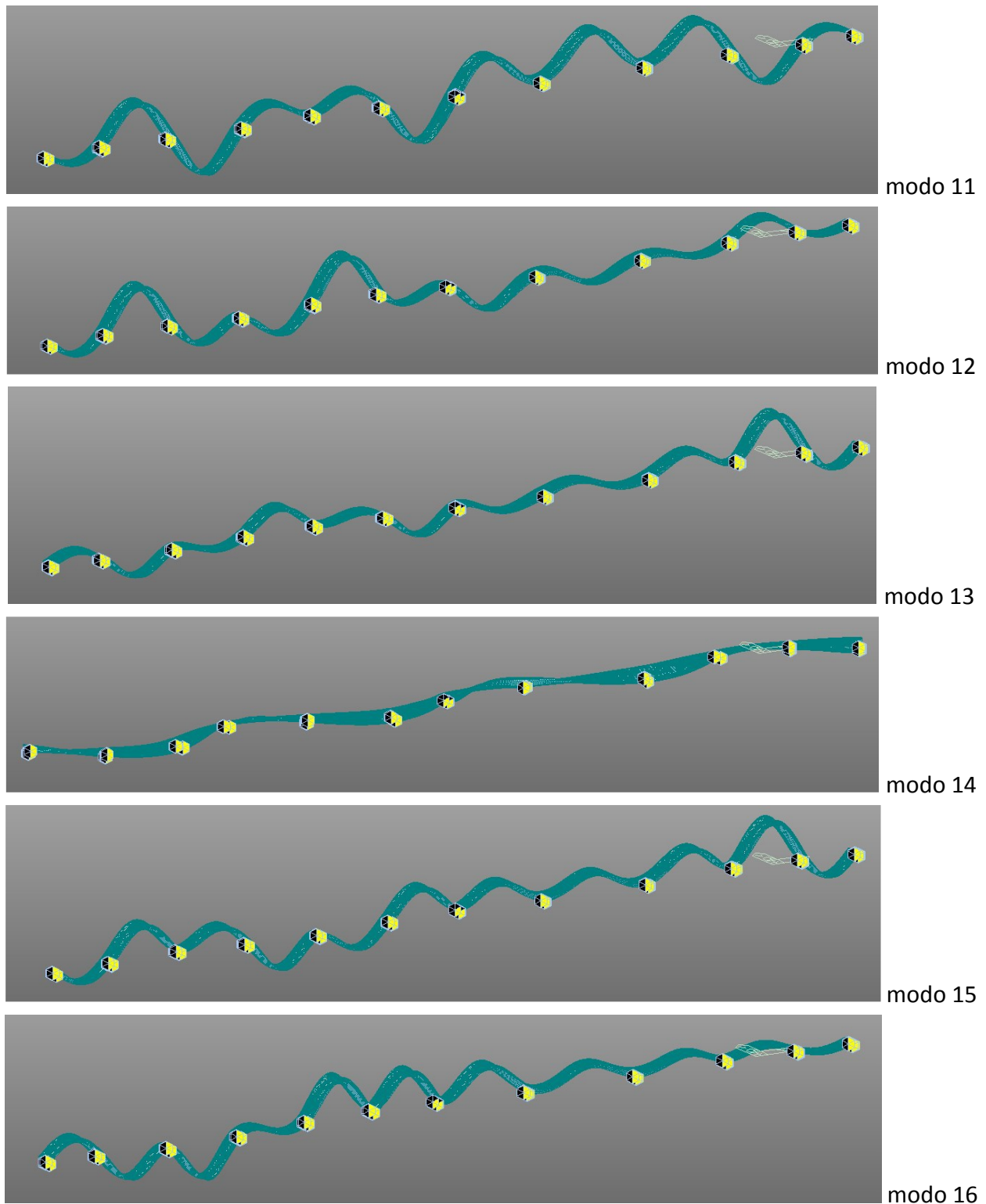


Figura 4.9: forme modali associate ai modi identificati nell'analisi numerica.

4.3. ANALISI SPERIMENTALE

In questo capitolo si descrive la campagna sperimentale condotta sul viadotto Oglio.

Tale campagna si compone di:

- una **prova ambientale**;

- una **prova con forzamento** in direzione **orizzontale trasversale**;
- una **prova con forzamento** in direzione **verticale**.

In Figura 4.10 sono mostrati i 2 eccitatori utilizzati per le prove con forzamento.



Figura 4.10: motore elettromagnetico lineare (in primo piano) e pistone oleodinamico (dietro a destra) posizionati sul viadotto Oglio.

Le prove descritte sono state eseguite sia sulla carreggiata Sud che sulla Nord, studiando il comportamento di **5 campate diverse** (per i dettagli si rimanda al paragrafo 4.3.1).

Le elaborazioni effettuate in questo capitolo si propongono di caratterizzare, per ognuna delle prove effettuate, la risposta della struttura in termini di frequenze proprie, smorzamenti e forme modali, relativamente ai primi sei modi di vibrazione.

In seguito si vanno a confrontare, al paragrafo 4.4, i risultati derivanti dalla fase di sperimentazione (per ambientale e forzato) con quelli derivanti dall'analisi numerica.

Nota: Per l'analisi sperimentale dell'Oglio sono stati presi in considerazione solo i risultati della prova ambientale e della prova con forzamento verticale.

4.3.1. SET-UP DI PROVA

La rete di misurazione è stata progettata sulla base di un modello numerico semplificato (unifilare) della struttura, con lo scopo di identificare nel miglior modo possibile i modi a basse frequenze. Tale scelta è determinata dal fatto che questi modi implicano generalmente spostamenti strutturali elevati, risultando così i più pericolosi per la stabilità e l'integrità dell'opera.

4.3.1.1. STRUMENTI DI MISURA

Le prove sono state effettuate acquisendo la risposta di una serie di **accelerometri piezoelettrici** ad

alta sensibilità e basso rumore sismico posizionati sul piano stradale. Le caratteristiche metrologiche dei sensori sono riportate in Tabella 4.2.

Tabella 4.2: caratteristiche metrologiche dei sensori.

TIPO SENSORE	FONDO SCALA	BANDA PASSANTE	SENSIBILITÀ
PCB 393B12	± 0,5 g	0,15 – 1000 Hz	10 V/g
PCB 393B31	± 0,5 g	0,1 – 200 Hz	10 V/g
PCB 393A03	± 5 g	0,5 – 2000 Hz	1 V/g

Il **sistema di acquisizione** è composto da una serie di moduli NI9234 con un convertitore analogico-digitale a 24bit e filtro anti-aliasing integrati.

I dati relativi alla prova ambientale sono stati acquisiti con frequenza di campionamento pari a 2048Hz e successivamente decimati a 32Hz; quelli relativi alla prova forzata sono stati pre-filtrati e successivamente decimanti a 256Hz (8 volte).

4.3.1.2. FORZAMENTI

Come accennato in precedenza si sono considerati i risultati della sola prova con forzamento verticale, che è l'unica descritta in questo paragrafo.

Per applicare alla struttura il forzamento desiderato è stato utilizzato il **pistone oleodinamico** descritto dettagliatamente al capitolo 2.1.2. Per entrambe le carreggiate si è optato per un profilo di prova di tipo **stepped-sine**, con le caratteristiche di seguito riportate:

- Campo di frequenze 1,00 – 3,00Hz.
- Passo degli step pari a 0,01Hz nei pressi delle risonanze, variabile nel resto del campo.
- Forza trasmessa al suolo, stimata sfruttando la conoscenza della massa in movimento e la sua accelerazione, valutata con un accelerometro PCB 393A03 (la massa), secondo le indicazioni di Tabella 4.3.

Tabella 4.3: forze trasmesse al suolo nella prova con forzamento verticale.

SUD		NORD	
FREQUENZA [Hz]	FORZA [N]	FREQUENZA [Hz]	FORZA [N]
1,00 – 1,25	500	1,00 – 1,25	500
1,25 – 1,50	1000	1,25 – 1,60	1200
1,50 – 2,00	1500	1,60 – 2,10	1800
2,00 – 3,00	2500	2,10 – 3,00	2500

- Oscillazioni trasmesse alla struttura valutate con un accelerometro PCB 393B12 posto sulla pavimentazione nelle immediate vicinanze del pistone oleodinamico (il collocato).

4.3.2. CARREGGIATA SUD

4.3.2.1. RETE DEI SENSORI

In Figura 4.11 è riportata la schematizzazione della carreggiata Sud con l'indicazione delle tre campate strumentate per le prove (rosso).

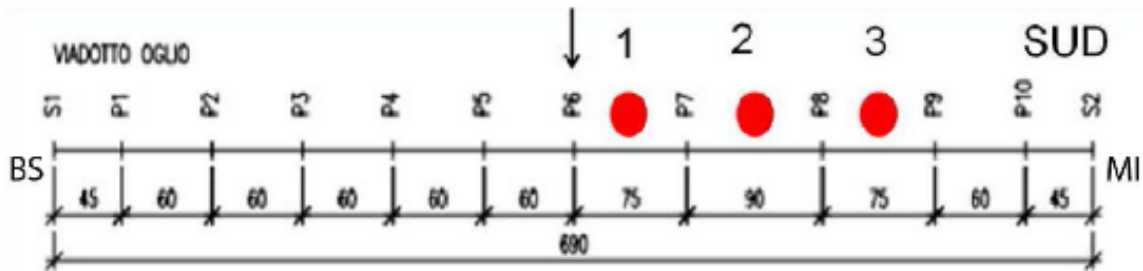


Figura 4.11: campate interessate dalla campagna sperimentale (carreggiata Sud).

AMBIENTALE

Il setup di misura della prova ambientale è costituito da un totale di 31 accelerometri. Tuttavia per avere conformità tra i set-up ambientale e forzato si considerano solo 28 accelerometri ripartiti in: 23 in direzione verticale e 5 in direzione orizzontale trasversale. I punti di misura scelti sono riportati in Figura 4.12 e Figura 4.13.

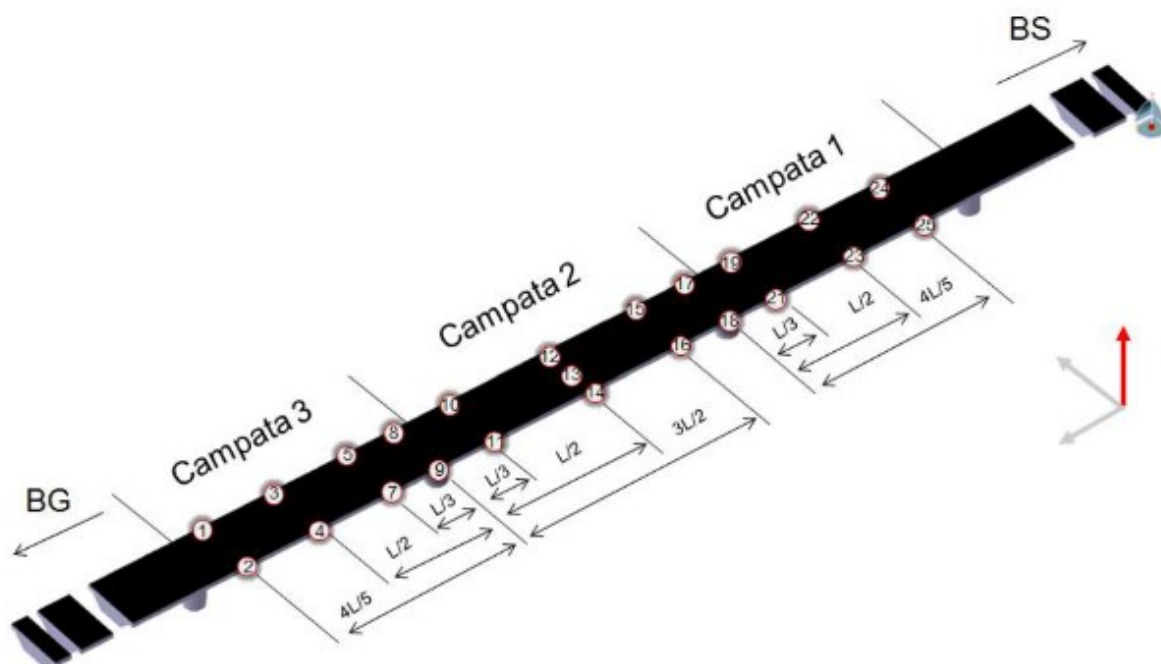


Figura 4.12: schema posizione sensori prova ambientale – canali verticali (carreggiata Sud).

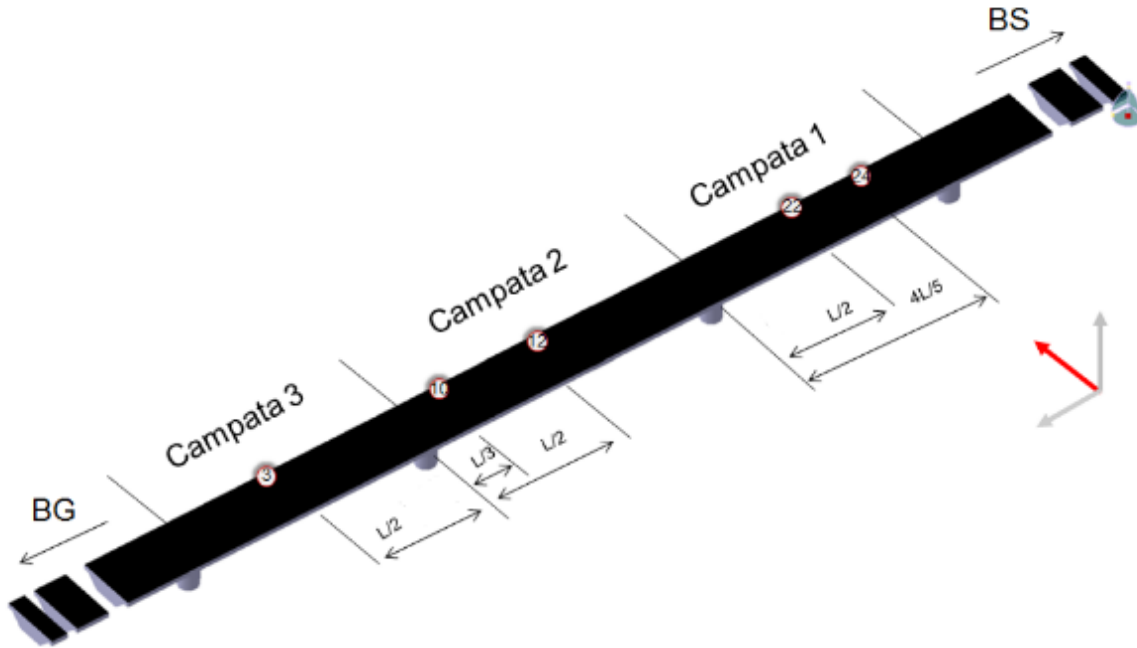


Figura 4.13: schema posizione sensori prova ambientale – canali orizzontali trasversali (carreggiata Sud).

Nel set-up di misura sono stati inseriti alcuni accelerometri con **prestazioni insufficienti** a garantire risultati di qualità per una prova con eccitazione ambientale. Si tratta degli accelerometri di tipo PCB 393A03, dotati di sensibilità pari a un decimo di quella degli altri accelerometri utilizzati (PCB 393B12 e PCB 393B31). I canali associati a questi trasduttori, ovvero 2Z, 4Z, 5Z, 11Z, 17Z, 18Z, 19Z, sono stati cancellati dalle analisi (si veda nello schema di Figura 4.12 la loro collocazione sul ponte).

FORZATO VERTICALE

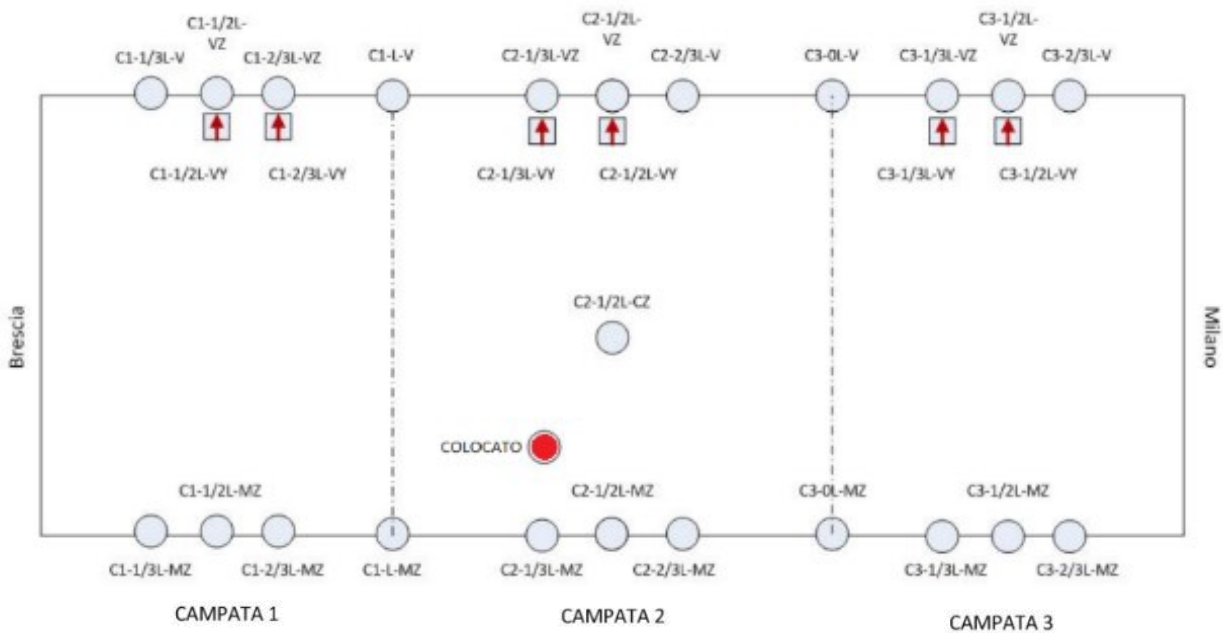


Figura 4.14: schema posizione sensori prova con forzamento verticale (carreggiata Sud).

Il setup di misura della prova con forzamento verticale è costituito da un totale di 30 accelerometri più la massa, ovvero l'accelerometro montato sull'eccitatore. Gli accelerometri sono così ripartiti: 23 più il collocato in direzione verticale e 6 in direzione orizzontale trasversale. I punti di misura scelti sono riportati in Figura 4.14. Gli accelerometri disposti in verticale sono indicati col pallino pieno, quelli disposti in orizzontale con la freccia. Le diciture dei canali sono composte da tre parti: la prima identifica la campata su cui si trova lo strumento, la seconda la posizione longitudinale e la terza il lato del ponte ("M"= monte, "V"= valle) e la direzione di misura ("Z"= verticale, "Y"= orizzontale).

Nota: i set-up di forzato e ambientale differiscono nella collocazione dei canali disposti in orizzontale e nella collocazione di alcuni canali verticali. Quest'ultimi nell'ambientale sono disposti a un quinto e quattro quinti della lunghezza della campata, mentre nel forzato sono posti a un terzo e due terzi. Tale differenza va presa in considerazione in fase di confronto dei risultati.

4.3.2.2. RISULTATI AMBIENTALE

In questo paragrafo si riportano tutte le fasi salienti dell'analisi dei dati estrapolati dalle prove ambientali, indicando osservazioni, difficoltà e particolarità incontrate nel corso delle elaborazioni. Si segue lo schema definito al capitolo 3.2.

PRE-PROCESSING DEI DATI

Durante la prova ambientale il sistema di acquisizione è stato impostato in modo che salvasse le storie temporali in output una volta ogni 10 minuti. L'insieme dei dati disponibili costituisce una storia della durata totale di 7 ore e 20 minuti.

Tabella 4.4: unioni preliminari dei dati per la prova ambientale (carreggiata Sud).

#	ORA INIZIO – FINE [ore]	DURATA [ore]	QUALITÀ DATI
1	09:44–10:44	01:00	OK
2	10:44–11:44	01:00	OK
3	11:44–12:44	01:00	NO
4	12:44–13:44	01:00	OK
5	13:44–14:44	01:00	OK
6	14:44–15:34	00:50	OK
7	16:18–17:48	01:30	NO

La divisione delle storie in file da 10 minuti ciascuno consente di eliminare una o più storie dall'insieme, qualora queste presentino errori evidenti che comprometterebbero i risultati delle elaborazioni successive. Dato che è possibile effettuare un'analisi corretta solo se i dati raccolti soddisfano i requisiti descritti al capitolo 3.2.1, si è proceduto all'osservazione delle **storie temporali**

e delle **Power Spectral Densities²** (PSD) dei dati raccolti.

Per alleggerire tale attività è stata effettuata un'unione preliminare dei dati in 7 sottorecord di durata variabile, come mostrato in Tabella 4.4.

Si è osservato che:

- I dati del sottorecord #3 presentano molteplici errori, diffusi lungo l'intera durata dell'acquisizione, pertanto tutta la storia è stata rimossa. Si notano casi di saturazione dei trasduttori (ne è mostrato un esempio in Figura 4.15a), derive, rumore elevato, ecc.; la qualità delle PSD della maggior parte dei canali – Figura 4.15b – risulta inficiata dalla presenza di tali errori;

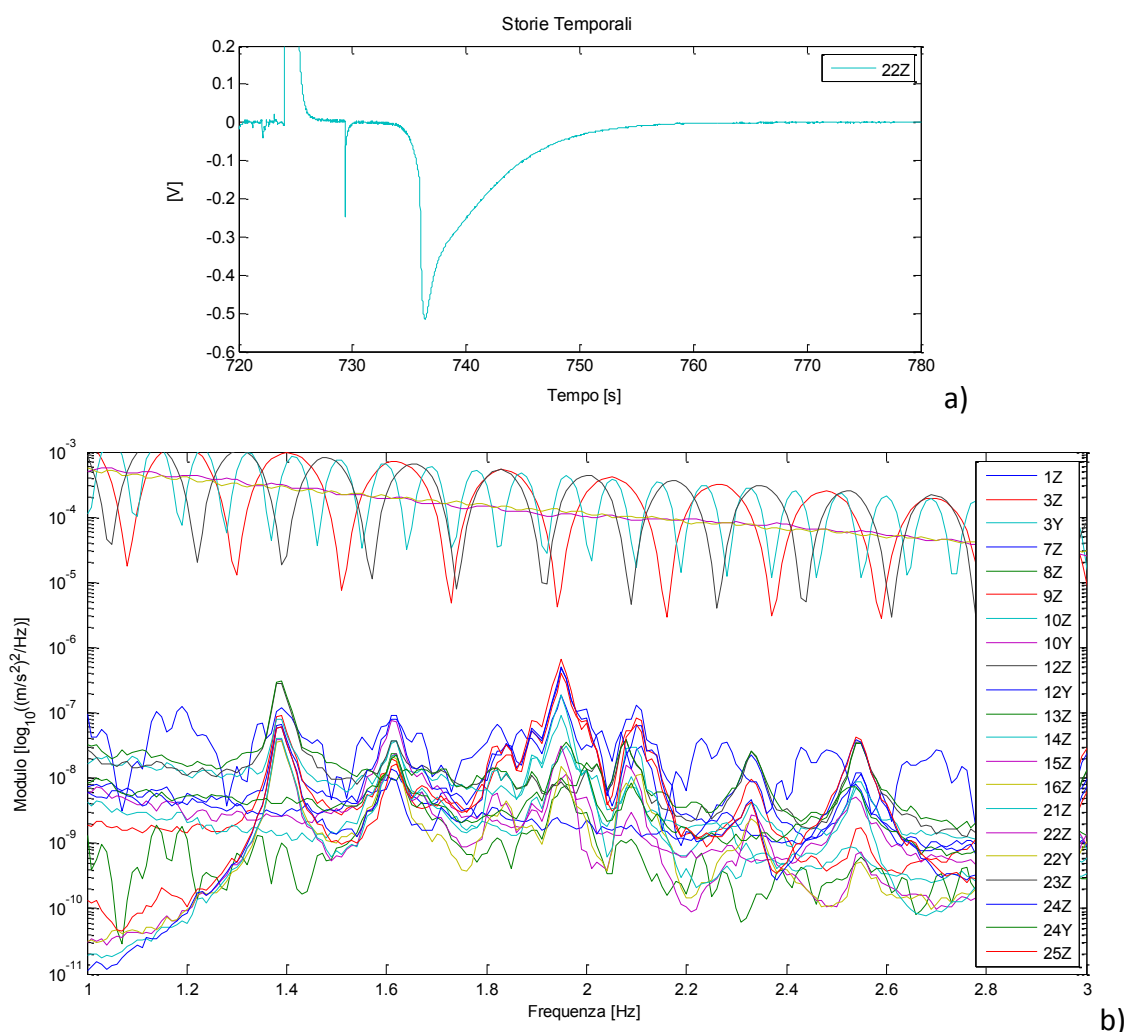


Figura 4.15: a) esempio di saturazione da storia temporale del sottorecord #3; b) PSD dei segnali raccolti nel sottorecord #3.

² La definizione di PSD è fornita al capitolo 3.2.1. Nel caso specifico le PSD dei canali sono state calcolate finestrando i segnali acquisiti con finestre di Hanning, di durata pari a 100s, con sovrapposizione del 66% tra una finestra e la successiva, il che consente una risoluzione dello spettro pari a 0,01Hz e una elevata qualità del risultato.

- I dati del sottorecord #7 presentano molteplici errori, tuttavia una porzione di tale storia è comunque utilizzabile ed è stata mantenuta come #8³;
- Le storie temporali selezionate, se pur di durata ridotta (da 50min a 1h e 30min), presentano una **stabilizzazione del comportamento dinamico** soddisfacente (come si evidenzia confrontando le PSD di Figura 4.16, relative ad una storia di appena 1h, e Figura 4.17, relative ad una storia di 5h e 40min);

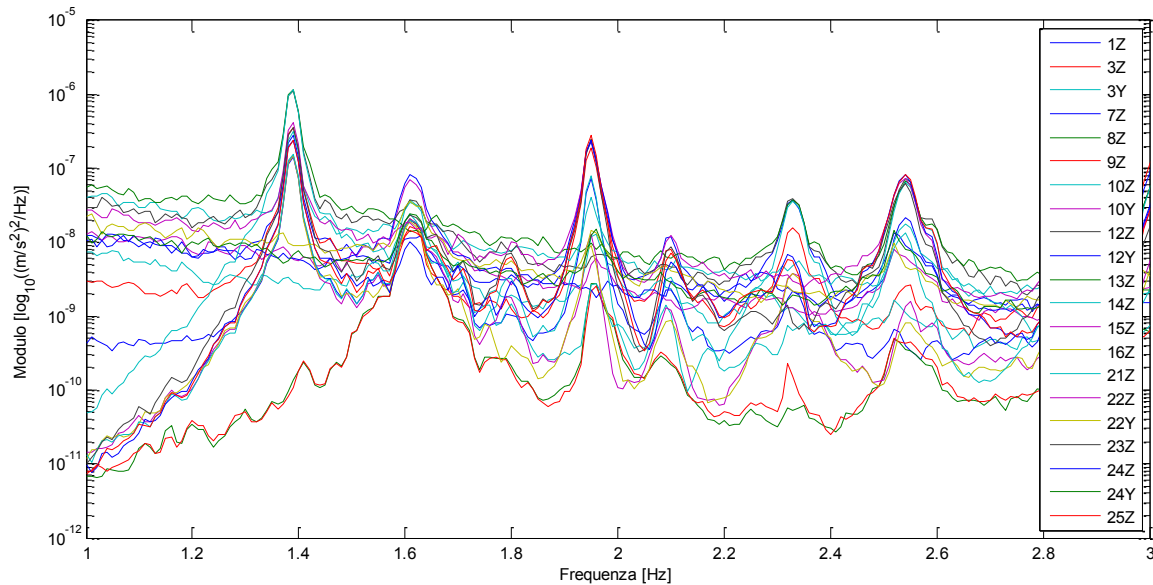


Figura 4.16: PSD dei segnali raccolti nel sottorecord #4.

- Tutti i dati presentano livelli elevati di rumore. Le temperature nel giorno della prova ambientale erano molto alte, ed è stato provato che tale condizione causa disturbi nel sistema di misura, osservabili sotto forma di rumore a basse frequenze.

La storia definitiva è costituita quindi dai sottorecord mostrati in Tabella 4.5.

Tabella 4.5: definizione della storia temporale che andrà elaborata con gli strumenti di analisi modale.

#	ORA INIZIO – FINE [ore]	DURATA [ore]
1	09:44–10:44	01:00
2	10:44–11:44	01:00
4	12:44–13:44	01:00
5	13:44–14:44	01:00
6	14:44–15:34	00:50
8	16:58–17:48	00:50
6_ore	-	05:40

³ Si tratta degli ultimi 50 minuti del suddetto sottorecord.

ANALISI DELLE PSD

Si riportano in Figura 4.17 le PSD di tutti i canali, associate alla storia definitiva "6_ore".

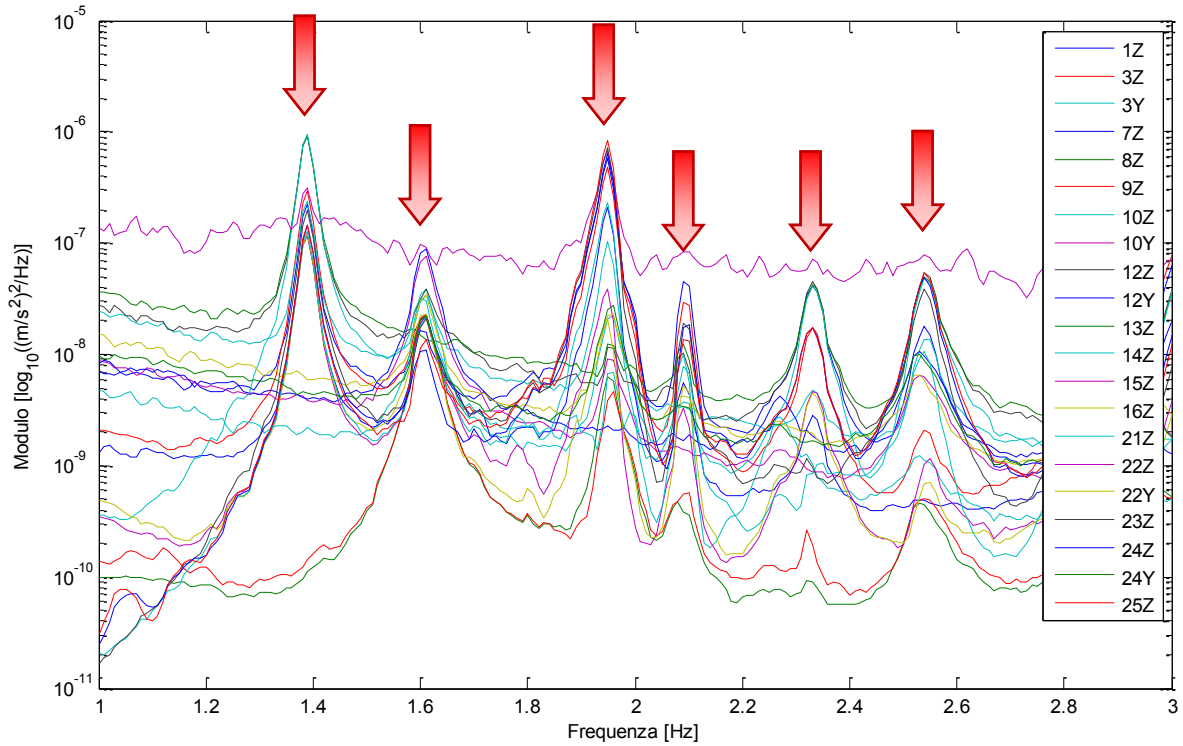


Figura 4.17: PSD dei segnali raccolti nella storia definitiva, definita unendo 5h e 40min di acquisizione.

L'osservazione delle PSD di Figura 4.17 permette di individuare chiaramente i **picchi associati ai primi 6 modi di vibrare significativi** della struttura, rilevabili alle frequenze 1,39Hz-1,61Hz-1,95Hz-2,09Hz-2,34Hz-2,54Hz.

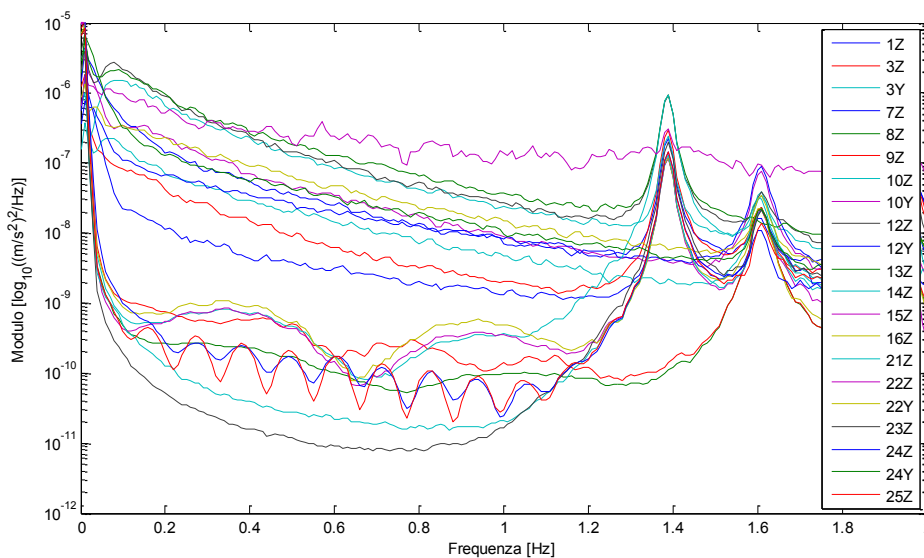


Figura 4.18: dettaglio delle PSD di Figura 4.17, utile a mostrare il rumore a basse frequenze.

Si può notare inoltre che:

- Il canale 22Z mostra un livello di rumore molto superiore agli altri canali, tanto da impedire il riconoscimento di tutti i picchi associati ai modi di vibrazione, tranne il terzo. Questo canale non aggiunge nulla in termini di informazioni modali, ma anzi potrebbe inficiare l'affidabilità della identificazione, perciò è stato eliminato dalle analisi;
- È sempre presente un **rumore a bassa frequenza** di elevata entità (si veda il dettaglio di Figura 4.18), tuttavia i picchi di risonanza sono tutti ben evidenti. La presenza di rumore quindi non disturberà particolarmente le elaborazioni, ma renderà più difficoltosa l'identificazione dei modi di vibrazione che sono stati poco sollecitati nel corso della prova, in particolare il secondo e il quarto.

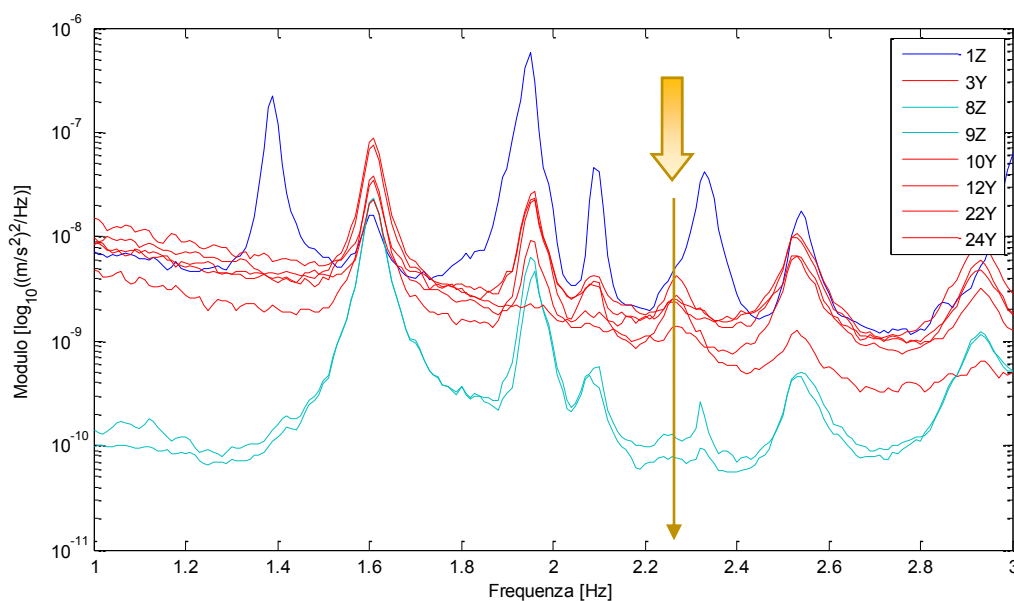


Figura 4.19: PSD dei segnali raccolti nella storia definitiva. Sono evidenziati, in blu il canale verticale, in rosso i canali orizzontali, in azzurro i canali posti in corrispondenza delle pile.

Prima di condurre ulteriori analisi sulle PSD ricavate è bene evidenziare alcune **differenze tra i 3 gruppi di canali** inclusi nello studio, ovvero verticali, orizzontali e verticali collocati in corrispondenza delle pile. In Figura 4.19 sono riportate le PSD, colorate appositamente per facilitare il riconoscimento, associate ai 3 gruppi indicati. Osservando questa figura si può notare che:

- I canali orizzontali (rossi) sono affetti da rumore a bassa frequenza di entità comparabile ai canali verticali (blu), tuttavia, a causa di una minore ampiezza dei picchi (vero per tutti i picchi a parte il secondo), ne discende che la qualità del dato è inferiore;
- Rispetto ai canali verticali (blu), le risonanze individuate dai canali orizzontali (rossi) non coincidono in corrispondenza del primo picco, che non è riconosciuto, e del quinto picco. In quest'ultimo caso i sensori orizzontali misurano un modo distinto (indicato in giallo), collocato ad una frequenza inferiore (circa 2,27Hz), che nei canali verticali viene nascosto dal picco a 2,34Hz;
- Il comportamento dei canali collocati sulle pile (azzurri) sembra essere proprio di canali orientati in direzione orizzontale piuttosto che in direzione verticale. Questa particolare caratteristica può

essere dovuta al comportamento degli isolatori a pendolo interposti tra l'impalcato e le pile, e al fatto che in corrispondenza delle pile i modi trovano dei punti nodali.

In definitiva, visti i livelli di oscillazione associati alle risonanze, si può affermare che tutti i **modi** della struttura, tranne il secondo modo, dove è chiara una componente trasversale importante, **sono prettamente verticali** quindi si è deciso di concentrare l'analisi modale principalmente sui canali verticali.

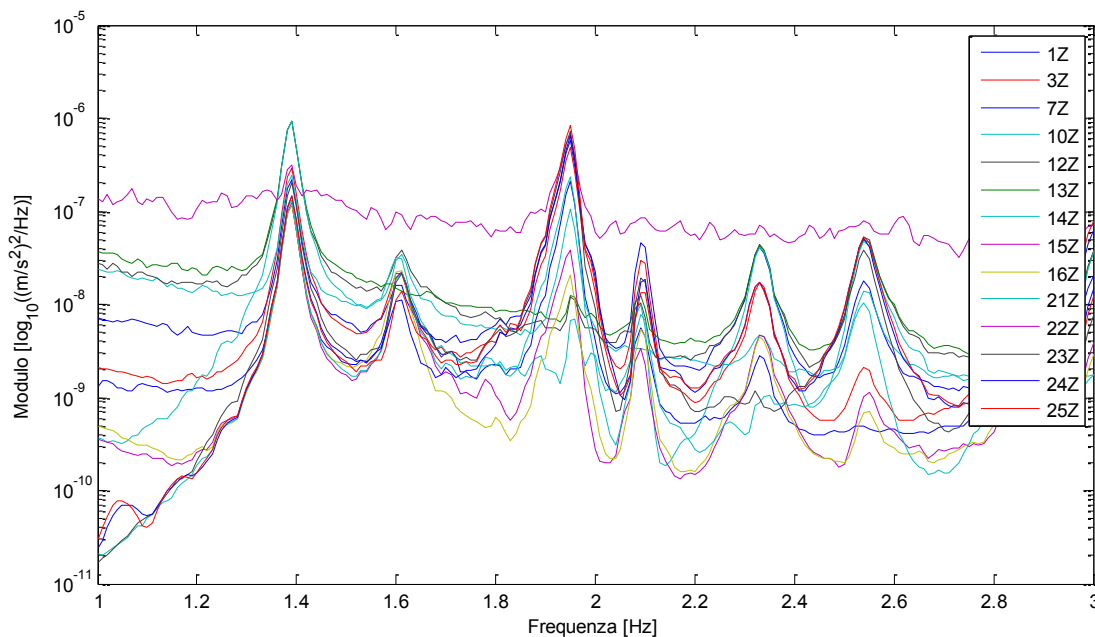


Figura 4.20: PSD dei segnali raccolti nella storia definitiva, relative ai soli canali verticali.

A questo punto si riportano le osservazioni sulle PSD di Figura 4.17, relativamente ai picchi riconosciuti dai canali verticali, il cui andamento è mostrato in Figura 4.20. Si può osservare⁴:

- Il **primo** picco è riconosciuto da tutti i canali;
- Il **secondo** picco ha ampiezza inferiore rispetto agli altri ed è parzialmente nascosto dal rumore di fondo; solo il canale 13Z, posizionato al centro del set up di misura (dicitura C2-1/2L-CZ nelle prove forzate), non individua alcun picco;
- Il **terzo** picco ha ampiezza e smorzamento superiori a tutti gli altri; 3 canali, ovvero 12Z, 13Z e 14Z, tutti posti a metà della campata centrale (dicitura C2-1/2L nelle prove forzate) individuano un picco di entità modesta;
- Il **quarto** picco ha smorzamento inferiore agli altri; solo il canale 10Z (dicitura C2-2/3L-MZ nelle prove forzate) non lo riconosce;
- Il **quinto** picco non è riconosciuto chiaramente dai canali 21Z (C1-2/3L-VZ) e 23Z (C1-1/2L-VZ);
- Il **sesto** picco non è riconosciuto dal canale 7Z (dicitura C3-1/3L-VZ nelle prove forzate).

⁴ Si ricorda che alcuni canali della mesh di misura sono stati eliminati (quelli con sensibilità errata e il 22Z) e che quindi le osservazioni fatte sono relative ai soli canali rimasti.

ANALISI MODALE E IDENTIFICAZIONE DEI MODI

Per analizzare i risultati sperimentali ed estrarre i parametri modali dei modi dal primo al sesto è stato adottato il metodo Polyreference Least Squares Complex Frequency Domain (**PolyMAX**), nella sua **versione per OMA**, descritto al capitolo 2.2.1. L'analisi è stata condotta seguendo le indicazioni fornite al capitolo 3.2.4.

I rapporti di smorzamento e le frequenze naturali identificati⁵ per i modi di interesse sono riportati in Tabella 4.6.

Tabella 4.6: parametri modali estratti con il PolyMAX OMA (carreggiata Sud).

MODI	FREQUENZA [Hz]	SMORZAMENTO [%]
1	1,39	0,65
2	1,61	0,89
3	1,95	0,37
4	2,09	0,42
5	2,34	0,68
6	2,54	0,72

Tabella 4.7: canali di riferimento utilizzati per le identificazioni dei parametri modali riportati in Tabella 4.6.

MODI	RIFERIMENTO
1	23Z = C1-1/2L-VZ
2	3Z = C3-1/2L-MZ
3	21Z = C1-1/3L-VZ
4	21Z = C1-1/3L-VZ
5	3Z = C3-1/2L-MZ
6	10Z=C2-1/3L-MZ

Questa identificazione non è frutto di un'unica elaborazione ma è il risultato di un **processo di scelta dei canali di riferimento** che producono le migliori identificazioni dei singoli modi.

In questo specifico caso la scelta è ricaduta sui canali indicati in Tabella 4.7, di cui si riportano le PSD in Figura 4.21. Dalla figura si evince che, nonostante quanto osservato nella guida all'analisi (paragrafo 3.2), i canali che forniscono le migliori identificazioni non sono sempre quelli a cui si associa un picco di ampiezza particolarmente elevato. Questa considerazione sottolinea

⁵ L'identificazione, in riferimento a quanto indicato nel capitolo 3.2.4, è stata condotta utilizzando:

- Canale di riferimento: variabile;
- Canali inclusi nell'analisi: tutti i canali verticali che risultano corretti (è escluso quindi il 22Z), escluse le pile 8Z e 9Z;
- Smorzamento aggiunto: a 1Hz è pari a circa 1,59%;
- Campo di frequenze: sufficiente a riconoscere i primi sei modi significativi (da 1 a 2,8Hz circa);
- Campo di variazione dell'ordine del modello: da 20 a 100;
- Selezione dei poli stabili: condotta sulla base dei modi evidenziati dalle PSD.

ulteriormente l'importanza di eseguire molte elaborazioni per avere certezza della qualità dei risultati ottenuti.

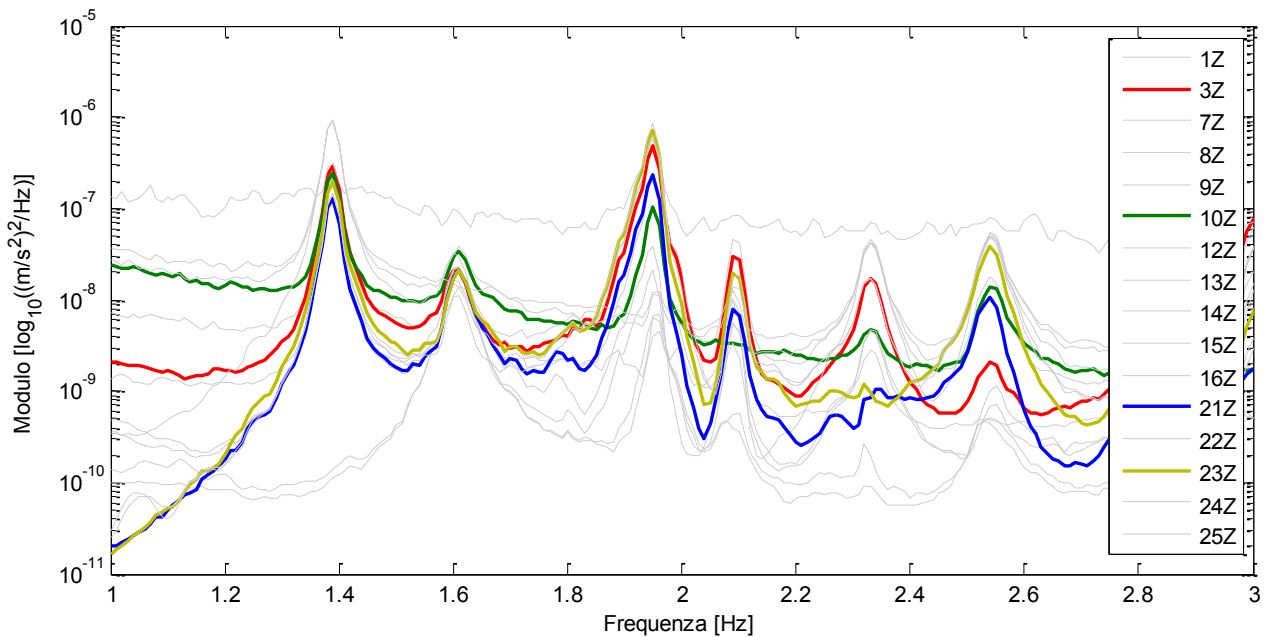


Figura 4.21: PSD dei canali di riferimento per le elaborazioni (carreggiata Sud).

Le rappresentazioni delle forme modali associate ai modi identificati sono riportate e commentate al paragrafo 4.3.2.4.

4.3.2.3. RISULTATI FORZATO

In questo paragrafo sono descritte le fasi principali dell'analisi dei dati estrapolati dalle prove con forzamento, indicando, oltre ai risultati finali, osservazioni, difficoltà e particolarità incontrate nel corso delle elaborazioni. Si segue lo schema definito al capitolo 3.3.

CALCOLO E OSSERVAZIONE DELLE FRF

Le **FRF** (Frequency Response Function) di tutti gli accelerometri sono state calcolate come descritto al capitolo 3.3.1. Si tratta quindi di funzioni definite punto per punto in base alla risoluzione scelta per la prova stepped-sine.

In Figura 4.22 si riportano le FRF relative a tutti i canali impiegati nella prova.

Osservando le FRF di Figura 4.22 si individuano chiaramente i picchi associati ai **primi 6 modi significativi**, rilevabili alle frequenze 1,38Hz-1,58Hz-1,94Hz-2,09Hz-2,32Hz-2,52Hz.

Si può notare inoltre che:

- Tutti i canali sembrano aver registrato il dato correttamente;
- Il forzamento ha permesso l'individuazione di tutti i picchi che si erano osservati nella prova

ambientale;

- Il livello di smorzamento è elevato e il secondo modo, per cui l'ampiezza di vibrazione è bassa, è parzialmente nascosto.

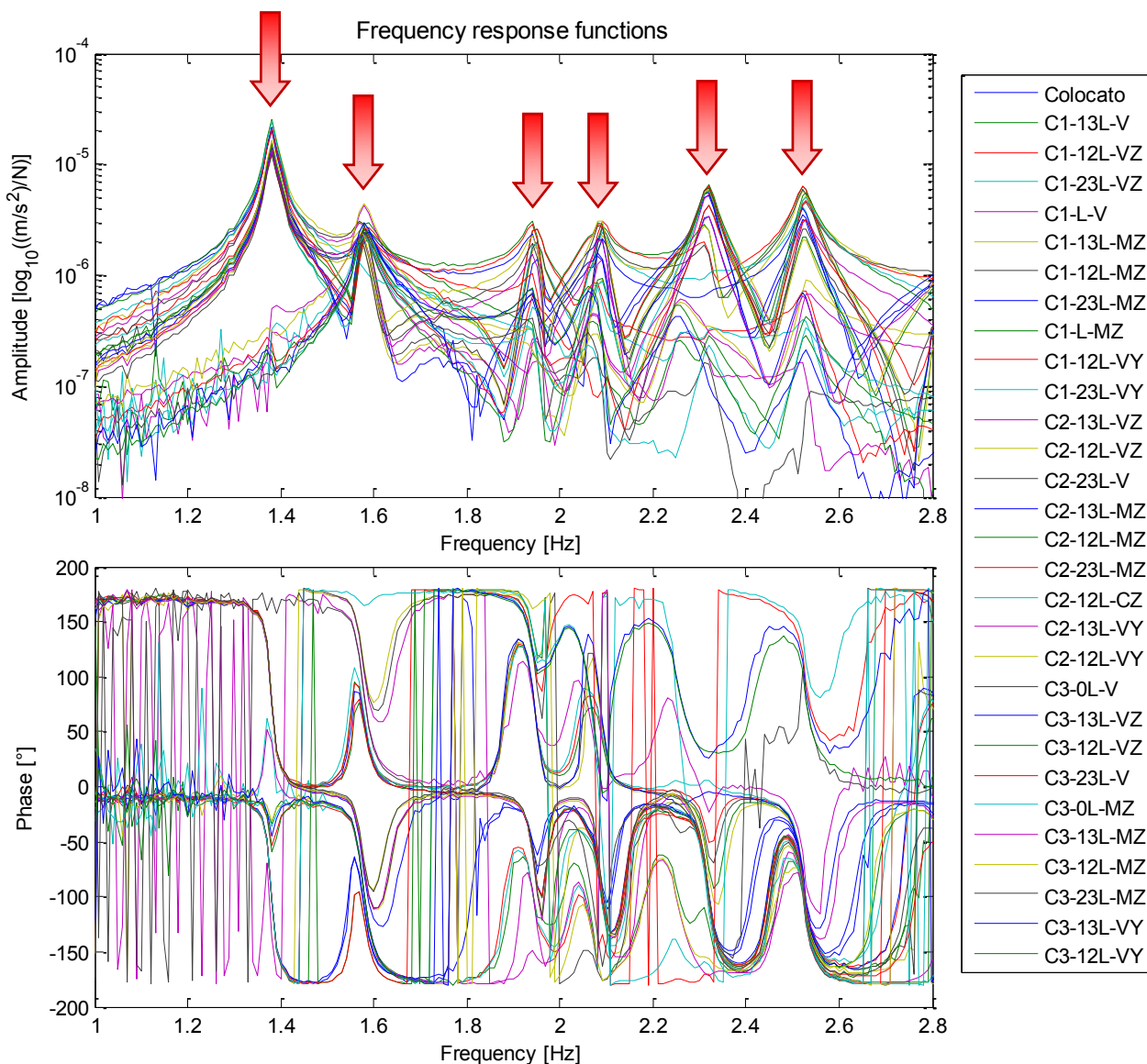


Figura 4.22: FRF calcolate sulla base dei segnali raccolti nel corso della prova (carreggiata Sud).

Prima di condurre ulteriori analisi sulle FRF ricavate è bene evidenziare alcune **differenze tra i 3 gruppi di canali** inclusi nello studio, ovvero verticali, orizzontali e verticali collocati in corrispondenza delle pile. In Figura 4.23 sono riportate le FRF, colorate appositamente per facilitare il riconoscimento, associate ai 3 gruppi indicati. Osservando questa figura si può notare che:

- I canali orizzontali (rossi) mostrano generalmente dei picchi di minore ampiezza (vero per tutti i picchi a parte il secondo) rispetto ai canali verticali (blu);
- Rispetto ai canali verticali (blu), le risonanze individuate dai canali orizzontali (rossi) non coincidono in corrispondenza del primo picco, che non è riconosciuto, e del quinto picco. In quest'ultimo caso i sensori orizzontali misurano un modo distinto (indicato in giallo), collocato ad una frequenza inferiore (circa 2,26Hz), che nei canali verticali viene nascosto dal picco a

2,32Hz;

- Il comportamento dei canali collocati sulle pile (azzurri) sembra essere proprio di canali orientati in direzione orizzontale piuttosto che in direzione verticale. Questa particolare caratteristica può essere dovuta al comportamento degli isolatori a pendolo interposti tra l'impalcato e le pile, e al fatto che in corrispondenza delle pile i modi trovano dei punti nodali.

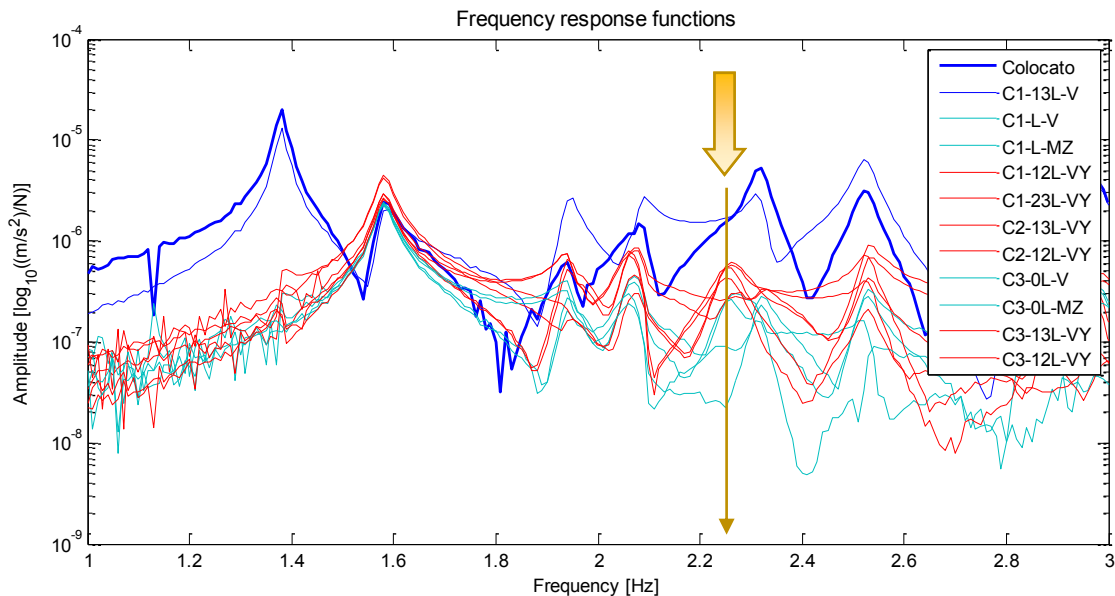


Figura 4.23: FRF dei segnali raccolti nella prova. Sono evidenziati, in blu i canali verticali, in rosso i canali orizzontali, in azzurro i canali posti in corrispondenza delle pile.

In definitiva si è deciso, come nel caso dell'ambientale, di concentrare l'analisi modale principalmente sui canali verticali, dato che le FRF confermano il risultato precedente (ricavato dall'osservazione delle PSD), ovvero che i modi della struttura, tranne il secondo, sono prettamente verticali.

A questo punto si riportano le osservazioni sulle FRF di Figura 4.22, relativamente ai picchi riconosciuti dai canali verticali, il cui andamento è mostrato in Figura 4.24. Si può osservare:

- Il **primo** picco ha ampiezza e smorzamento elevati, ed è riconosciuto da tutti i canali;
- Il **secondo** picco ha ampiezza inferiore agli altri ed è parzialmente nascosto dal primo; solo il canale C2-1/2L-CZ, posizionato al centro del set up di misura, non individua alcun picco;
- Il **terzo** picco ha ampiezza paragonabile al secondo; 3 canali, ovvero i C2-1/2L, posti a metà della campata centrale, non lo individuano;
- Il **quarto** picco ha ampiezza paragonabile al secondo; solo i 2 canali posti a C2-2/3L non lo riconoscono chiaramente;
- Il **quinto** picco non è riconosciuto dai 2 canali posti a C1-2/3L;
- Il **sesto** picco è riconosciuto da tutti i canali; solo 2 canali, posti a C3-1/3L, mostrano ampiezze inferiori.

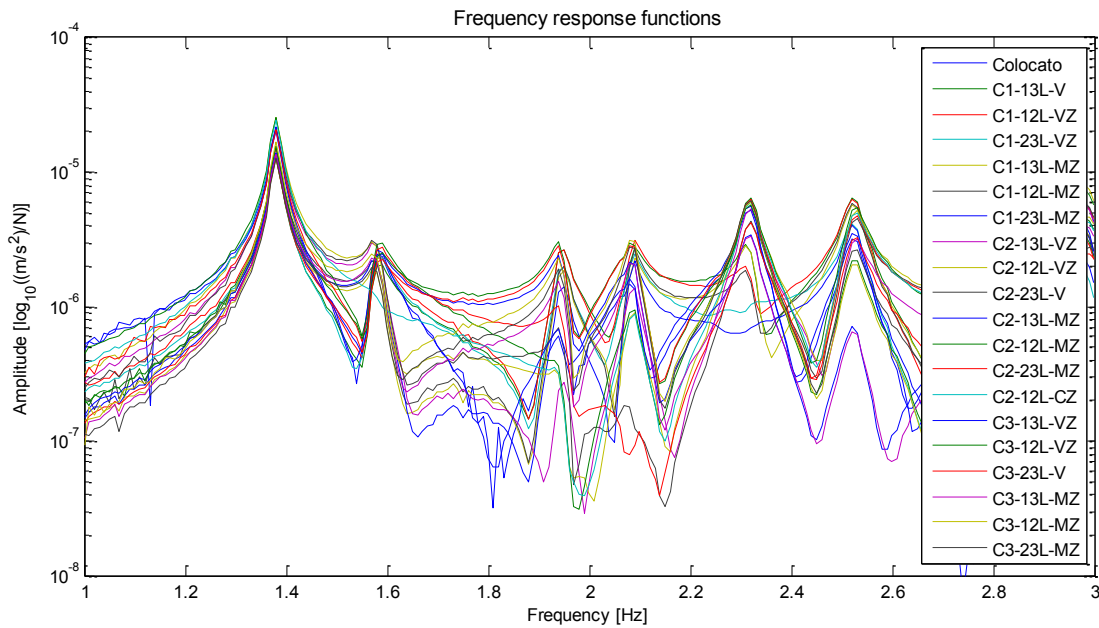


Figura 4.24: FRF dei segnali raccolti nella prova, relative ai soli canali verticali.

ANALISI MODALE E IDENTIFICAZIONE DEI MODI

Per analizzare i risultati sperimentali ed estrarre i parametri modali dei modi dal primo al sesto è stato adottato il metodo Polyreference Least Squares Complex Frequency Domain (**PolyMAX**), nella sua **versione per EMA**, descritto al capitolo 2.2.1. L'analisi è stata condotta seguendo le indicazioni fornite al capitolo 3.3.3.

Tabella 4.8: parametri modali estratti con il PolyMAX EMA (carreggiata Nord).

MODI	FREQUENZA [Hz]	SMORZAMENTO [%]
1	1,38	0,62
2	1,58	0,98
3	1,94	0,64
4	2,09	0,67
5	2,32	0,66
6	2,52	0,67

I rapporti di smorzamento e le frequenze naturali identificati⁶ per i modi di interesse sono riportati in Tabella 4.8.

Le rappresentazioni delle forme modali associate ai modi identificati sono riportate e commentate

⁶ L'identificazione, in riferimento a quanto indicato nel capitolo 3.3.3, è stata condotta utilizzando:

- Canali inclusi nell'analisi: tutti i canali verticali, escluse le pile (C1-L e C3-0L);
- Campo di frequenze: un modo alla volta;
- Campo di variazione dell'ordine del modello: da 3 a 120;
- Selezione dei poli stabili: condotta sulla base dei modi evidenziati dalle FRF.

al paragrafo 4.3.2.4.

4.3.2.4. OSSERVAZIONE DELLE FORME MODALI

Si riportano in questo paragrafo dei brevi commenti relativi a quanto emerge dall'osservazione delle rappresentazioni delle forme modali relative ai modi identificati per la carreggiata Sud. Le osservazioni riguardano anche la qualità delle identificazioni di tali forme modali (buona o meno buona a seconda dei casi), indicazioni formulate a seguito dell'osservazione dei digrammi di Nyquist, conformemente a quanto spiegato nel capitolo 3.4.

Di ogni modo, limitatamente alle tre campate indagate nell'analisi sperimentale (Figura 4.25), sono riportate:

- Le rappresentazioni relative ai risultati della prova ambientale (vista laterale 2D⁷);
- Le rappresentazioni relative ai risultati della prova con forzamento verticale (vista laterale 2D⁸).

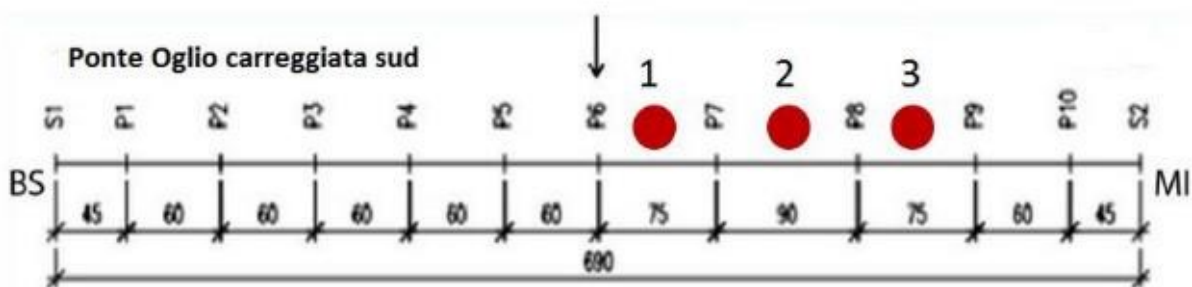


Figura 4.25: campate interessate dalla campagna sperimentale (carreggiata Sud).

Tutte le rappresentazioni sono state ricavate secondo i dettami del capitolo 2.2.2.

Si è scelto di non riportare i diagrammi di Nyquist relativi alle costanti modali calcolate, poiché tali diagrammi, come osservato in precedenza, a parte il consentire all'operatore la possibilità di controllare la qualità dell'identificazione effettuata non forniscono alcuna informazione sull'interpretazione dei parametri modali.

⁷ Le viste 2D ricavate dall'analisi sperimentale sono definite in modo da mostrare solo le campate del ponte poste sotto indagine (in questo caso 3), quindi in ascissa riportano la lunghezza progressiva del ponte, a partire dalla campata indicata come C1 nel set-up di prova, andando verso C3.

⁸ Come 7.

MOD0 1

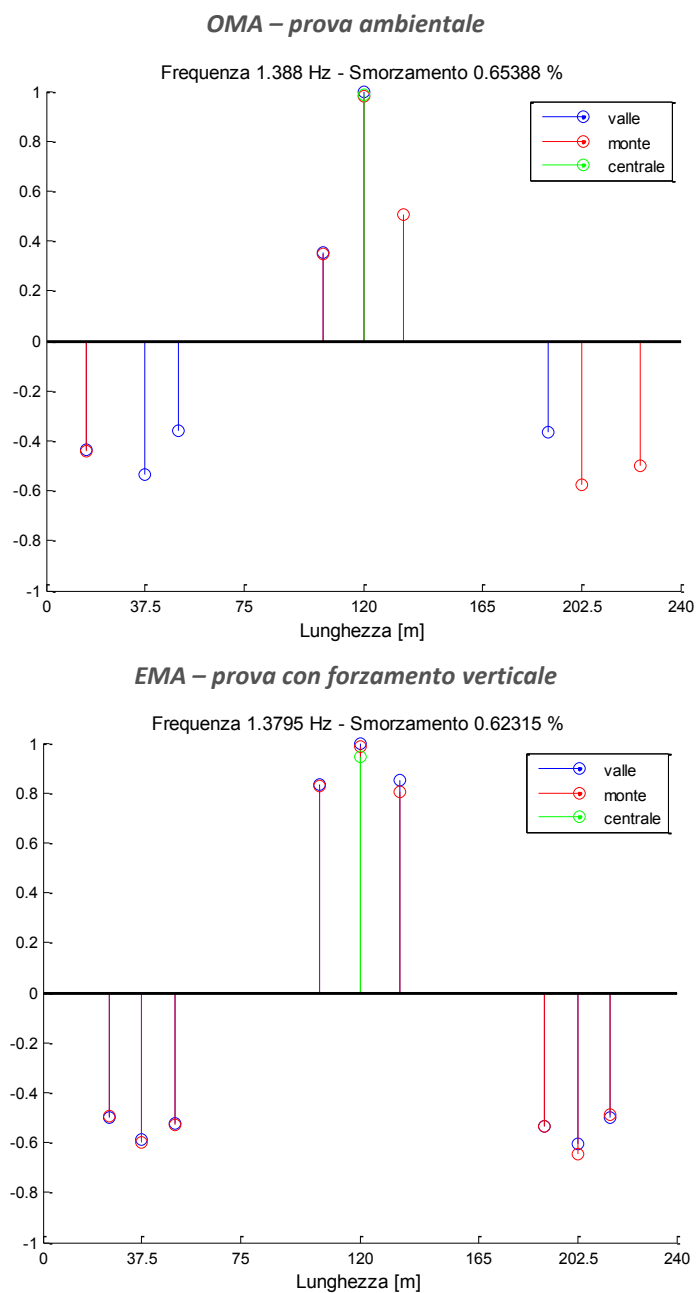


Figura 4.26: rappresentazioni relative al primo modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiata Sud.

Il **primo modo** (Figura 4.26) è **flessionale**.

L'identificazione di questo modo è risultata ottimale sia nel caso OMA che nel caso EMA, infatti le forme modali ricavate sono molto simili tra loro, salvo alcune differenze nella campata centrale.

MOD0 2

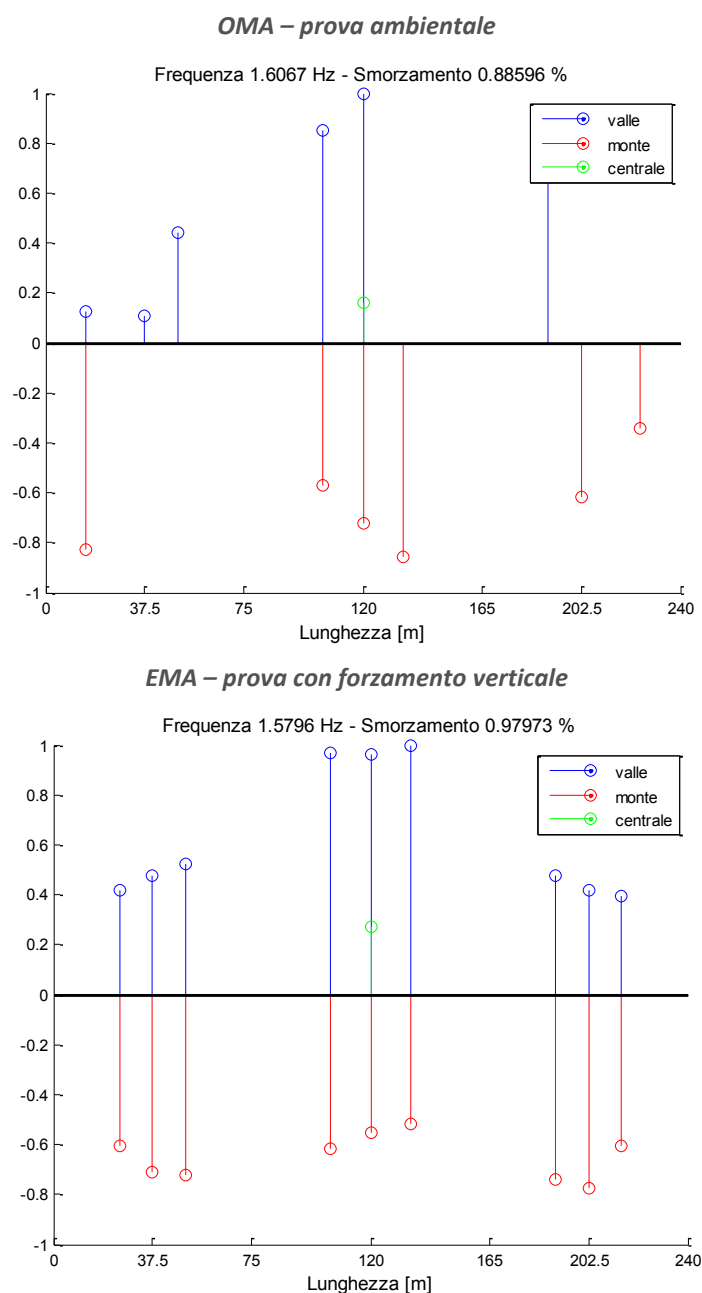


Figura 4.27: rappresentazioni relative al secondo modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiata Sud.

Il **secondo modo** (Figura 4.27) è **torsionale**.

La qualità dell'identificazione è risultata non ottimale sia per il caso EMA che per il caso OMA.

Poiché il modo ha una predominante componente trasversale, la qualità dei risultati evidenziata può essere quindi imputata ad un forzamento non del tutto adeguato. Le forme modali ricavate, nonostante mostrino entrambe una torsione, non sono molto simili.

È conforme con la forma modale il fatto che il canale in posizione C2-1/2L-CZ, posto al centro del set-up di misura, non rilevi il picco di questo modo sia nella PSD che nella FRF.

MODO 3

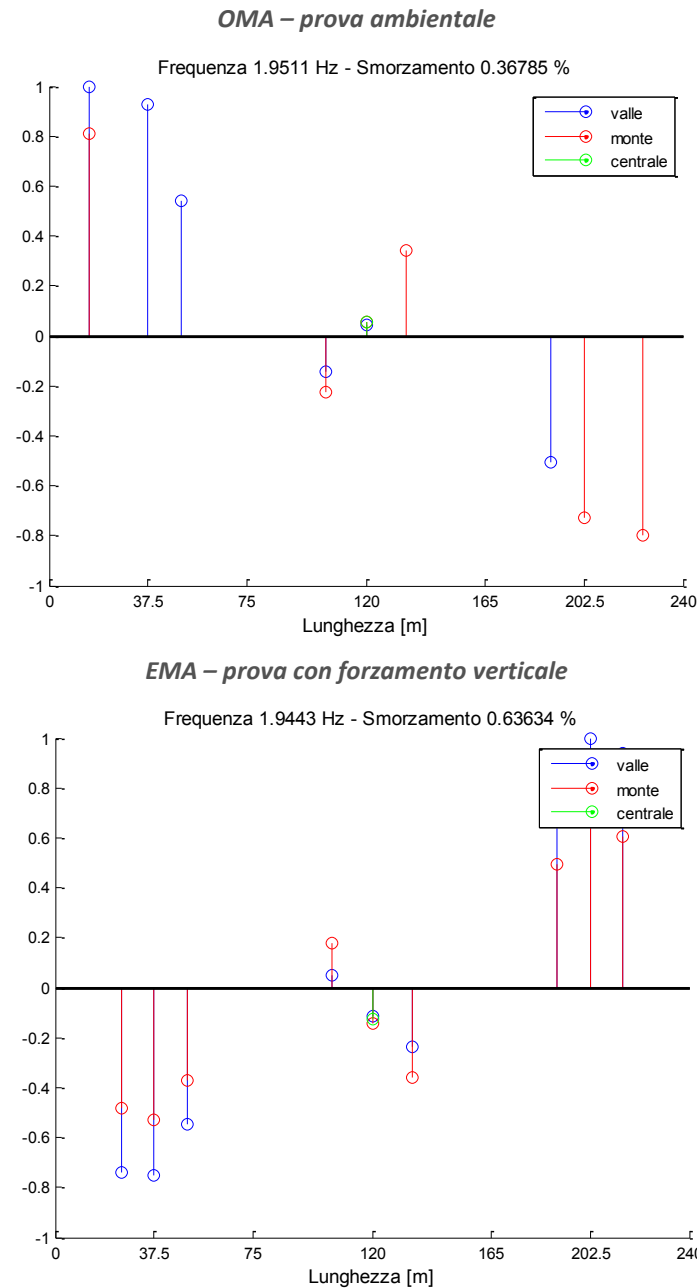


Figura 4.28: rappresentazioni relative al terzo modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiata Sud.

Il terzo modo (Figura 4.28) è **flessionale**.

L'identificazione di questo modo è risultata ottimale nel caso OMA, ma non nel caso EMA. Nella forma modale relativa al caso EMA è infatti presente uno sfasamento tra lato valle e lato monte del ponte. La causa di questo risultato va ricercata nella posizione scelta per il sistema di forzamento nella prova EMA. Il pistone oleodinamico era infatti collocato in corrispondenza della campata centrale che, per questo specifico modo, presenta vibrazioni esigue.

La forma modale è praticamente simmetrica rispetto alla mezzzeria del set-up, conforme col fatto che i canali in posizione C2-1/2L non riconoscono la risonanza nelle PSD e nelle FRF.

MODULO 4

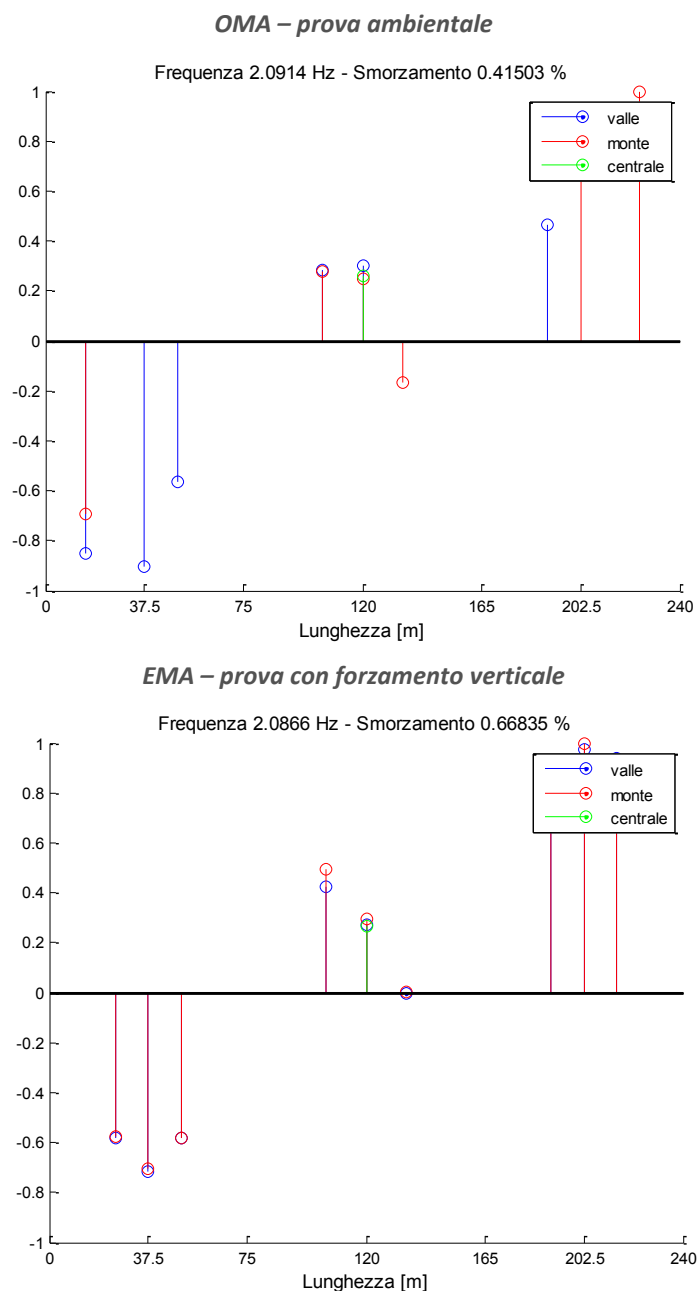


Figura 4.29: rappresentazioni relative al quarto modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiata Sud.

Il **quarto modo** (Figura 4.29) è prevalentemente **flessionale**.

L'identificazione di questo modo è risultata buona sia nel caso OMA sia nel caso EMA, infatti le forme modali ricavate sono molto simili tra loro.

La forma modale mostra un nodo in C2-2/3L, conforme col fatto che tali canali non riconoscono la risonanza nelle PSD e nelle FRF.

MODO 5

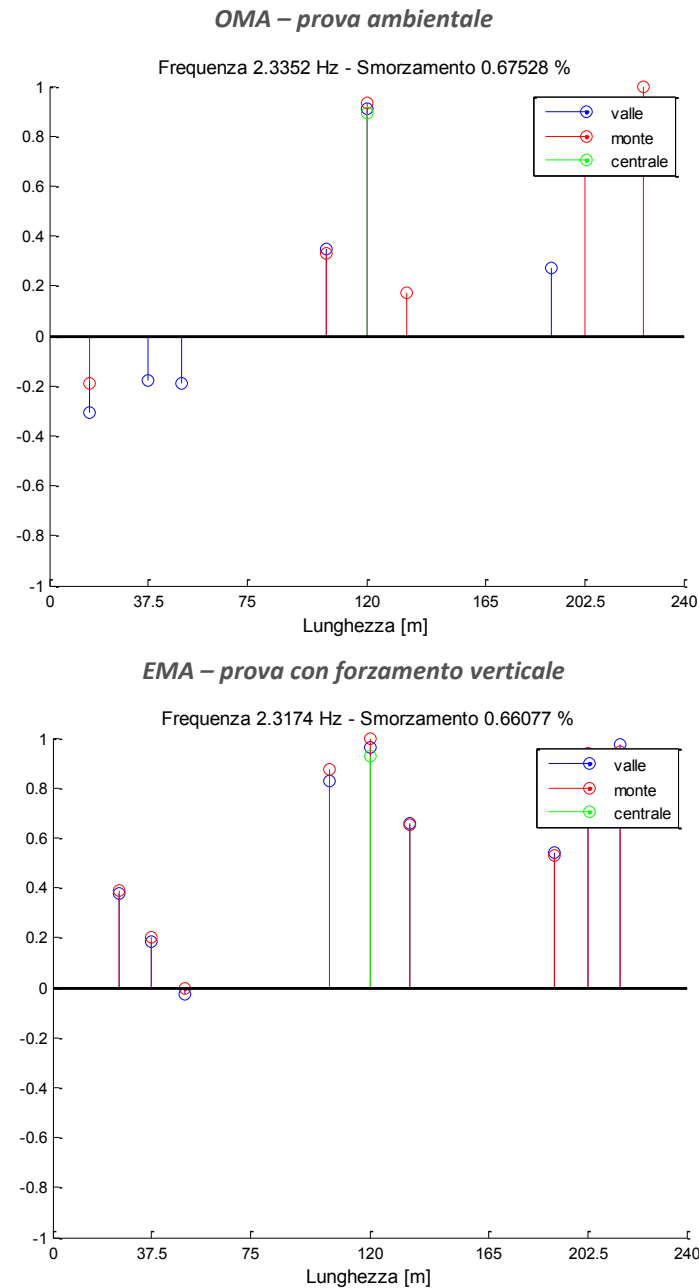


Figura 4.30: rappresentazioni relative al quinto modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiata Sud.

Il quinto modo (Figura 4.30) è **flessionale**.

L'identificazione di questo modo è risultata ottimale sia nel caso OMA che nel caso EMA, tuttavia le forme modali non sono molto simili tra loro, si notano alcune differenze specialmente nella prima campata C1.

La forma modale mostra un nodo in C1-2/3L, conforme col fatto che tali canali non riconoscono la risonanza nelle PSD e nelle FRF.

MOD0 6

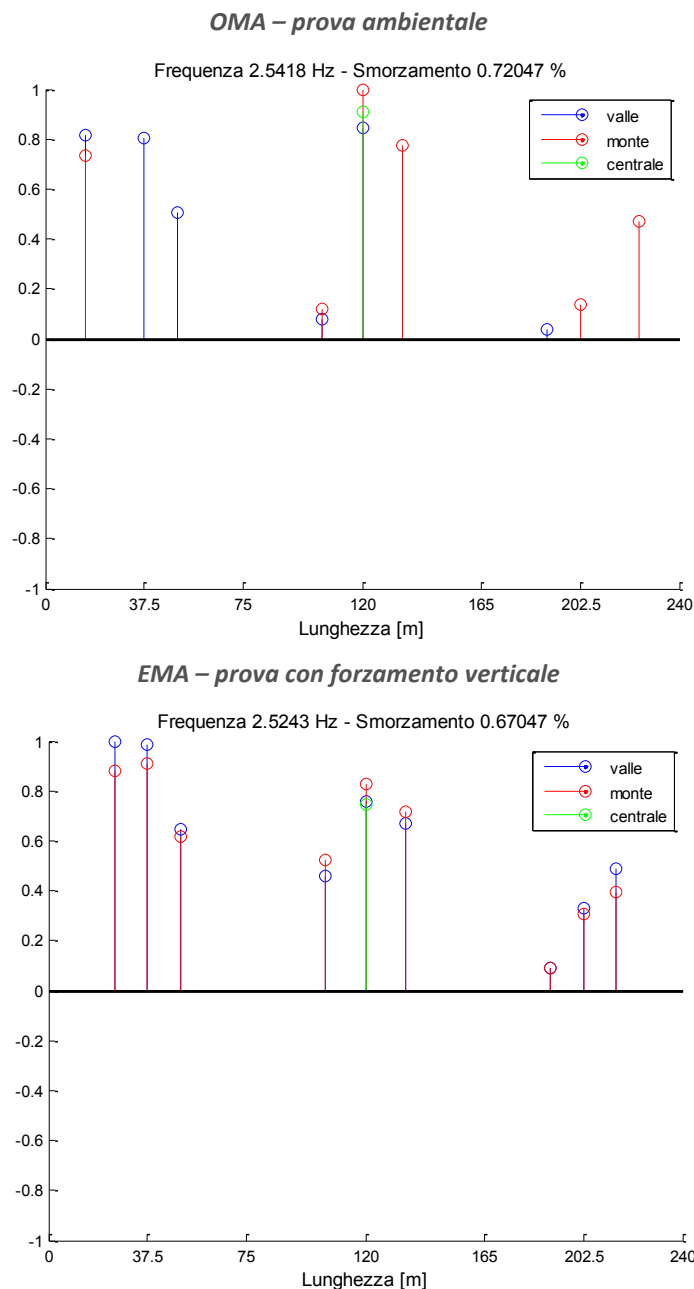


Figura 4.31: rappresentazioni relative al sesto modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiata Sud.

Il **sesto modo** (Figura 4.31) è prevalentemente **flessionale**.

L'identificazione di questo modo è risultata buona nel caso OMA, meno buona nel caso EMA.

Visto che il picco associato a questo modo è ben definito nelle FRF, è possibile che il livello di forzamento fosse eccessivo, e in tal caso il forzamento, posto in posizione eccentrica rispetto all'asse longitudinale del ponte (lato monte), potrebbe aver indotto un leggero sfasamento tra lato monte e lato valle. In ogni caso le forme modali ricavate sono molto simili tra loro.

La forma modale mostra un nodo in C3-1/3L, conforme col fatto che tali canali non riconoscono la risonanza nelle PSD e nelle FRF.

4.3.2.5. CONFRONTO DEI RISULTATI

In questo paragrafo si analizzano i risultati delle due tipologie di analisi sperimentale (EMA e OMA), andando a confrontare i parametri modali con gli strumenti descritti al capitolo 3.5. L'obiettivo della trattazione è stabilire se i due approcci all'analisi sono **compatibili** tra loro, un requisito fondamentale per i successivi confronti con i risultati dell'analisi numerica.

In Tabella 4.9 e Tabella 4.10 si riportano i parametri modali estratti dalle elaborazioni (frequenze e smorzamenti rispettivamente), andando a valutare le differenze percentuali tra di essi, mentre in Tabella 4.12 si evidenzia la compatibilità tra gli intervalli di incertezza associati alla stima di tali parametri, assumendo che le incertezze siano quelle riportate in Tabella 4.11.

Tabella 4.9: frequenze stimate con i diversi approcci all'analisi sperimentale, e variazione percentuale tra le stime.

MODI	FREQUENZA [Hz]		$\Delta\%$ OMA-EMA
	OMA	EMA	
1	1,39	1,38	0,6%
2	1,61	1,58	1,7%
3	1,95	1,94	0,3%
4	2,09	2,09	0,2%
5	2,34	2,32	0,8%
6	2,54	2,52	0,7%

Tabella 4.10: indici di smorzamento stimati con i diversi approcci all'analisi sperimentale, e variazione percentuale tra le stime.

MODI	SMORZAMENTO [%]		$\Delta\%$ OMA-EMA
	OMA	EMA	
1	0,65	0,62	4,7%
2	0,89	0,98	10,6%
3	0,37	0,64	73,0%
4	0,42	0,67	61,0%
5	0,68	0,66	2,1%
6	0,72	0,67	6,9%

Tabella 4.11: intervalli di incertezza [%] associati alla sola stima dei parametri modali.

INCERTEZZE DI STIMA	OMA	EMA
FREQUENZA	1%	2%
SMORZAMENTO	10%	10%

Si osserva che è presente un elevato grado di concordanza tra le frequenze identificate, grado che risulta inferiore nel confronto tra gli indici di smorzamento. Tale caratteristica non risulta inattesa: è infatti in accordo con quanto osservato al capitolo 2.2.1.

I risultati possono quindi essere ritenuti soddisfacenti, specialmente nelle stime delle frequenze, tenendo conto anche del fatto che:

- La campagna di analisi sperimentale non è stata eseguita in tempi brevi: la prova OMA è stata condotta nel Maggio 2013, mentre la prova EMA nell'Aprile 2014. Questo lasso temporale può comportare, in una struttura di grandi dimensioni, una lieve variazione delle proprietà meccaniche;
- Le condizioni di prova, tra il caso OMA e il caso EMA, erano diverse. In particolare la prova ambientale è stata condotta in una giornata molto calda (come osservato nel pre-processing dei dati), mentre la prova con forzamento verticale è stata effettuata in giornate dal clima mite. Questa variabilità può aver causato, oltre ad un peggioramento della qualità dei dati raccolti nella prova ambientale, una lieve differenza nella risposta strutturale, specialmente nelle proprietà di smorzamento;
- Lo smorzamento varia al variare del livello di forzamento applicato alla struttura, e quindi della quantità di energia immessa. Questa caratteristica esula dalle ipotesi della teoria di analisi modale lineare, quindi può comportare una elevata variabilità dei risultati.

Tabella 4.12: risultati del confronto, espressi in termini di compatibilità degli intervalli di incertezza.

MODI	COMPATIBILITÀ TRA I RISULTATI	
	FREQUENZA	SMORZAMENTO
1	SI	SI
2	SI	SI
3	SI	NO
4	SI	NO
5	SI	SI
6	SI	SI

In Tabella 4.13 è riportata la matrice di **crossMAC** che permette un confronto numerico tra le forme modali identificate con i due diversi approcci di analisi sperimentale. La matrice è stata calcolata seguendo le indicazioni riportate al capitolo 3.5.2.

Osservando la matrice si nota in primo luogo che i valori sulla diagonale, che mostrano la correlazione tra i medesimi modi, risultano molto elevati (sempre superiori all'80%), il che indica un buon grado di concordanza tra le forme modali calcolate.

È interessante osservare anche i valori fuori diagonale, utili a riconoscere eventuali somiglianze tra modi diversi. È bene premettere che l'indagine è stata condotta su tre delle undici campate che compongono il ponte Oglio, quindi è possibile riconoscere delle **similitudini locali** nelle forme modali, somiglianze che possono scomparire quando viene incrementato il numero di campate oggetto di indagine.

In questo caso i modi 3-4 e 5-6 risultano molto simili (oltre il 50% di similitudine), risultato che verrà ulteriormente indagato, attraverso l'unione dei dati relativi alle due carreggiate studiate nell'ambito di questa campagna sperimentale (si veda paragrafo 4.3.4). Quest'ulteriore indagine permetterà di capire se il risultato ottenuto deriva da un'effettiva somiglianza tra le forme modali o da una carenza nella mesh di misura.

Tabella 4.13: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi OMA e EMA⁹.

MODI		FORZATO					
		1	2	3	4	5	6
AMBIENTALE	1	91,70	16,12	4,52	8,12	34,01	24,18
	2	2,06	81,85	0,02	1,35	0,66	0,08
	3	0,02	6,34	87,40	72,83	5,44	14,96
	4	8,90	5,44	69,75	89,10	29,96	3,69
	5	41,72	5,59	4,94	39,46	82,97	44,59
	6	26,49	2,19	17,75	2,45	52,64	85,79

4.3.3. CARREGGIATA NORD

4.3.3.1. RETE DEI SENSORI

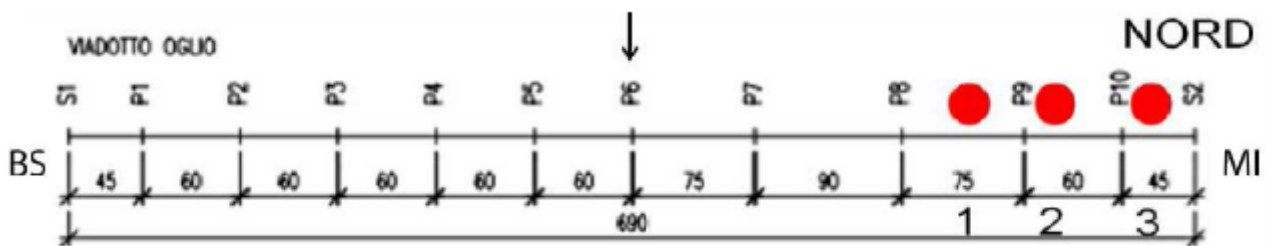


Figura 4.32: campate interessate dalla campagna sperimentale (carreggiata Nord).

In Figura 4.32 è riportata la schematizzazione della carreggiata Nord con l'indicazione delle tre campate strumentate per le prove (rosso).

AMBIENTALE

Il setup di misura della prova ambientale è costituito da un totale di 32 accelerometri. Tuttavia per avere conformità tra i set-up ambientale e forzato si considerano solo 27 accelerometri ripartiti in: 23 in direzione verticale e 4 in direzione orizzontale trasversale. I punti di misura scelti sono riportati in Figura 4.33 e Figura 4.34.

Nel set-up di misura sono stati inseriti alcuni accelerometri con **prestazioni insufficienti** a garantire risultati di qualità per una prova con eccitazione ambientale. Si tratta degli accelerometri di tipo PCB 393A03, dotati di sensibilità pari a un decimo di quella degli altri accelerometri utilizzati (PCB 393B12 e PCB 393B31). I canali associati a questi trasduttori, ovvero 2Z, 4Z, 5Z, 11Z, 17Z, 18Z, 19Z, sono stati

⁹ La matrice è stata calcolata effettuando il confronto tra 10 costanti modali per ogni modo.

cancellati dalle analisi (si veda nello schema di Figura 4.33 la loro collocazione sul ponte).

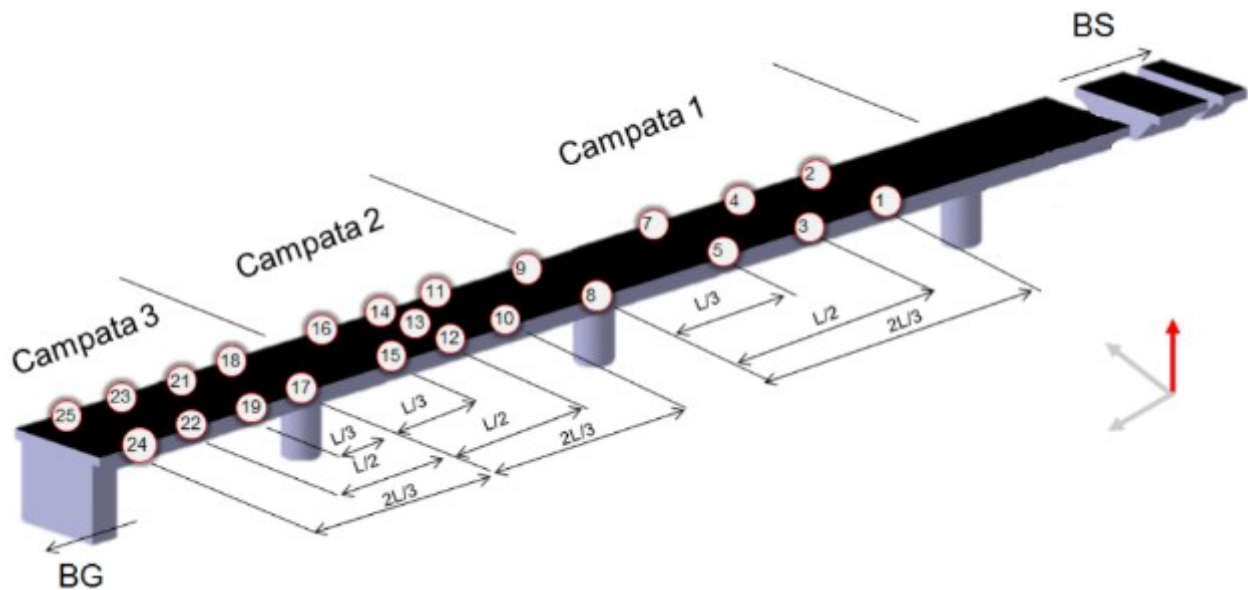


Figura 4.33: schema posizione sensori prova ambientale – canali verticali (carreggiata Nord).

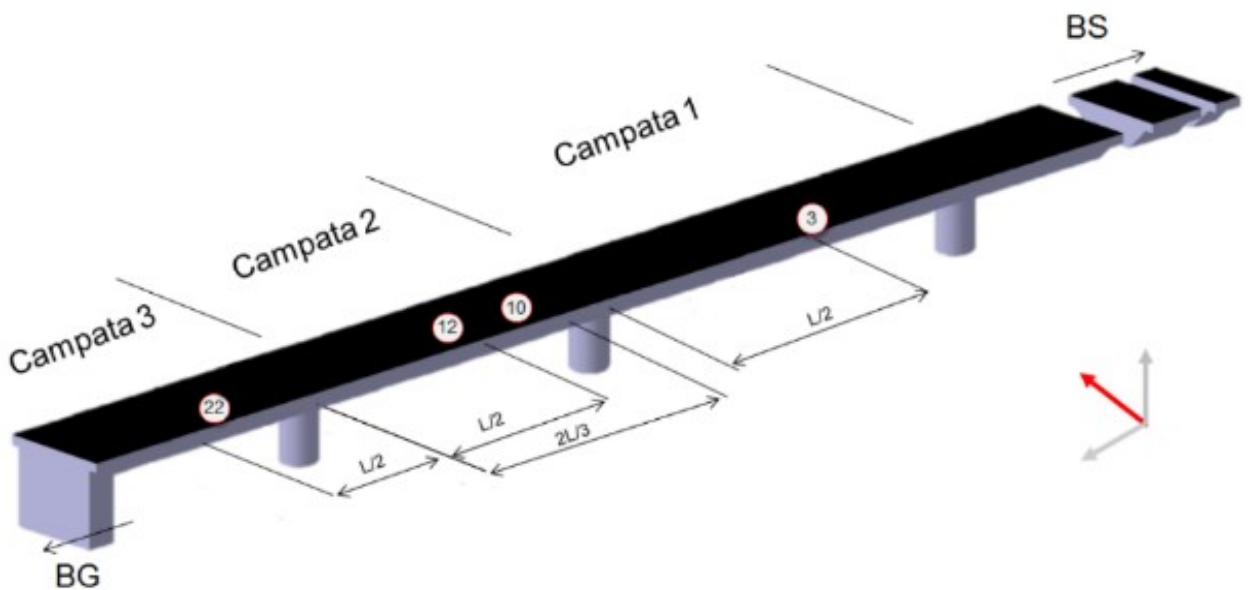


Figura 4.34: schema posizione sensori prova ambientale – canali orizzontali trasversali (carreggiata Nord).

FORZATO VERTICALE

Il setup di misura della prova con forzamento verticale è costituito da un totale di 30 accelerometri più “la massa”, ovvero l’accelerometro montato sull’eccitatore. Gli accelerometri sono così ripartiti: 23 più il “colocato” in direzione verticale e 6 in direzione orizzontale trasversale. I punti di misura scelti sono riportati in Figura 4.35. Gli accelerometri disposti in verticale sono indicati col pallino pieno, quelli disposti in orizzontale con la freccia. Le diciture dei canali sono composte da tre parti: la prima identifica la campata su cui si trova lo strumento, la seconda la posizione longitudinale e la terza identifica il lato del ponte (“M”= monte, “V”= valle) e la direzione di misura (“Z”= verticale,

“Y”= orizzontale).

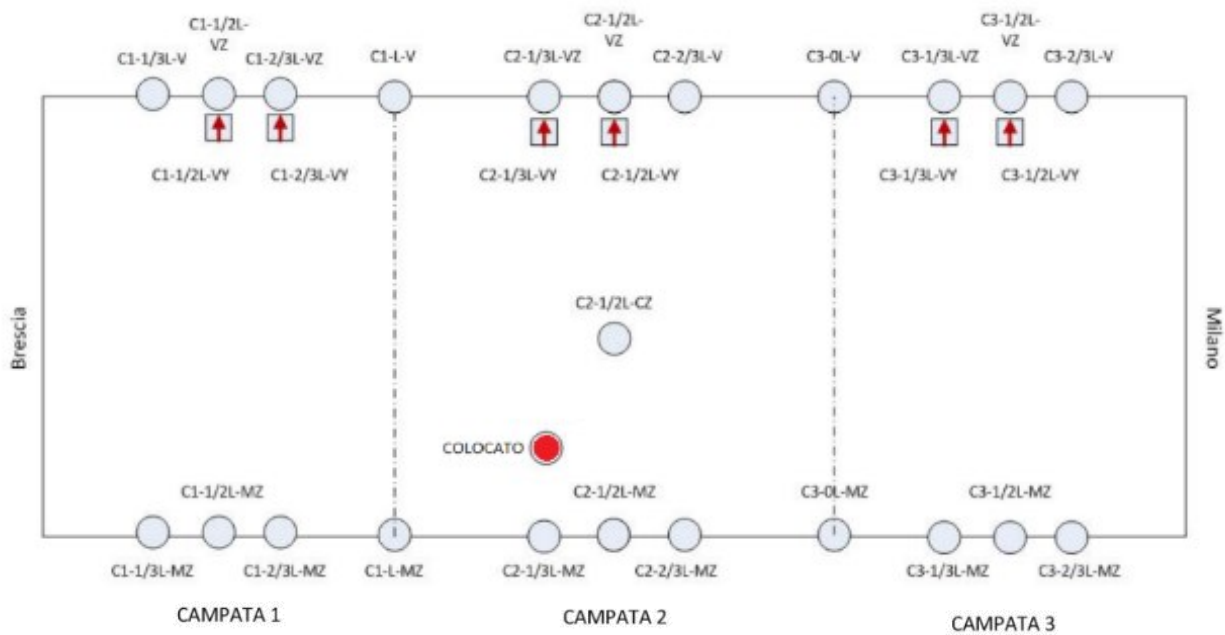


Figura 4.35: schema posizione sensori prova con forzamento verticale (carreggiata Nord).

Nota: i set-up di forzato e ambientale differiscono nella collocazione dei canali disposti in orizzontale.

4.3.3.2. RISULTATI AMBIENTALE

In questo paragrafo si riportano tutte le fasi salienti dell'analisi dei dati estrapolati dalle prove ambientali, indicando osservazioni, difficoltà e particolarità incontrate nel corso delle elaborazioni. Si segue lo schema definito al capitolo 3.2.

PRE-PROCESSING DEI DATI

Durante la prova ambientale il sistema di acquisizione è stato impostato in modo che salvasse le storie temporali in output una volta ogni 10 minuti. L'insieme dei dati disponibili costituisce una storia della durata totale di 5 ore e 50 minuti.

La divisione delle storie in file da 10 minuti ciascuno consente di eliminare una o più storie dall'insieme, qualora queste presentino errori evidenti che comprometterebbero i risultati delle elaborazioni successive. Dato che è possibile effettuare un'analisi corretta solo se i dati raccolti soddisfano i requisiti descritti al capitolo 3.2.1, si è proceduto all'osservazione delle **storie temporali** e delle **Power Spectral Densities**¹⁰ (PSD) dei dati raccolti.

¹⁰ La definizione di PSD è fornita al capitolo 3.2.1. Nel caso specifico le PSD dei canali sono state calcolate finestrando i segnali acquisiti con finestre di Hanning, di durata pari a 100s, con sovrapposizione del 66% tra

Per alleggerire tale attività è stata effettuata un'unione preliminare dei dati in 6 sottorecord di durata variabile, come mostrato in Tabella 4.14.

Tabella 4.14: unioni preliminari dei dati per la prova ambientale (carreggiata Nord).

#	ORA INIZIO – FINE [ore]	DURATA [ore]	QUALITÀ DATI
1	10:28–11:28	01:00	OK
2	11:28–12:28	01:00	OK
3	12:28–13:28	01:00	OK
4	13:28–13:48 + 13:58–14:38	01:00	NO
5	14:38–15:38	01:00	NO
6	15:38–16:28	00:50	NO

Si è osservato che:

- I dati del sottorecord #4 presentano molteplici errori; anche a seguito di un'accurata pulizia, tale storia presenta una pessima qualità dei dati, quindi è stata rimossa;
- I dati del sottorecord #5 presentano anch'essi molteplici errori, tuttavia una porzione di tale storia è stata mantenuta come #8¹¹;
- I dati del sottorecord #6, nonostante non mostrino problemi evidenti forniscono PSD di pessima qualità, perciò sono stati cancellati;

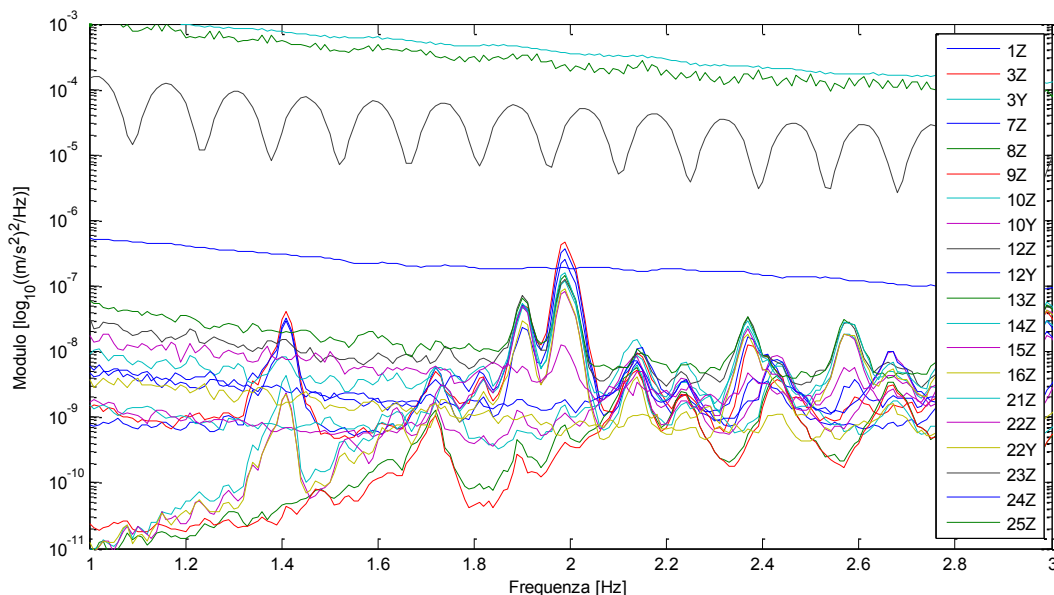


Figura 4.36: PSD associata al sottorecord #4.

- Le storie temporali selezionate presentano una **stabilizzazione del comportamento dinamico**

una finestra e la successiva, il che consente una risoluzione dello spettro pari a 0,01Hz e una elevata qualità del risultato.

¹¹ Si tratta dei 50 minuti indicati in Tabella 4.15.

più lenta rispetto al caso della carreggiata Sud. Confrontando le PSD di Figura 4.36, relative ad una storia di appena 1h, e Figura 4.37, relative ad una storia di 3h e 50min, si nota che il profilo a 1h presenta tutta una serie di picchi che tendono a scomparire aumentando la durata della storia;

- Tutti i dati presentano livelli molto elevati di rumore a basse frequenze. Analogamente alla prova sulla carreggiata Sud, anche per questa prova si sono evidenziate temperature molto alte, possibile causa del disturbo.

La storia definitiva è costituita quindi dai sottorecord mostrati in Tabella 4.15.

Tabella 4.15: definizione della storia temporale che andrà elaborata con gli strumenti di analisi modale.

#	ORA INIZIO – FINE [ore]	DURATA [ore]
1	10:28–11:28	01:00
2	11:28–12:28	01:00
3	12:28–13:28	01:00
8	14:38–14:48 + 14:58–15:38	00:50
4_ore	-	03:50

ANALISI DELLE PSD

Si riporta in Figura 4.37 la PSD associata alla storia definitiva “4_ore”.

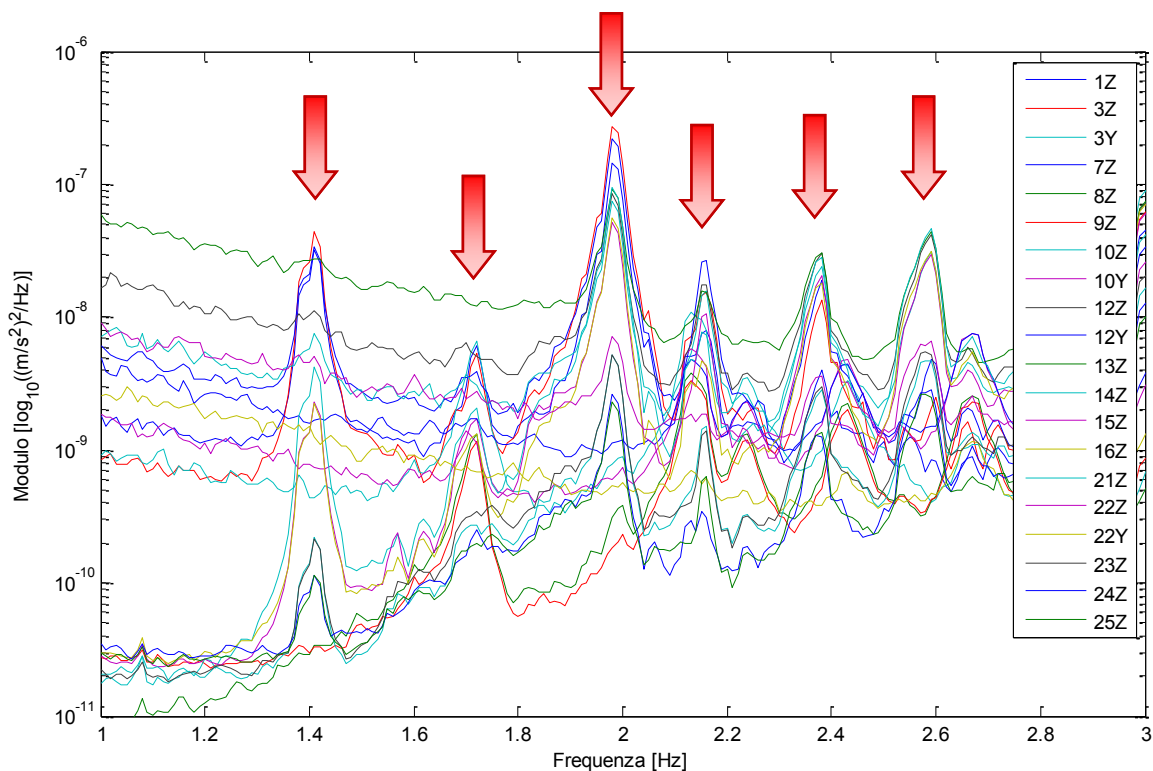


Figura 4.37: PSD dei segnali raccolti nella storia definitiva, definita unendo 3h e 50min di acquisizione.

Osservando la PSD di Figura 4.37 si individuano chiaramente i picchi associati ai **primi 6 modi**

significativi, rilevabili alle frequenze 1,41Hz-1,72Hz-1,99Hz-2,16Hz-2,37Hz-2,59Hz.

Si può notare inoltre che:

- Tutti i canali collocati sulla campata numero 3 (secondo la dicitura di Figura 4.32), ovvero quella adiacente alla spalla del ponte, mostrano livelli di vibrazione molto inferiori rispetto agli altri canali. Questo comportamento non risulta inatteso, poiché la suddetta campata è più corta, rigida e vincolata delle altre;
- È sempre presente un **rumore a bassa frequenza** di elevata entità (si veda il dettaglio di Figura 4.38) che nasconde i picchi legati ai primi due modi. La presenza di rumore in questo caso renderà particolarmente difficile identificare correttamente questi modi di vibrazione, che evidentemente sono stati poco sollecitati nel corso della prova.

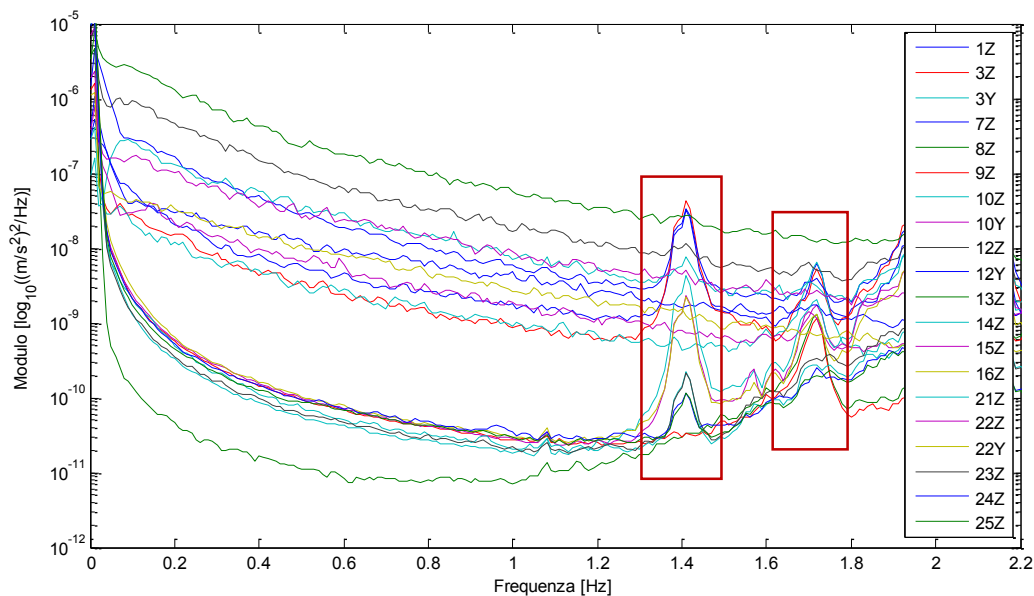


Figura 4.38: dettaglio delle PSD di Figura 4.37, utile a mostrare il rumore a basse frequenze.

Prima di condurre ulteriori analisi sulle PSD ricavate è bene evidenziare alcune **differenze tra i 3 gruppi di canali** inclusi nello studio, ovvero verticali, orizzontali e verticali collocati in corrispondenza delle pile. In Figura 4.39 sono riportate le PSD, colorate appositamente per facilitare il riconoscimento, associate ai 3 gruppi indicati. Osservando questa figura si può notare che:

- I canali orizzontali (rossi) sono affetti da rumore a bassa frequenza di entità comparabile ai canali verticali (blu), tuttavia, a causa di una minore ampiezza dei picchi (vero per tutti i picchi a parte il secondo e il quarto), ne discende che la qualità del dato è inferiore;
- Rispetto ai canali verticali (blu), le risonanze individuate dai canali orizzontali (rossi) non coincidono in corrispondenza del primo picco e del terzo picco, che non vengono riconosciuti, e oltre il quarto picco. I sensori orizzontali riconoscono il quarto picco, ma, ad una frequenza di circa 2,24Hz, essi misurano un modo aggiuntivo (indicato in giallo) che nei canali verticali appare appena accennato. Invece, alle frequenze di circa 2,43Hz e 2,67Hz i sensori orizzontali misurano dei modi distinti (indicati rispettivamente in verde e nero) che nei canali verticali vengono

nascosti dai picchi a 2,37Hz e 2,59Hz;

- Il comportamento dei canali collocati sulle pile (azzurri) sembra essere proprio di canali orientati in direzione orizzontale piuttosto che in direzione verticale, e questa particolarità nella carreggiata Nord è molto più evidente che nella Sud. La spiegazione di tale comportamento resta la stessa fornita al paragrafo 4.3.2.2.

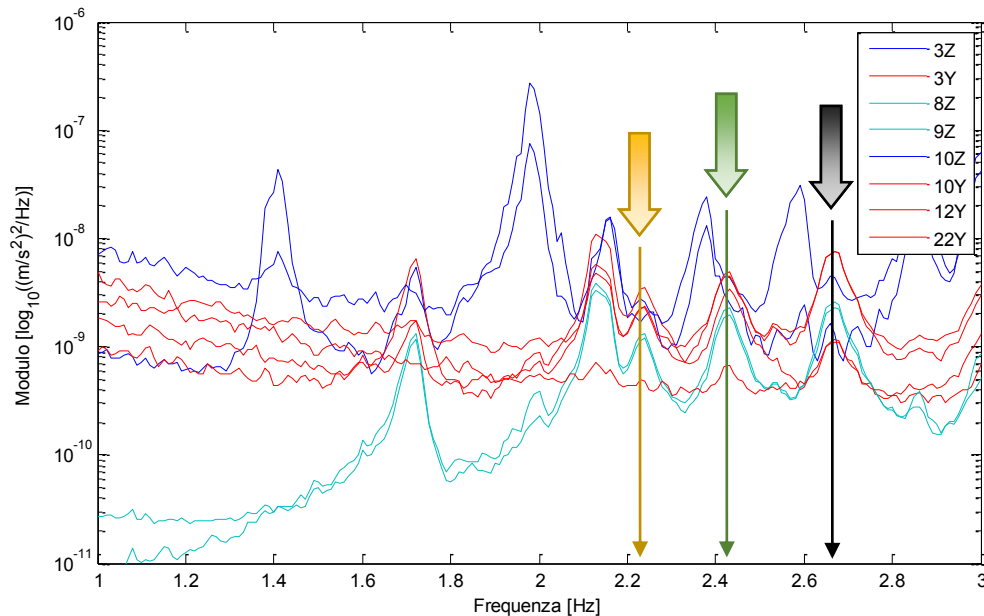


Figura 4.39: PSD dei segnali raccolti nella storia definitiva. Sono evidenziati, in blu i canali verticali, in rosso i canali orizzontali, in azzurro i canali posti in corrispondenza delle pile.

In definitiva, visti i livelli di oscillazione associati alle risonanze, si può affermare che i tutti i **modi** della struttura, tranne il secondo e il quarto modo, dove sono chiare delle componenti trasversali importanti, **sono prettamente verticali** quindi si è deciso di concentrare l'analisi modale principalmente sui canali verticali.

A questo punto si riportano le osservazioni sulle PSD di Figura 4.37, relativamente ai picchi riconosciuti dai canali verticali, il cui andamento è mostrato in Figura 4.40. Si può osservare¹²:

- Il **primo** picco è riconosciuto da tutti i canali con livelli di rumore non eccessivi;
- Il **secondo** picco ha ampiezza molto inferiore rispetto agli altri ed è in gran parte nascosto dal rumore di fondo; tutti i canali della campata C3 (21Z, 23Z, 24Z e 25Z), vicina alla spalla, non individuano alcun picco;
- Il **terzo** picco ha ampiezza e smorzamento superiori a tutti gli altri ed è riconosciuto da tutti i canali;
- Il **quarto** è riconosciuto da tutti i canali, solo i canali della campata C3 hanno ampiezza inferiore;
- Il **quinto** picco è riconosciuto da tutti i canali;

¹² Si ricorda che alcuni canali della mesh di misura sono stati eliminati (quelli con sensibilità errata e inoltre 10Z, 12Z, 13Z e 22Z) e che quindi le osservazioni fatte sono relative ai soli canali rimasti.

- Il **sesto** picco non è riconosciuto dai canali 1Z e 3Z (posti a C1-1/3L e C1-1/2L secondo la dicitura delle prove forzate).

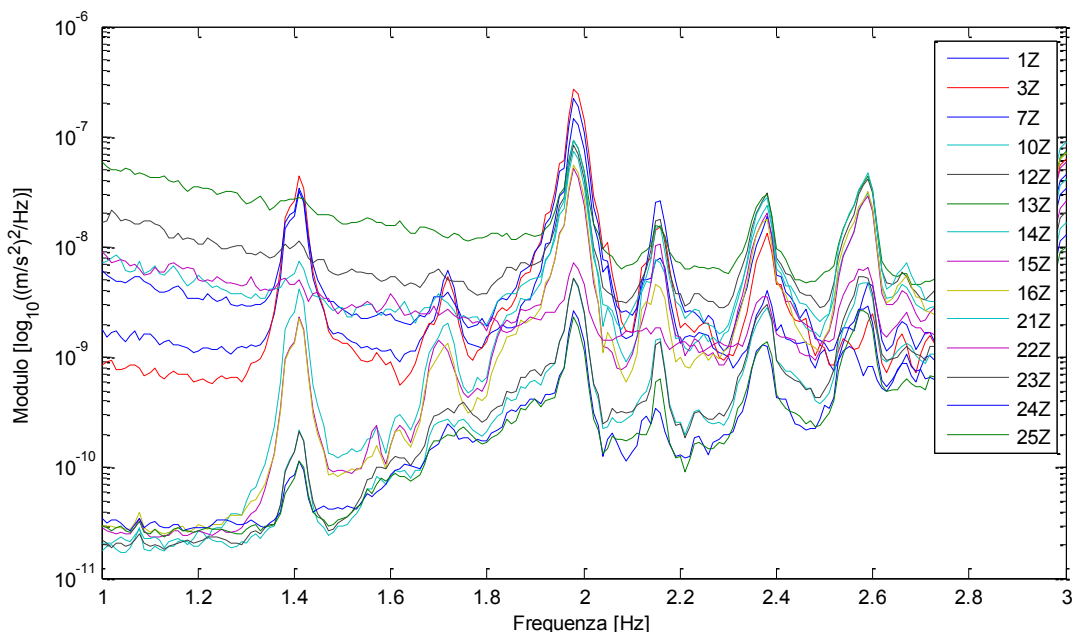


Figura 4.40: PSD dei segnali raccolti nella storia definitiva, relative ai i soli canali verticali.

ANALISI MODALE E IDENTIFICAZIONE DEI MODI

Per analizzare i risultati sperimentali ed estrarre i parametri modali dei modi dal primo al sesto è stato adottato il metodo Polyreference Least Squares Complex Frequency Domain (**PolyMAX**), nella sua **versione per OMA**, descritto al capitolo 2.2.1. L'analisi è stata condotta seguendo le indicazioni fornite al capitolo 3.2.4.

Tabella 4.16: parametri modali estratti con il PolyMAX OMA (carreggiata Nord).

MODI	FREQUENZA [Hz]	SMORZAMENTO [%]
1	1,41	0,56
2	1,72	1,30
3	1,99	0,63
4	2,16	0,44
5	2,37	0,68
6	2,59	0,51

I rapporti di smorzamento e le frequenze naturali identificati¹³ per i modi di interesse sono riportati

¹³ L'identificazione, in riferimento a quanto indicato nel capitolo 3.2.4, è stata condotta utilizzando:

- Canale di riferimento: variabile;
- Canali inclusi nell'analisi: tutti i canali verticali che risultano corretti (sono esclusi quindi il 10Z, 12Z, 13Z, 22Z che hanno rumore elevato e non riconoscono chiaramente i picchi delle risonanze), escluse le pile 8Z e 9Z;

in Tabella 4.16.

Tabella 4.17: canali di riferimento utilizzati per le identificazioni dei parametri modali riportati in Tabella 4.16.

MODI	RIFERIMENTO
1	3Z = C1-1/2L-VZ
2	7Z = C1-2/3L-MZ
3	7Z = C1-2/3L-MZ
4	3Z = C1-1/2L-VZ
5	15Z = C2-2/3L-VZ
6	15Z = C2-2/3L-VZ

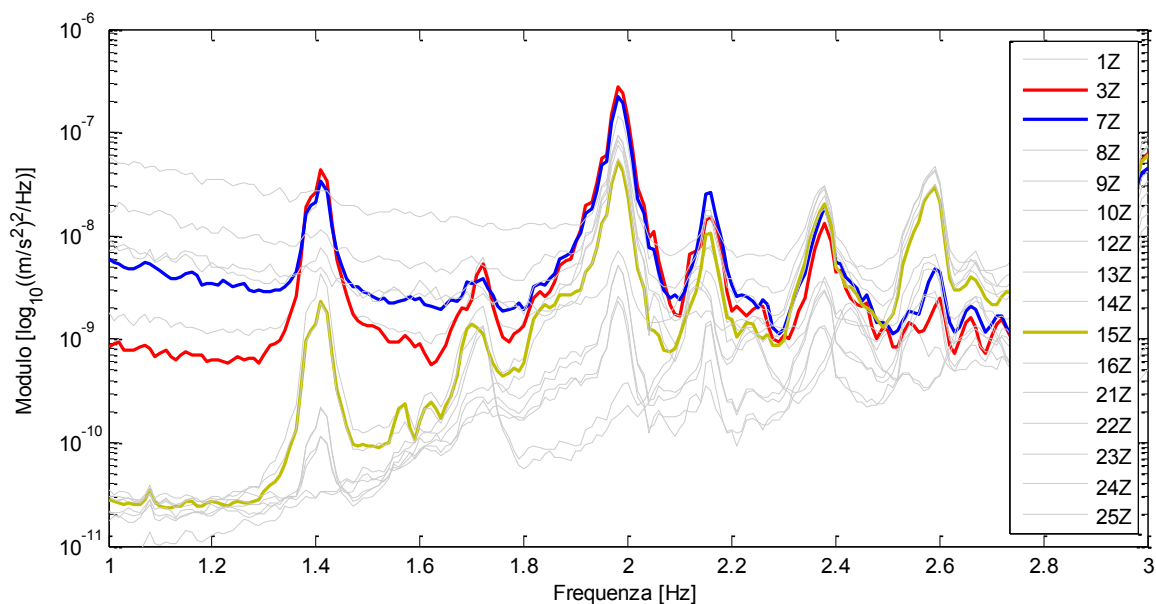


Figura 4.41: PSD dei canali di riferimento per le elaborazioni (carreggiata Nord).

Questa identificazione non è frutto di un'unica elaborazione ma è il risultato di un **processo di scelta dei canali di riferimento** che producono le migliori identificazioni dei singoli modi, esattamente come per la carreggiata Sud.

In questo specifico caso la scelta è ricaduta sui canali indicati in Tabella 4.17, di cui si riportano le PSD in Figura 4.41. Dalla figura si evince che, nonostante quanto osservato nella guida all'analisi (paragrafo 3.2), i canali che forniscono le migliori identificazioni non sono sempre quelli a cui si associa un picco di ampiezza particolarmente elevato. Questa considerazione sottolinea ulteriormente l'importanza di eseguire molte elaborazioni per avere certezza della qualità dei risultati ottenuti.

Le rappresentazioni delle forme modali associate ai modi identificati sono riportate e commentate

- Smorzamento aggiunto: a 1Hz è pari a circa 1,59%;
- Campo di frequenze: sufficiente a riconoscere i primi sei modi significativi (da 1 a 2,8Hz circa);
- Campo di variazione dell'ordine del modello: da 20 a 100;
- Selezione dei poli stabili: condotta sulla base dei modi evidenziati dalle PSD.

al paragrafo 4.3.3.4.

Al fine di analizzare correttamente le rappresentazioni è bene notare che i risultati di questa prova non avranno la stessa qualità di quelli della carreggiata Sud. Si è osservato in precedenza che il riconoscimento dei primi due modi è reso difficile dal rumore e, inoltre, si nota che il numero di canali molto limitato (solo 10 nella prova ambientale) compromette ulteriormente la qualità delle identificazioni.

4.3.3.3. RISULTATI FORZATO

In questo paragrafo sono descritte le fasi principali dell'analisi dei dati estrapolati dalle prove con forzamento, indicando, oltre ai risultati finali, osservazioni, difficoltà e particolarità incontrate nel corso delle elaborazioni. Si segue lo schema definito al capitolo 3.3.

CALCOLO E OSSERVAZIONE DELLE FRF

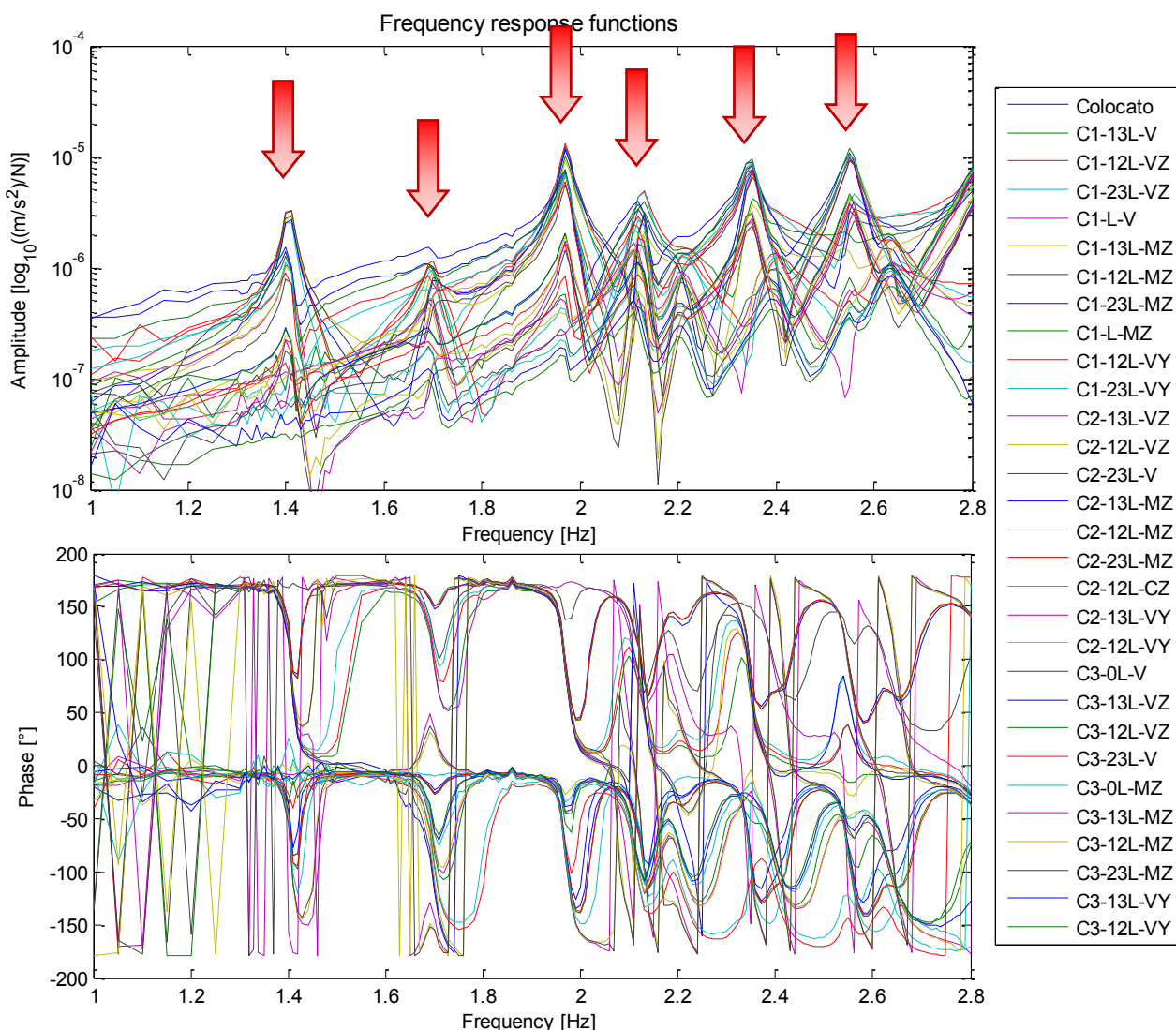


Figura 4.42: FRF calcolate sulla base dei segnali raccolti nel corso della prova (carreggiata Nord).

Le **FRF** (Frequency Response Function) di tutti gli accelerometri sono state calcolate come descritto al capitolo 3.3.1. Si tratta quindi di funzioni definite punto per punto in base alla risoluzione scelta per la prova stepped-sine.

In Figura 4.42 si riportano le FRF relative a tutti i canali impiegati nella prova.

Osservando le FRF di Figura 4.42 si individuano chiaramente i picchi associati ai **primi 6 modi significativi**, rilevabili alle frequenze 1,41Hz-1,70Hz-1,97Hz-2,12Hz-2,35Hz-2,55Hz.

Si può notare inoltre che:

- Tutti i canali sembrano aver registrato il dato correttamente;
- Il forzamento ha permesso l'individuazione di tutti i picchi che si erano osservati nella prova ambientale, solo il secondo picco mostra un'ampiezza molto inferiore agli altri;
- Il livello di smorzamento è elevato e il secondo modo, per cui l'ampiezza di vibrazione è bassa, è quasi completamente nascosto.

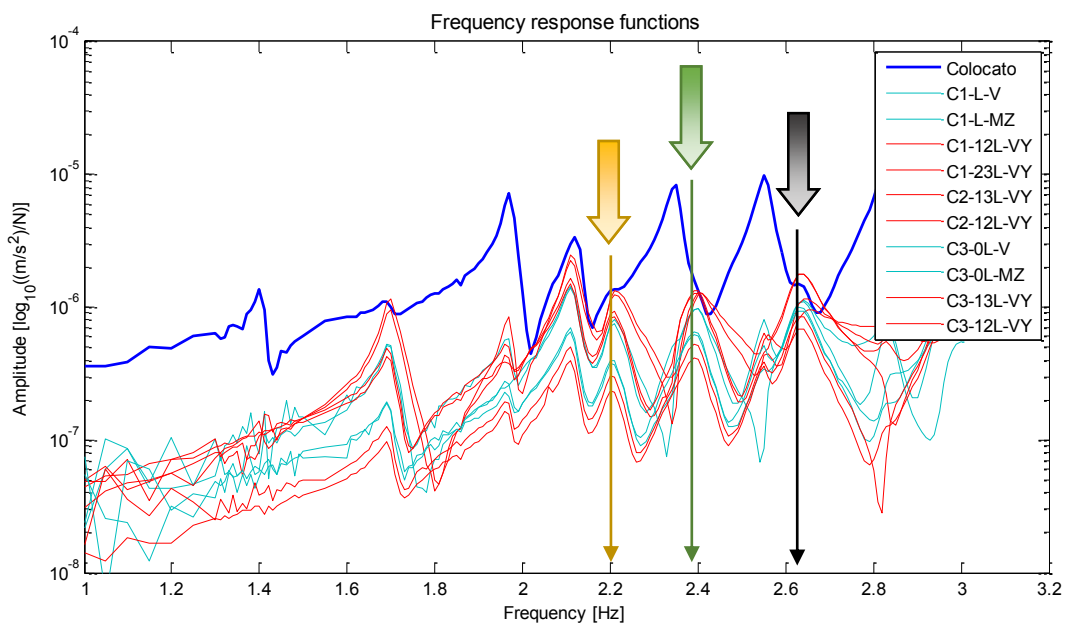


Figura 4.43: FRF dei segnali raccolti nella prova. Sono evidenziate, in blu i canali verticali, in rosso i canali orizzontali, in azzurro i canali posti in corrispondenza delle pile.

Prima di condurre ulteriori analisi sulle PSD ricavate è bene evidenziare alcune **differenze tra i 3 gruppi di canali** inclusi nello studio, ovvero verticali, orizzontali e verticali collocati in corrispondenza delle pile. In Figura 4.43 sono riportate le FRF, colorate appositamente per facilitare il riconoscimento, associate ai 3 gruppi indicati. Osservando questa figura si può notare che:

- I canali orizzontali (rossi) mostrano generalmente dei picchi di minore ampiezza (vero per tutti i picchi a parte il secondo e il quarto) rispetto ai canali verticali (blu);
- Rispetto ai canali verticali (blu), le risonanze individuate dai canali orizzontali (rossi) non coincidono in corrispondenza del primo picco, che risulta assente, e oltre il quarto picco. I sensori

orizzontali riconoscono il quarto picco, ma, ad una frequenza di circa 2,21Hz, essi misurano un modo aggiuntivo (indicato in giallo) che nei canali verticali appare appena accennato. Invece, alle frequenze di circa 2,4Hz e 2,64Hz i sensori orizzontali misurano dei modo distinti (indicati rispettivamente in verde e nero) che nei canali verticali vengono nascosti dai picchi a 2,35Hz e 2,55Hz;

- Il comportamento dei canali collocati sulle pile (azzurri) sembra essere proprio di canali orientati in direzione orizzontale piuttosto che in direzione verticale, e questa particolarità nella carreggiata Nord è molto più evidente che nella Sud. La spiegazione di tale comportamento resta la stessa fornita al paragrafo 4.3.2.3.

In definitiva si è deciso, come nel caso dell'ambientale, di concentrare l'analisi modale principalmente sui canali verticali, dato che le FRF confermano il risultato precedente (ricavato dall'osservazione delle PSD), ovvero che **i modi** della struttura, tranne il secondo, **sono prettamente verticali**.

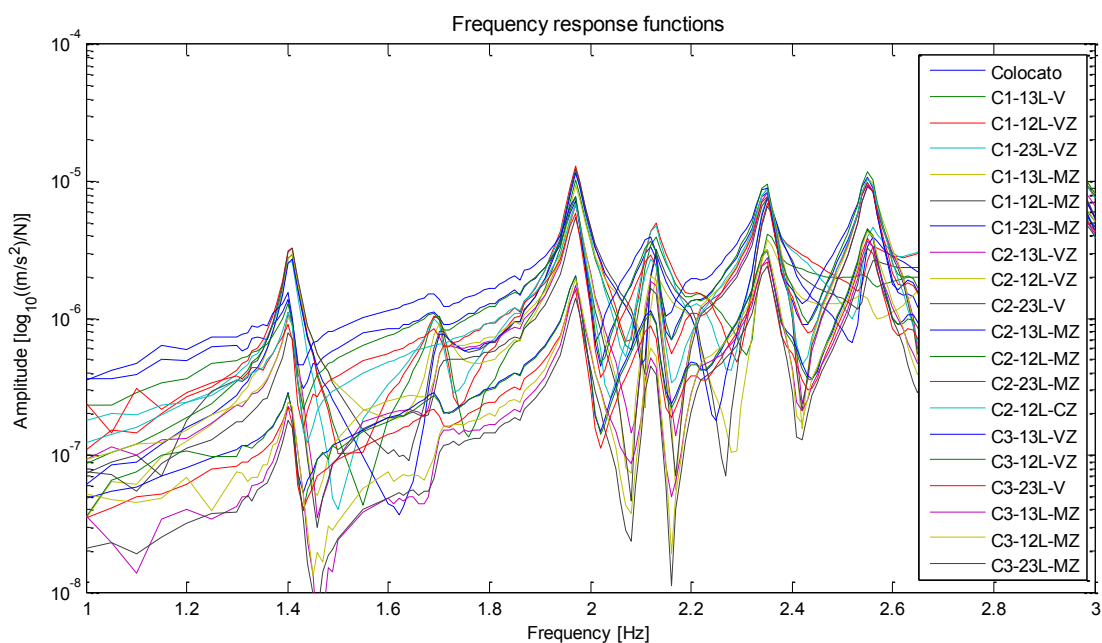


Figura 4.44: FRF dei segnali raccolti nella prova, relative ai soli canali verticali.

A questo punto si riportano le osservazioni sulle FRF di Figura 4.42, relativamente ai picchi riconosciuti dai canali verticali, il cui andamento è mostrato in Figura 4.44. Si può osservare:

- Il **primo** picco è riconosciuto da tutti i canali;
- Il **secondo** picco ha ampiezza di vibrazione bassa; il canale C2-1/2L-CZ, posizionato al centro del set up di misura, e tutti i canali della campata C3, vicina alla spalla, non individuano alcun picco;
- Il **terzo** picco ha ampiezza più elevata degli altri ed è riconosciuto da tutti i canali;
- Il **quarto** picco è riconosciuto da tutti i canali; solo i canali della campata C3 mostrano ampiezze inferiori;
- Il **quinto** picco è riconosciuto da tutti i canali;

- Il **sesto** picco non è riconosciuto dai canali posti a C1-1/3L.

ANALISI MODALE E IDENTIFICAZIONE DEI MODI

Per analizzare i risultati sperimentali ed estrarre i parametri modali dei modi dal primo al sesto è stato adottato il metodo Polyreference Least Squares Complex Frequency Domain (**PolyMAX**), nella sua **versione per EMA**, descritto al capitolo 2.2.1. L'analisi è stata condotta seguendo le indicazioni fornite al capitolo 3.3.3.

I rapporti di smorzamento e le frequenze naturali identificati¹⁴ per i modi di interesse sono riportati in Tabella 4.18.

Tabella 4.18: parametri modali estratti con il PolyMAX EMA (carreggiata Nord).

MODI	FREQUENZA [Hz]	SMORZAMENTO [%]
1	1,41	0,62
2	1,70	0,93
3	1,97	0,55
4	2,12	0,58
5	2,35	0,55
6	2,55	0,54

Le rappresentazioni delle forme modali associate ai modi identificati sono riportate e commentate al paragrafo 4.3.3.4.

4.3.3.4. OSSERVAZIONE DELLE FORME MODALI

Si riportano in questo paragrafo dei brevi commenti relativi a quanto emerge dall'osservazione delle rappresentazioni delle forme modali relative ai modi identificati per la carreggiata Nord. Le osservazioni riguardano anche la qualità delle identificazioni di tali forme modali (buona o meno buona a seconda dei casi), indicazioni formulate a seguito dell'osservazione dei digrammi di Nyquist, conformemente a quanto spiegato nel capitolo 3.4.

Di ogni modo, limitatamente alle tre campate indagate nell'analisi sperimentale (Figura 4.45), sono riportate:

- Le rappresentazioni relative ai risultati della prova ambientale (vista laterale 2D¹⁵);

¹⁴ L'identificazione, in riferimento a quanto indicato nel capitolo 3.3.3, è stata condotta utilizzando:

- Canali inclusi nell'analisi: tutti i canali verticali, escluse le pile (C1-L e C3-0L);
- Campo di frequenze: un modo alla volta;
- Campo di variazione dell'ordine del modello: da 3 a 120;
- Selezione dei poli stabili: condotta sulla base dei modi evidenziati dalle FRF.

¹⁵ Le viste 2D ricavate dall'analisi sperimentale sono definite in modo da mostrare solo le campate del ponte

- Le rappresentazioni relative ai risultati della prova con forzamento verticale (vista laterale 2D¹⁶).

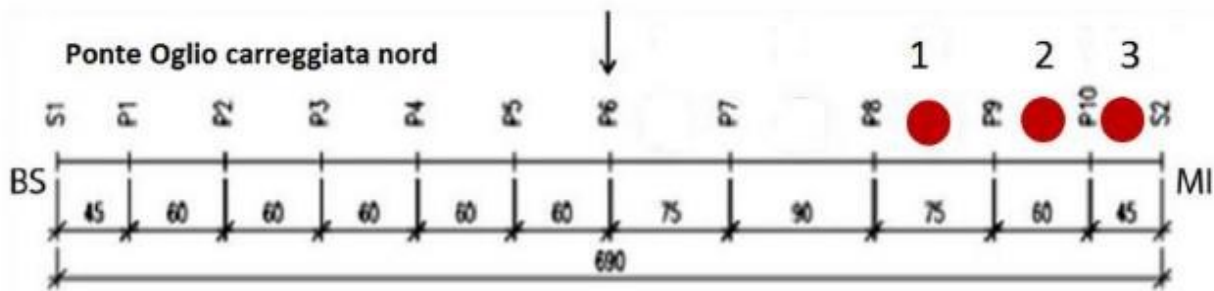


Figura 4.45: campate interessate dalla campagna sperimentale (carreggiata Nord).

Tutte le rappresentazioni sono state ricavate secondo i dettami del capitolo 2.2.2.

Si è scelto di non riportare i diagrammi di Nyquist relativi alle costanti modali calcolate, poiché tali diagrammi, come osservato in precedenza, a parte il consentire all'operatore la possibilità di controllare la qualità dell'identificazione effettuata non forniscono alcuna informazione sull'interpretazione dei parametri modali.

Al fine di interpretare correttamente le rappresentazioni riportate è bene ricordare che i risultati della prova ambientale per questa carreggiata, come osservato al paragrafo 4.3.3.2, non sono affidabili quanto quelli delle altre prove, a causa dello scarso numero di canali e dei livelli di rumore molto elevati.

poste sotto indagine (in questo caso 3), quindi in ascissa riportano la lunghezza progressiva del ponte, a partire dalla campata indicata come C1 nel set-up di prova, andando verso C3.

¹⁶ Come 15.

MOD0 1

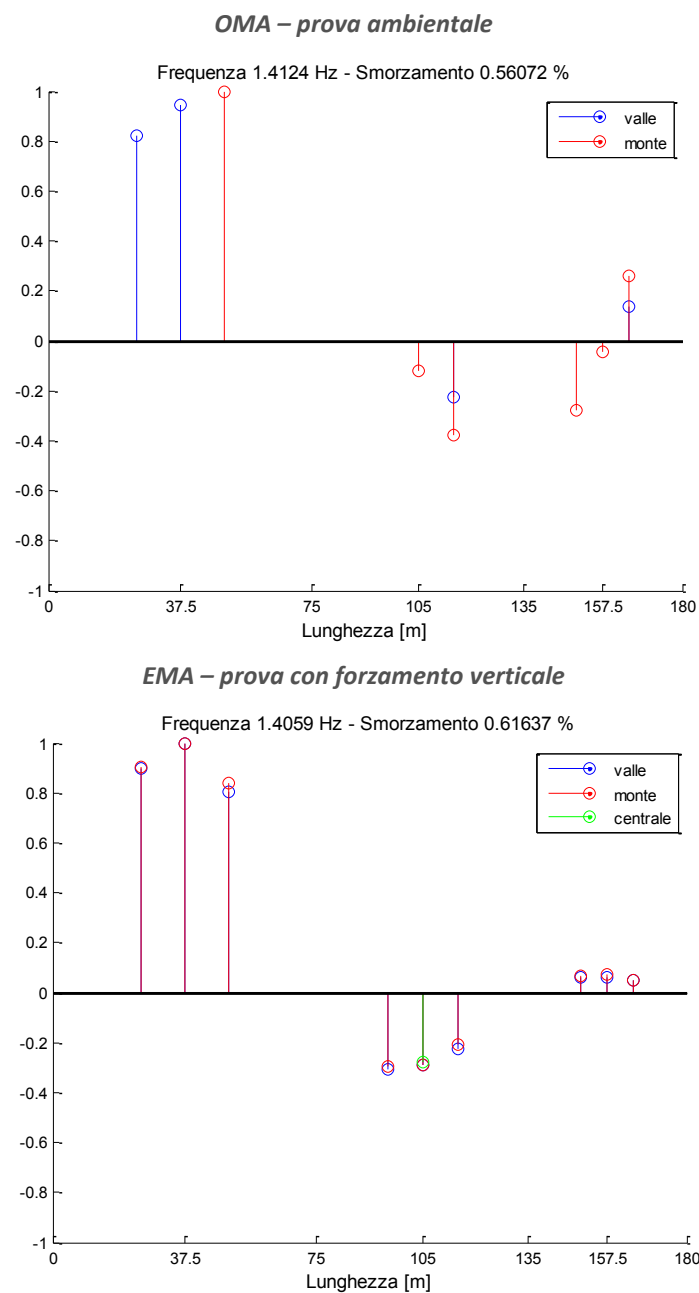


Figura 4.46: rappresentazioni relative al primo modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiata Nord.

Il **primo modo** (Figura 4.46) è **flessionale**.

L'identificazione di questo modo è risultata buona sia nel caso OMA che nel caso EMA, infatti le forme modali ricavate sono molto simili tra loro, salvo che nella campata C3, vicina alla spalla.

MOD0 2

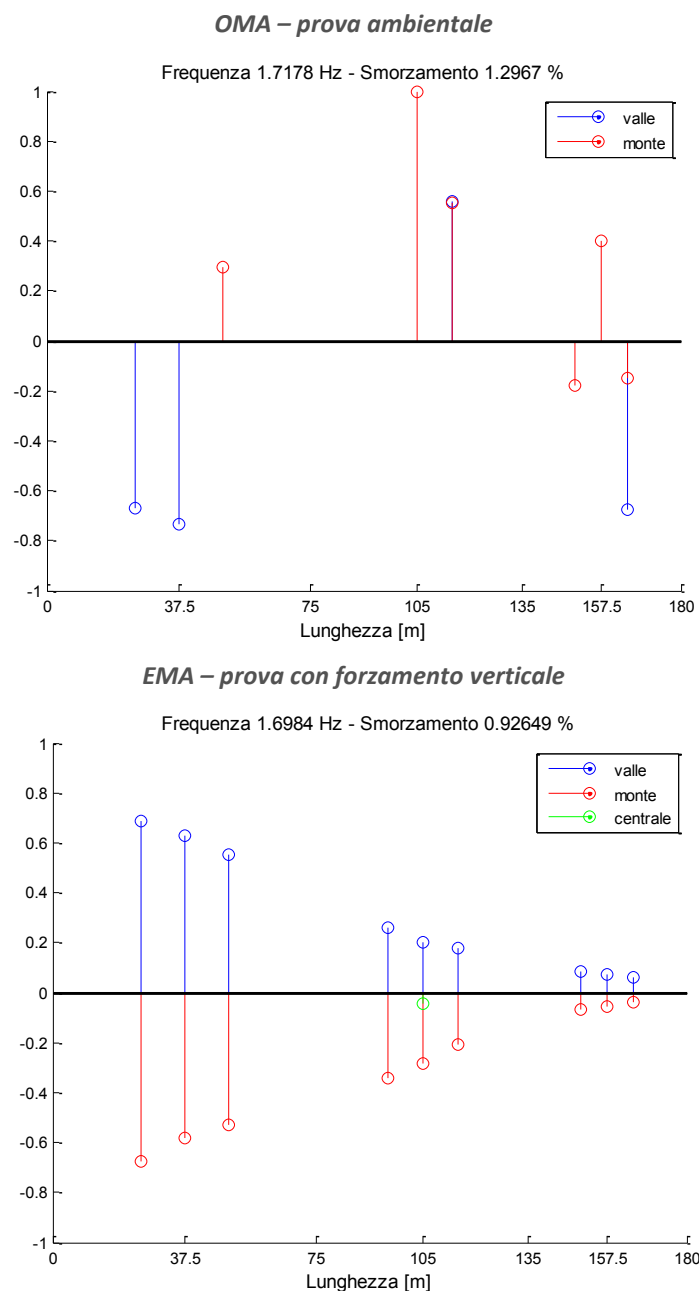


Figura 4.47: rappresentazioni relative al secondo modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiata Nord.

Il **secondo modo** (Figura 4.47) è **torsionale**.

La qualità dell'identificazione è risultata non ottimale sia per il caso EMA che per il caso OMA.

Poiché il modo ha una predominante componente trasversale, la qualità dei risultati evidenziata può essere quindi imputata ad un forzamento non del tutto adeguato (sia artificiale che ambientale).

Le forme modali ricavate, nonostante mostrino entrambe una torsione, non sono molto simili.

In questo particolare caso la rappresentazione riportata per EMA non è quella relativa all'istante in cui la costante modale, riferimento della normalizzazione, giace sull'asse reale (mostrata in Figura 4.48), poiché quest'ultima mostra una forma modale poco coerente con una torsione. Si è scelto

quindi di mostrare un istante che restituisce una miglior rappresentazione del modo¹⁷, consci del fatto che comunque, poiché il modo presenta una componente flessionale molto marcata, la qualità dell'identificazione non è ottimale.

È conforme con la forma modale il fatto che il canale in posizione C2-1/2L-CZ, posto al centro del set-up di misura, non rilevi il picco di questo modo sia nella PSD che nella FRF.

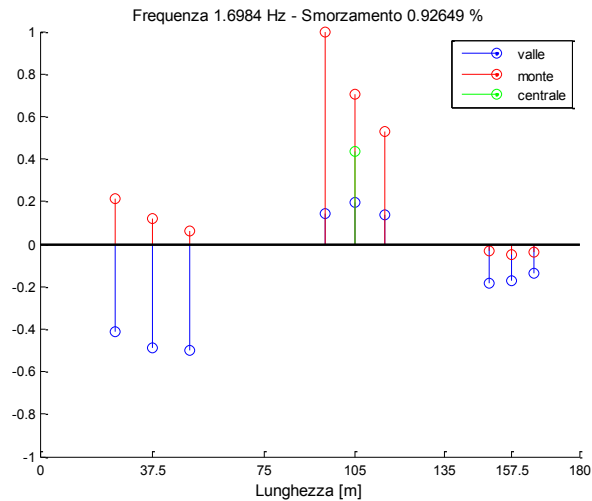


Figura 4.48: rappresentazione 2D della deformata modale, per il secondo modo EMA – carreggiata Nord, associata all'istante in cui la costante modale, riferimento della normalizzazione, giace sull'asse reale.

¹⁷ Considerato che la deformata modale è descritta da vettori rotanti nel piano complesso a velocità $\omega = 2\pi f$, l'istante rappresentato coincide con una rotazione di 120° rispetto all'istante iniziale.

MODO 3

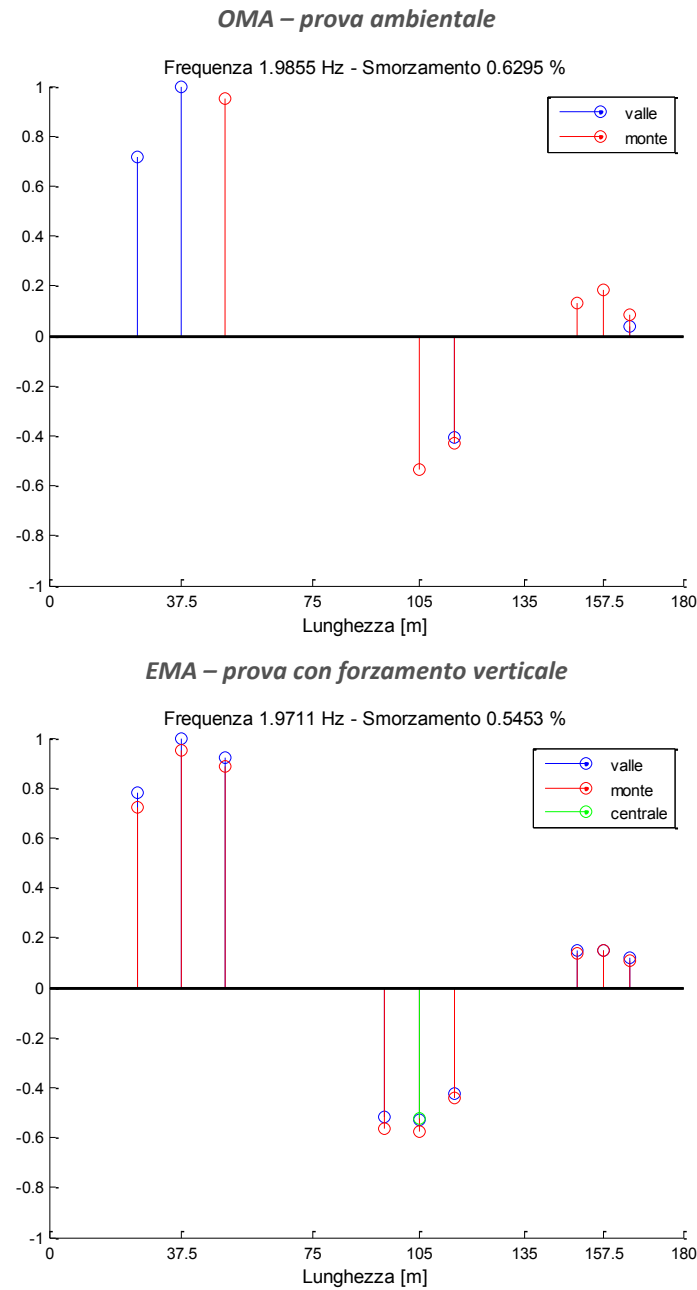


Figura 4.49: rappresentazioni relative al terzo modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiata Nord.

Il **terzo modo** (Figura 4.49) è **flessionale**.

L'identificazione di questo modo è risultata ottimale sia nel caso OMA che nel caso EMA, infatti le forme modali ricavate sono molto simili tra loro.

MODULO 4

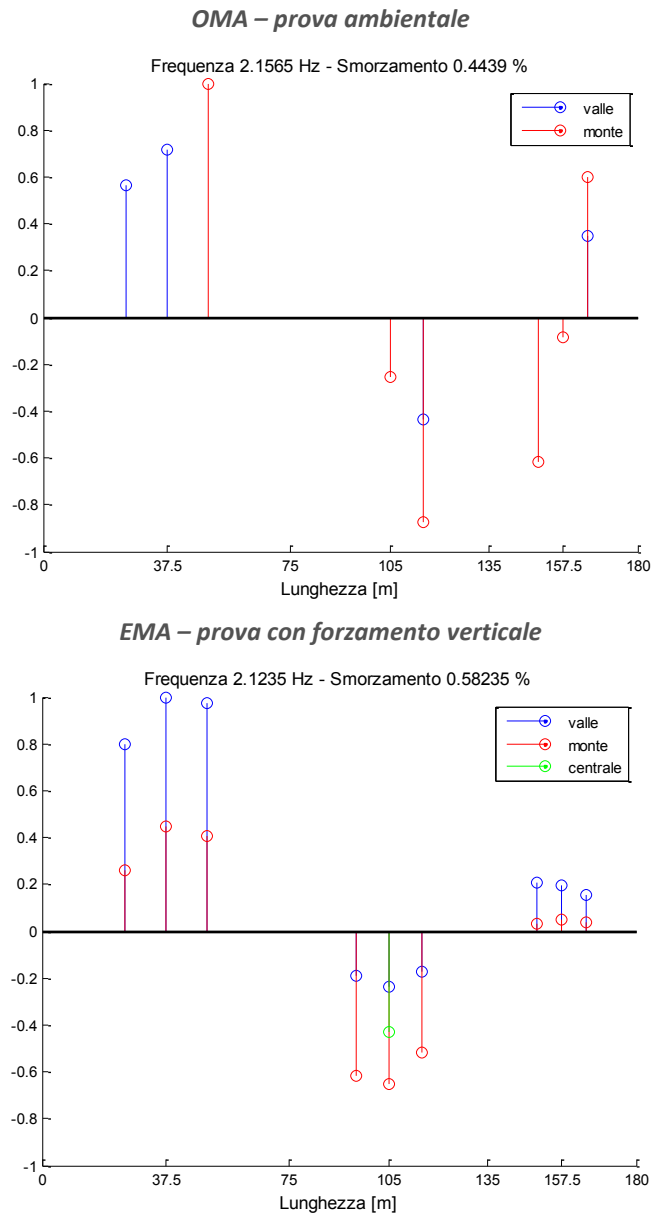


Figura 4.50: rappresentazioni relative al quarto modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiata Nord.

Il **quarto modo** (Figura 4.50) è **flessionale**.

La qualità dell'identificazione è risultata non ottimale sia per il caso EMA che per il caso OMA. Nella forma modale relativa al caso EMA è infatti presente uno sfasamento molto marcato tra lato valle e lato monte del ponte.

Visto che il picco associato a questo modo è ben definito nelle FRF, è possibile che il livello di forzamento fosse eccessivo. Allora il forzamento, posto in posizione eccentrica rispetto all'asse longitudinale del ponte (lato monte), potrebbe aver indotto un movimento torsionale imprevisto. Inoltre questo modo, come anche il secondo, ha una componente trasversale importante, il che può portare a pensare che la qualità dei risultati evidenziata può essere imputata anche ad un forzamento non del tutto adeguato.

MOD0 5

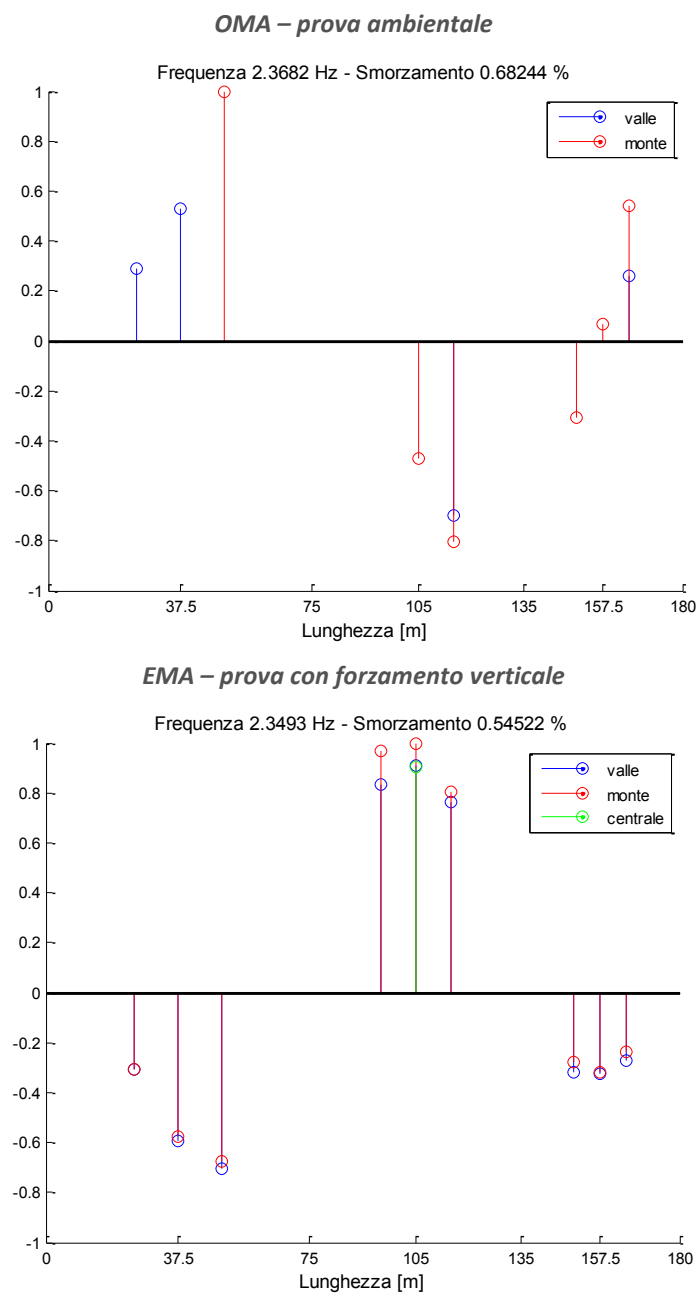


Figura 4.51: rappresentazioni relative al quinto modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiata Nord.

Il **quinto modo** (Figura 4.51) è prevalentemente **flessionale**.

L'identificazione di questo modo è risultata buona sia nel caso OMA che nel caso EMA, infatti le forme modali ricavate sono molto simili tra loro, salvo che nella campata C3, vicina alla spalla.

MOD0 6

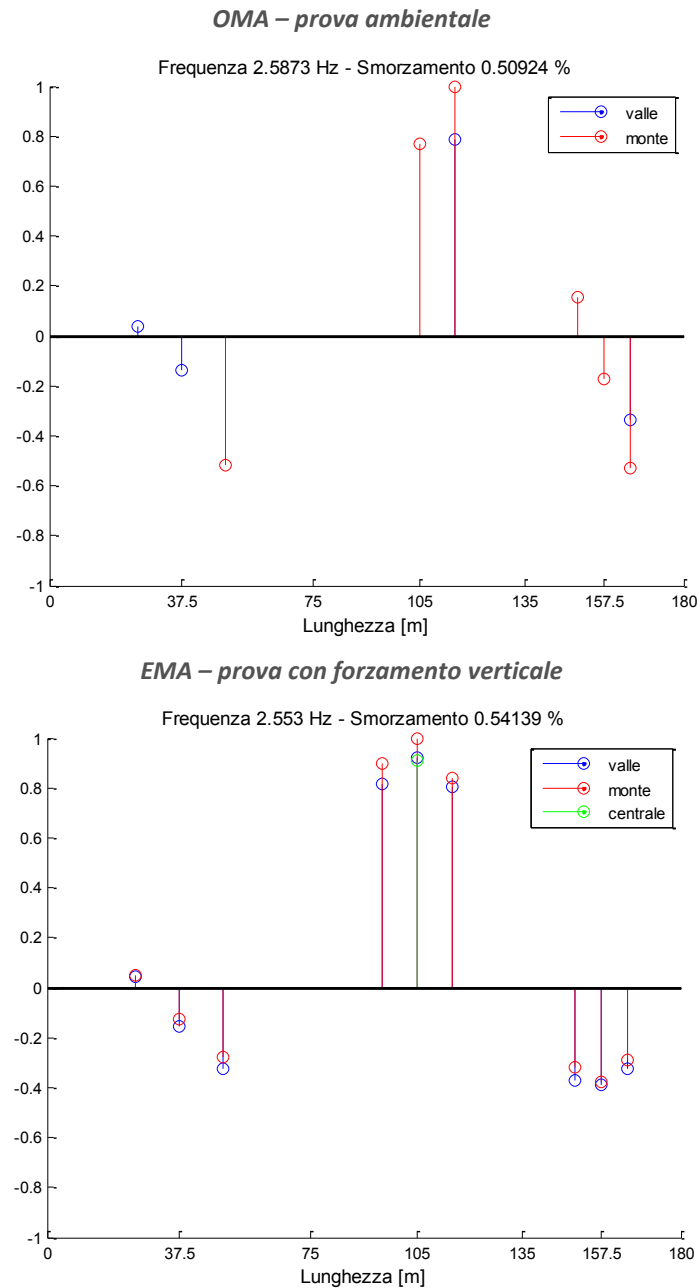


Figura 4.52: rappresentazioni relative al sesto modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiata Nord.

Il **sesto modo** (Figura 4.52) è **flessionale**.

L'identificazione di questo modo è risultata buona sia nel caso OMA che nel caso EMA, infatti le forme modali ricavate sono molto simili tra loro, salvo che nella campata C3, vicina alla spalla.

La forma modale mostra un nodo nei pressi di C1-1/3L, conforme col fatto che tali canali non riconoscono la risonanza nelle PSD e nelle FRF.

4.3.3.5. CONFRONTO DEI RISULTATI

In questo paragrafo si analizzano i risultati delle due tipologie di analisi sperimentale (EMA e OMA), andando a confrontare i parametri modali con gli strumenti descritti al capitolo 3.5. L'obiettivo della trattazione è stabilire se i due approcci all'analisi sono **compatibili** tra loro, un requisito fondamentale per i successivi confronti con i risultati dell'analisi numerica.

In questo specifico caso i risultati della prova ambientale, come osservato al paragrafo 4.3.3.2, non sono affidabili quanto quelli delle altre prove, a causa dello scarso numero di canali e dei livelli di rumore molto elevati.

In Tabella 4.19 e Tabella 4.20 si riportano i parametri modali estratti dalle elaborazioni (frequenze e smorzamenti rispettivamente), andando a valutare le differenze percentuali tra di essi, mentre in Tabella 4.22 si evidenzia la compatibilità tra gli intervalli di incertezza associati alla stima di tali parametri, assumendo che le incertezze siano quelle riportate in Tabella 4.21.

Tabella 4.19: frequenze stimate con i diversi approcci all'analisi sperimentale, e variazione percentuale tra le stime.

MODI	FREQUENZA [Hz]		$\Delta\%$ OMA-EMA
	OMA	EMA	
1	1,41	1,41	0,5%
2	1,72	1,70	1,1%
3	1,99	1,97	0,7%
4	2,16	2,12	1,5%
5	2,37	2,35	0,8%
6	2,59	2,55	1,3%

Tabella 4.20: indici di smorzamento stimati con i diversi approcci all'analisi sperimentale, e variazione percentuale tra le stime.

MODI	SMORZAMENTO [Hz]		$\Delta\%$ OMA-EMA
	OMA	EMA	
1	0,56	0,62	9,9%
2	1,30	0,93	28,6%
3	0,63	0,55	13,4%
4	0,44	0,58	31,2%
5	0,68	0,55	20,1%
6	0,51	0,54	6,3%

Tabella 4.21: intervalli di incertezza [%] associati alla sola stima dei parametri modali.

INCERTEZZE DI STIMA	OMA	EMA
FREQUENZA	1%	2%
SMORZAMENTO	10%	10%

Si osserva che è presente un elevato grado di concordanza tra le frequenze identificate, grado che risulta inferiore nel confronto tra gli indici di smorzamento. Tale caratteristica non risulta inattesa:

è infatti in accordo con quanto osservato al capitolo 2.2.1.

Tenuto conto di quanto osservato all'inizio di questo paragrafo, relativamente alla qualità della prova ambientale, la buona concordanza evidenziata risulta quasi inaspettata. A maggior ragione questi risultati possono essere ritenuti soddisfacenti, tenendo conto anche del fatto che:

- La campagna di analisi sperimentale non è stata eseguita in tempi brevi: la prova OMA è stata condotta nel Maggio 2013, mentre la prova EMA nel Maggio 2014. Questo lasso temporale può comportare, in una struttura di grandi dimensioni, una lieve variazione delle proprietà meccaniche;
- Le condizioni di prova, tra il caso OMA e il caso EMA, erano diverse. In particolare la prova ambientale è stata condotta in una giornata molto calda (come osservato nel pre-processing dei dati), mentre la prova con forzamento verticale è stata effettuata in giornate dal clima mite. Questa variabilità può aver causato, oltre ad un peggioramento della qualità dei dati raccolti nella prova ambientale, una lieve differenza nella risposta strutturale, specialmente nelle proprietà di smorzamento;
- Lo smorzamento varia al variare del livello di forzamento applicato alla struttura, e quindi della quantità di energia immessa. Questa caratteristica esula dalle ipotesi della teoria di analisi modale lineare, quindi può comportare una elevata variabilità dei risultati.

Tabella 4.22: risultati del confronto, espressi in termini di compatibilità degli intervalli di incertezza.

MODI	COMPATIBILITÀ TRA I RISULTATI	
	FREQUENZA	SMORZAMENTO
1	SI	SI
2	SI	NO
3	SI	SI
4	SI	NO
5	SI	NO
6	SI	SI

In Tabella 4.23 è riportata la matrice di **crossMAC** che permette un confronto numerico tra le forme modali identificate con i due diversi approcci di analisi sperimentale. La matrice è stata calcolata seguendo le indicazioni riportate al capitolo 3.5.2.

Osservando la matrice si nota che sono presenti valori di correlazione molto alti sia sulla diagonale che al di fuori di essa (c'è un 92% tra i modi 1-3). La presenza di correlazioni così elevate, anche tra modi diversi, può essere giustificata dal fatto che le campate oggetto dell'indagine sono quelle poste in prossimità della spalla del viadotto, il che significa che tutte le deformate modali tendono ad estinguersi andando verso la terza campata (C3). Perciò non sorprende il fatto che i diversi modi mostrino deformate simili.

In questo caso quindi l'unione dei dati relativi alle due carreggiate (si veda paragrafo 4.3.4), risulta particolarmente utile, perché permetterebbe di distinguere quelle forme modali che ora appaiono molto simili.

Tabella 4.23: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi OMA e EMA¹⁸.

MODI		FORZATO					
		1	2	3	4	5	6
AMBIENTALE	1	89,41	19,45	83,80	65,39	44,73	14,30
	2	28,68	56,66	40,35	54,95	46,66	39,95
	3	92,77	28,72	98,86	79,57	72,08	36,16
	4	57,56	18,05	64,30	53,06	52,29	29,47
	5	48,09	17,12	62,81	46,53	66,35	47,89
	6	18,33	25,93	37,61	36,36	73,55	80,22

Detto questo, sulla diagonale della matrice si notano valori elevati solo per i modi 1, 3 e 6, ovvero gli unici identificati correttamente in entrambi gli approcci all’analisi sperimentale. Non a caso questi modi sono anche gli unici le cui stime dei parametri modali risultano compatibili (come si osserva in Tabella 4.22).

La scarsa qualità del risultato sulla diagonale della matrice, in particolare per i modi 2 e 4, è probabilmente dovuta, come spiegato al paragrafo 4.3.3.4, alle difficoltà incontrate nel forzare adeguatamente dei modi (sia con eccitazione ambientale che artificiale) caratterizzati da componenti trasversali rilevanti, nelle vicinanze della spalla del ponte (zona a elevata rigidezza).

4.3.4. UNIONE DELLE CARREGGIATE

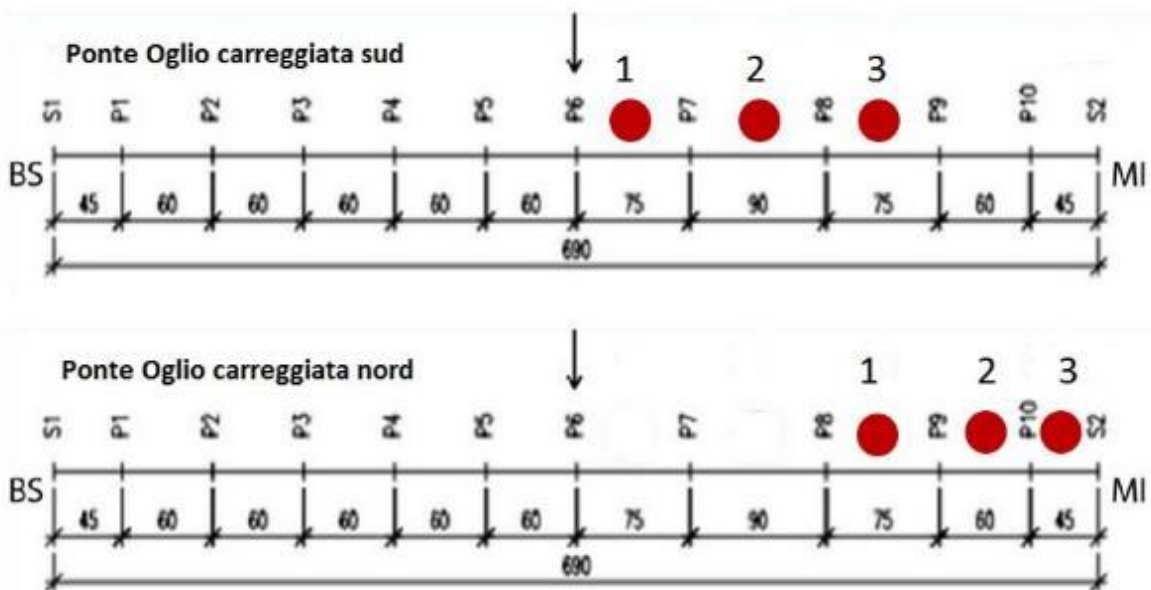


Figura 4.53: campate interessate dalla campagna sperimentale per entrambe le carreggiate.

¹⁸ La matrice è stata calcolata effettuando il confronto tra 10 costanti modali per ogni modo.

Fino a questo punto del presente capitolo i due ponti sull'Oglio sono stati trattati distintamente. Sia per la carreggiata Sud che per la carreggiata Nord, sono stati analizzati i dati ottenuti sperimentalmente dallo studio delle campate indicate in Figura 4.53, ricavando i parametri modali ed eseguendo i confronti tra l'approccio EMA e quello OMA, studiando le due strutture come perfettamente distinte, come effettivamente sono.

Si ricorda tuttavia che il modello numerico è il medesimo per entrambi i ponti, quindi si è ritenuto utile **unire i dati delle due carreggiate**, sia per quanto riguarda l'approccio OMA che per l'approccio EMA, come se di fatto appartenessero ad un unico ponte. Questa unione è possibile poiché per entrambi i ponti è stata testata la campata compresa tra l'ottava e la nona pila, quindi esiste almeno un riferimento comune alle due parti.

4.3.4.1. CONSIDERAZIONI SULL'UNIONE DEI DATI

Prima di unire i dati relativi alle due carreggiate del viadotto Oglio è bene interrogarsi sul grado di concordanza dei risultati che andranno uniti.

In particolare si vuole verificare che, per lo stesso tipo di prova, si siano ottenuti risultati coerenti in termini di frequenze e smorzamenti tra le due carreggiate. Per fare ciò sono stati calcolate le differenze percentuali tra tali parametri.

I risultati sono mostrati nelle tabelle di seguito riportate:

- Tabella 4.24 - confronto frequenze (approccio OMA);
- Tabella 4.25 - confronto smorzamenti (approccio OMA).
- Tabella 4.26 - confronto frequenze (approccio EMA);
- Tabella 4.27 - confronto smorzamenti (approccio EMA);

Si può notare, osservando le tabelle, che le differenze percentuali riferite alle frequenze hanno solitamente un ordine di grandezza inferiore a quelle degli smorzamenti. Questo è in accordo con quanto affermato al capitolo 2.2.1 per quanto concerne la stima di tali parametri.

Per quanto riguarda la **prova EMA** si evidenzia che le differenze percentuali tra le frequenze identificate sono sempre inferiori al 2%, ad eccezione della differenza associata al secondo modo, per cui si ha una variazione del 7%. Il modo in questione è quello che ha prodotto, maggiori problemi nell'applicazione del forzamento, specialmente sulla carreggiata Nord, quindi il risultato non è del tutto inaspettato.

Per quanto riguarda gli smorzamenti si evidenziano valori di differenze percentuali crescenti, 1% per il primo modo, 24% per il sesto. Per le incertezze associate alla stima di questo parametro si tratta di un risultato comunque accettabile.

Analogamente per la **prova OMA** si evidenzia una buona concordanza tra le frequenze (massima differenza percentuale 6,5% per il secondo modo), mentre gli smorzamenti risultano più variabili

rispetto al caso EMA, per quest'ultimi si arriva anche a variazioni dell'ordine del 40% (modi 3 è 6).

Tabella 4.24: confronto delle frequenze dei modi individuati con prova OMA.

OMA			
MODI	FREQUENZA [Hz]		$\Delta\%$ NORD-SUD
	CARREGGIATA NORD	CARREGGIATA SUD	
1	1,41	1,39	1,7%
2	1,72	1,61	6,5%
3	1,99	1,95	1,7%
4	2,16	2,09	3,0%
5	2,37	2,34	1,4%
6	2,59	2,54	1,8%

Tabella 4.25: confronto degli smorzamenti dei modi individuati con prova OMA.

OMA			
MODI	FREQUENZA [Hz]		$\Delta\%$ NORD-SUD
	CARREGGIATA NORD	CARREGGIATA SUD	
1	0,56	0,65	16,6%
2	1,30	0,89	31,7%
3	0,63	0,37	41,6%
4	0,44	0,42	6,5%
5	0,68	0,68	1,1%
6	0,51	0,72	41,5%

Tabella 4.26: confronto delle frequenze dei modi individuati con prova EMA.

EMA			
MODI	FREQUENZA [Hz]		$\Delta\%$ NORD-SUD
	CARREGGIATA NORD	CARREGGIATA SUD	
1	1,41	1,38	1,9%
2	1,70	1,58	7,0%
3	1,97	1,94	1,4%
4	2,12	2,09	1,7%
5	2,35	2,32	1,4%
6	2,55	2,52	1,1%

Tabella 4.27: confronto degli smorzamenti dei modi individuati con prova EMA.

EMA			
MODI	SMORZAMENTI [%]		$\Delta\%$ NORD-SUD
	CARREGGIATA NORD	CARREGGIATA SUD	
1	0,62	0,62	1,1%
2	0,93	0,98	5,7%
3	0,55	0,64	16,7%
4	0,58	0,67	14,8%
5	0,55	0,66	21,2%
6	0,54	0,67	23,8%

Le ragioni delle differenze evidenziate possono essere imputabili a molteplici cause:

- In primo luogo i dati riguardano **ponti distinti**. Anche se le due strutture sono state realizzate sulla base dello stesso progetto, possono sorgere, in fase di realizzazione, numerose differenze costruttive che comportano un diverso comportamento meccanico;
- Le prove EMA sono state effettuate a **un anno di distanza** rispetto alle EMA, e con condizioni climatiche diverse;
- Per le prove EMA, dato che esse riguardano **sezioni diverse del ponte**, si sono utilizzati forzamenti posizionati in parti diverse della struttura, il che può avere delle ripercussioni nella stima dei parametri modali, specialmente se la posizione scelta per il forzamento è prossima ad un nodo;
- Come visto al capitolo 2.2.1 le incertezze sulla stima dei parametri modali, e in particolare dello smorzamento, possono anche essere elevate;

Se consideriamo tutti questi fattori ci si può ritenere più che soddisfatti della corrispondenza dei risultati ottenuta, specie se si considerano le variazioni relative alle sole frequenze.

Alla luce di quanto osservato è possibile unire i risultati delle due carreggiate senza comprometterne la qualità (si può affermare che i modi identificati sono effettivamente gli stessi), ma anzi andando di fatto a definire una mesh di misura più estesa, che può quindi consentire un **miglior riconoscimento delle forme modali**.

Visto che il parametro di confronto delle forme modali è il MAC, l'unione dei dati ha l'obiettivo di verificare come un aumento della mesh di misura (cinque campate invece che tre sole) si ripercuota sui risultati, ottenuti con i differenti approcci EMA e OMA, in termini di forme modali (sia in termini di **crossMAC** che in termini di **autoMAC**).

4.3.4.2. RAPPRESENTAZIONE DELLE FORME MODALI

Come si è osservato in precedenza, l'unione dei dati è resa possibile dal fatto che la stessa campata è stata strumentata sia per le prove effettuate sulla carreggiata Nord, sia per quelle sulla Sud, in modo che fossero presenti dei **punti di misura comuni** ad entrambi i set-up.

Di ogni modo, per le cinque campate indagate complessivamente nell'analisi sperimentale (Figura 4.54), si riportano:

- Le rappresentazioni relative ai risultati della prova ambientale (vista laterale 2D¹⁹);

¹⁹ Le viste 2D ricavate dall'analisi sperimentale sono definite in modo da mostrare le 5 campate del ponte poste sotto indagine, quindi in ascissa riportano la lunghezza progressiva del ponte, a partire dalla campata indicata come C1 nel set-up di prova della carreggiata Sud, andando verso la campata indicata come C3 nel set-up di prova della carreggiata Nord.

- Le rappresentazioni relative ai risultati della prova con forzamento verticale (vista laterale 2D²⁰).

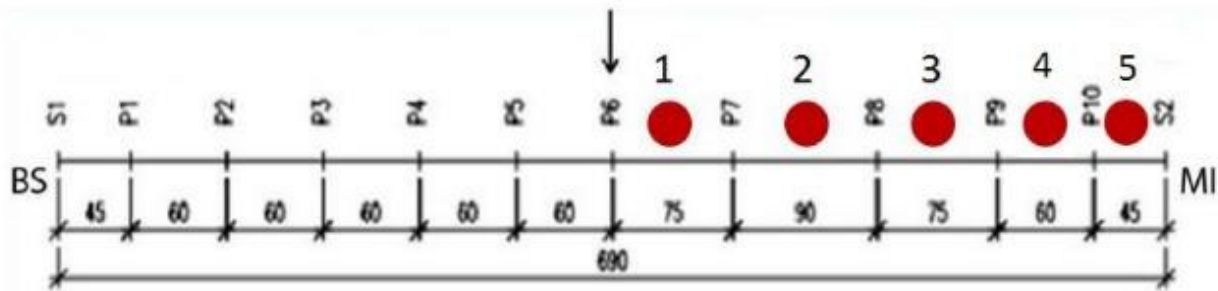


Figura 4.54: schema di rappresentazione per le carreggiate unite.

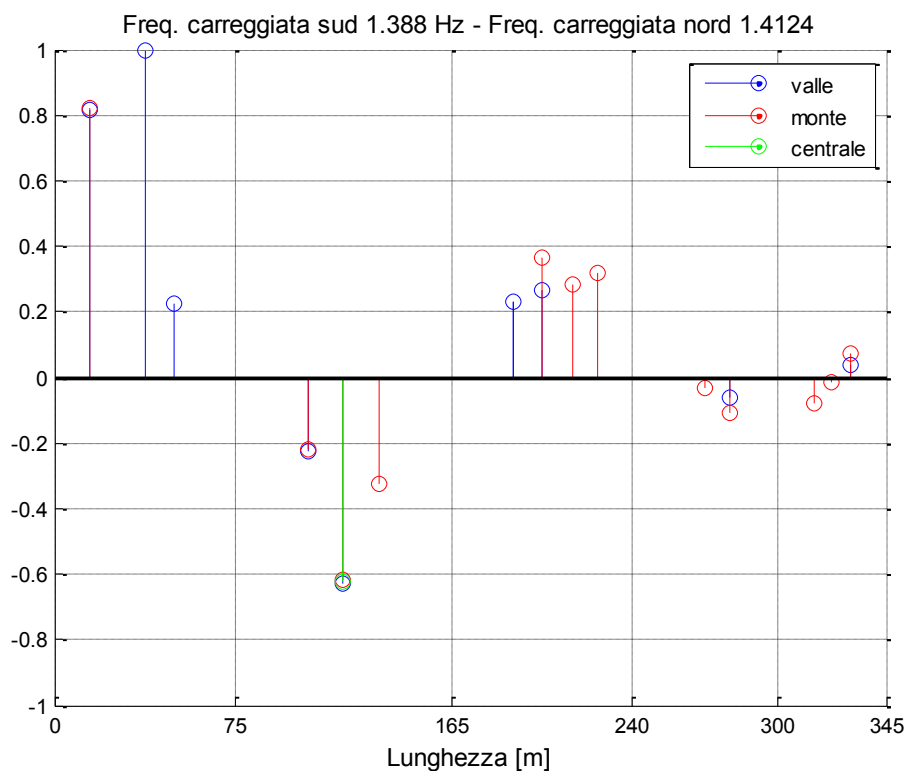
Tutte le rappresentazioni sono state ricavate sfruttando i punti di misura della campata comune, in modo da mostrare una deformata modale coerente, in cui gli elementi comuni siano in fase e con le stesse proporzioni.

Al fine di interpretare correttamente le rappresentazioni riportate è bene ricordare che i risultati della prova ambientale per la carreggiata Nord, come osservato al paragrafo 4.3.2.2, non sono affidabili quanto quelli delle altre prove, a causa dello scarso numero di canali e dei livelli di rumore molto elevati.

²⁰ Come 19.

MODO 1

OMA – prova ambientale



EMA – prova con forzamento verticale

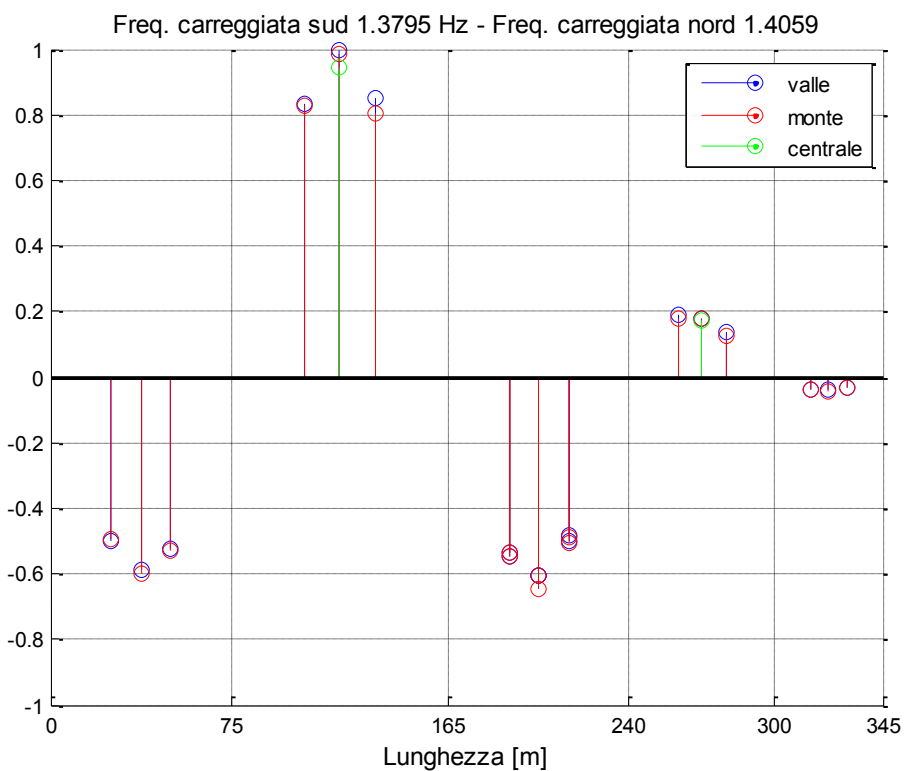


Figura 4.55: rappresentazioni relative al primo modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiate unite.

MODO 2

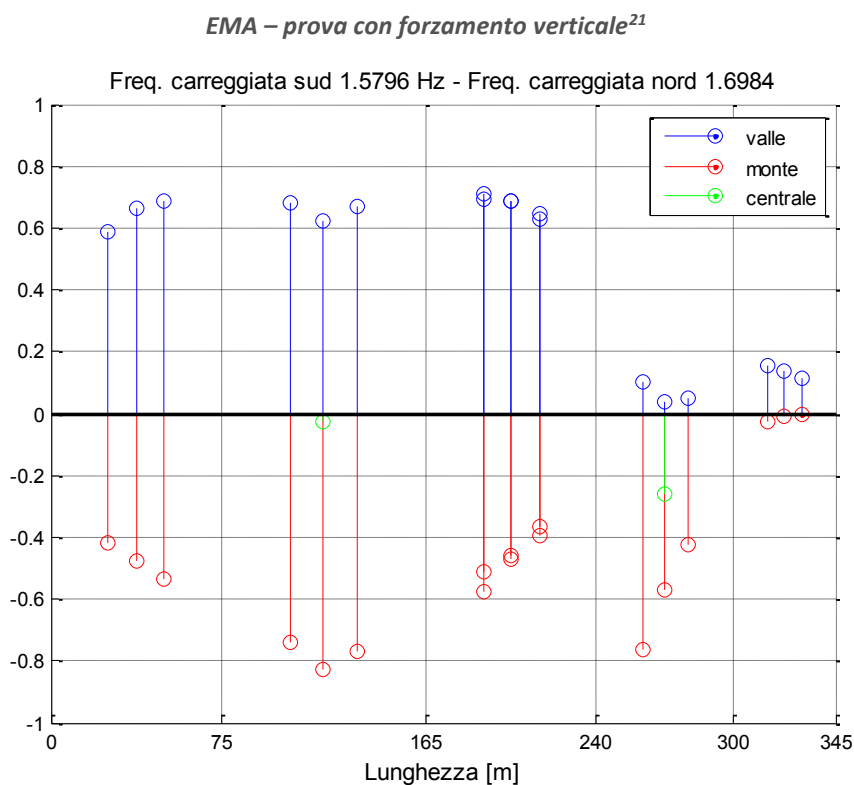
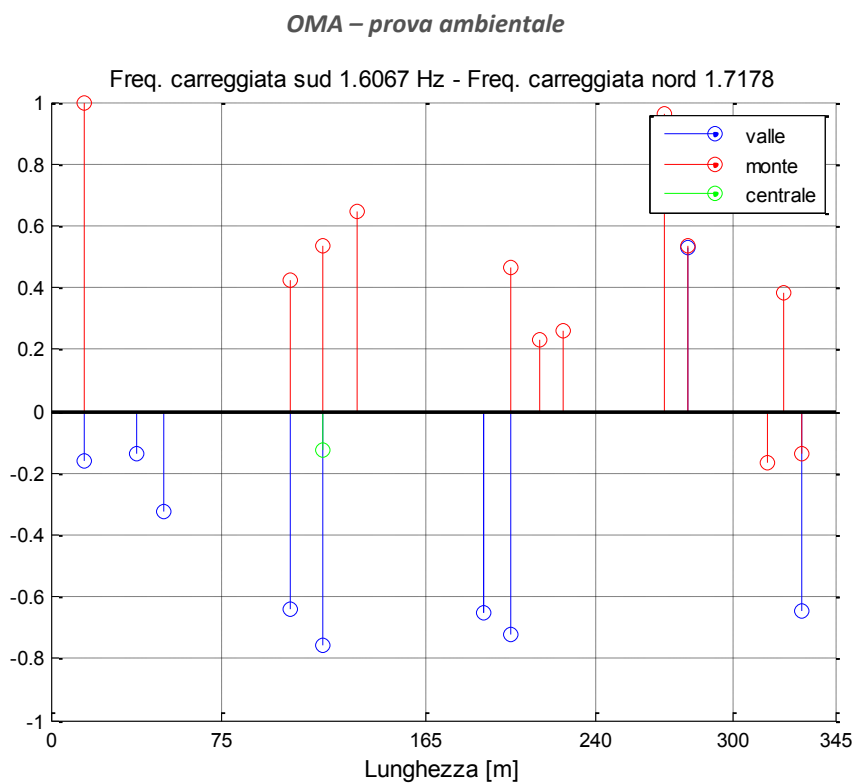
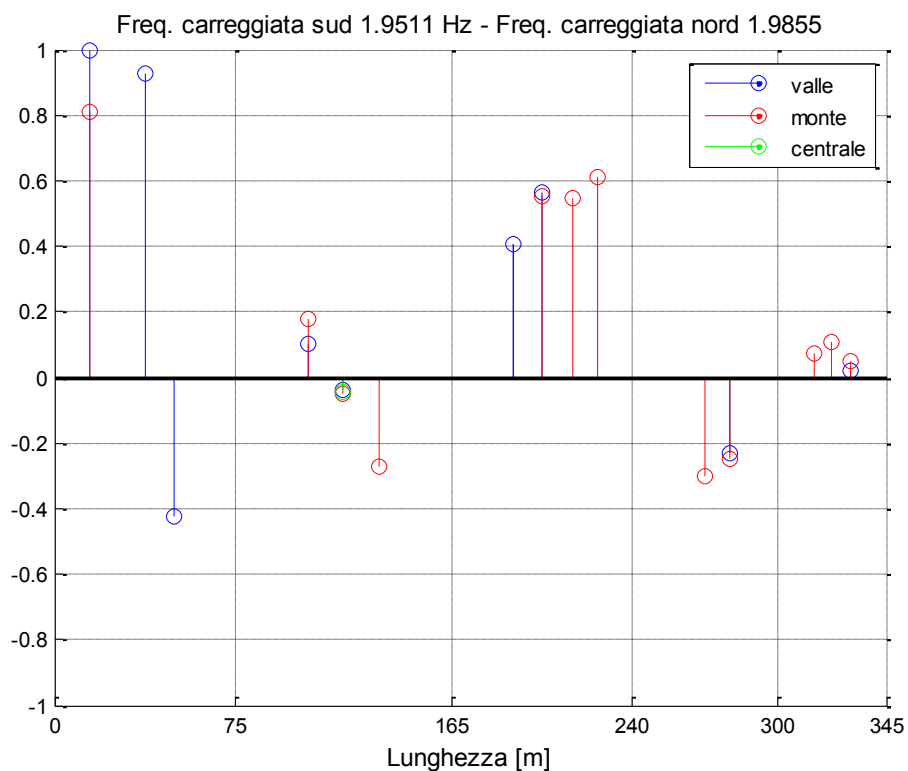


Figura 4.56: rappresentazioni relative al secondo modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiate unite.

²¹ Come anche per la sola carreggiata Nord, la rappresentazione riportata non è riferita all'istante iniziale della deformata modale, ma è ottenuta da un istante successivo.

MODO 3

OMA – prova ambientale



EMA – prova con forzamento verticale

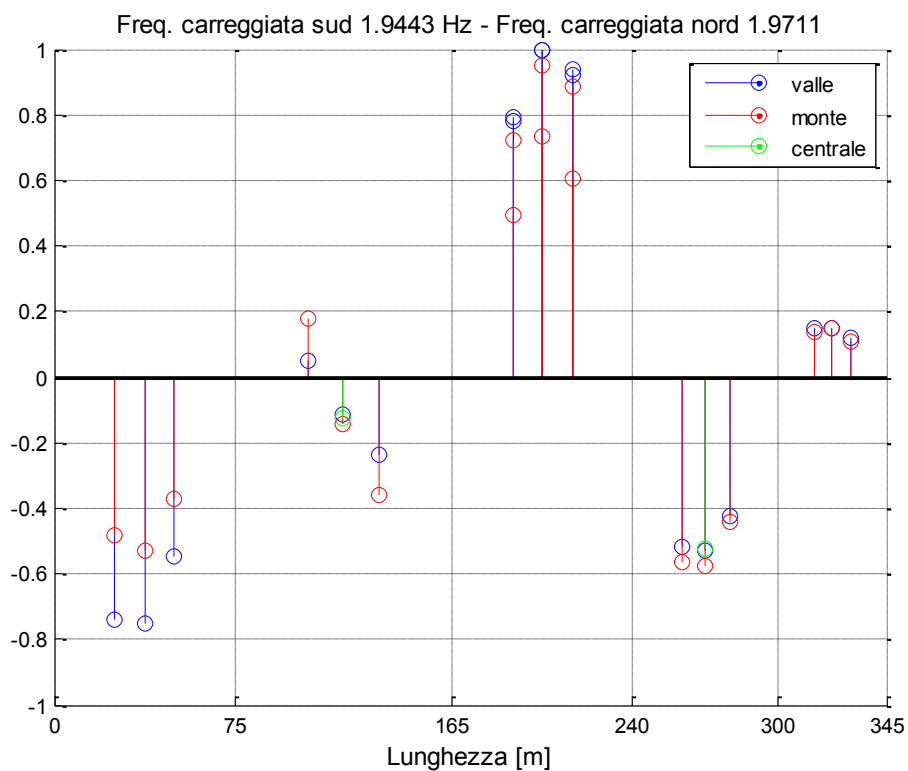


Figura 4.57: rappresentazioni relative al terzo modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiate unite.

MODO 4

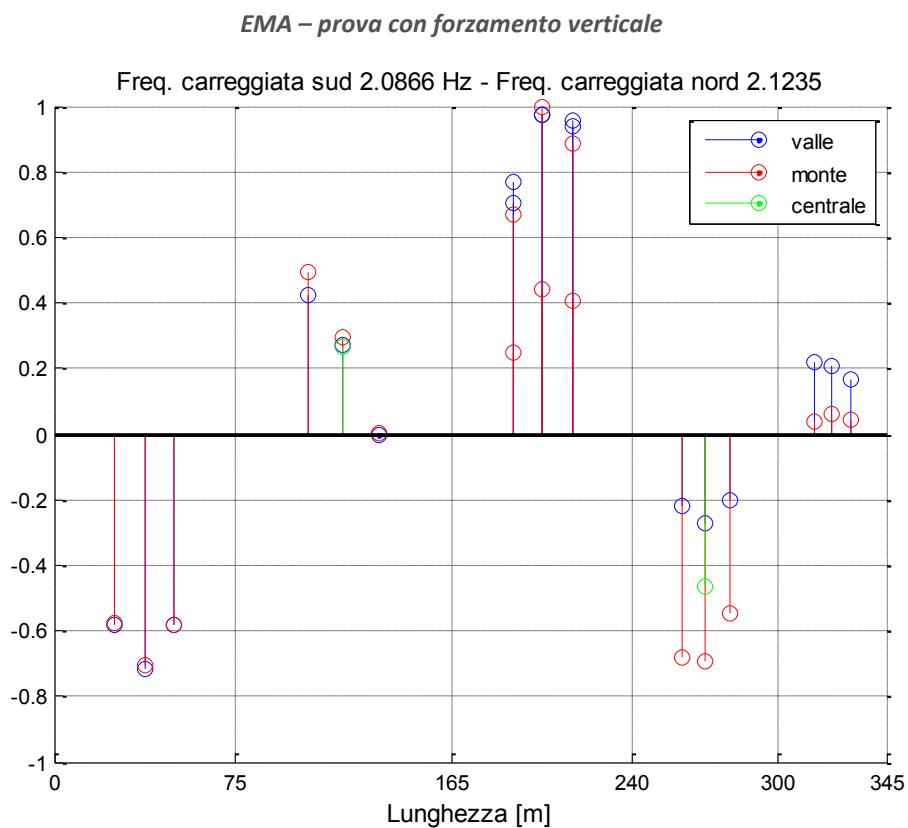
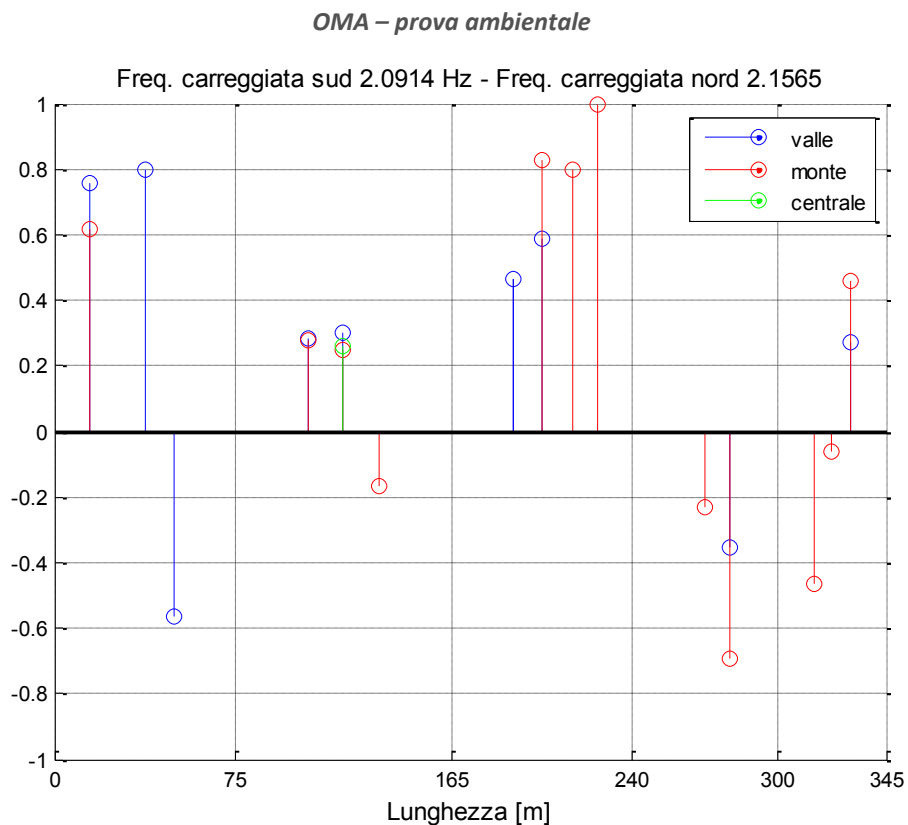


Figura 4.58: rappresentazioni relative al quarto modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiate unite.

MODO 5

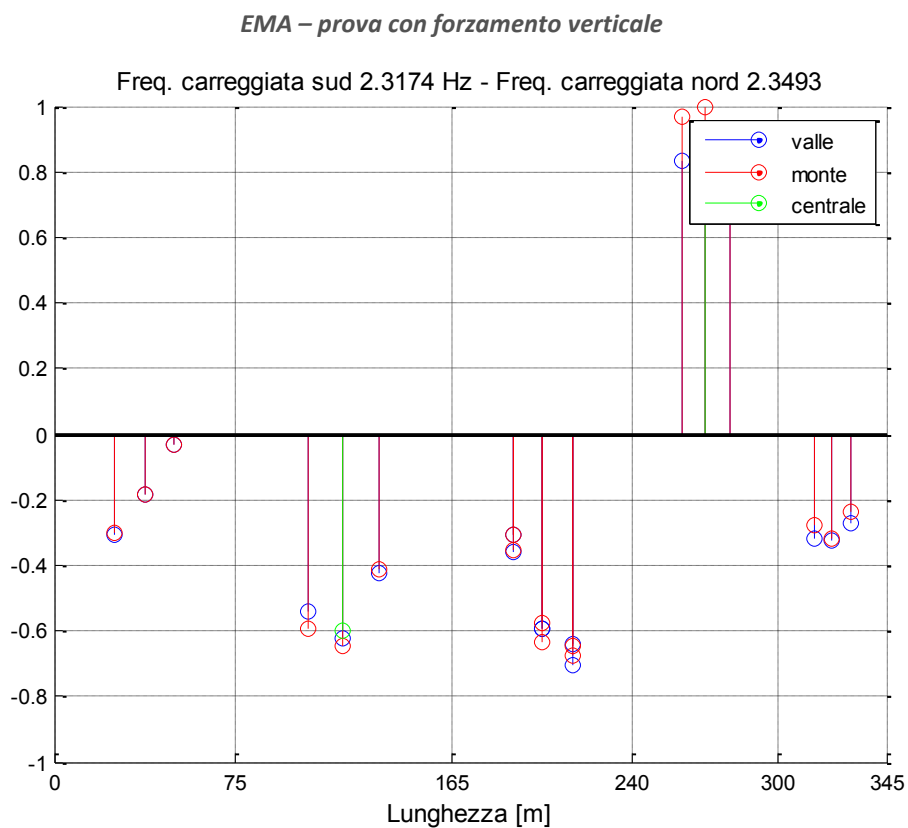
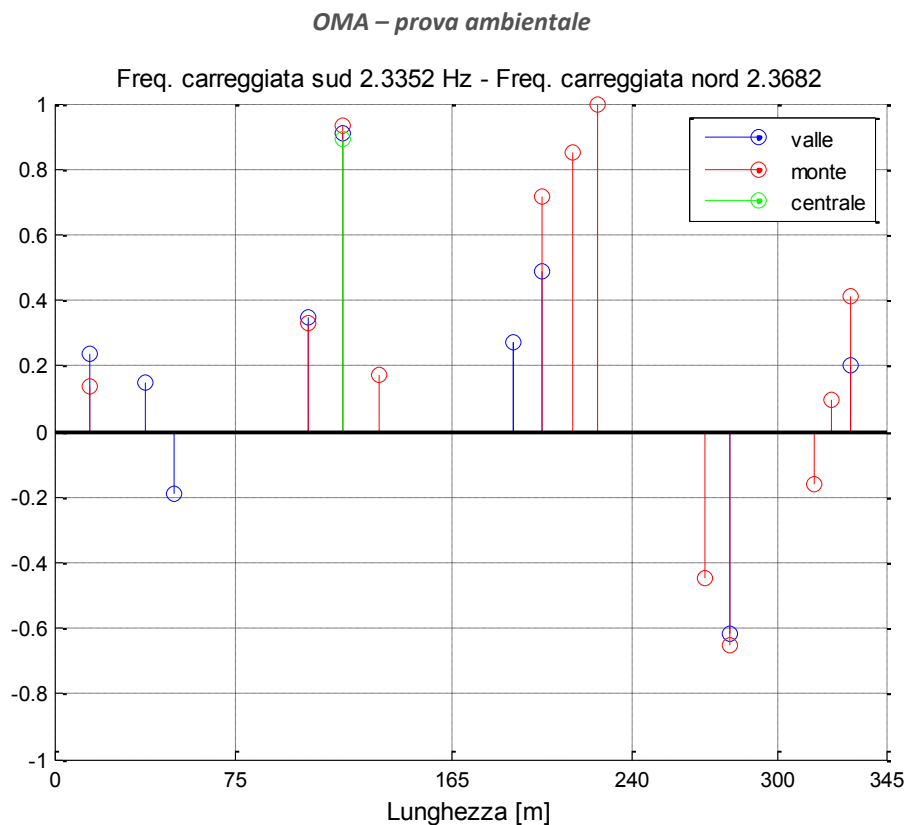


Figura 4.59: rappresentazioni relative al quinto modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiate unite.

MODO 6

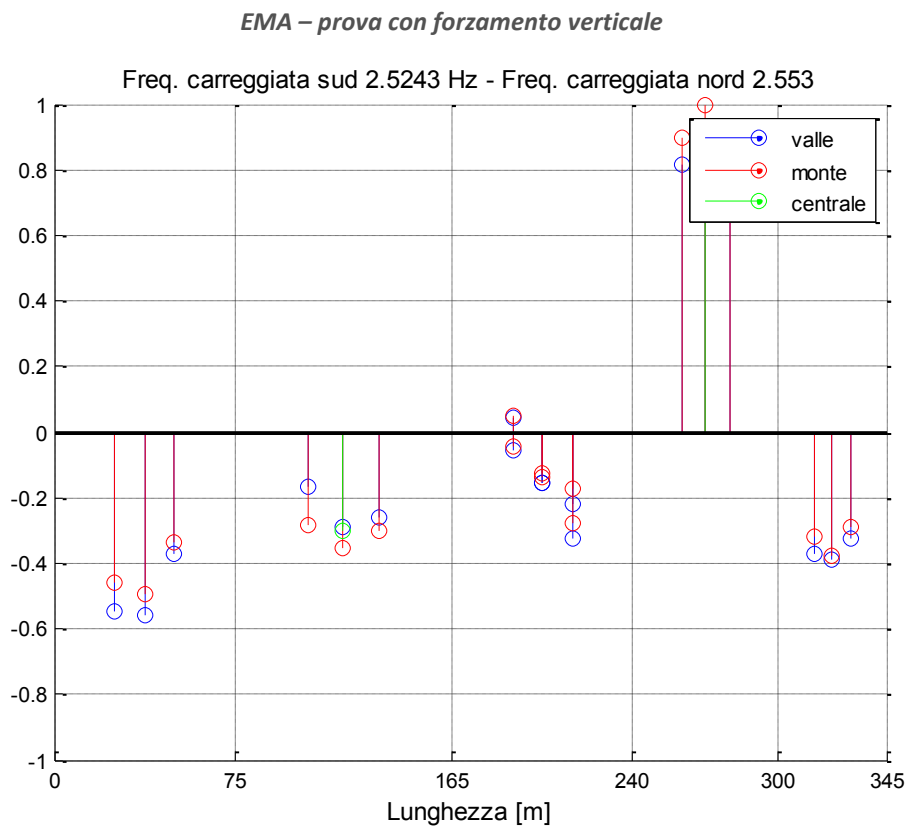
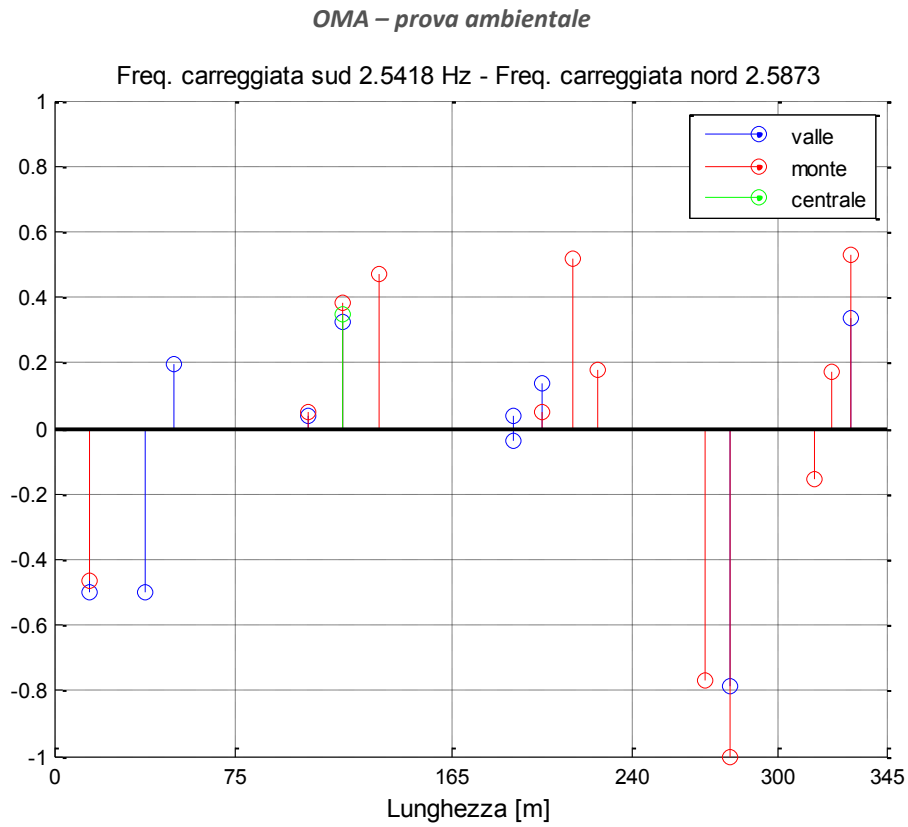


Figura 4.60: rappresentazioni relative al sesto modo di vibrare del ponte Oglio – carreggiate unite.

4.3.4.3. CONFRONTO DELLE FORME MODALI (MAC)

Come si è spiegato in precedenza, e come evidenziato al capitolo 1.4.2.2, una corretta unione dei dati consente a tutti gli effetti di **estendere la mesh di misura** delle prove, ottenendo quindi un set-up esteso a 5 campate. Conseguentemente a questo fatto ci si aspetta di andare a definire in modo migliore le forme modali associate ai modi identificati.

Quindi, rispetto alle analisi riferite alle singole carreggiate, ci si può aspettare di ottenere dei crossMAC che mostrano:

- Valori di correlazione, sulla diagonale, pari circa alla media dei valori di partenza. Questo fatto è spiegabile essenzialmente poiché l'unione di due dati diversi (dipendenti dalla mesh di misura, ma soprattutto dalla qualità dell'identificazione dei dati) generalmente porta ad un dato medio tra i due originari, o tutt'al più ad un peggioramento. A rigore la media dovrebbe essere ponderata dall'estensione di ogni mesh di partenza;
- Valori di correlazione, fuori diagonale, più bassi. Infatti una mesh di misura più estesa consente di distinguere meglio due forme diverse.

Per verificare la veridicità di queste affermazioni si è calcolato il MAC mostrato in Tabella 4.28, relativo al confronto tra i risultati dell'approccio OMA con quelli dell'EMA.

Tabella 4.28: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi OMA e EMA²².

MODI		FORZATO					
		1	2	3	4	5	6
AMBIENTALE	1	89,86	2,26	27,96	6,07	1,42	2,03
	2	5,93	56,70	9,06	6,41	7,41	6,59
	3	17,16	5,29	90,08	65,93	26,67	1,62
	4	2,91	4,36	66,09	64,59	37,82	8,41
	5	1,13	8,63	27,21	41,01	72,75	45,57
	6	3,09	6,72	1,03	10,17	58,72	83,24

Osservando la matrice di Tabella 4.28 si nota che effettivamente i valori fuori diagonale si riducono notevolmente, e gli elementi sulla diagonale assumono valori intermedi tra quelli delle matrici relative alle singole carreggiate. In definitiva ciò indica che i risultati sono di buona qualità.

Restano da indagare quei valori fuori diagonale che, nonostante l'incremento delle dimensioni della mesh di misura, assumono sempre valori elevati (specialmente le correlazioni tra i modi 3-4 e 5-6).

²² La matrice è stata calcolata effettuando il confronto tra 20 costanti modali per ogni modo, 10 da Sud e 10 da Nord.

Si calcolano quindi, per verificare che questi modi sono effettivamente simili, gli autoMAC tra i risultati dei diversi approcci, riportati in Tabella 4.29.

Osservando i risultati degli autoMAC si osserva che i modi 3-4, 4-5 e 5-6, almeno per questa mesh di misura, sono effettivamente simili.

Tabella 4.29: matrice di autoMAC (valori in %) tra le forme modali identificate; a) OMA-OMA²³; b) EMA-EMA²⁴.

MODI		AMBIENTALE					
		1	2	3	4	5	6
AMBIENTALE	1	100,00	0,88	1,04	5,98	20,01	5,98
	2	0,88	100,00	2,45	3,34	5,48	10,22
	3	1,04	2,45	100,00	76,69	29,16	1,92
	4	5,98	3,34	76,69	100,00	59,73	7,54
	5	20,01	5,48	29,16	59,73	100,00	43,48
	6	5,98	10,22	1,92	7,54	43,48	100,00

a)

MODI		FORZATO					
		1	2	3	4	5	6
FORZATO	1	100,00	14,91	0,94	3,66	4,42	1,28
	2	14,91	100,00	2,59	3,30	1,18	1,50
	3	0,94	2,59	100,00	62,64	48,80	21,36
	4	3,66	3,30	62,64	100,00	55,47	18,87
	5	4,42	1,18	48,80	55,47	100,00	74,46
	6	1,28	1,50	21,36	18,87	74,46	100,00

b)

4.4. CONFRONTO SPERIMENTALE – MODELLO

In questo capitolo si affronta il confronto tra i dati ottenuti attraverso l'analisi numerica del modello a elementi finiti del ponte e i dati ottenuti dalle analisi sperimentali.

In particolare, per le **singole carreggiate**, si è eseguito un confronto tra le frequenze dei modi in termini di differenze percentuali e un confronto tra le forme modali in termini di MAC. Nell'**unione delle carreggiate** si sono riportati solo i MAC, in quanto le frequenze sono le medesime delle carreggiate separate.

²³ La matrice è stata calcolata effettuando il confronto tra le 23 costanti modali per ogni modo, 13 da Sud e 10 da Nord.

²⁴ La matrice è stata calcolata effettuando il confronto tra le 38 costanti modali per ogni modo, 19 da Sud e 19 da Nord.

L'analisi numerica effettuata sul modello FEM ha condotto all'identificazione dei primi 16 modi di vibrare del ponte, tuttavia, è emerso che solo 6 di essi mostrano un'evidenza sperimentale. In Tabella 4.30, si riporta l'elenco completo dei primi 16 modi ottenuti col modello FEM: in azzurro sono evidenziati quelli per cui si ha una corrispondenza con quelli ottenuti sperimentalmente.

Tabella 4.30: frequenze dei modi di vibrare ricavati dal FEM di riferimento per il ponte Oglio. In azzurro le frequenze che trovano riscontro anche nelle analisi sperimentali.

MODI	FREQUENZA [Hz]
1	1,31
2	1,62
3	1,70
4	1,73
5	1,76
6	1,80
7	1,87
8	1,95
9	2,05
10	2,12
11	2,18
12	2,35
13	2,59
14	2,64
15	2,66
16	2,88

4.4.1. RAPPRESENTAZIONE DELLE FORME MODALI

In questo paragrafo sono riportate le deformate modali previste dal modello ad elementi finiti del ponte, sia per le singole carreggiate che per l'unione delle due, per i modi che trovano riscontro nei risultati dell'analisi sperimentali.

Si riportano:

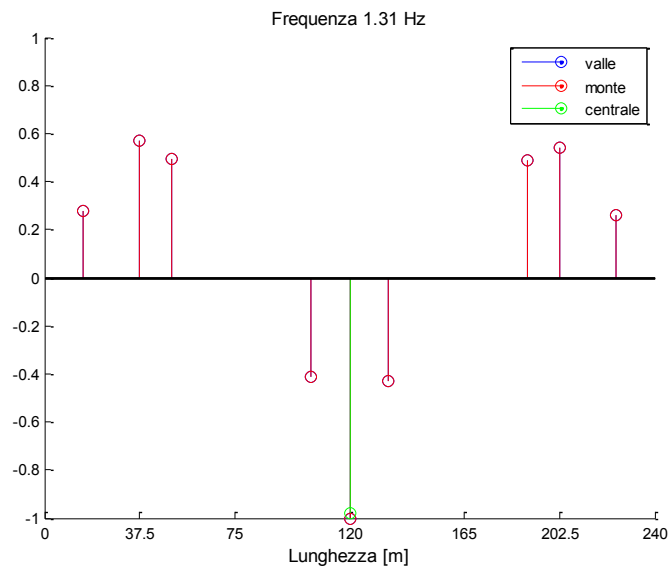
- Per le singole carreggiate le rappresentazioni 2D (vista laterale)²⁵;
- Per l'unione delle carreggiate le rappresentazioni 2D (vista laterale)²⁶ e le viste 3D²⁷.

²⁵ Le viste 2D sono definite in modo da mostrare le stesse campate con cui sono stati rappresentati i risultati dell'analisi sperimentale, così che sia possibile un confronto immediato tra le forme modali.

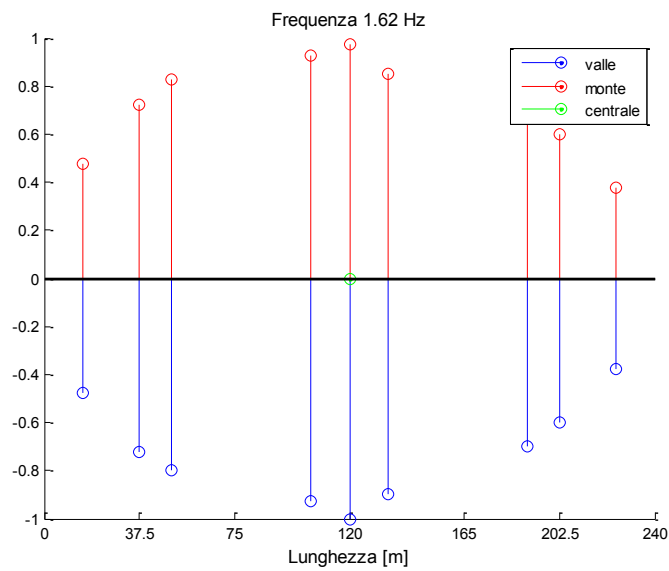
²⁶ Come 25.

²⁷ Le viste 3D mostrano una schematizzazione del ponte, limitatamente alle stesse campate (5) con cui sono stati rappresentati i risultati dell'analisi sperimentale.

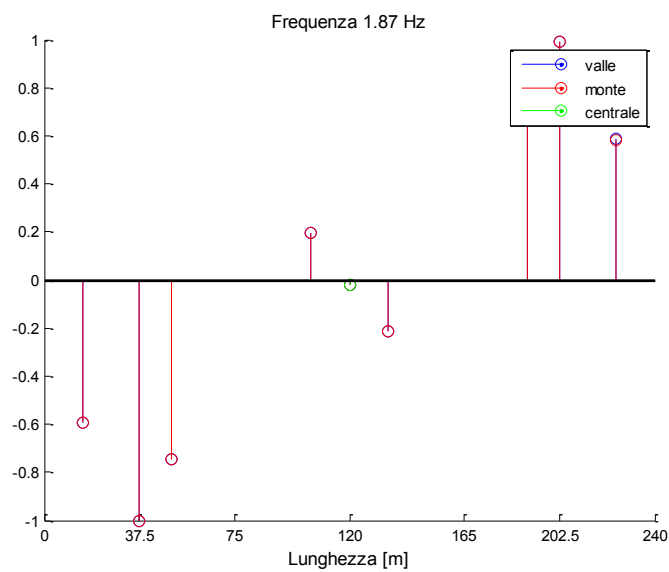
4.4.1.1. CARREGGIATA SUD



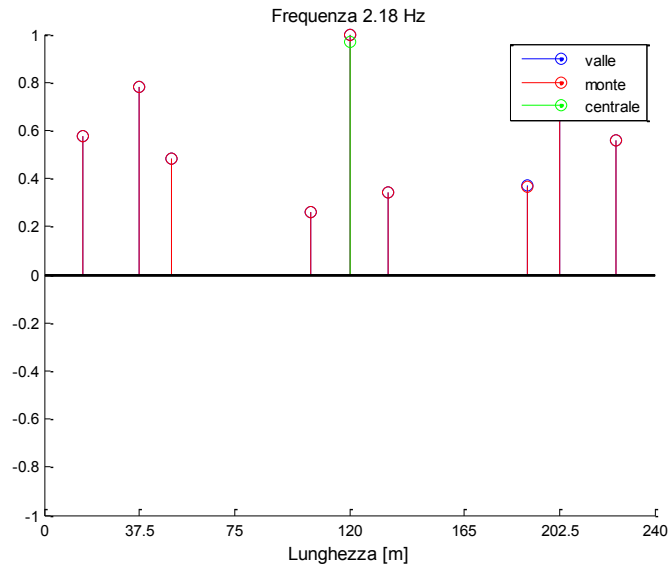
modo 1



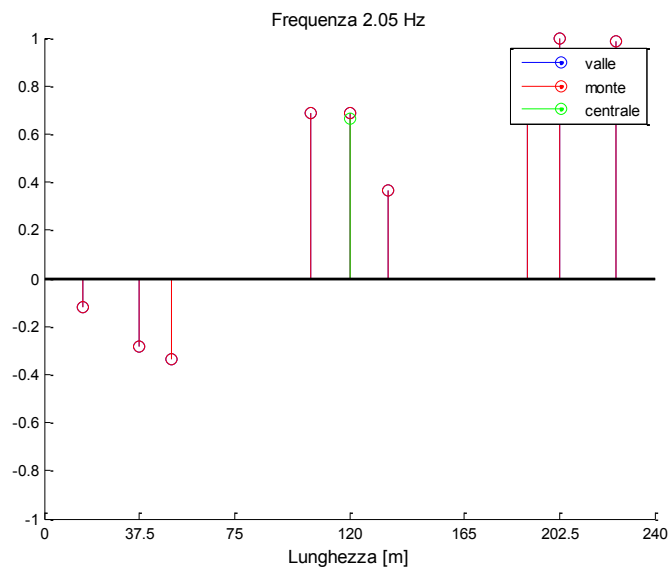
modo 2



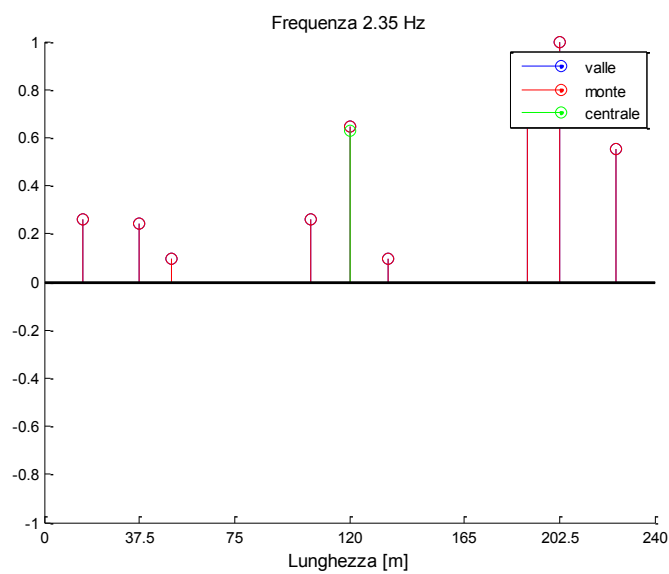
modo 3



modo 4



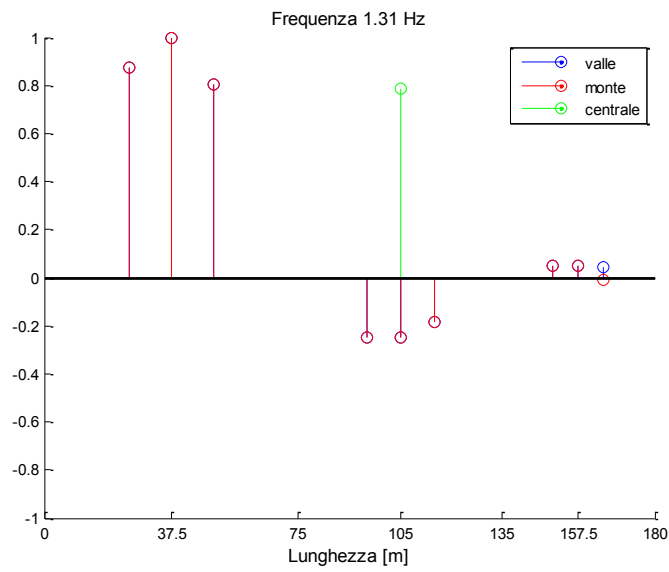
modo 5



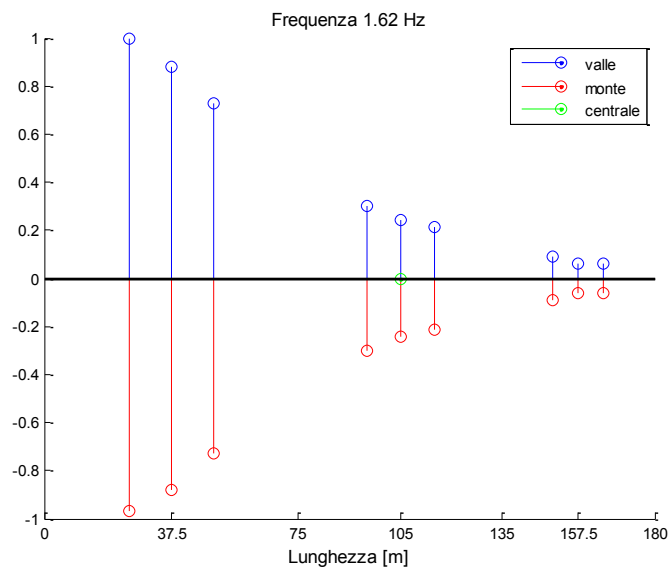
modo 6

Figura 4.61: rappresentazioni dei modi di vibrare del ponte Oglio – carreggiata Sud, da analisi numerica (FEM).

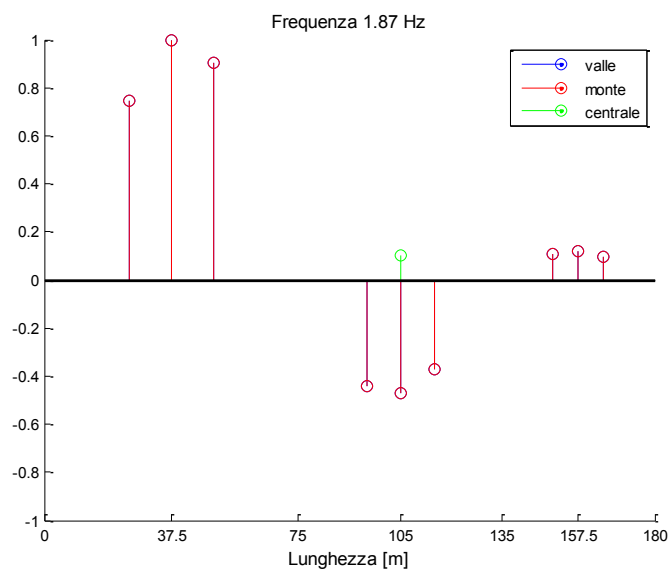
4.4.1.2. CARREGGIATA NORD



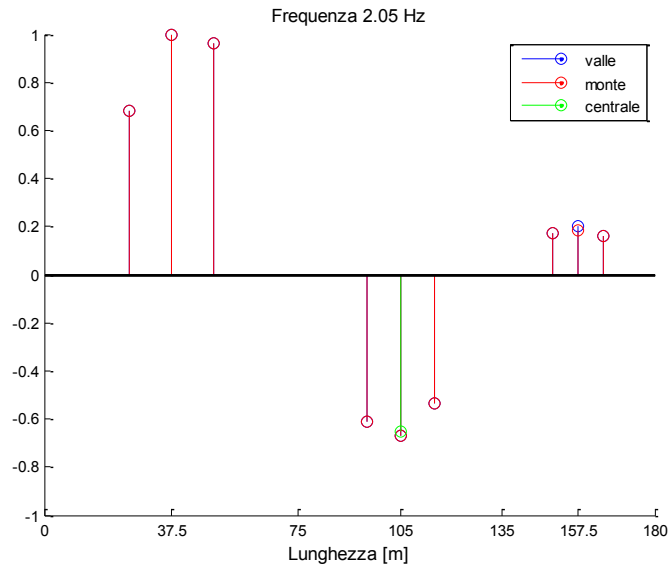
modo 1



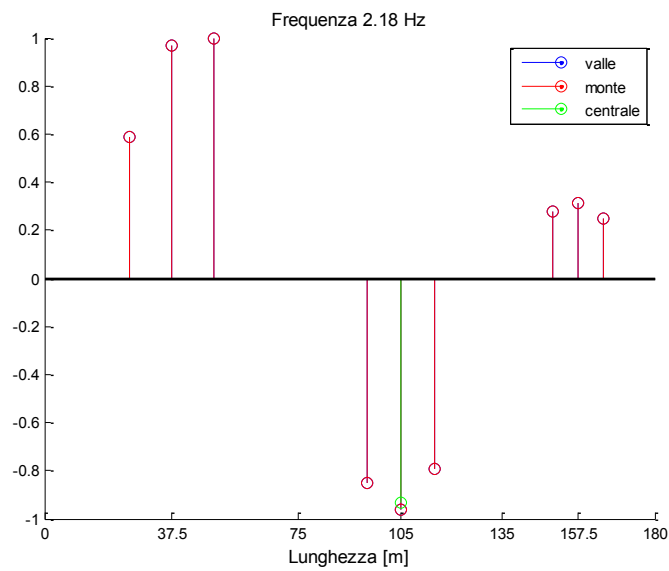
modo 2



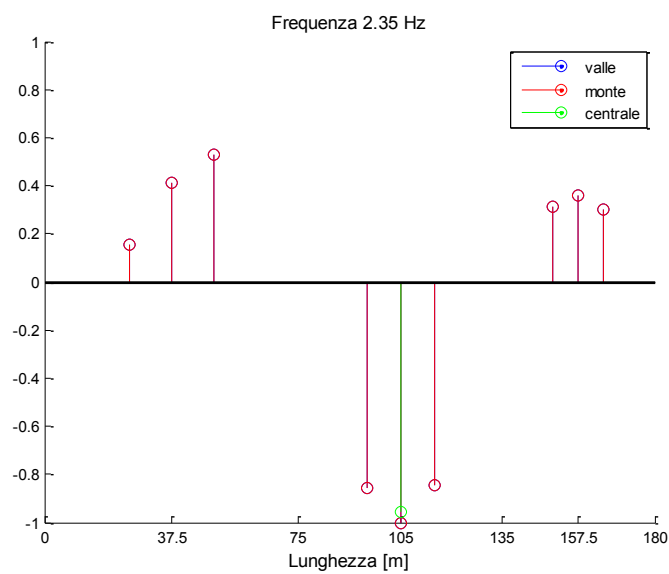
modo 3



modo 4



modo 5

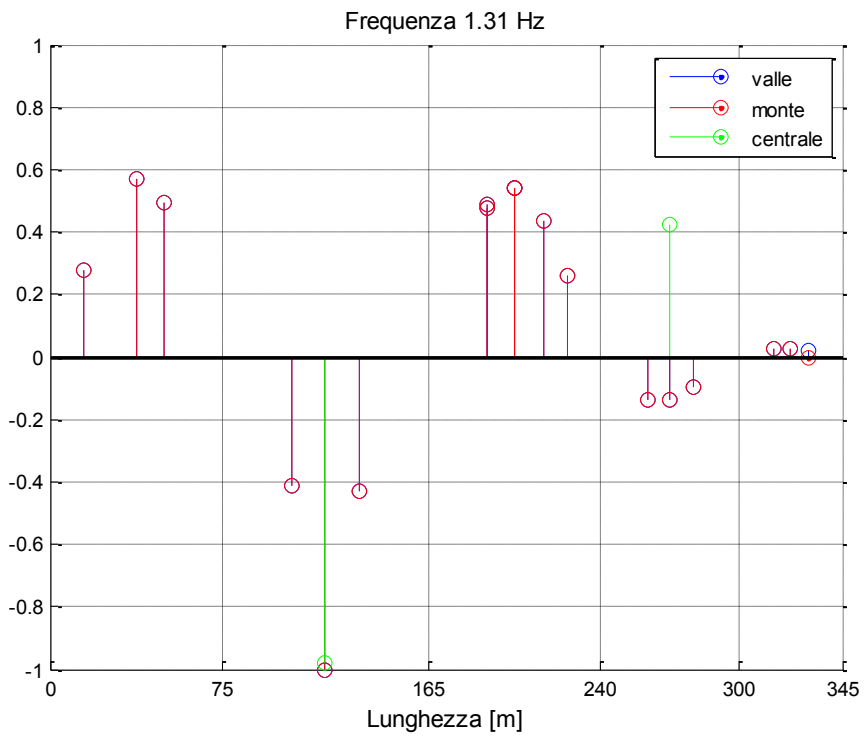


modo 6

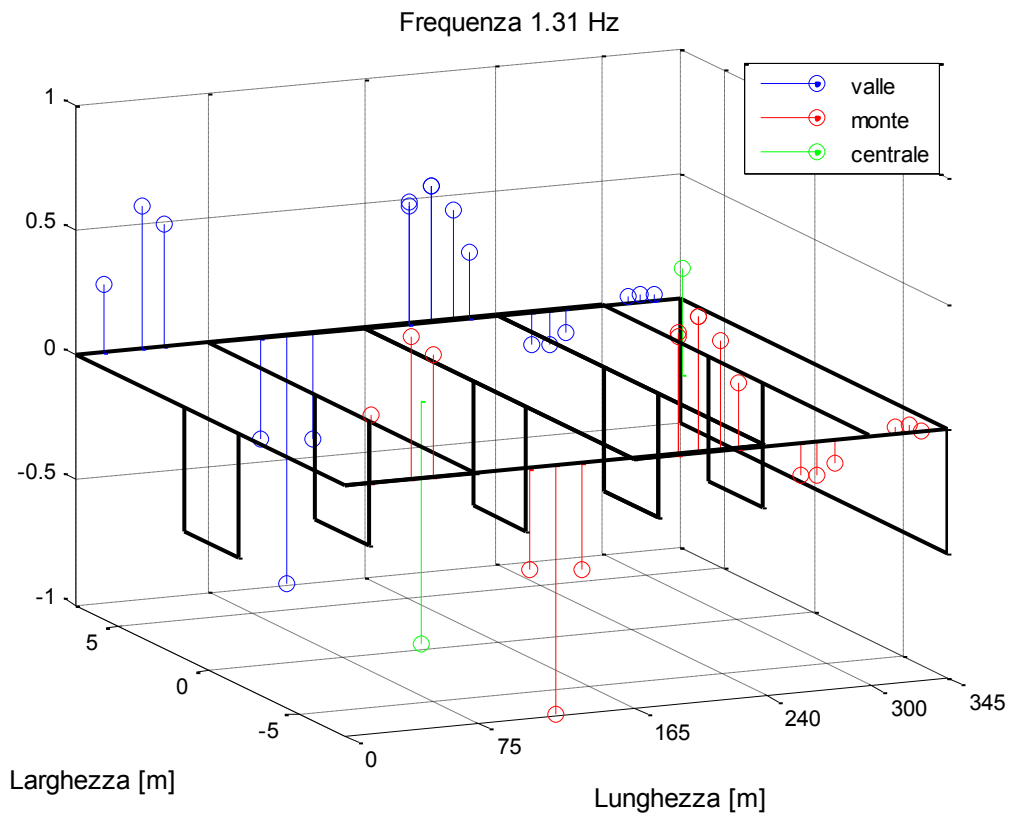
Figura 4.62: rappresentazioni dei modi di vibrare del ponte Oglio – carreggiata Nord, da analisi numerica (FEM).

4.4.1.3. CARREGGIATE UNITE

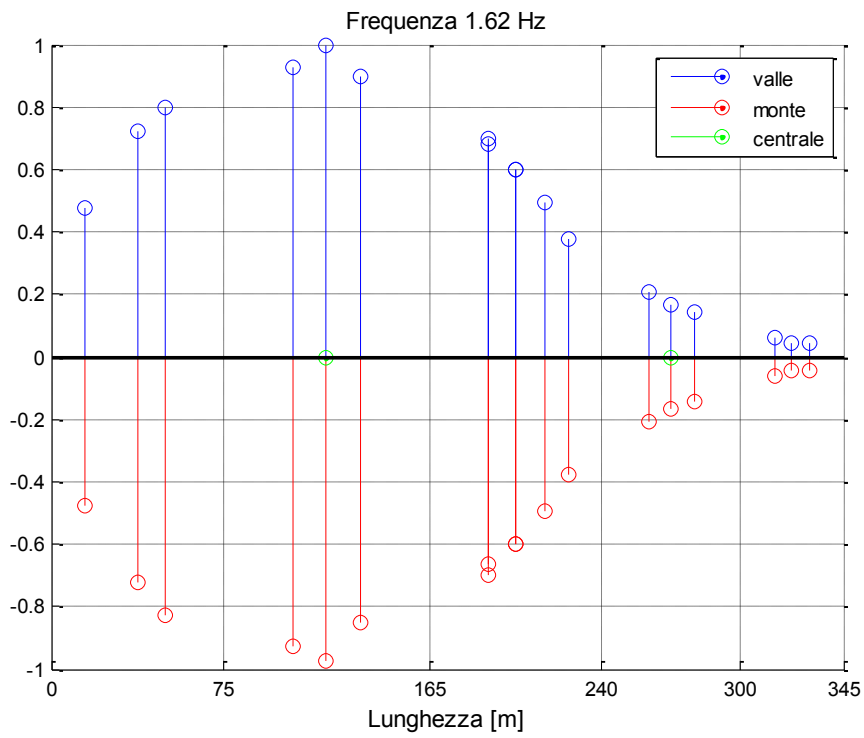
MODO 1 – vista 2D



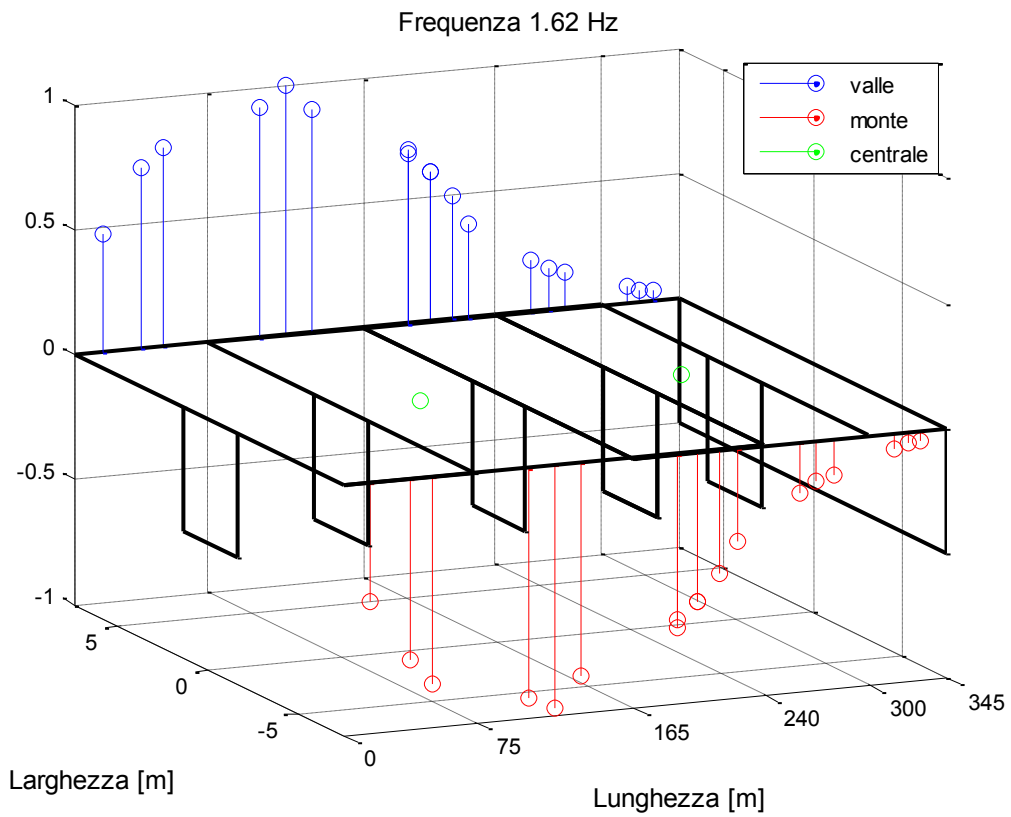
MODO 1 – vista 3D



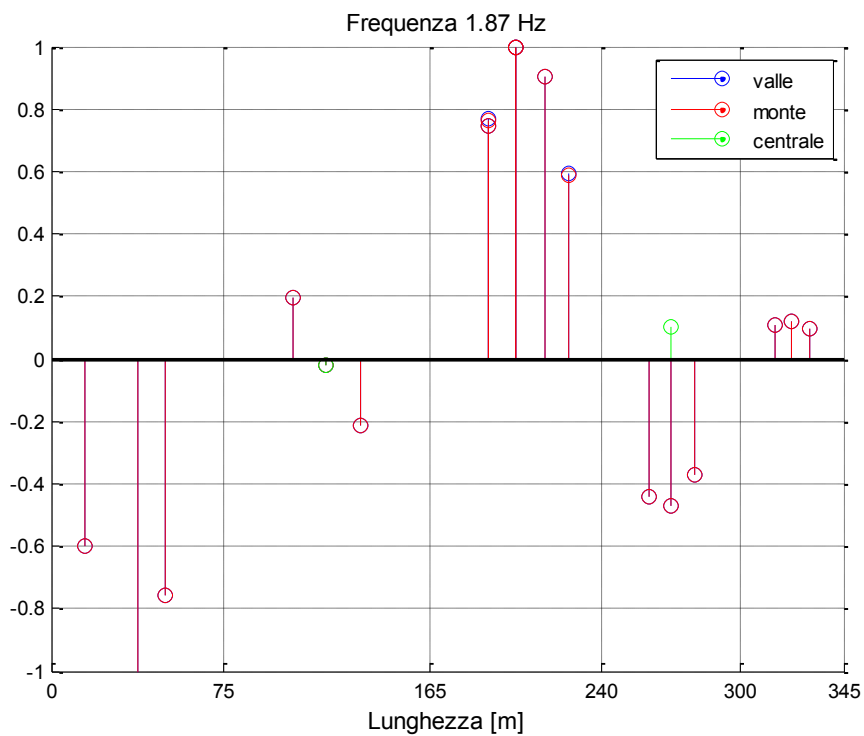
MODO 2 – vista 2D



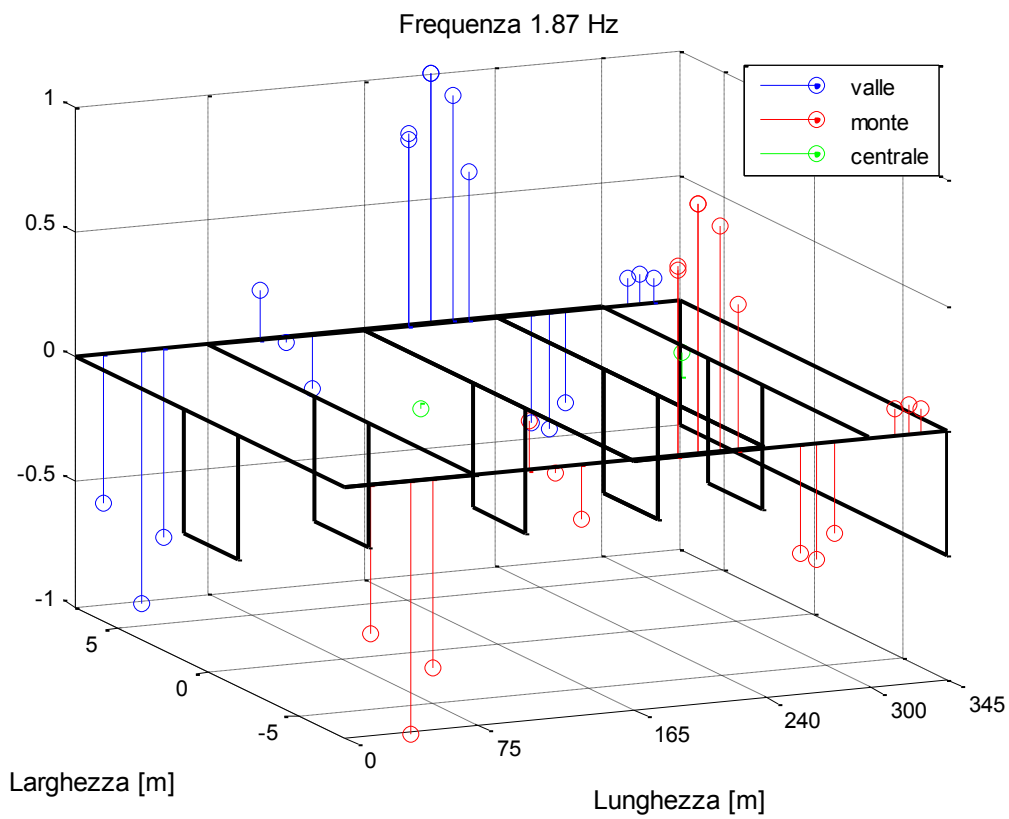
MODO 2 – vista 3D



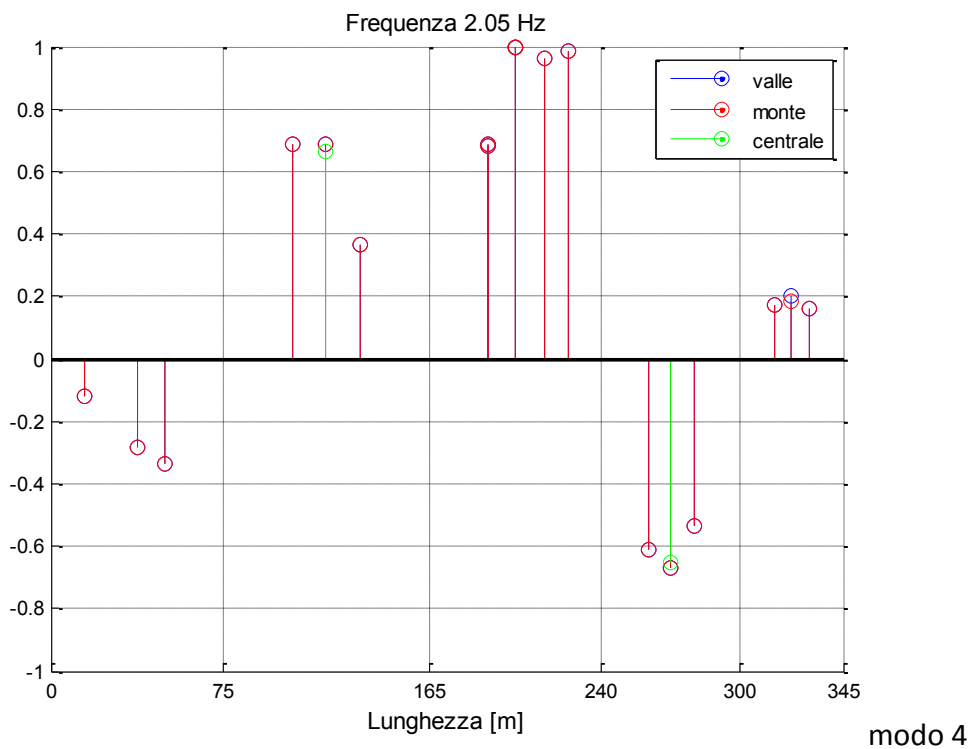
MODO 3 – vista 2D



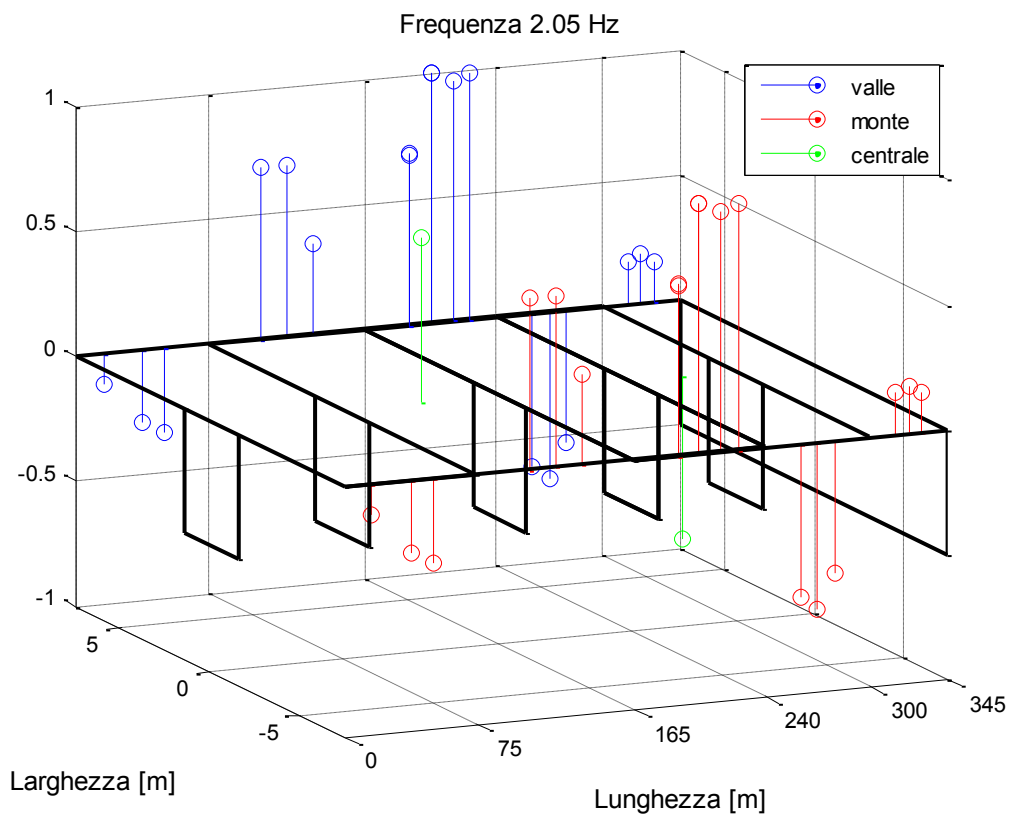
MODO 3 – vista 3D



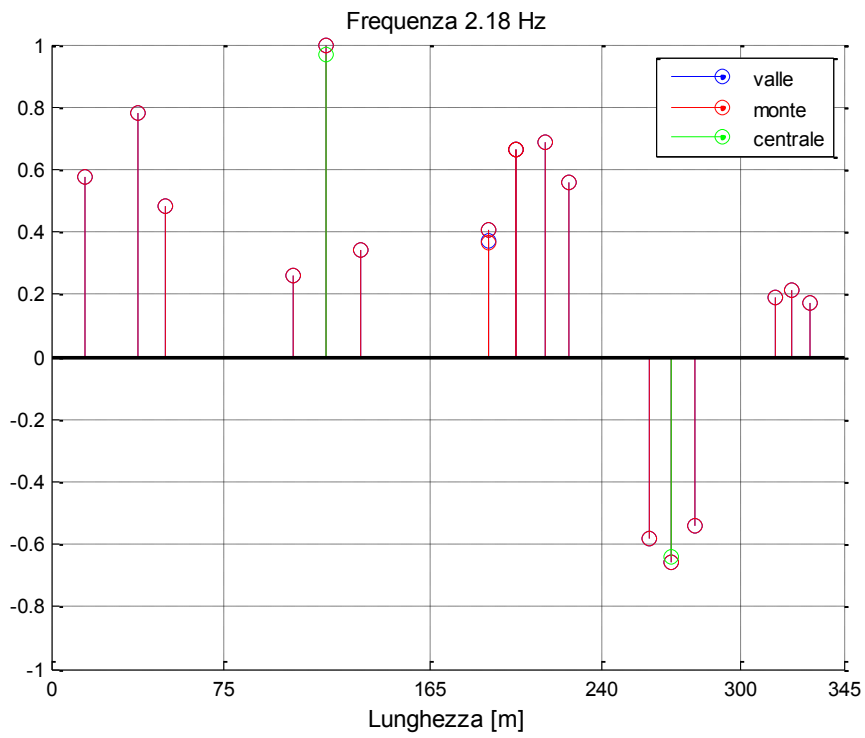
MODO 4 – vista 2D



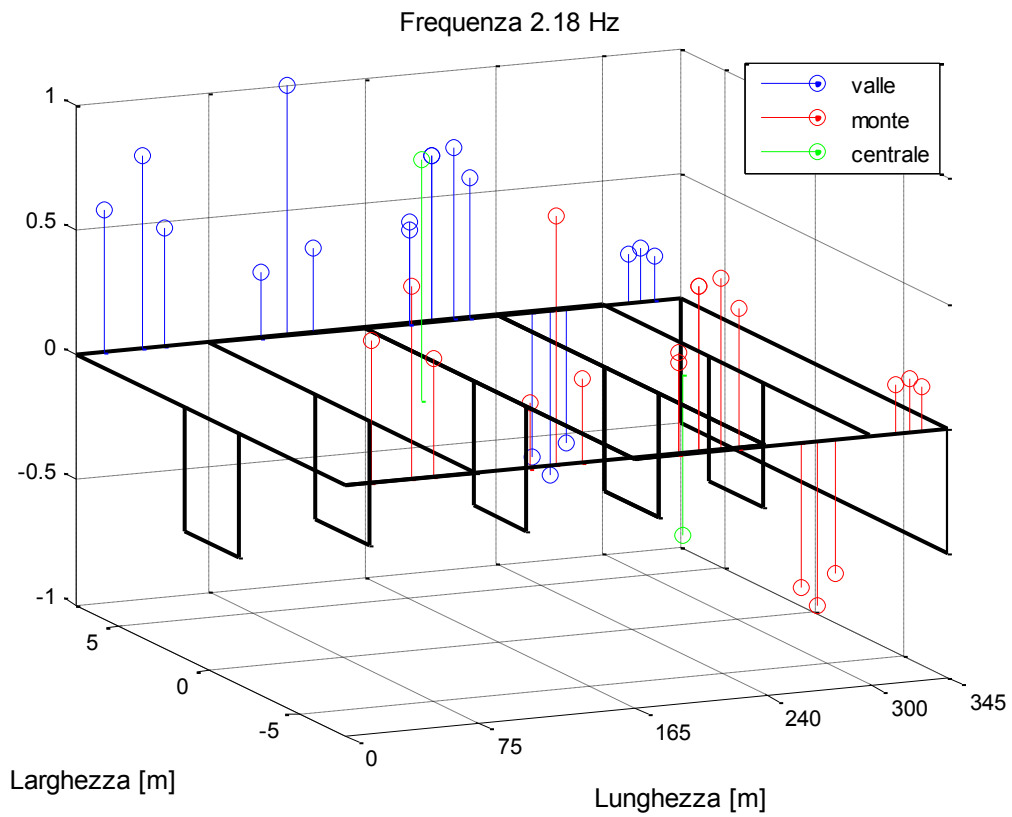
MODO 4 – vista 3D



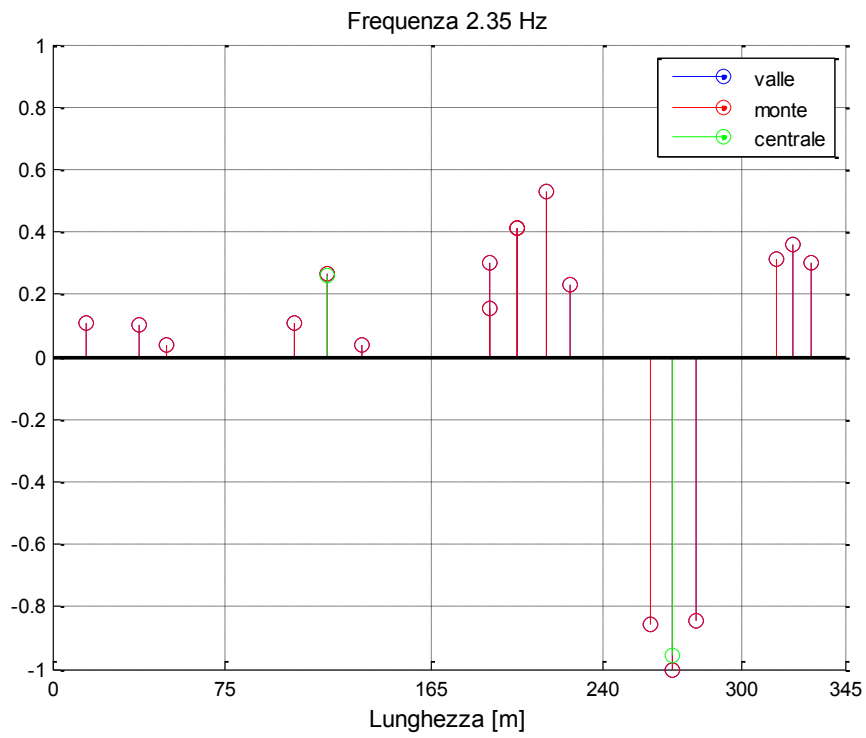
MODO 5 – vista 2D



MODO 5 – vista 3D



MODO 6 – vista 2D



MODO 6 – vista 3D

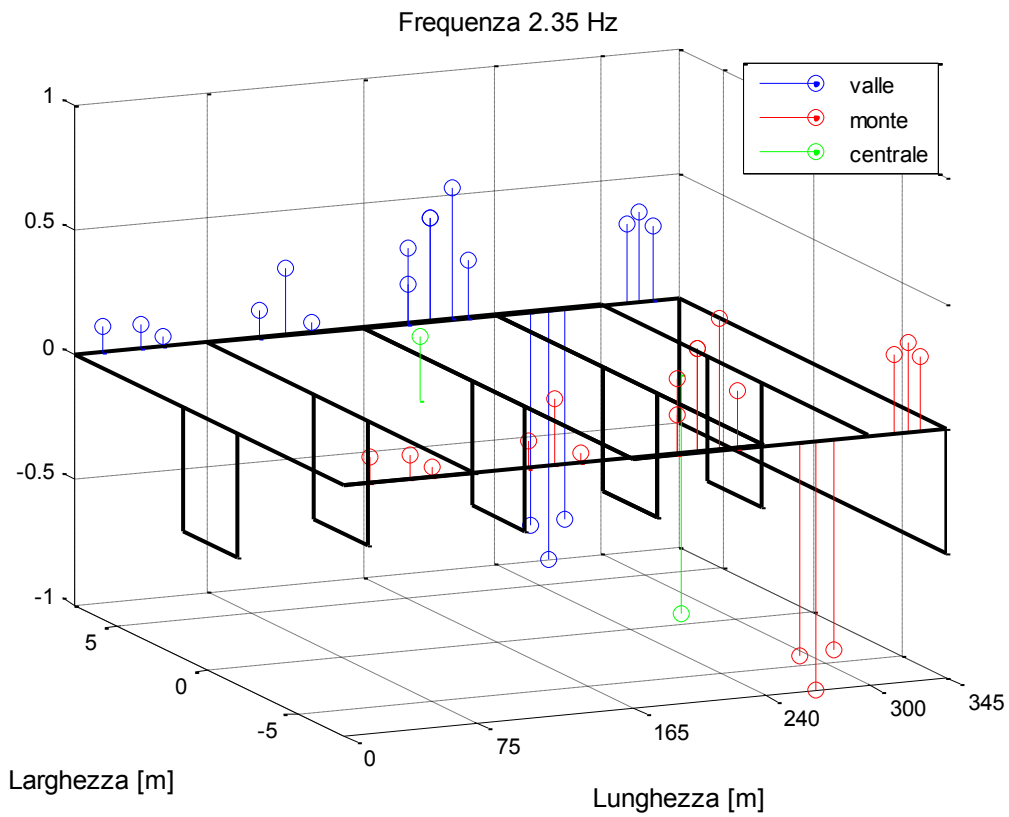


Figura 4.63: rappresentazioni dei modi di vibrare del ponte Oglio – carreggiate unite, da analisi numerica (FEM).

4.4.2. CONFRONTO DEI RISULTATI

4.4.2.1. CARREGGIATA SUD

Si introduce il confronto dei risultati analizzando le differenze percentuali tra le frequenze dei modi ricavati con il modello numerico e con le analisi sperimentali, mostrate in Tabella 4.31.

Tabella 4.31: confronto frequenze OMA-FEM e EMA-FEM ponte Oglio carreggiata Sud.

MODI	$\Delta\%$ OMA-FEM	$\Delta\%$ EMA-FEM
1	5,6%	5,0%
2	0,8%	2,6%
3	4,2%	3,8%
4	2,0%	1,8%
5	6,6%	5,9%
6	7,5%	6,9%

Le differenze rilevate sono ridotte e non superano mai il 10% (per la prova OMA la massima differenza è 7,5% [modo 6], per la prova EMA la massima differenza è 6,9% [modo 6]), quindi in termini di frequenze il modello sembra rispondere adeguatamente ai dati sperimentali.

Per quanto riguarda il confronto tra le forme modali, mostrate ai paragrafi 4.3.2.4 e 4.4.1.1, si riportano in Tabella 4.32, il MAC eseguito tra EMA e FEM, in Tabella 4.33 il MAC eseguito tra EMA e FEM.

Tabella 4.32: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi OMA e FEM²⁸.

MODI		FEM					
		1	2	3	4	5	6
AMBIENTALE	1	98,96	3,39	0,05	25,47	23,89	9,85
	2	1,55	88,35	0,98	1,07	0,89	1,14
	3	0,03	6,81	96,28	27,35	2,40	10,09
	4	10,45	7,33	86,39	59,61	4,51	32,61
	5	48,28	1,93	14,62	82,11	68,55	76,85
	6	28,41	0,41	10,58	24,13	81,95	41,40

Alla luce di quanto osservato nel confronto tra i diversi approcci all'analisi sperimentale, cioè che tra EMA e OMA si osserva un buon livello di compatibilità, si nota che le due matrici di crossMAC calcolate sono piuttosto simili tra loro.

In entrambi i confronti i primi tre modi risultano simili (correlazione oltre l'80%, fino a 99%!) e ben

²⁸ La matrice è stata calcolata effettuando il confronto tra 10 costanti modali per ogni modo.

distinti (i valori fuori diagonale sono molto bassi – inferiori al 7%). Per i restanti tre modi invece, i valori sulla diagonale sono più bassi, mentre risultano particolarmente elevate le correlazioni tra i modi 3-4, 4-5 e 5-6. Nell'ultimo caso si osserva addirittura che le correlazioni fuori diagonale (5-6 e 6-5) superano quelle della diagonale (5-5 e 6-6).

Tabella 4.33: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi FEM e EMA²⁹.

MODI		FORZATO					
		1	2	3	4	5	6
FEM	1	92,95	15,42	5,52	5,39	13,45	5,32
	2	0,06	82,70	0,05	0,06	0,01	0,03
	3	0,05	0,24	87,33	83,21	10,77	12,43
	4	12,26	0,77	33,92	68,29	82,69	19,09
	5	3,03	0,20	3,06	5,46	69,57	83,06
	6	0,01	0,35	20,04	38,14	76,19	37,11

Si osserva quindi che per i modi a frequenze maggiori, aumenta la difficoltà del modello nel descrivere il comportamento reale della struttura. In questo caso si può affermare che i risultati del modello rispondono correttamente fino al quinto modo, mentre non si può dire altrettanto per il sesto. Quanto osservato potrebbe indurre a pensare che i modi 5 e 6, per quanto concerne le sole forme modali estratte dall'analisi numerica, siano invertiti tra loro.

4.4.2.2. CARREGGIATA NORD

Si introduce il confronto dei risultati analizzando le differenze percentuali tra le frequenze dei modi ricavati con il modello numerico e con le analisi sperimentali, mostrate in Tabella 4.34.

Tabella 4.34: confronto frequenze OMA-FEM e EMA-FEM ponte Oglio carreggiata Nord.

MODI	$\Delta\%$ OMA-FEM	$\Delta\%$ EMA-FEM
1	7,3%	6,8%
2	5,7%	4,6%
3	5,8%	5,1%
4	4,9%	3,5%
5	7,9%	7,2%
6	9,2%	8,0%

Le differenze rilevate sono abbastanza ridotte e non superano mai il 10%. Si nota comunque che il risultato della prova OMA è generalmente peggiore di quello per la prova EMA, un'evenienza che non risulta inaspettata, considerato che la prova ambientale sulla carreggiata Nord, come

²⁹ La matrice è stata calcolata effettuando il confronto tra 15 costanti modali per ogni modo.

evidenziato più volte, ha prodotto risultati poco affidabili.

In definitiva si può comunque dire che, in termini di frequenze, il modello sembra rispondere adeguatamente ai dati sperimentali.

Per quanto riguarda il confronto tra le forme modali, mostrate ai paragrafi 4.3.3.4 e 4.4.1.2, si riportano in Tabella 4.35, il MAC eseguito tra EMA e FEM, in Tabella 4.36 il MAC eseguito tra EMA e FEM.

Tabella 4.35: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi OMA e FEM³⁰.

MODI		FEM					
		1	2	3	4	5	6
AMBIENTALE	1	89,84	14,05	87,82	79,77	64,26	29,48
	2	28,47	38,54	36,95	42,80	47,81	48,79
	3	91,30	13,35	99,29	98,15	89,37	56,48
	4	54,58	5,16	64,40	65,92	62,30	43,69
	5	44,71	0,80	61,63	69,22	73,22	64,13
	6	14,40	0,08	32,80	46,83	63,49	83,60

Tabella 4.36: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi FEM e EMA³¹.

MODI		FORZATO					
		1	2	3	4	5	6
FEM	1	79,31	5,63	66,03	46,32	27,47	6,37
	2	0,17	56,28	0,16	12,30	0,04	0,04
	3	92,39	16,59	92,69	69,14	60,16	27,86
	4	86,14	25,71	98,37	77,45	82,39	51,09
	5	71,09	31,32	91,14	75,44	92,97	69,19
	6	36,47	35,98	62,22	58,86	94,15	92,92

Alla luce di quanto osservato nel confronto tra i diversi approcci all'analisi sperimentale, cioè che tra EMA e OMA si osserva un buon livello di compatibilità, si nota che le due matrici di crossMAC calcolate sono piuttosto simili tra loro.

In entrambi i confronti si nota come tutti i modi, a parte il secondo, mostrino correlazioni elevate sia lungo la diagonale (con valori da 65% fino a 99%), sia fuori dalla diagonale (con valori fino al 98%). Questo risultato è conforme con quanto già osservato nel confronto tra i diversi approcci di

³⁰ La matrice è stata calcolata effettuando il confronto tra 10 costanti modali per ogni modo.

³¹ La matrice è stata calcolata effettuando il confronto tra 19 costanti modali per ogni modo.

analisi sperimentale, ovvero che tutti i modi tendono ad estinguersi sulla spalla del viadotto, fattore che produce molte similitudini locali nella forma dei diversi modi. Si può notare inoltre che risultano particolarmente elevate le correlazioni tra i modi 1-3, 3-4, 4-5, 5-6.

In definitiva, per questo caso, si può affermare che i risultati del modello rispondono correttamente a quelli sperimentali per tutti i modi tranne il secondo.

4.4.2.3. CARREGGIATE UNITE

Come si è già osservato, il modello del viadotto Oglio è lo stesso per entrambi i ponti che costituiscono le carreggiate. Nei due paragrafi precedenti si è osservato come le frequenze di risonanza estratte dall'analisi numerica siano confrontabili con quelle ricavate dall'analisi sperimentale.

A questo punto restano da confrontare solo le deformate modali delle 5 campate studiate, mostrate ai paragrafi 4.3.4.2 e 4.4.1.3.

In Tabella 4.37 è riportato il MAC eseguito tra EMA e FEM, in Tabella 4.38 il MAC eseguito tra EMA e FEM.

Tabella 4.37: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali unite identificate in analisi OMA e FEM³².

MODI		FEM					
		1	2	3	4	5	6
AMBIENTALE	1	95,19	0,00	17,89	0,99	0,99	0,71
	2	4,43	67,24	8,35	8,19	7,18	7,64
	3	19,22	8,40	96,24	57,71	20,23	30,94
	4	3,29	5,40	72,06	61,42	27,78	38,41
	5	1,23	1,19	33,35	75,37	70,74	69,93
	6	3,38	0,17	0,62	32,79	72,19	58,42

Come osservato nei casi precedenti, ancora una volta le due matrici di crossMAC calcolate sono piuttosto simili tra loro. Si può notare in questo caso che i valori relativi al confronto OMA-FEM sono mediamente inferiori, se pur di poco, rispetto al confronto FEM-EMA. Ci si aspettava questo risultato, dato che l'unione tra le identificazioni di carreggiata Sud (molto buona) e carreggiata Nord (piuttosto scarsa) non è altro che la media tra le due.

In ogni caso si osserva sempre che i primi tre modi risultano simili (correlazione fino al 96%) e ben distinti (i valori fuori diagonale sono mediamente inferiori al 10%). Per i restanti tre modi invece, i

³² La matrice è stata calcolata effettuando il confronto tra 20 costanti modali per ogni modo, 10 da Sud e 10 da Nord.

valori sulla diagonale sono leggermente inferiori, e risultano analoghi a quelli fuori diagonale, specialmente per le correlazioni tra i modi 3-4, 4-5 e 5-6. Nell'ultimo caso, come si è visto in precedenza, le correlazioni fuori diagonale (5-6 e 6-5) superano quelle della diagonale (5-5 e 6-6).

Tabella 4.38: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali unite identificate in analisi FEM e EMA³³.

MODI		FORZATO					
		1	2	3	4	5	6
FEM	1	85,96	10,41	27,64	7,59	0,91	0,02
	2	0,02	71,85	0,01	2,15	0,02	0,03
	3	19,07	3,84	87,24	71,47	30,41	1,33
	4	6,95	3,41	66,45	68,24	81,50	34,31
	5	11,85	6,31	32,08	32,27	80,30	73,92
	6	8,86	9,51	42,83	44,89	84,77	64,93

In ultima analisi, al fine di validare le correlazioni 3-4, 4-5 e 5-6 si calcola l'autoMAC, relativo ai risultati dell'analisi numerica sul modello FEM, riportato in Tabella 4.39.

Visto che l'autoMAC mostra ancora valori elevati per le suddette correlazioni (in realtà anche per la correlazione 4-6), si può affermare con certezza che, almeno per questa mesh di punti di misura, i modi 3 e 4, e i modi 4,5 e 6, sono effettivamente molto simili tra loro.

Tabella 4.39: matrice di autoMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi FEM³⁴.

MODI		FEM					
		1	2	3	4	5	6
FEM	1	100,00	0,01	9,36	0,89	0,96	2,91
	2	0,01	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	3	9,36	0,00	100,00	66,17	13,12	29,54
	4	0,89	0,00	66,17	100,00	62,78	60,59
	5	0,96	0,00	13,12	62,78	100,00	61,59
	6	2,91	0,00	29,54	60,59	61,59	100,00

Unendo le carreggiate quindi, si può affermare che la rispondenza del modello alle analisi sperimentali, dal punto di vista delle frequenze di risonanza, nel complesso resta buona per tutti i

³³ La matrice è stata calcolata effettuando il confronto tra 34 costanti modali per ogni modo, 15 da Sud e 19 da Nord.

³⁴ La matrice è stata calcolata effettuando il confronto tra le 34 costanti modali per ogni modo, 15 da Sud e 19 da Nord.

modi, mentre, dal punto di vista delle forme modali, resta il problema relativo ai modi 5 e 6, i quali sembrano invertiti.

4.5. CONCLUSIONI

Questo caso di studio costituisce il proseguo e l'ampiamiento del lavoro avviato da Concetta Cosenza nel corso del suo elaborato di tesi [1].

All'interno di quest'ultimo è stato analizzato il ponte Oglio facendo riferimento alla sola prova ambientale, in particolare verificando come la scelta di alcuni parametri dell'analisi modale (numero di canali inclusi nelle elaborazioni, durata dell'acquisizione e scelta dei canali di riferimento per l'esecuzione dell'algoritmo PolyMAX, versione OMA) andava ad incidere sull'identificazione dei modi.

In tale elaborato si auspicava l'esecuzione di una prova con forzamento, nella speranza di riuscire a identificare anche quei modi, presenti nei risultati dell'analisi numerica sul modello FEM, che non erano stati riscontrati con l'ausilio della sola prova ambientale.

Per quanto riguarda la nostra elaborazione si è proceduto dapprima analizzando più in dettaglio i dati della **prova ambientale** pre-processandoli secondo le indicazioni definite nella guida all'analisi modali (capitolo 3.2.1). I canali utilizzati per le analisi sono risultati in numero considerevolmente minore rispetto a quelli utilizzati da Concetta Cosenza, ma caratterizzati da una qualità più elevata. In questo modo, già con la prova OMA, è stato possibile **identificare un modo in più** rispetto alle analisi condotte da Cosenza (il **quarto modo**), analisi effettuate senza un corretto pre-processing. A questo punto si sono analizzati i dati raccolti nel corso della **prova con forzamento**, in modo da verificare il grado di corrispondenza tra i due approcci sperimentali.

La prova con forzamento ha prodotto risultati compatibili con quelli ottenuti dalla prova ambientale, evidenziando che, sebbene i dati di quest'ultima siano stati attentamente pre-processati, essi risultino di qualità inferiore.

Prima di confrontare i risultati ottenuti sperimentalmente con quelli ottenuti dall'analisi numerica, si è deciso di **unire i dati relativi alle due carreggiate**, Sud e Nord, per verificare come un'operazione di questo tipo (estensione della mesh di misura) andasse a modificare il confronto dei risultati, in termini di forme modali (MAC), tra i due approcci sperimentali.

A valle dell'unione delle carreggiate, si è constatato che un incremento dei punti di una mesh di misura porta effettivamente ad una **maggiore definizione delle forme modali** associate ai singoli modi di vibrare. In termini di matrice di MAC, ciò ha portato ad una riduzione delle correlazioni fuori diagonale, mentre sulla diagonale si sono riscontrati valori simili a quelli osservati nel caso di carreggiate separate.

Nel caso della carreggiata Nord, testata in vicinanza della spalla del ponte, le analisi non permettevano di distinguere chiaramente le forme modali, mentre l'unione dei risultati ha consentito di risolvere questo problema.

Infine si è proceduto confrontando i risultati dei diversi approcci sperimentali, sia per le singole carreggiate che per le carreggiate unite, con i risultati dell'analisi numerica. Per i diversi approcci si è constatato che il **modello interpreta correttamente la realtà**, se pur con qualche defezione per i modi a frequenza più elevata. Infatti, anche se in termini di frequenze la concordanza tra i risultati sembra essere confermata, altrettanto non si può dire per le forme modali relative ai modi 5 e 6, che appaiono invertite.

Gli alti valori di correlazione evidenziati fuori diagonale, per i modi a frequenza più alta, sono stati confermati dal calcolo degli autoMAC.

In definitiva **il modello può ritenersi validato**, visto che le leggere variazioni con i dati sperimentali sono presenti solo per modi a frequenza più elevata, mentre i primi modi non mostrano significative differenze.

5. CASO DI STUDIO: MUZZA

Il viadotto Muzza è uno dei ponti appartenenti all'autostrada BreBeMi (Brescia - Bergamo - Milano) A35 ed è composto da due **ponti gemelli**, ognuno dei quali costituisce una carreggiata della nuova autostrada.

Una vista del ponte è mostrata in Figura 5.1.



Figura 5.1: vista del ponte Muzza completato.

Rispetto al caso studio del ponte sull'Oglio, dove si è posta attenzione all'analisi sperimentale e al confronto dei risultati con le previsioni dell'analisi numerica, per il ponte Muzza si commenta anche l'aspetto dell'aggiornamento del modello FEM che descrive la struttura, sulla base dei risultati riscontrati sperimentalmente.

5.1. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

L'attraversamento sul canale Muzza è realizzato tramite due ponti paralleli distinti ad **asse obliquo**.



Figura 5.2: vista laterale del ponte Muzza. Sono ben visibili sia la struttura metallica di sostegno, sia la soletta in calcestruzzo armato.

Ogni singolo ponte è costituito da un'**unica campata** con luce di 80 m e larghezza complessiva pari a 17,05 m includendo i 0,7 m per l'alloggiamento delle barriere di sicurezza.

La struttura del ponte, mostrata in Figura 5.2, è caratterizzata dall'**unione di due sistemi collaboranti**: una struttura di sostegno, costituita da travi metalliche opportunamente vincolate, e una soletta in calcestruzzo armato, posta al di sopra della precedente.

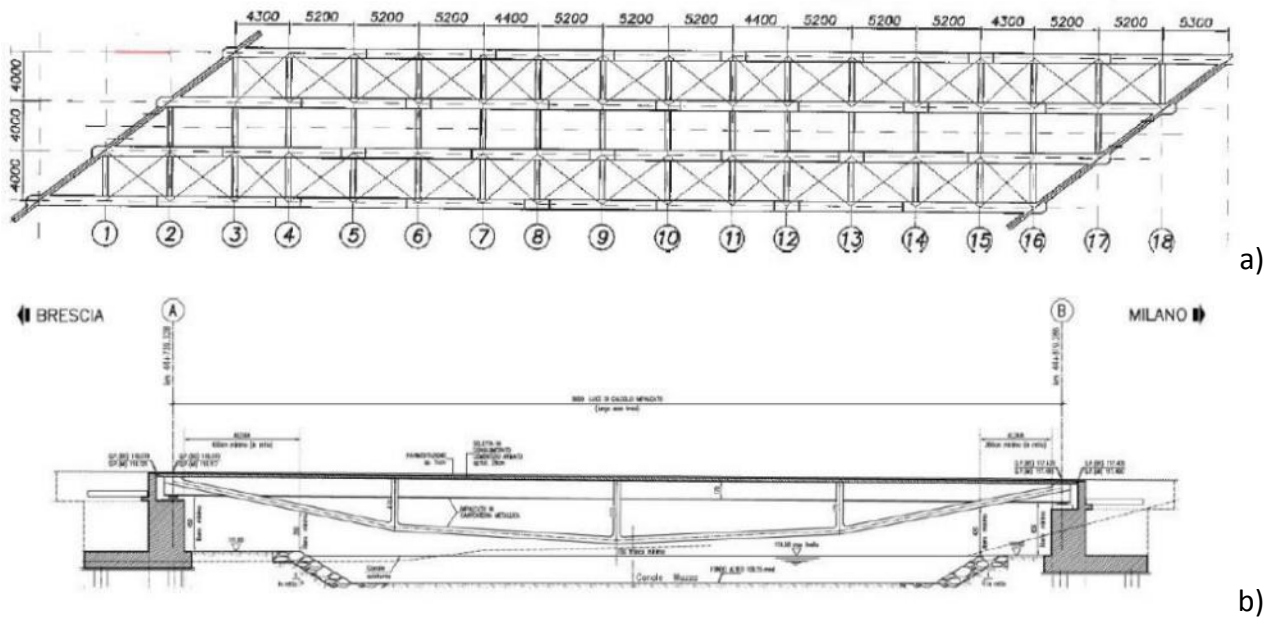


Figura 5.3: schema costruttivo del ponte Muzza; a) vista dall'alto; b) sezione longitudinale.



Figura 5.4: fase di varo delle strutture metalliche di supporto del ponte Muzza.

La soletta dell'impalcato è realizzata in **calcestruzzo armato**, ed è alta circa 28 cm. La struttura metallica di sostegno invece è costituita da 4 **travi IPE in acciaio** con un'altezza di 170 cm, poste ad una distanza di 4 m l'una dall'altra rispetto al loro asse longitudinale di simmetria.

Le travi e la soletta sono collegati a taglio tramite delle staffe, in modo da ottenere in fase di esercizio un comportamento unitario dei due sistemi. Tre montanti verticali per ogni trave provvedono al trasferimento del carico alla struttura metallica sottostante, mentre i vincoli laterali e torsionali sono realizzati tramite controventamenti lungo lo sviluppo del ponte.

Uno schema degli elementi che costituiscono il ponte è mostrato in Figura 5.3.

Le travi, insieme alla struttura metallica sottostante, sono state varate con l'ausilio di due gru derrick poste sulle due sponde del canale (come mostrato in Figura 5.4).

Tabella 5.1: caratteristiche meccaniche appoggi in gomma.

	Diameter (mm)	G_{rubber} (MPa)	Δ (mm)	K_h (kN/mm)	K_v (kN/mm)
Abutment(Milano)	500	1.4	150	3.52	2406
Abutment(Brescia)	500	1.4	150	3.52	2406

Il ponte è supportato alle due estremità da due spalle realizzate in cemento armato. In corrispondenza degli appoggi tra il deck e la spalla sono stati interposti dei **cuscinetti in gomma** con alte capacità di smorzamento, caratterizzati dalle proprietà riportate in Tabella 5.1.



Figura 5.5: Giunto di dilatazione in gomma armata tipo FIP GPE200 [14].

Il ponte è dotato inoltre di **giunti di dilatazione in gomma armata**, mostrati in Figura 5.5, che consentono spostamenti massimi in direzione longitudinale di 20 cm.

Il loro scopo è quello di consentire le deformazioni termiche e, in caso di sisma, di permettere alla struttura di oscillare senza recare danni all'impalcato. In fase di progettazione il contributo di tali giunti non è stato preso in considerazione ai fini del dimensionamento (dato che non sono elementi strutturali), tuttavia le evidenze sperimentali hanno mostrato che in condizioni di normale esercizio (regime di piccoli spostamenti), essi impediscono i movimenti in direzione trasversale, introducendo

quindi un fattore di rigidità non trascurabile.

5.2. MODELLO NUMERICO

Le proprietà dinamiche del viadotto Muzza sono state determinate grazie alla **modellazione ad elementi finiti** sviluppata con il software commerciale per l'analisi strutturale MidasGen 2012. La definizione e il successivo studio di tale modello sono state curate dallo studio di progettazione ECSD Srl.

5.2.1. MODELLAZIONE

Il modello implementato cerca di ricostruire, con elevata precisione, l'effettiva **geometria** longitudinale e trasversale del ponte, i **carichi** e le effettive **condizioni al contorno** che hanno caratterizzato la struttura durante le prove dinamiche, in modo da prevederne con il massimo grado di precisione i modi di vibrare.

Come già detto in precedenza, il viadotto Muzza è caratterizzato da due **carreggiate** indipendenti che, a differenza del Viadotto Oglio, risultano **perfettamente identiche** tra loro. Quindi esiste un solo modello che descrive entrambi i ponti.

Come evidenziato al paragrafo precedente il ponte Muzza è caratterizzato dall'**unione di due sistemi collaboranti**: una struttura metallica e una soletta in calcestruzzo armato (posizionata al di sopra della precedente).

Il fatto che la struttura sia costituita da due sistemi dalle proprietà molto diverse tra loro, unitamente alle particolari caratteristiche costruttive dell'opera, rende la **modellazione** molto **complicata**.

Le maggiori difficoltà riscontrate riguardano infatti:

- La scelta del tipo di modello per interpretare il comportamento strutturale;
- La modellizzazione della connessione tra i due sistemi collaboranti;
- La modellizzazione degli appoggi su isolatori in gomma;

Nel tentativo di riprodurre correttamente le proprietà geometriche e meccaniche dell'impalcato sono stati creati due modelli¹:

- Modello con un'unica tipologia di elementi finiti di tipo piastra (shell - mostrati in Figura 5.6a) all'interno della mesh;
- Modello con due tipologie di elementi finiti all'interno della stessa mesh, di tipo piastra e di tipo

¹ In questo specifico caso non è stato utilizzato un modello semplificato unifilare (trave equivalente), poiché la presenza di materiali diversi e di schemi strutturali complessi non consente di individuare dei parametri equivalenti significativi.

trave (beam – mostrati in Figura 5.6b), utilizzati per descrivere le diverse porzioni della struttura.

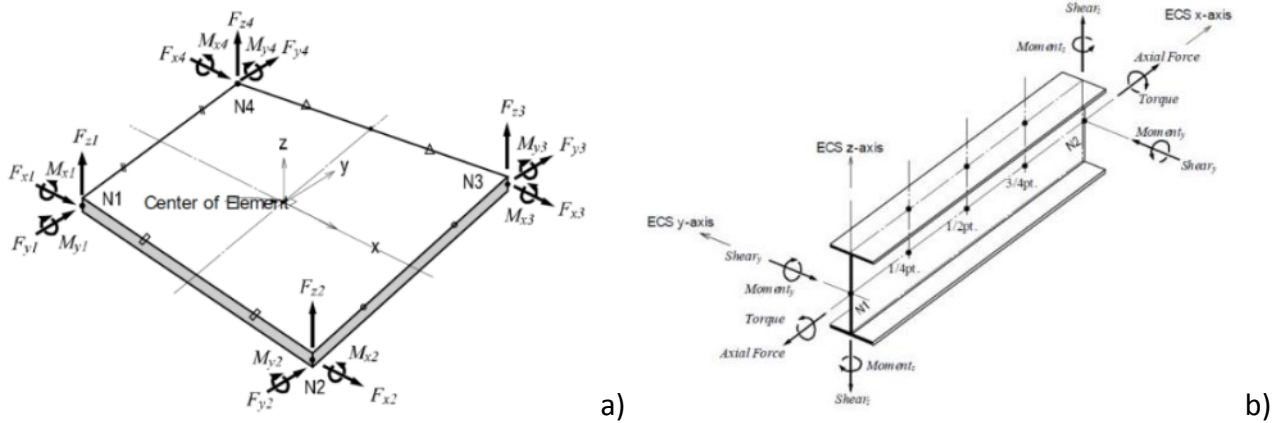


Figura 5.6: tipologie di elementi finiti utilizzati nei modelli; a) elementi shell del tipo piastra; b) elementi beam del tipo trave.

Gli schemi strutturali relativi ai due modelli di riferimento utilizzati sono riportati in Figura 5.7. Per entrambi si è ipotizzato che le **connessioni tra i due sistemi collaboranti** fossero perfettamente rigide.

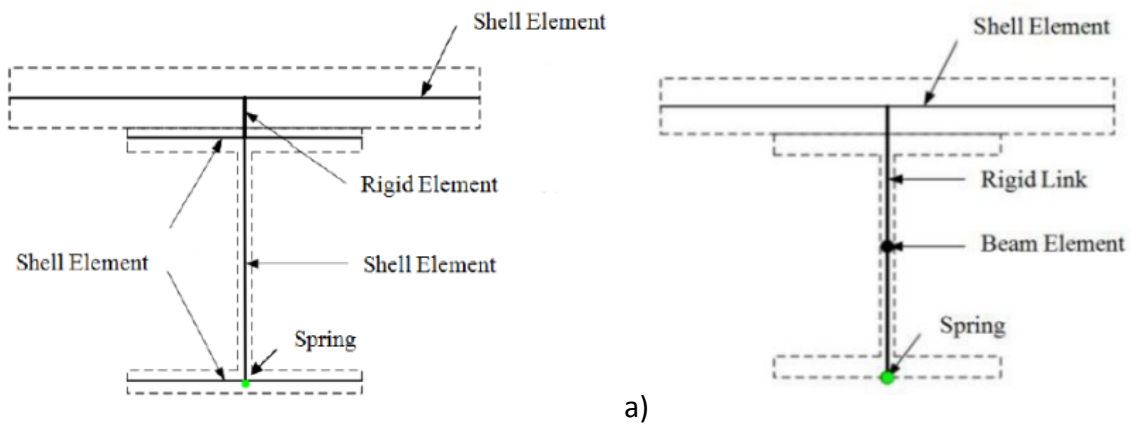


Figura 5.7: schemi per la riproduzione del sistema soletta - struttura metallica nel modello; a) modello tutto shell; b) modello misto beam/shell.

Per la modellazione del ponte oggetto di studio la **seconda tipologia** è quella da cui si sono ottenuti i **migliori risultati** in termini di rispondenza col reale comportamento della struttura, ed è quindi quella a cui si farà riferimento in seguito.

In Figura 5.8 è mostrata una rappresentazione del modello utilizzato.

Come si è già evidenziato si è ipotizzato che le connessioni tra i due sistemi collaboranti fossero perfettamente rigide.

A questo punto, per riprodurre il comportamento sismico della struttura è stata posta particolare attenzione agli **isolatori in gomma** che consentono l'appoggio dell'impalcato sulle spalle. Questi dispositivi sono stati modellizzati come appoggi elastici (molle) sfruttando un parametro di rigidezza

equivalente fornito dal produttore (Tabella 5.1). In Figura 5.9 è mostrata una rappresentazione del modello FEM in corrispondenza degli appoggi.

Le **spalle** su cui il ponte appoggia invece, non sono state incluse nel modello numerico; il loro contributo alle caratteristiche dinamiche del viadotto è stato giudicato trascurabile poiché esse sono caratterizzate da una rigidità molto superiore rispetto agli appoggi in gomma.

Si può ipotizzare quindi che le spalle siano perfettamente rigide, modellando gli isolatori come vincolati direttamente al terreno, senza indurre errori apprezzabili.

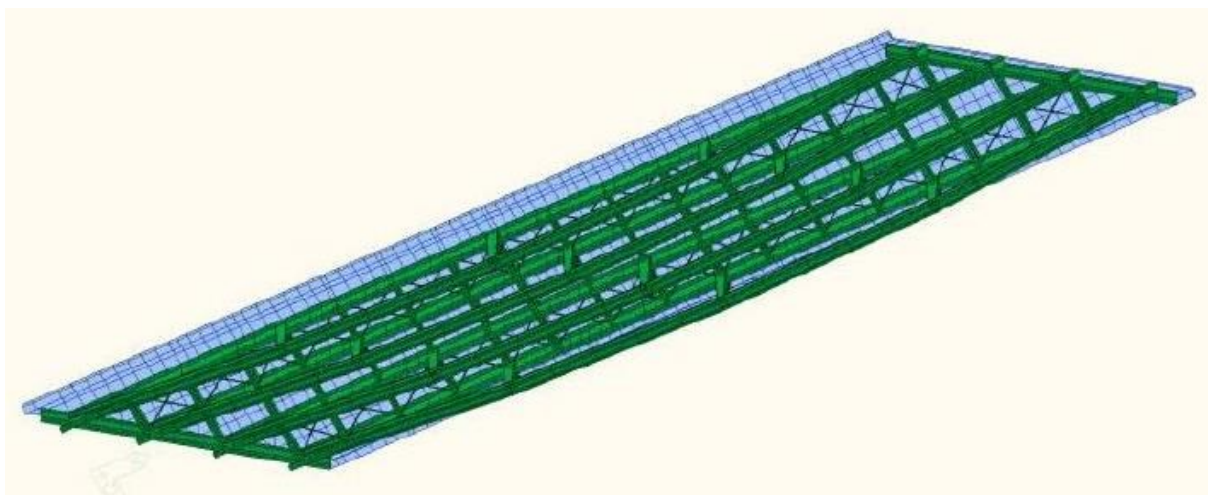


Figura 5.8: FEM del ponte Muzza, realizzato unendo elementi di tipo trave e elementi di tipo piastra.

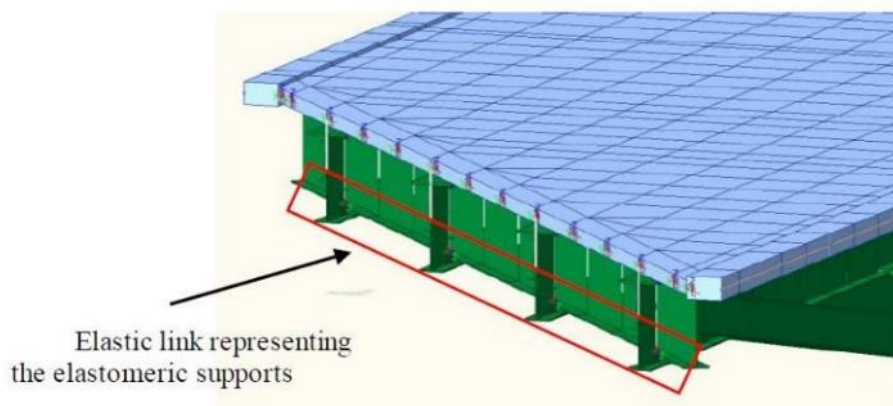


Figura 5.9: dettaglio del FEM del ponte Muzza in corrispondenza della zona di appoggio.

Vi sono ancora alcuni particolari, di cui è bene essere consci per comprendere i risultati delle prove dinamiche, relativi al modello di riferimento:

- La scelta delle condizioni al contorno del modello è stata operata ipotizzando che il ponte fosse sprovvisto, al momento dei test dinamici, dei **giunti di dilatazione** longitudinali, optando quindi per degli estremi trasversalmente liberi. Questi elementi tuttavia erano presenti e il loro effetto, come si descriverà con più attenzione al paragrafo 5.4, non può essere trascurato se si vuole riprodurre correttamente il comportamento meccanico della struttura.
- Il modello non prevede la presenza delle **barriere fonoassorbenti**. Tali dispositivi al momento dei test non erano stati ancora installati, tuttavia, per simulare la condizione di esercizio sarebbe

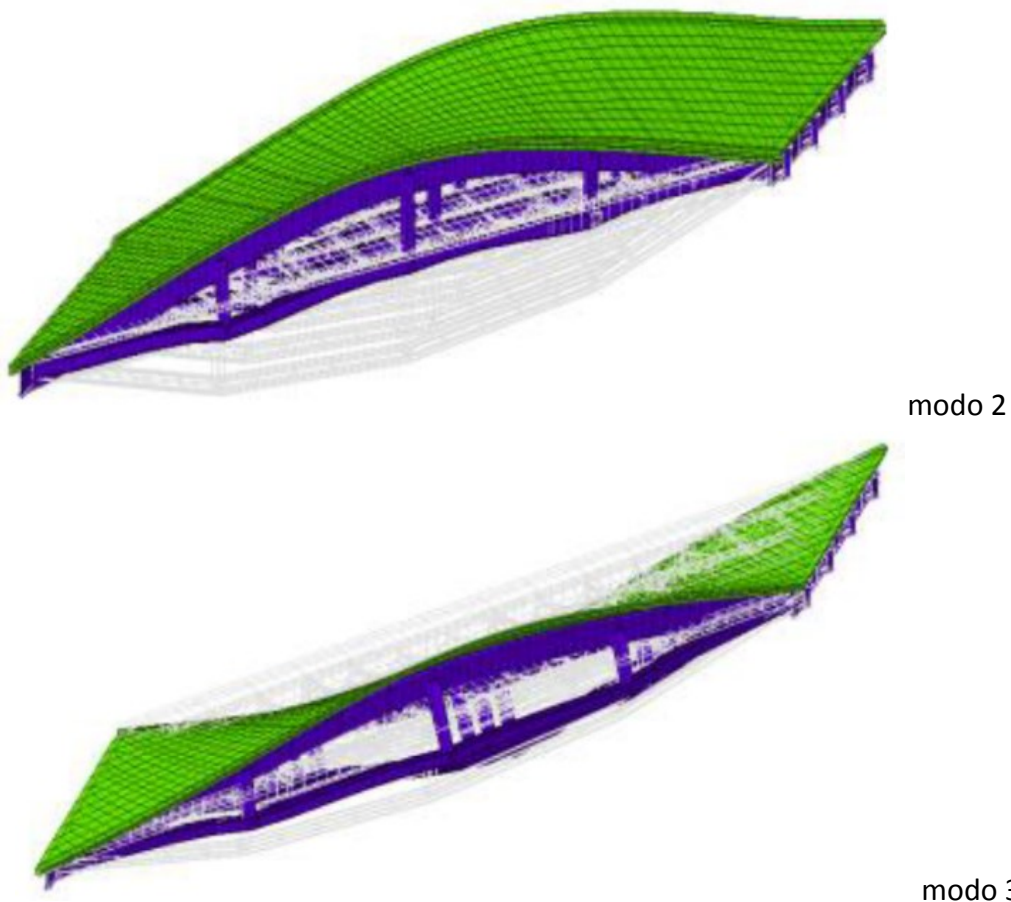
opportuno modellizzare anche la loro presenza (il che aggiunge un ulteriore elemento di difficoltà e di incertezza nella stima dei parametri modali).

Per quanto osservato si può già affermare che le condizioni al contorno non sono state, nel modello di riferimento, riprodotte correttamente quindi ci si aspetta che i risultati numerici non siano molto vicini a quelli sperimentali.

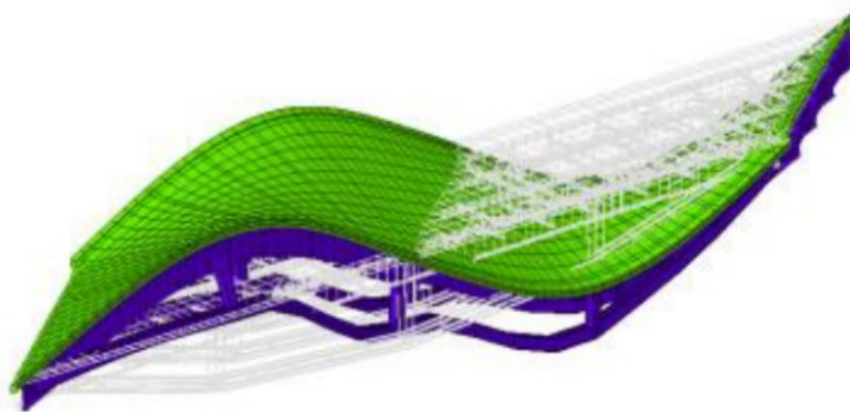
5.2.2. RISULTATI

Poiché le prove sperimentali sono state effettuate in mancanza di quasi tutti i carichi, tranne il peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali, la matrice delle masse è stata determinata usando solo questi ultimi. In queste condizioni (**scarse eccitazioni**) gli isolatori sono poco sollecitati quindi operano in **campo elastico (lineare)**.

Gli autovalori e autovettori del viadotto dedotti dall'analisi numerica quindi, sono stati valutati attraverso un'**analisi modale lineare**. Si riportano rispettivamente, in Tabella 5.2 e Figura 5.10, le frequenze e le forme modali dei primi modi di vibrare² ottenuti dal modello descritto.



² Il primo modo, con componenti principalmente orizzontali, non è stato riportato.



modo 4

Figura 5.10: primi modi di vibrare nel modello FEM iniziale.

Tabella 5.2: frequenze dei modi di vibrare ricavati dal FEM di riferimento per il ponte Muzza.

MODI	FREQUENZA [Hz]
1	0,58
2	1,77
3	1,78
4	2,95

Il modello di cui sono riportati i risultati è stato confrontato con i dati raccolti nella campagna sperimentale, eseguita nel maggio del 2014 e oggetto del nostro elaborato di tesi, al fine di verificarne la bontà nel prevedere il comportamento meccanico della struttura.

A valle del confronto è stato effettuato il **tuning** (updating) del modello, in modo che esso fosse più attinente alla realtà. Questo aspetto è commentato al paragrafo 5.4 del seguente capitolo.

5.3. ANALISI SPERIMENTALE

In questo capitolo si descrive la campagna sperimentale condotta sul ponte Muzza.

Tale campagna si compone di:

- una **prova ambientale**;
- una **prova con forzamento** in direzione **orizzontale trasversale**;
- una **prova con forzamento** in direzione **orizzontale longitudinale**;
- una **prova con forzamento** in direzione **verticale**.

In Figura 5.11 sono mostrati i 2 eccitatori utilizzati per le prove con forzamento.

Le elaborazioni effettuate in questo capitolo si propongono di caratterizzare, per ognuna delle prove effettuate, la risposta della struttura in termini di frequenze proprie, smorzamenti e forme modali, relativamente ai primi modi di vibrazione individuati.

Come accennato in precedenza, a seguito dell'analisi sperimentale il modello FEM che descrive il ponte è stato aggiornato; al paragrafo 5.5, si riportano i risultati del confronto tra i dati sperimentali

(per ambientale e forzato) e quelli derivanti dall'analisi numerica sul modello aggiornato.



Figura 5.11: motore elettromagnetico lineare (a sinistra) e pistone oleodinamico (a destra) posizionati sul ponte Muzza.

Dei due ponti gemelli è stato studiato solo quello che costituisce la carreggiata Nord dell'autostrada. Dato che le differenze tra i due ponti sono minime (solo qualche particolare costruttivo emerso in fase di realizzazione, dato che i progetti sono del tutto identici) si può affermare che lo studio di uno solo dei due permetta una descrizione corretta del comportamento di entrambi.

5.3.1. SET-UP DI PROVA

Dato che il ponte è costituito da un'unica campata, la rete di misurazione è stata progettata in modo da strumentare adeguatamente l'intera struttura, con lo scopo di identificare nel miglior modo possibile i modi a basse frequenze. Tale scelta è determinata dal fatto che questi modi implicano generalmente spostamenti strutturali elevati, risultando così i più pericolosi per la stabilità e l'integrità dell'opera.

5.3.1.1. STRUMENTI DI MISURA

Le prove sono state effettuate acquisendo la risposta di una serie di **accelerometri piezoelettrici** ad alta sensibilità e basso rumore sismico posizionati sul piano stradale. Le caratteristiche metrologiche dei sensori sono riportate in Tabella 5.3.

Tabella 5.3: caratteristiche metrologiche dei sensori.

TIPO SENSORE	FONDO SCALA	BANDA PASSANTE	SENSIBILITÀ
PCB 393B12	$\pm 0,5$ g	0,15 – 1000 Hz	10 V/g
PCB 393B31	$\pm 0,5$ g	0,1 – 200 Hz	10 V/g
PCB 393A03	± 5 g	0,5 – 2000 Hz	1 V/g

Il **sistema di acquisizione** è composto da una serie di moduli NI9234 con un convertitore analogico-digitale a 24bit e filtro anti-aliasing integrati.

I dati raccolti, sia per la prova ambientale che per le prove forzate, sono stati acquisiti con frequenza di campionamento pari a 2048Hz, pre-filtrati e decimati a 256Hz (8 volte).

5.3.1.2. FORZAMENTI

Come accennato in precedenza, per il ponte Muzza sono state condotte ben tre prove con forzamento.

FORZAMENTO VERTICALE

Per applicare alla struttura il forzamento desiderato è stato utilizzato il **pistone oleodinamico** descritto dettagliatamente al capitolo 2.1.2. Si è optato per un profilo di prova di tipo **stepped-sine**, con le caratteristiche di seguito riportate:

- Campo di frequenze 1,00 – 3,80Hz.
- Passo degli step pari a 0,01Hz nei pressi delle risonanze, variabile nel resto del campo.
- Forza trasmessa al suolo, stimata sfruttando la conoscenza della massa in movimento e la sua accelerazione, valutata con un accelerometro PCB 393A03 (la massa), secondo le indicazioni di Tabella 5.4.

Tabella 5.4: forze trasmesse al suolo nella prova con forzamento verticale.

FREQUENZA [Hz]	FORZA [N]
1,00 – 1,50	500
1,50 – 2,50	1500
2,50 – 3,80	2500

- Oscillazioni trasmesse alla struttura valutate con un accelerometro PCB 393B12 posto sulla pavimentazione nelle immediate vicinanze del pistone oleodinamico (il collocato).

FORZAMENTO ORIZZONTALE

Per applicare alla struttura il forzamento desiderato è stato utilizzato il **motore elettromagnetico lineare** descritto dettagliatamente al capitolo 2.1.2. Per applicare il forzamento nelle due direzioni testate si è semplicemente ruotato il sistema di forzamento da 0° a 90° rispetto alla direzione di marcia.

Per la prova con forzamento trasversale si è optato per un profilo di prova di tipo **stepped-sine**, con le caratteristiche di seguito riportate:

- Campo di frequenze 0,50 – 1,00Hz³.
- Passo degli step pari a 0,01Hz.
- Forza trasmessa al suolo, stimata sfruttando la conoscenza della massa in movimento e la sua accelerazione, valutata con un accelerometro PCB 393A03 (la massa), secondo le indicazioni di Tabella 5.5.

Tabella 5.5: forze trasmesse al suolo nella prova con forzamento orizzontale longitudinale.

FREQUENZA [Hz]	FORZA [N]
0,50 – 1,00	2000

- Oscillazioni trasmesse alla struttura valutate con un accelerometro PCB 393B12 posto sulla pavimentazione nelle immediate vicinanze del motore lineare (il collocato).

Per la prova con forzamento trasversale si è optato per un profilo di prova di tipo **stepped-sine**, con le caratteristiche di seguito riportate:

- Campo di frequenze 1,00 – 3,00Hz.
- Passo degli step pari a 0,01Hz nei pressi delle risonanze, variabile nel resto del campo.
- Forza trasmessa al suolo, stimata sfruttando la conoscenza della massa in movimento e la sua accelerazione, valutata con un accelerometro PCB 393A03 (la massa), secondo le indicazioni di Tabella 5.6.

Tabella 5.6: forze trasmesse al suolo nella prova con forzamento orizzontale trasversale.

FREQUENZA [Hz]	FORZA [N]
1,00 – 2,00	2500
2,00 – 3,00	2000

- Oscillazioni trasmesse alla struttura valutate con un accelerometro PCB 393B12 posto sulla pavimentazione nelle immediate vicinanze del motore lineare (il collocato).

5.3.2. RETE DEI SENSORI

AMBIENTALE

Il setup di misura della prova ambientale è costituito da un totale di 21 accelerometri ripartiti in: 13 in direzione verticale, 5 in direzione orizzontale trasversale e 3 in direzione orizzontale longitudinale. I punti di misura scelti sono riportati in Figura 5.12.

³ Il campo di frequenze indagato è stato scelto per riconoscere solo il 1° modo previsto dall'analisi numerica, caratterizzato da componenti longitudinali (e anche trasversali) rilevanti.

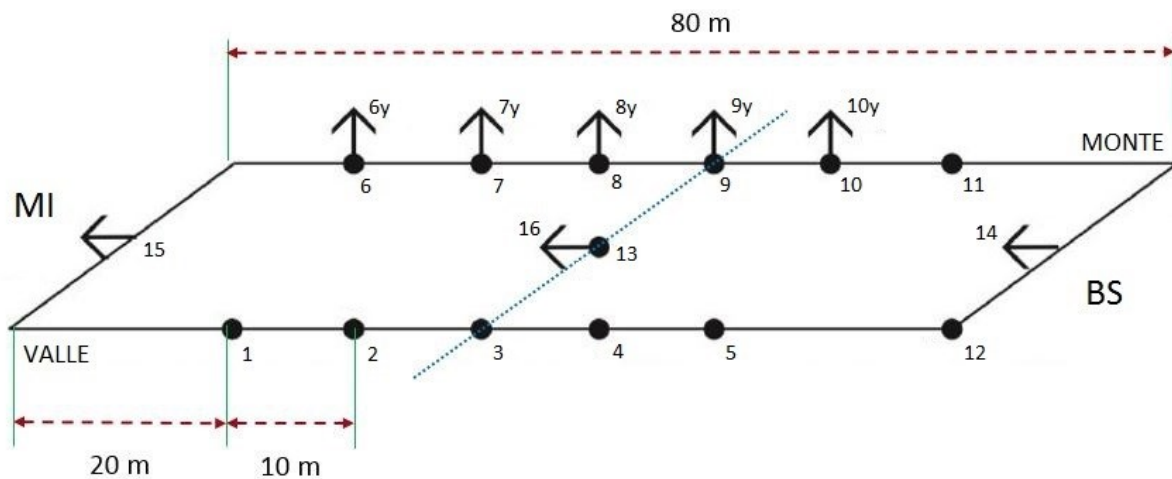


Figura 5.12: schema posizione sensori prova ambientale.

Gli accelerometri disposti in verticale sono indicati col pallino pieno, quelli disposti in orizzontale con la freccia, orientata in base alla direzione (longitudinale \leftarrow o trasversale \uparrow).

FORZATO VERTICALE

Il setup di misura della prova con forzamento verticale è costituito da un totale di 21 accelerometri più la massa, ovvero l'accelerometro montato sull'eccitatore. La disposizione dei sensori è analoga a quella utilizzata per la prova ambientale, con la differenza che si è aggiunto il collocato. I punti di misura scelti sono riportati in Figura 5.13.

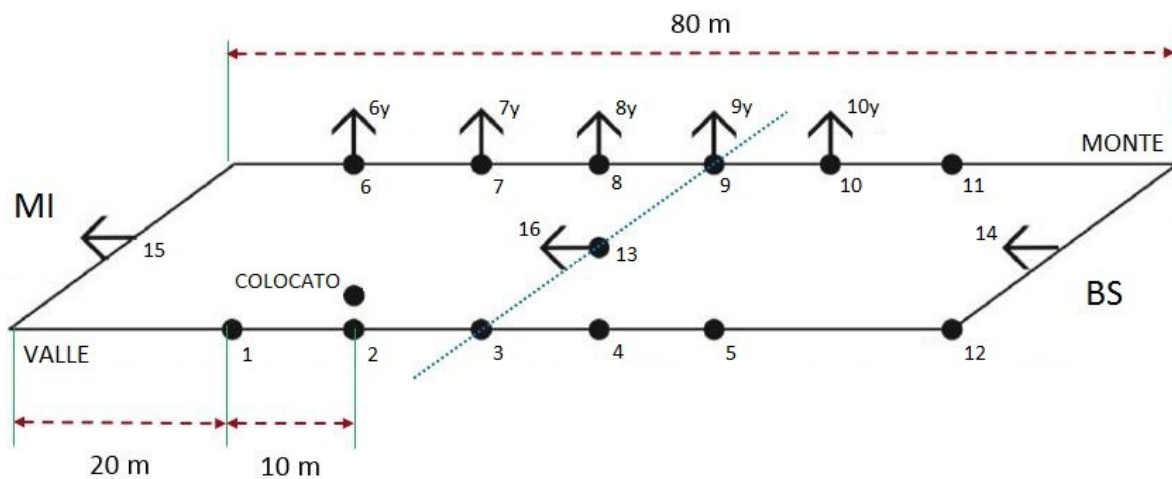


Figura 5.13: schema posizione sensori prova con forzamento verticale.

FORZATO ORIZZONTALE

Il setup di misura delle prove con forzamento orizzontale è identico a quello utilizzato nella prova con forzamento verticale; è cambiata solo la collocazione del collocato. I punti di misura scelti per forzamento longitudinale e trasversale sono riportati rispettivamente in Figura 5.14a e b.

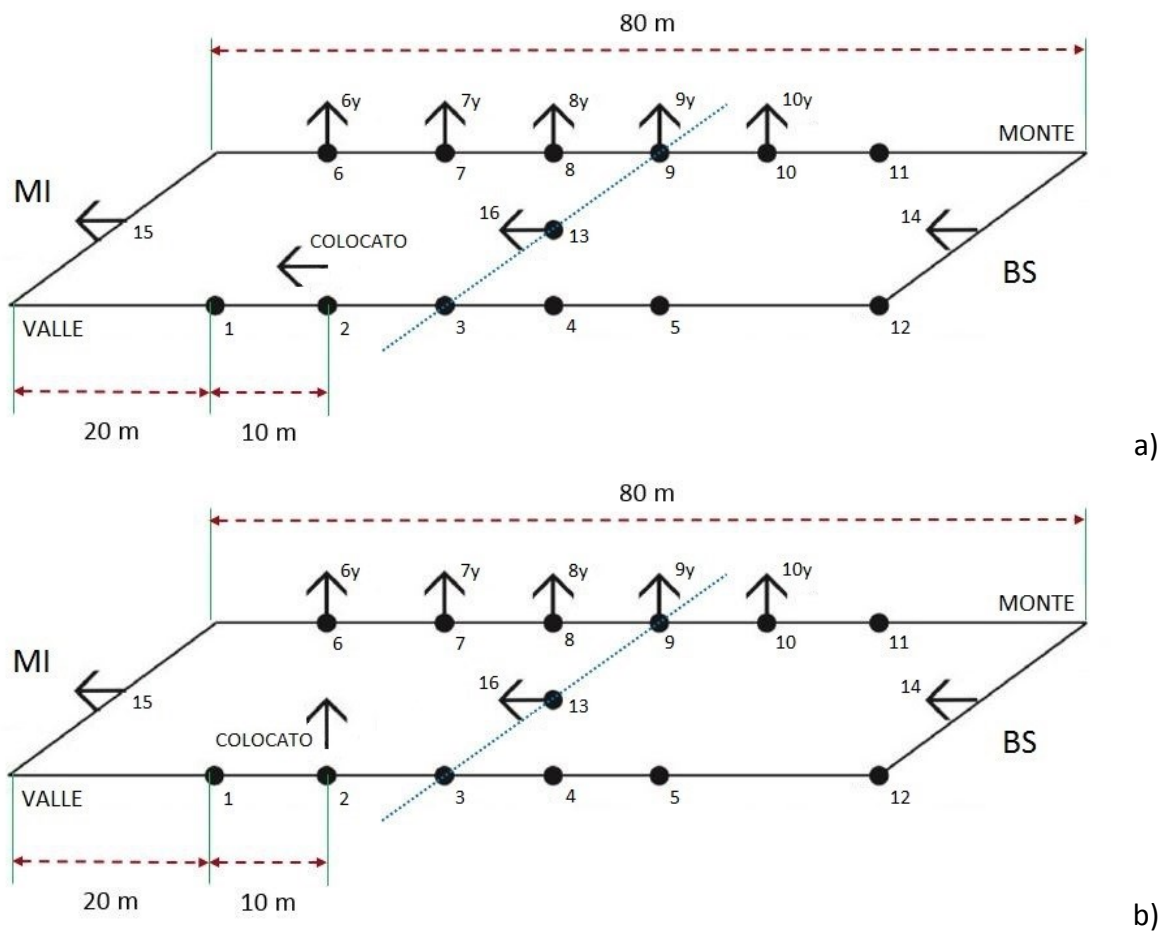


Figura 5.14: schema posizione sensori prova con forzamento orizzontale; a) longitudinale; b) trasversale.

5.3.3. RISULTATI AMBIENTALE

In questo paragrafo si riportano tutte le fasi salienti dell'analisi dei dati estrapolati dalle prove ambientali, indicando osservazioni, difficoltà e particolarità incontrate nel corso delle elaborazioni. Si segue lo schema definito al capitolo 3.2.

PRE-PROCESSING DEI DATI

Durante la prova ambientale il sistema di acquisizione è stato impostato in modo che salvasse le storie temporali in output una volta ogni 5 minuti. L'insieme dei dati disponibili costituisce una storia della durata totale di 8 ore e 5 minuti.

La divisione delle storie in file da 5 minuti ciascuno consente di eliminare una o più storie dall'insieme, qualora queste presentino errori evidenti che comprometterebbero i risultati delle elaborazioni successive. Dato che è possibile effettuare un'analisi corretta solo se i dati raccolti soddisfano i requisiti descritti al capitolo 3.2.1, si è proceduto all'osservazione delle **storie temporali**

e delle **Power Spectral Densities**⁴ (PSD) dei dati raccolti.

Per alleggerire tale attività è stata effettuata un'unione preliminare dei dati in 8 sottorecord di durata variabile, come mostrato in Tabella 5.7.

Tabella 5.7: unioni preliminari dei dati per la prova ambientale.

#	ORA INIZIO – FINE [ore]	DURATA [ore]	QUALITÀ DATI
1	11:57–12:57	01:00	OK
2	12:57–13:57	01:00	OK
3	13:57–14:57	01:00	OK
4	14:57–15:57	01:00	OK
5	15:57–16:57	01:00	OK
6	16:57–17:57	01:00	OK
7	17:57–18:57	01:00	OK
8	18:57–20:02	01:05	OK

Si è osservato che:

- In nessuno dei sottorecord si riscontrano errori evidenti, il che è indice di un'elevata attenzione, da parte degli operatori, in fase di acquisizione dei dati.
- Le storie temporali selezionate, se pur di durata ridotta (pressappoco tutte 1h), presentano una **stabilizzazione del comportamento dinamico** molto buona (come si evidenzia confrontando le PSD di Figura 5.15, relative ad una storia di 1h, e Figura 5.16, relative ad una storia di 8h e 5min);

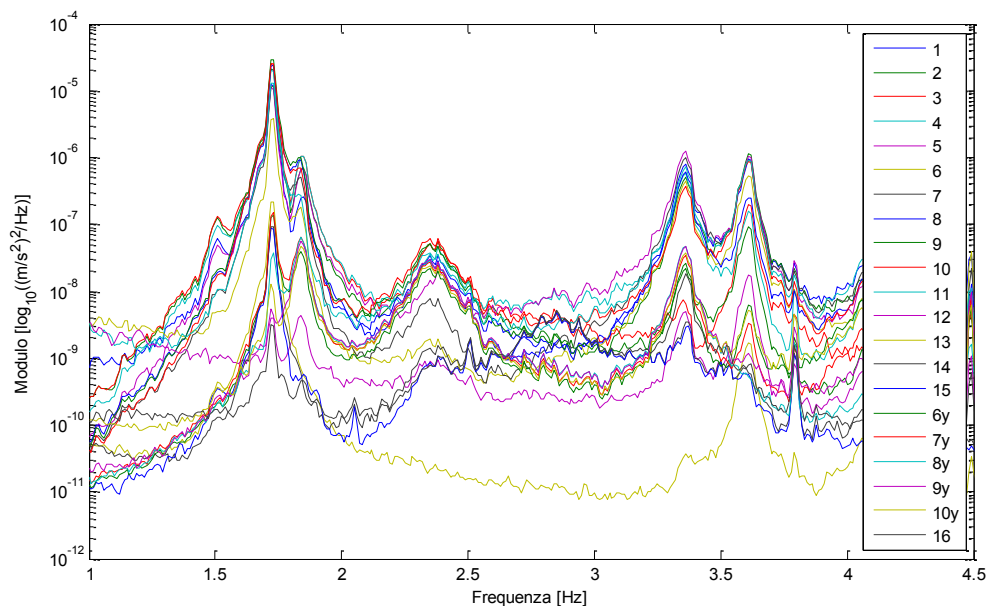


Figura 5.15: PSD dei segnali raccolti nel sottorecord #1.

⁴ La definizione di PSD è fornita al capitolo 3.2.1. Nel caso specifico le PSD dei canali sono state calcolate finestrando i segnali acquisiti con finestre di Hanning, di durata pari a 100s, con sovrapposizione del 66% tra una finestra e la successiva, il che consente una risoluzione dello spettro pari a 0,01Hz e una elevata qualità del risultato.

- Tutti i dati presentano livelli contenuti di rumore. Le temperature nel giorno della prova ambientale erano molto alte, tuttavia, provvedendo a proteggere i sensori dal sole, è stato possibile impedire la formazione di disturbi nel sistema di misura, osservabili solitamente sotto forma di rumore a basse frequenze.

La storia definitiva è costituita quindi da tutti i sottorecord mostrati in Tabella 5.7, ed è definita secondo quanto indicato in Tabella 5.8.

Tabella 5.8: definizione della storia temporale che andrà elaborata con gli strumenti di analisi modale.

#	ORA INIZIO – FINE [ore]	DURATA [ore]
8_ore	11:57–20:02	08:05

ANALISI DELLE PSD

Si riportano in Figura 5.16 le PSD di tutti i canali, associate alla storia definitiva “8_ore”.

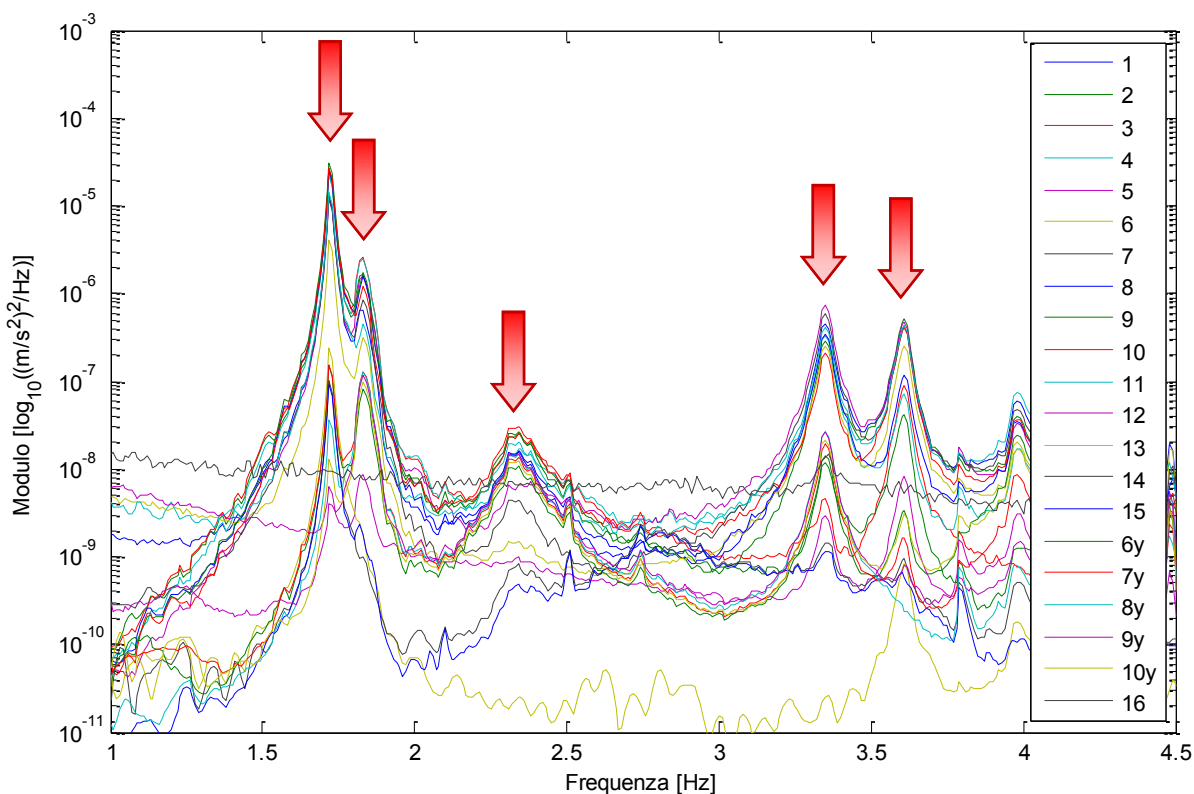


Figura 5.16: PSD dei segnali raccolti nella storia definitiva, definita unendo 8h e 5min di acquisizione.

L’osservazione delle PSD di Figura 5.16 permette di individuare chiaramente i **picchi associati ai primi 5 modi di vibrare significativi** della struttura, rilevabili alle frequenze 1,72Hz-1,83Hz-2,33Hz-3,35Hz-3,61Hz.

Si può notare inoltre che:

- Il canale 16 mostra uno spettro quasi piatto, in cui non si riconosce alcun picco associato ai modi di vibrazione, tranne il quarto. Questo canale probabilmente presenta un errore nel corso della storia temporale (una saturazione) che non è “sfuggito” al processo di pre-processing. Dato che esso non aggiunge nulla in termini di informazioni modali, ma anzi potrebbe inficiare l’affidabilità della identificazione, è stato eliminato dalle analisi;
- Come già osservato in precedenza, il **rumore a bassa frequenza** è di entità limitata (si veda il dettaglio di Figura 5.17), e tutti i picchi di risonanza sono ben evidenti. La presenza di rumore quindi potrebbe rendere più difficoltosa l’identificazione del solo terzo modo di vibrazione, il quale, visto che mostra un picco con ampiezza bassa, è stato poco sollecitato nel corso della prova.
- Si nota che i primi due modi sono individuabili a frequenze molto vicine, e, dato che il picco associato al secondo modo è di un ordine di grandezza inferiore al primo, ci si può aspettare che l’identificazione del secondo modo sarà meno accurata.

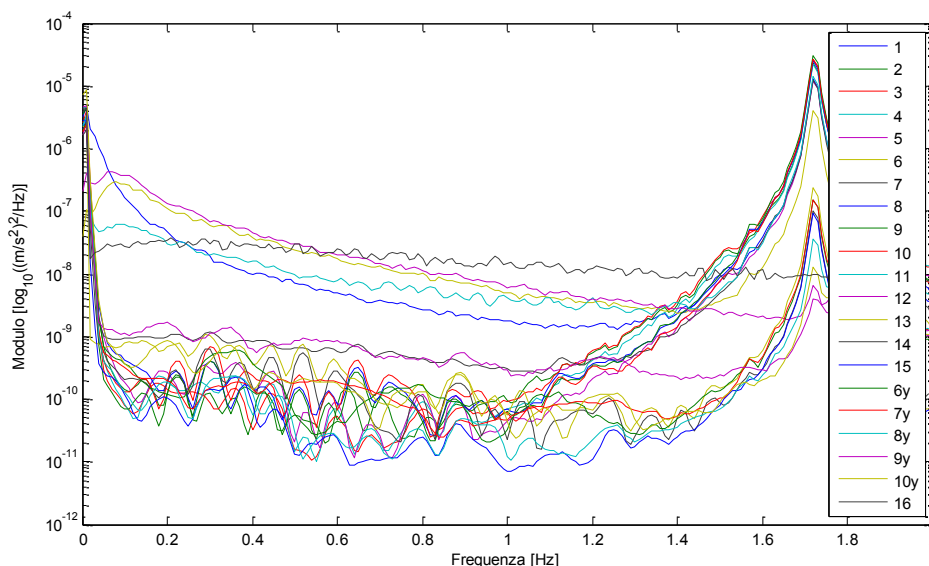


Figura 5.17: dettaglio delle PSD di Figura 5.16, utile a mostrare il rumore a basse frequenze.

Prima di condurre ulteriori analisi sulle PSD ricavate è bene evidenziare alcune **differenze tra i 3 gruppi di canali** inclusi nello studio, ovvero verticali, orizzontali trasversali e orizzontali longitudinali. In Figura 5.18 sono riportate le PSD, colorate appositamente per facilitare il riconoscimento, associate ai 3 gruppi indicati. Osservando questa figura si può notare che:

- Le vibrazioni misurate dai sensori orizzontali trasversali (rossi) e orizzontali longitudinali (verdi) sono, per tutti i modi tranne il terzo, di almeno un ordine di grandezza inferiori rispetto a quelle dei sensori verticali (rossi);
- I canali orizzontali trasversali (rossi) individuano esattamente le stesse risonanze mostrate dai canali verticali (blu);
- Rispetto ai canali verticali (blu), le risonanze individuate dai canali orizzontali longitudinali (verdi) non coincidono completamente. Il secondo picco non viene riconosciuto, mentre, tra il terzo e

il quarto picco sembra che i sensori longitudinali misurino una zona di modi aggiuntivi (indicati in giallo), collocati a cavallo di una frequenza pari a circa 2,8Hz;

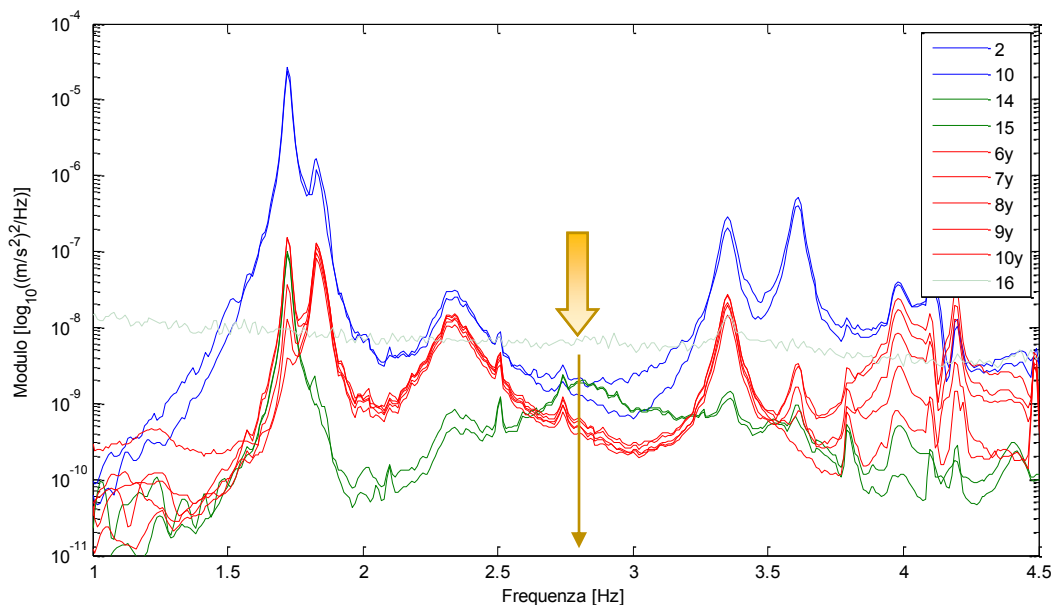


Figura 5.18: PSD dei segnali raccolti nella storia definitiva. Sono evidenziati, in blu i canali verticali, in rosso i canali orizzontali trasversali, in verde i canali orizzontali longitudinali.

In definitiva, visti i livelli di oscillazione associati alle risonanze, si può affermare che i tutti i **modi** della struttura, tranne il primo, **sono prettamente verticali e trasversali**, con componenti longitudinali molto ridotte. Si è deciso quindi di concentrare l'analisi modale sui canali verticali e sui canali orizzontali trasversali.

A questo punto si riportano le osservazioni sulle PSD di Figura 5.16, relativamente ai picchi riconosciuti dai canali verticali (il cui andamento è mostrato in Figura 5.19a). Si può osservare:

- Il **primo** picco è riconosciuto da tutti i canali tranne il canale 12, posto in corrispondenza di uno dei giunti; il canale 13, centrale, riconosce un picco di ampiezza inferiore;
- Il **secondo** picco ha ampiezza inferiore rispetto al primo e risulta in parte nascosto da esso; solo il canale 13, centrale, non individua alcun picco;
- Il **terzo** picco è poco definito⁵, caratterizzato da uno smorzamento elevato e un'ampiezza inferiore rispetto agli altri picchi; i canali 12 e 13 individuano un picco di entità molto modesta;
- Il **quarto** picco è riconosciuto da tutti i canali tranne il 13; i canali 3, 9, 12 mostrano invece un'ampiezza inferiore;
- Il **quinto** picco è riconosciuto da tutti i canali; anche in questo caso solo i canali 12 e 13 mostrano ampiezze inferiori.

⁵ La cresta del picco è molto frastagliata, indice del fatto che le 8 ore di dati mediati non consentono ancora un riconoscimento preciso della risonanza. Per definirne più chiaramente il profilo servirebbero altri dati da mediare con quelli già disponibili.

Si riportano anche le osservazioni sulle PSD di Figura 5.16, relativamente ai picchi riconosciuti dai canali orizzontali trasversali (il cui andamento è mostrato in Figura 5.19b). Si può osservare:

- Il **primo** picco è riconosciuto da tutti i canali, se pur con ampiezze variabili;
- Il **secondo** ha ampiezza paragonabile al primo ed è riconosciuto da tutti i canali;
- Il **terzo** picco è poco definito⁶ ed è caratterizzato da uno smorzamento elevato, ma è riconosciuto chiaramente da tutti i canali;
- Il **quarto** picco è riconosciuto da tutti i canali;
- Il **quinto** picco ha ampiezza inferiore rispetto agli tutti gli altri; solo il canale 8y non riconosce la risonanza.

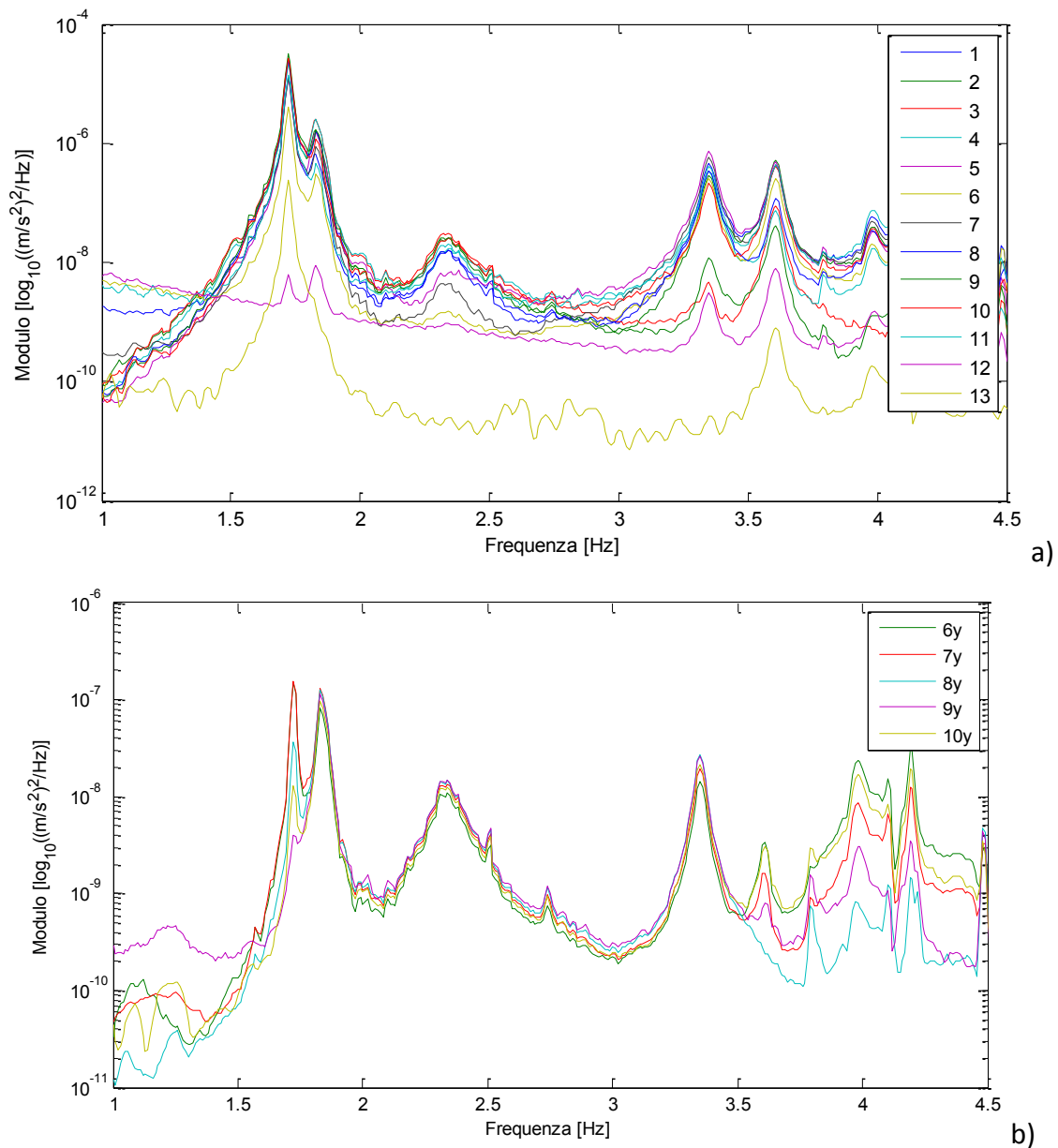


Figura 5.19: PSD dei segnali raccolti nella storia definitiva; a) per i soli canali verticali; b) per i soli canali orizzontali trasversali.

⁶ Come 5.

ANALISI MODALE E IDENTIFICAZIONE DEI MODI

Per analizzare i risultati sperimentali ed estrarre i parametri modali dei modi dal primo al quinto è stato adottato il metodo Polyreference Least Squares Complex Frequency Domain (**PolyMAX**), nella sua **versione per OMA**, descritto al capitolo 2.2.1. L'analisi è stata condotta seguendo le indicazioni fornite al capitolo 3.2.4.

I rapporti di smorzamento e le frequenze naturali identificati⁷ per i modi di interesse sono riportati in Tabella 5.9.

Tabella 5.9: parametri modali estratti con il PolyMAX OMA.

MODI	FREQUENZA [Hz]	SMORZAMENTO [%]
1	1,72	0,38
2	1,82	0,80
3	2,33	2,68
4	3,35	0,66
5	3,61	0,48

Questa identificazione non è frutto di un'unica elaborazione ma è il risultato di un **processo di scelta dei canali di riferimento** che producono le migliori identificazioni dei singoli modi.

In questo specifico caso la scelta è ricaduta sui canali indicati in Tabella 5.10, di cui si riportano le PSD in Figura 5.20.

Tabella 5.10: canali di riferimento utilizzati per le identificazioni dei parametri modali riportati in Tabella 5.9.

MODI	RIFERIMENTO
1	10
2	2
3	10
4	5
5	5

Dalla figura si evince che, nonostante quanto osservato nella guida all'analisi (paragrafo 3.2), i canali che forniscono le migliori identificazioni non sono sempre quelli a cui si associa un picco di ampiezza

⁷ L'identificazione, in riferimento a quanto indicato nel capitolo 3.2.4, è stata condotta utilizzando:

- Canale di riferimento: variabile;
- Canali inclusi nell'analisi: tutti i canali verticali (13) più gli orizzontali trasversali (5);
- Smorzamento aggiunto: a 1Hz è pari a circa 1,93%;
- Campo di frequenze: sufficiente a riconoscere i primi cinque modi significativi (da 1 a 4Hz circa);
- Campo di variazione dell'ordine del modello: da 20 a 100;
- Selezione dei poli stabili: condotta sulla base dei modi evidenziati dalle PSD.

particolarmente elevato. Questa considerazione sottolinea ulteriormente l'importanza di eseguire molte elaborazioni per avere certezza della qualità dei risultati ottenuti.

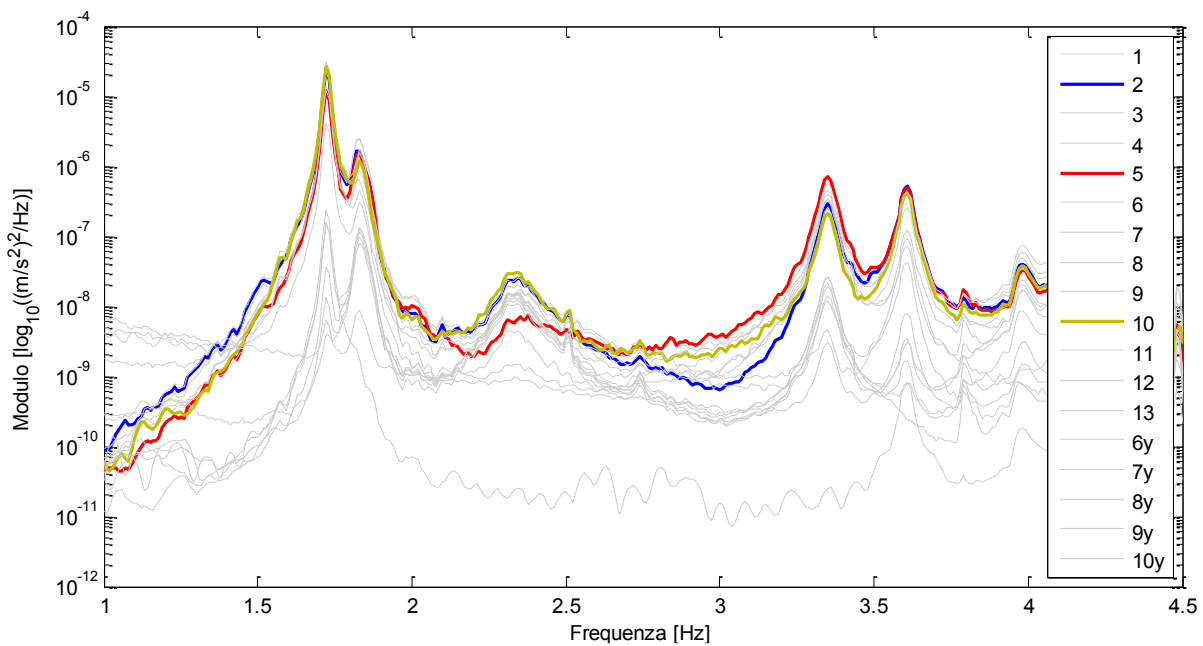


Figura 5.20: PSD dei canali di riferimento per le elaborazioni.

Le rappresentazioni delle forme modali associate ai modi identificati sono riportate e commentate al paragrafo 5.3.5.

5.3.4. RISULTATI FORZATO

5.3.4.1. FORZATO VERTICALE

In questo paragrafo sono descritte le fasi principali dell'analisi dei dati estrapolati dalla prova con forzamento verticale, indicando, oltre ai risultati finali, osservazioni, difficoltà e particolarità incontrate nel corso delle elaborazioni. Si segue lo schema definito al capitolo 3.3.

CALCOLO E OSSERVAZIONE DELLE FRF

Le **FRF** (Frequency Response Function) di tutti gli accelerometri sono state calcolate come descritto al capitolo 3.3.1. Si tratta quindi di funzioni definite punto per punto in base alla risoluzione scelta per la prova stepped-sine.

In Figura 5.21 si riportano le FRF relative a tutti i canali impiegati nella prova.

Osservando le FRF di Figura 5.21 si individuano chiaramente i picchi associati ai **primi 5 modi significativi**, rilevabili alle frequenze 1,72Hz-1,83Hz-2,28Hz-3,34Hz-3,59Hz.

Si può notare inoltre che:

- Tutti i canali, tranne il 12 che mostra un punto di discontinuità⁸, sembrano aver registrato il dato correttamente;
- Il forzamento ha permesso l'individuazione di tutti i picchi che si erano osservati nella prova ambientale;
- Il livello di smorzamento è elevato e il secondo modo, per cui l'ampiezza di vibrazione è inferiore al primo, è parzialmente nascosto da quest'ultimo.

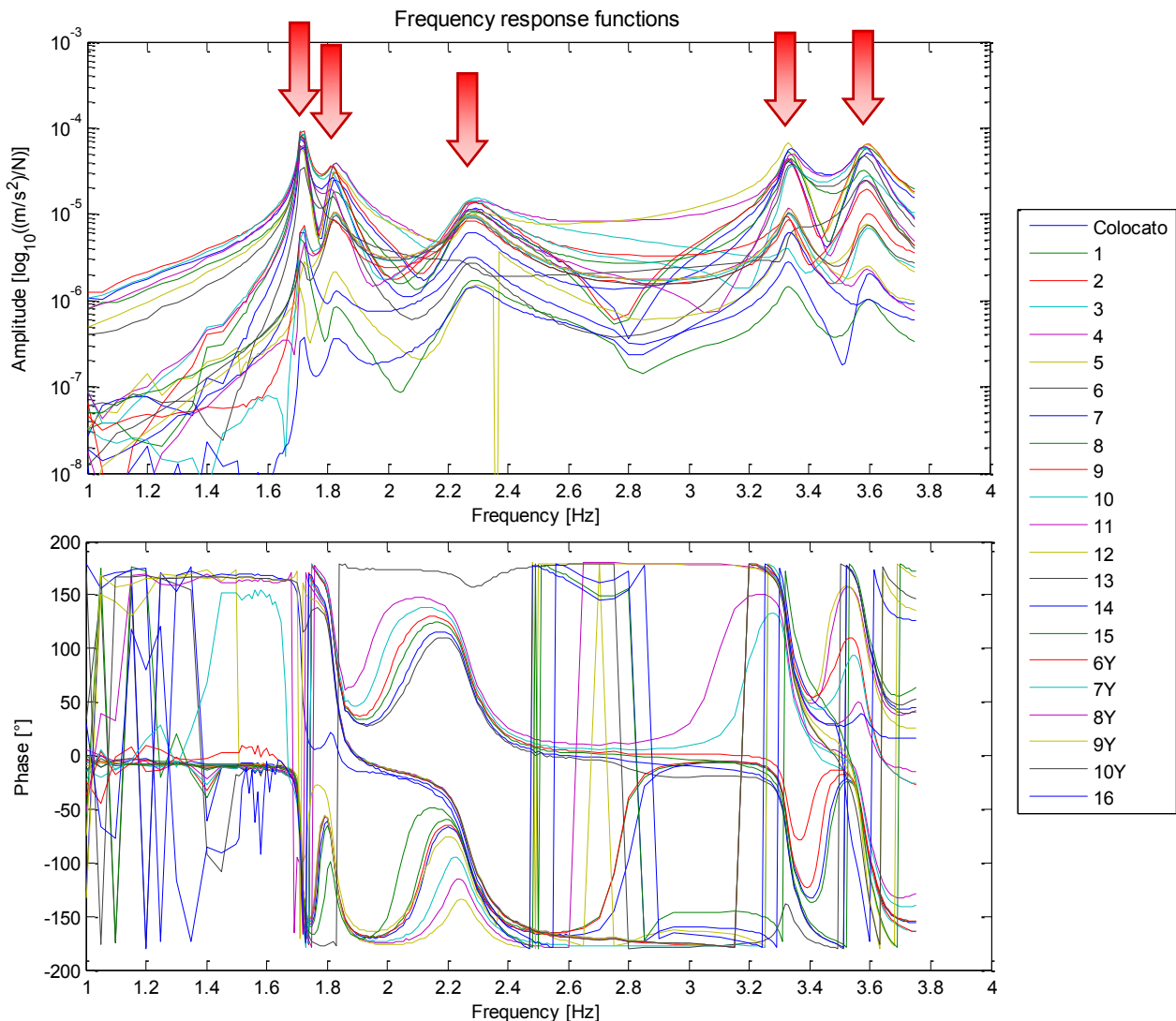


Figura 5.21: FRF calcolate sulla base dei segnali raccolti nel corso della prova con forzamento verticale.

Prima di condurre ulteriori analisi sulle FRF ricavate è bene evidenziare alcune **differenze tra i 3 gruppi di canali** inclusi nello studio, ovvero verticali, orizzontali e verticali collocati in corrispondenza delle pile. In Figura 5.22 sono riportate le FRF, colorate appositamente per facilitare il

⁸ Sembra che questo canale abbia saltato la registrazione di uno step della prova e quindi mostra dei dati inesatti nella zona della discontinuità. È possibile che il sensore sia stato scollegato e ricollegato, motivo per cui dopo il punto di discontinuità la registrazione è notevolmente più alta e in seguito tende a riassersi.

riconoscimento, associate ai 3 gruppi indicati. Osservando questa figura si può notare che:

- Le vibrazioni misurate dai sensori orizzontali trasversali (rossi) e orizzontali longitudinali (verdi) sono, per tutti i modi tranne il terzo, di almeno un ordine di grandezza inferiori rispetto a quelle dei sensori verticali (rossi);
- Sia i canali orizzontali trasversali (rossi) che quelli longitudinali (verdi) individuano esattamente le stesse risonanze mostrate dai canali verticali (blu);
- Il picco aggiuntivo riconosciuto nelle PSD della prova ambientale, posto tra il terzo e quarto picco, sembra non avere alcun significato fisico, visto che non è legato ad alcuna risonanza reale;

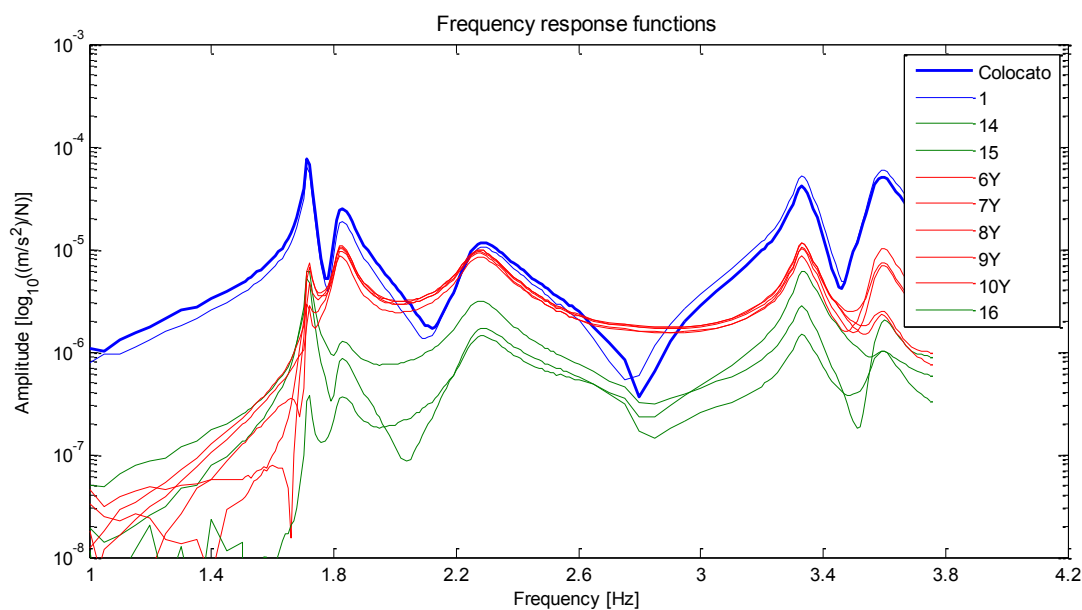


Figura 5.22: FRF dei segnali raccolti nella prova. Sono evidenziati, in blu i canali verticali, in rosso i canali orizzontali trasversali, in verde i canali orizzontali longitudinali.

In definitiva, visti i livelli di oscillazione associati alle risonanze, si può affermare che i tutti i **modi** della struttura, tranne il primo (e in questo caso forse anche il quarto), **sono prettamente verticali e trasversali**, con componenti longitudinali molto ridotte. Si è deciso quindi, come nel caso dell'ambientale, di concentrare l'analisi modale sui canali verticali e sui canali orizzontali trasversali.

A questo punto si riportano le osservazioni sulle FRF di Figura 5.21, relativamente ai picchi riconosciuti dai canali verticali (il cui andamento è mostrato in Figura 5.23a). Si può osservare:

- Il **primo** picco è riconosciuto da tutti i canali; solo il canale 12 mostra un'ampiezza inferiore;
- Il **secondo** picco ha ampiezza inferiore rispetto al primo e risulta in parte nascosto da esso; solo il canale 13, centrale, non individua alcun picco, mentre il canale 12 lo riconosce, ma con ampiezza inferiore;
- Il **terzo** picco ha smorzamento elevato e ampiezza inferiore rispetto agli altri picchi; il canale 13 non lo riconosce affatto;
- Il **quarto** picco è riconosciuto da tutti i canali tranne il 13; i canali 3, 9, 12 mostrano invece ampiezze inferiori;
- Il **quinto** picco è riconosciuto da tutti i canali; solo il canale 12 ha ampiezza inferiore.

Si riportano anche le osservazioni sulle FRF di Figura 5.21 relativamente ai picchi riconosciuti dai canali orizzontali trasversali (il cui andamento è mostrato in Figura 5.23b). Si può osservare:

- Il **primo** picco è riconosciuto da tutti i canali, se pur con ampiezze variabili;
- Il **secondo** picco ha ampiezza superiore al primo ed è riconosciuto da tutti i canali;
- Il **terzo** picco è molto smorzato, ma è riconosciuto chiaramente da tutti i canali;
- Il **quarto** picco è riconosciuto da tutti i canali;
- Il **quinto** picco è riconosciuto con ampiezza inferiore dai canali 8y e 9y.

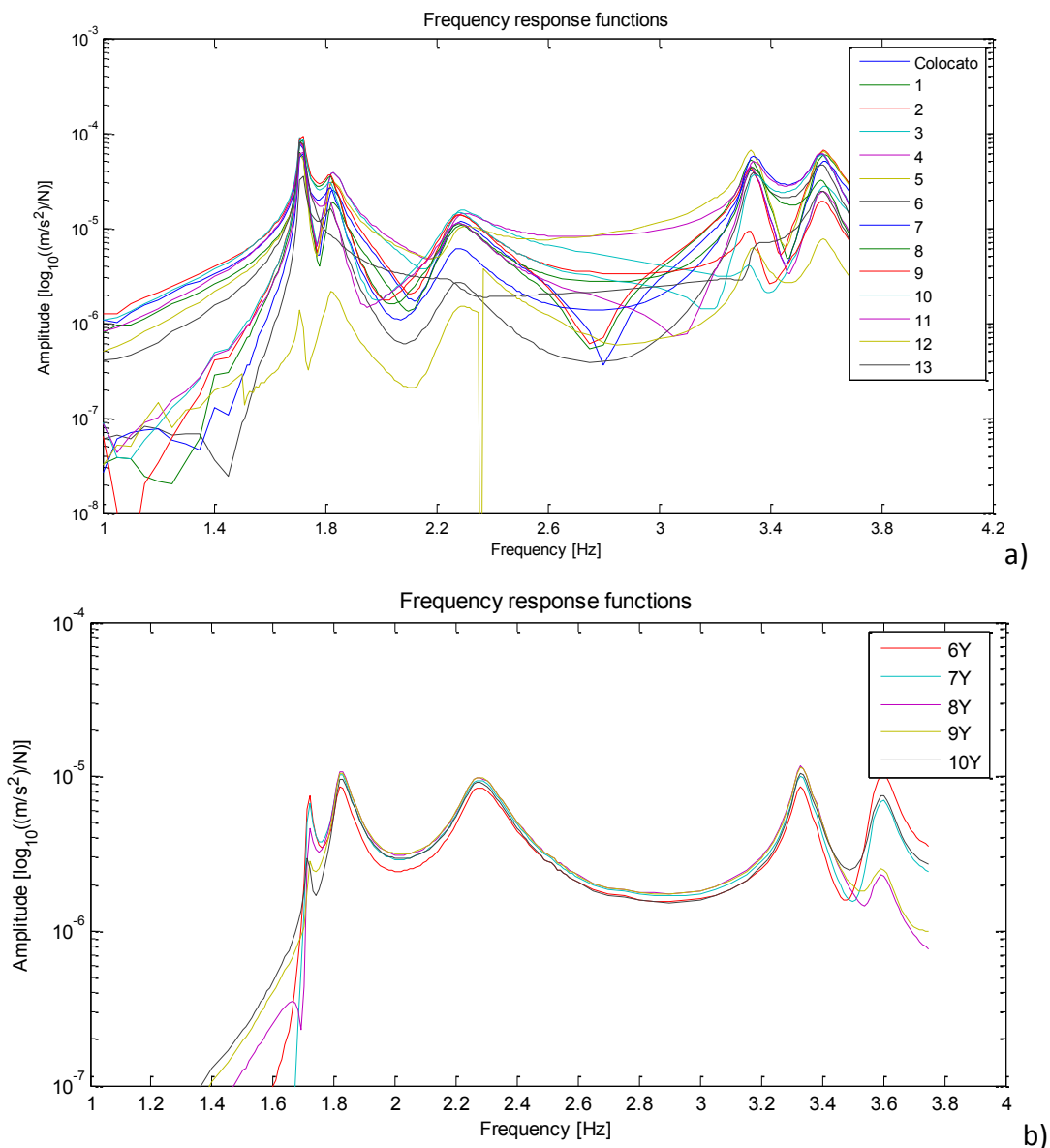


Figura 5.23: FRF dei segnali raccolta nella prova; a) per i soli canali verticali; b) per i soli canali orizzontali trasversali.

ANALISI MODALE E IDENTIFICAZIONE DEI MODI

Per analizzare i risultati sperimentali ed estrarre i parametri modali dei modi dal primo al quinto è

stato adottato il metodo Polyreference Least Squares Complex Frequency Domain (**PolyMAX**), nella sua **versione per EMA**, descritto al capitolo 2.2.1. L'analisi è stata condotta seguendo le indicazioni fornite al capitolo 3.3.3.

I rapporti di smorzamento e le frequenze naturali identificati⁹ per i modi di interesse sono riportati in Tabella 5.11.

Tabella 5.11: parametri modali estratti con il PolyMAX EMA.

MODI	FREQUENZA [Hz]	SMORZAMENTO [%]
1	1,72	0,42
2	1,82	1,30
3	2,28	2,65
4	3,33	0,86
5	3,59	0,95
6	1,72	0,42

Le rappresentazioni delle forme modali associate ai modi identificati sono riportate e commentate al paragrafo 5.3.5.

5.3.4.2. FORZATO ORIZZONTALE TRASVERSALE

In questo paragrafo sono descritte le fasi principali dell'analisi dei dati estrapolati dalla prova con forzamento orizzontale longitudinale, indicando, oltre ai risultati finali, osservazioni, difficoltà e particolarità incontrate nel corso delle elaborazioni. Si segue lo schema definito al capitolo 3.3.

CALCOLO E OSSERVAZIONE DELLE FRF

Le **FRF** (Frequency Response Function) di tutti gli accelerometri sono state calcolate come descritto al capitolo 3.3.1. Si tratta quindi di funzioni definite punto per punto in base alla risoluzione scelta per la prova stepped-sine.

In Figura 5.24 si riportano le FRF relative a tutti i canali impiegati nella prova.

Osservando le FRF di Figura 5.24 si individuano chiaramente i picchi associati ai **primi 3 modi significativi**, rilevabili alle frequenze 1,72Hz-1,83Hz-2,26Hz.

Si può notare inoltre che:

⁹ L'identificazione, in riferimento a quanto indicato nel capitolo 3.3.3, è stata condotta utilizzando:

- Canali inclusi nell'analisi: tutti i canali verticali (13) più gli orizzontali trasversali (5);
- Campo di frequenze: un modo alla volta;
- Campo di variazione dell'ordine del modello: da 3 a 120;
- Selezione dei poli stabili: condotta sulla base dei modi evidenziati dalle FRF.

- Tutti i canali, a parte i longitudinali, sembrano aver registrato il dato correttamente;
- Il forzamento ha permesso l'individuazione solo dei primi 3 picchi che si erano osservati nella prova ambientale.

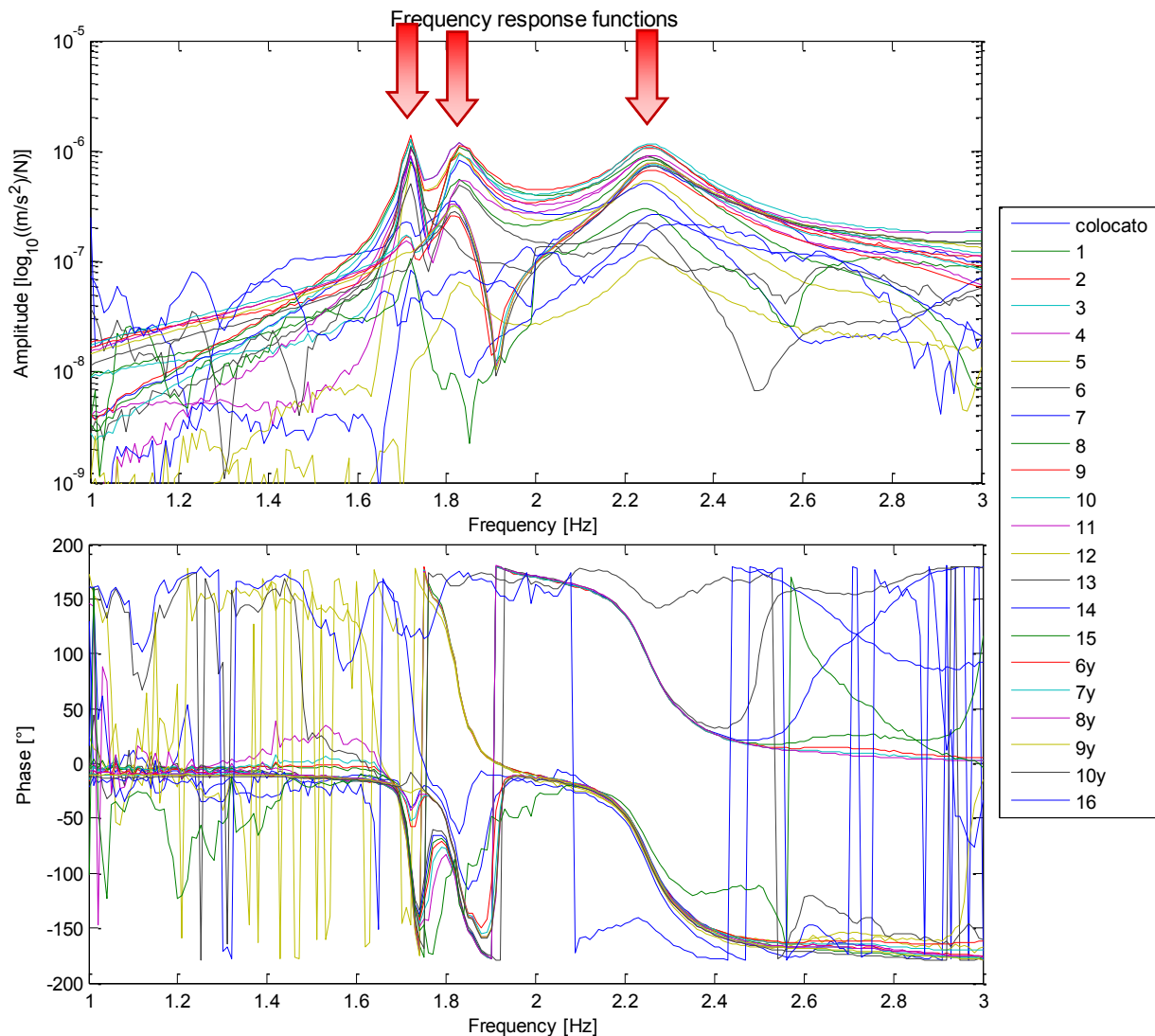


Figura 5.24: FRF calcolate sulla base dei segnali raccolti nel corso della prova con forzamento orizzontale trasversale.

Prima di condurre ulteriori analisi sulle FRF ricavate è bene evidenziare alcune **differenze tra i 3 gruppi di canali** inclusi nello studio, ovvero verticali, orizzontali e verticali collocati in corrispondenza delle pile. In Figura 5.25 sono riportate le FRF, colorate appositamente per facilitare il riconoscimento, associate ai 3 gruppi indicati. Osservando questa figura si può notare che:

- Le vibrazioni misurate dai sensori orizzontali trasversali (rossi) e orizzontali longitudinali (verdi) sono, per tutti i modi tranne il terzo, di almeno un ordine di grandezza inferiori rispetto a quelle dei sensori verticali (rossi);
- I canali orizzontali trasversali (rossi) individuano esattamente le stesse risonanze mostrate dai canali verticali (blu);
- Rispetto ai canali verticali (blu), le risonanze individuate dai canali orizzontali longitudinali (verdi)

coincidono per tutti i picchi tranne il secondo, che non viene riconosciuto;

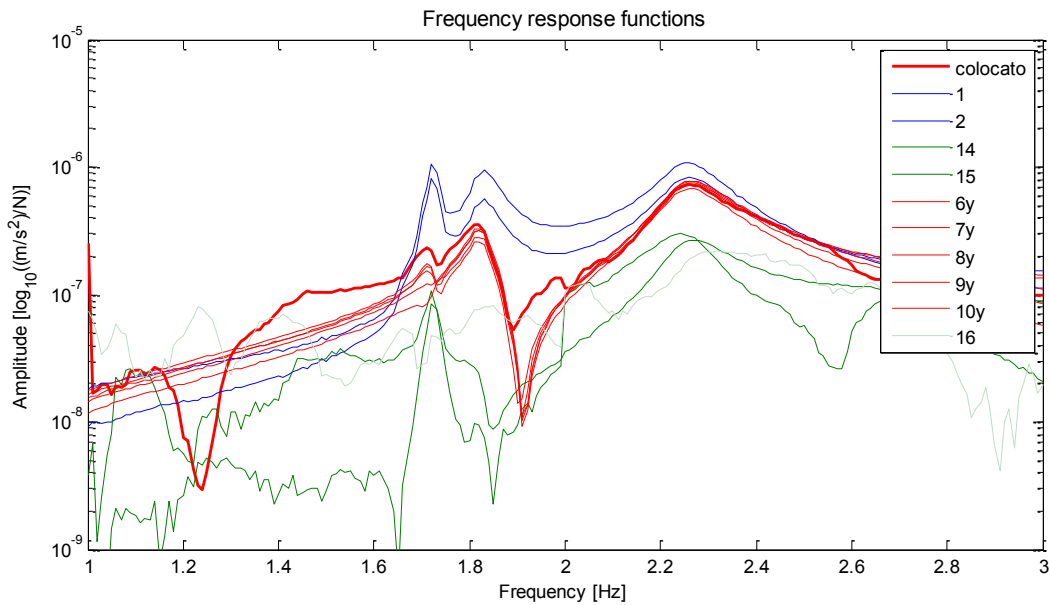


Figura 5.25: FRF dei segnali raccolti nella prova. Sono evidenziati, in blu i canali verticali, in rosso i canali orizzontali trasversali, in verde i canali orizzontali longitudinali (che mostrano peraltro uno spettro molto disturbato).

In definitiva, visti i livelli di oscillazione associati alle risonanze, si può affermare che i tutti i **modi** della struttura, tranne il primo (e in questo caso forse anche il quarto), **sono prettamente verticali e trasversali**, con componenti longitudinali molto ridotte. Si è deciso quindi, come nei casi precedentemente descritti, di concentrare l'analisi modale sui canali verticali e sui canali orizzontali trasversali.

A questo punto si riportano le osservazioni sulle FRF di Figura 5.24, relativamente ai picchi riconosciuti dai canali verticali (il cui andamento è mostrato in Figura 5.26a). Si può osservare:

- Il **primo** picco è ben definito e riconosciuto da tutti i canali tranne il 12;
- Il **secondo** picco è ben definito; solo il canale 13, centrale, non individua alcun picco, mentre il canale 12 lo riconosce, ma con ampiezza inferiore;
- Il **terzo** picco è molto smorzato ma è ben riconoscibile e di ampiezza elevata; i canali 6, 12, 13 mostrano ampiezze inferiori.

Si riportano anche le osservazioni sulle FRF di Figura 5.24 relativamente ai picchi riconosciuti dai canali orizzontali trasversali (il cui andamento è mostrato in Figura 5.26b). Si può osservare:

- Il **primo** picco è poco definito e di ampiezza ridotta per tutti i canali; i canali 9y e 10y in particolare non mostrano alcun picco;
- Il **secondo** picco è ben definito, ha ampiezza superiore al primo ed è riconosciuto da tutti i canali;
- Il **terzo** picco è molto smorzato, ha ampiezza molto superiore agli altri ed è riconosciuto chiaramente da tutti i canali.

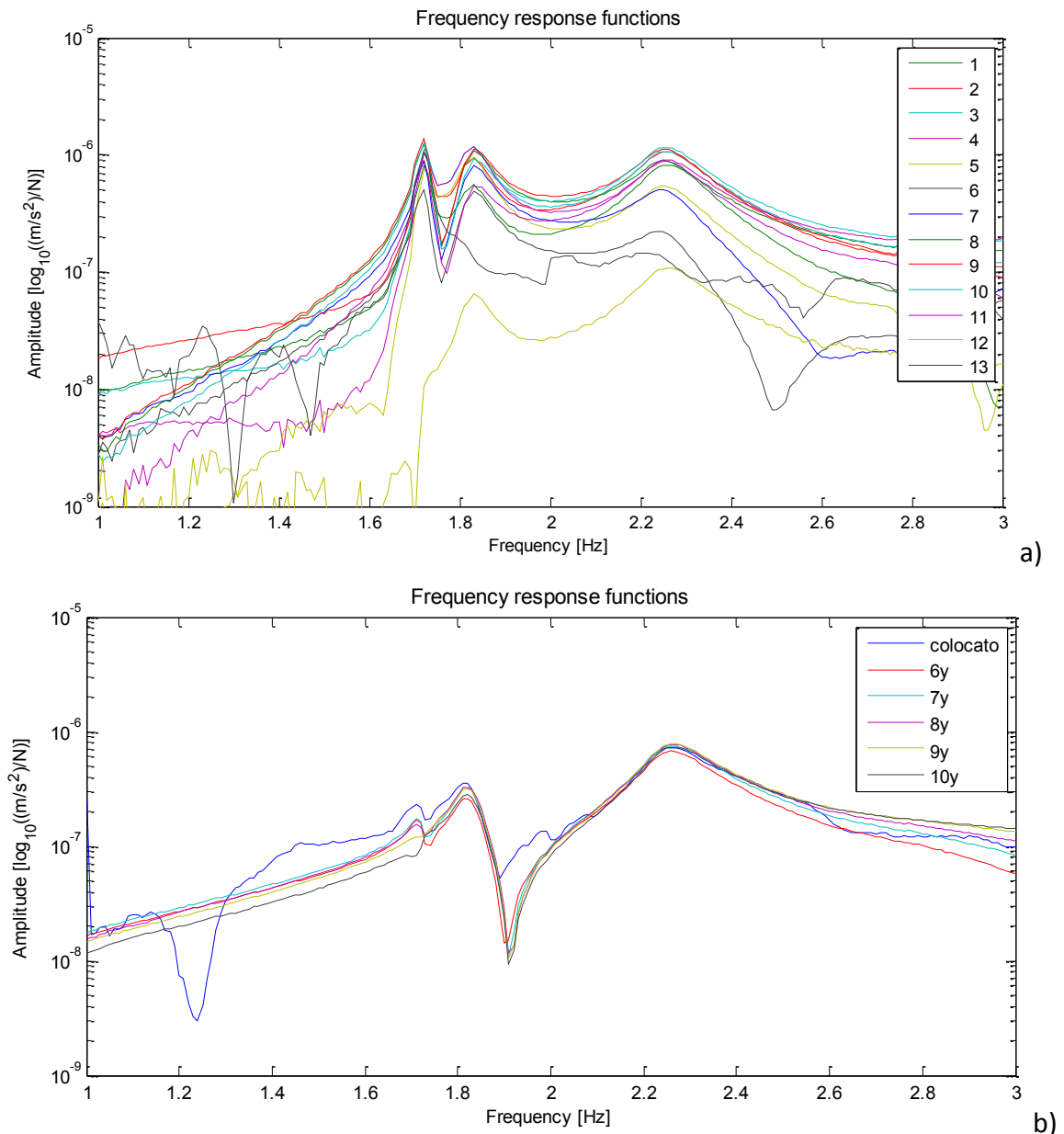


Figura 5.26: FRF dei segnali raccolta nella prova; a) per i soli canali verticali; b) per i soli canali orizzontali trasversali.

ANALISI MODALE E IDENTIFICAZIONE DEI MODI

Per analizzare i risultati sperimentali ed estrarre i parametri modali dei modi dal primo al quinto è stato adottato il metodo Polyreference Least Squares Complex Frequency Domain (**PolyMAX**), nella sua **versione per EMA**, descritto al capitolo 2.2.1. L'analisi è stata condotta seguendo le indicazioni fornite al capitolo 3.3.3.

I rapporti di smorzamento e le frequenze naturali identificati¹⁰ per i modi di interesse sono riportati

¹⁰ L'identificazione, in riferimento a quanto indicato nel capitolo 3.3.3, è stata condotta utilizzando:

- Canali inclusi nell'analisi: tutti i canali verticali (13) più gli orizzontali trasversali (5);

in Tabella 5.12.

Tabella 5.12: parametri modali estratti con il PolyMAX EMA.

MODI	FREQUENZA [Hz]	SMORZAMENTO [%]
1	1,72	0,63
2	1,82	1,36
3	2,26	2,95

Le rappresentazioni delle forme modali associate ai modi identificati sono riportate e commentate al paragrafo 5.3.5.

5.3.4.3. FORZATO ORIZZONTALE LONGITUDINALE

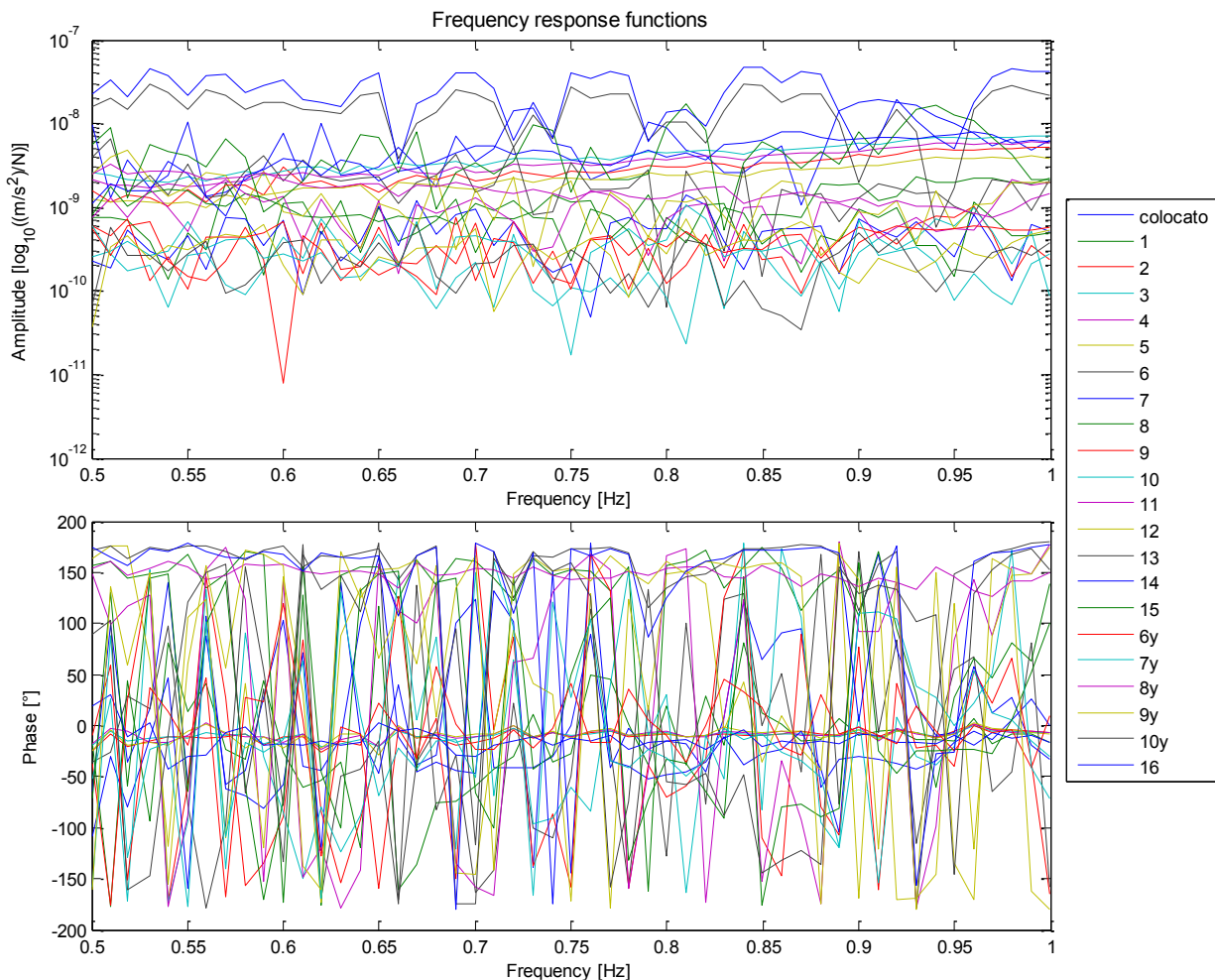


Figura 5.27: FRF calcolate sulla base dei segnali raccolti nel corso della prova con forzamento orizzontale longitudinale.

- Campo di frequenze: un modo alla volta;
- Campo di variazione dell'ordine del modello: da 3 a 120;
- Selezione dei poli stabili: condotta sulla base dei modi evidenziati dalle FRF.

In questo paragrafo sono descritte le fasi principali dell'analisi dei dati estrapolati dalla prova con forzamento orizzontale longitudinale, indicando, oltre ai risultati finali, osservazioni, difficoltà e particolarità incontrate nel corso delle elaborazioni. Si segue lo schema definito al capitolo 3.3.

Le **FRF** (Frequency Response Function) di tutti gli accelerometri sono state calcolate come descritto al capitolo 3.3.1. Si tratta quindi di funzioni definite punto per punto in base alla risoluzione scelta per la prova stepped-sine.

In Figura 5.27 si riportano le FRF relative a tutti i canali impiegati nella prova.

Osservando le FRF di Figura 5.27 si nota che, entro il campo di frequenze indagato, non si individua alcuna risonanza, ma si registra solo rumore. La scelta di questo intervallo di indagine è dovuta alla ricerca di un'evidenza sperimentale del primo modo individuato con l'analisi numerica, modo caratterizzato da componenti rilevanti trasversali e longitudinali.

In definitiva, questo set di dati esclude l'esistenza del modo previsto dal modello, ma non aggiunge informazioni modali alle elaborazioni già effettuate.

5.3.5. OSSERVAZIONE DELLE FORME MODALI

Si riportano in questo paragrafo dei brevi commenti relativi a quanto emerge dall'osservazione delle rappresentazioni delle forme modali relative ai modi identificati per il ponte Muzza (schematizzato in Figura 5.28). Le osservazioni riguardano anche la qualità delle identificazioni di tali forme modali (buona o meno buona a seconda dei casi), indicazioni formulate a seguito dell'osservazione dei digrammi di Nyquist, conformemente a quanto spiegato nel capitolo 3.4.

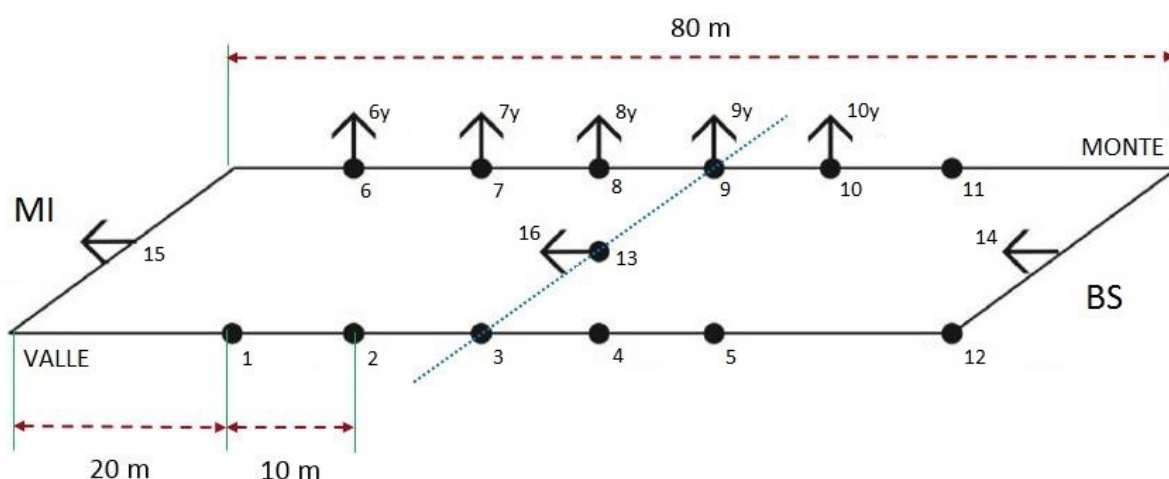


Figura 5.28: schema di base del ponte Muzza con sensori posizionati in conformità con i set-up di prova utilizzati.

Di ogni modo sono riportate:

- Le rappresentazioni relative ai risultati della prova ambientale (vista 3D¹¹);
- Le rappresentazioni relative ai risultati della prova con forzamento verticale (vista 3D¹²).

Tutte le rappresentazioni sono state ricavate secondo i dettami del capitolo 2.2.2.

Si è scelto di non riportare i diagrammi di Nyquist relativi alle costanti modali calcolate, poiché tali diagrammi, come osservato in precedenza, a parte il consentire all'operatore la possibilità di controllare la qualità dell'identificazione effettuata non forniscono alcuna informazione sull'interpretazione dei parametri modali.

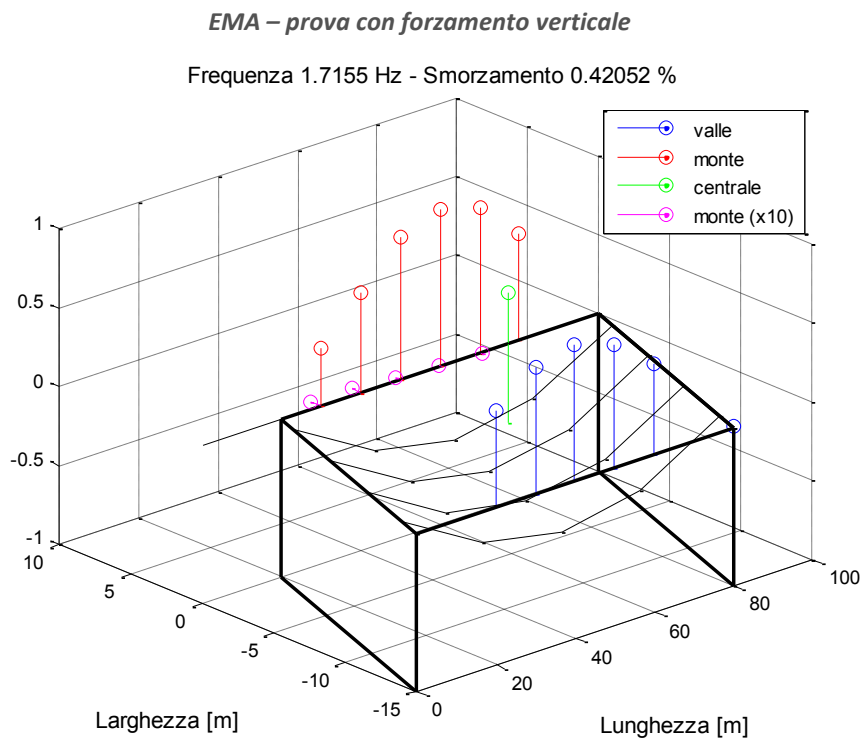
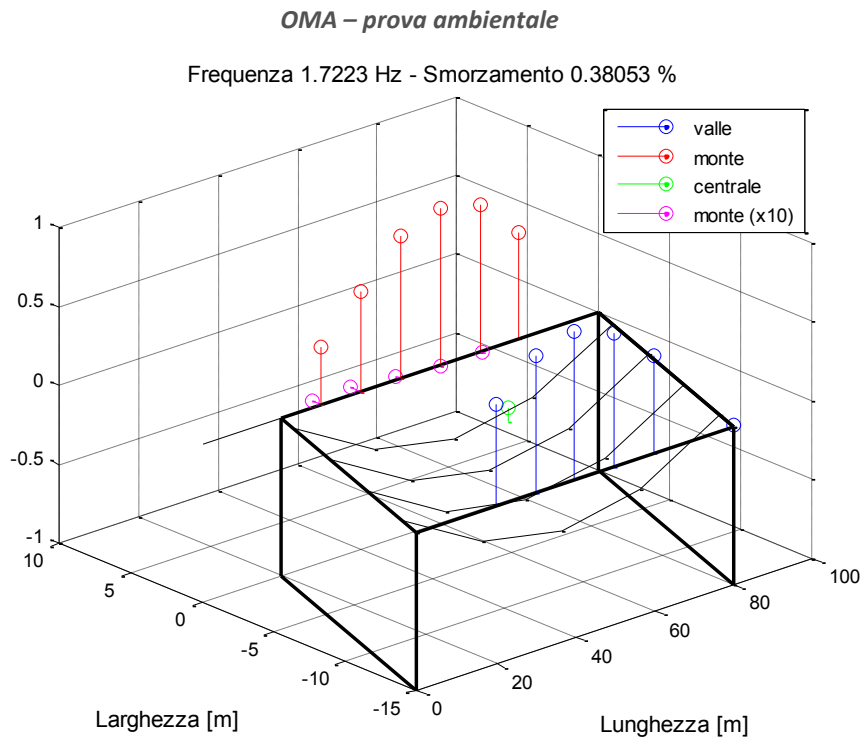
Nota: si nota che il canale 12 è posizionato in corrispondenza di una zona di appoggio, quindi ci si aspetta che registri sempre vibrazioni più basse degli altri, come in effetti si è già evidenziato osservando le PSD e le FRF ricavate dai dati di prova.

¹¹ Le viste 3D ricavate dall'analisi sperimentale sono conformi con lo schema mostrato in Figura 5.28, e riportano in ascissa la lunghezza progressiva del ponte, a partire dall'estremità rivolta verso Milano andando verso Brescia. Le costanti relative ai canali orizzontali sono decuplicate per essere più chiaramente visibili nel disegno complessivo.

¹² Come 11.

MODO 1

Il **primo modo** (Figura 5.29) è prevalentemente **flessionale** con componente di moto trasversale molto ridotta, ad andamento **flessionale** (Figura 5.30).



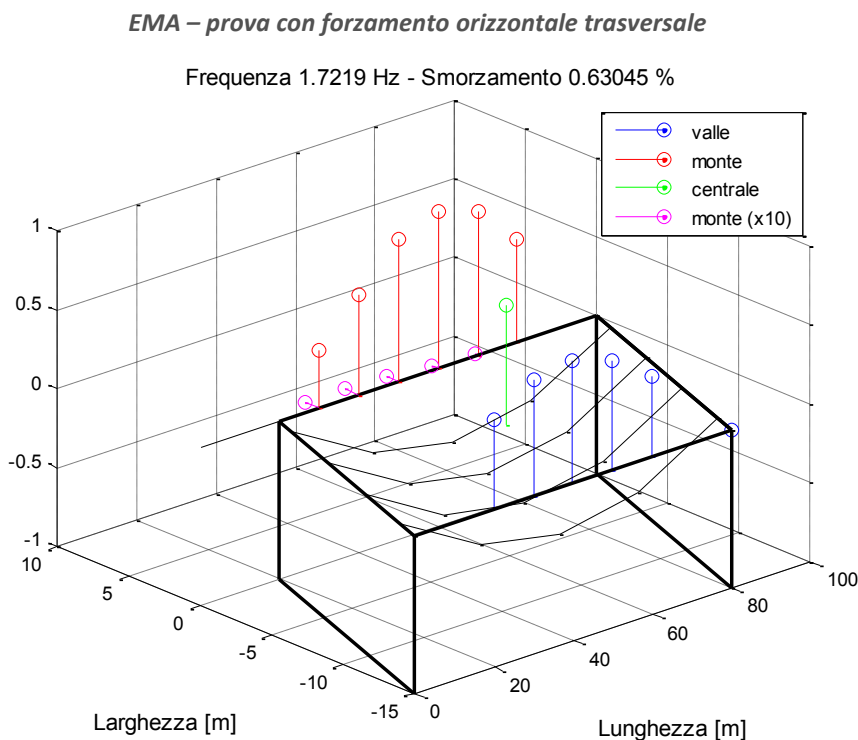


Figura 5.29: rappresentazioni relative al primo modo di vibrare del ponte Muzza.

L’identificazione di questo modo è risultata buona sia nel caso OMA che nei due casi EMA, infatti le forme modali ricavate sono molto simili tra loro.

Si nota che un modo flessionale è l’unico in grado di attivare vibrazioni non trascurabili in direzione longitudinale, e ciò è conforme col fatto che i canali longitudinali riconoscessero un picco ben definito per questo modo.

Le componenti trasversali tendono ad estinguersi all’aumentare dell’ascissa (si veda il dettaglio di Figura 5.30) e mostrano un nodo in corrispondenza del canale 9y. Questo risultato ancora una volta è conforme con quanto osservato nelle PSD e nelle FRF.

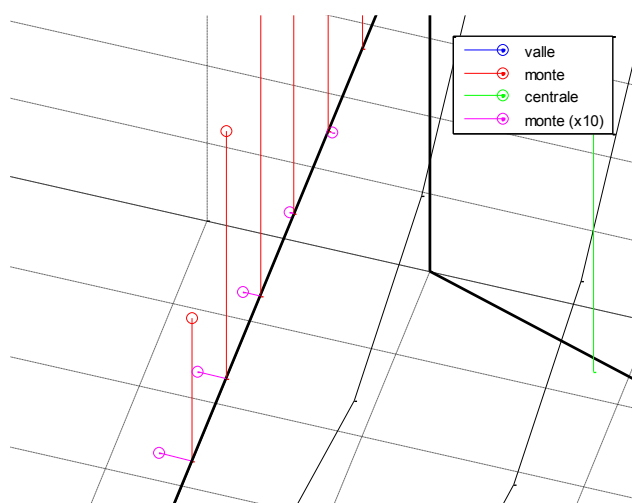
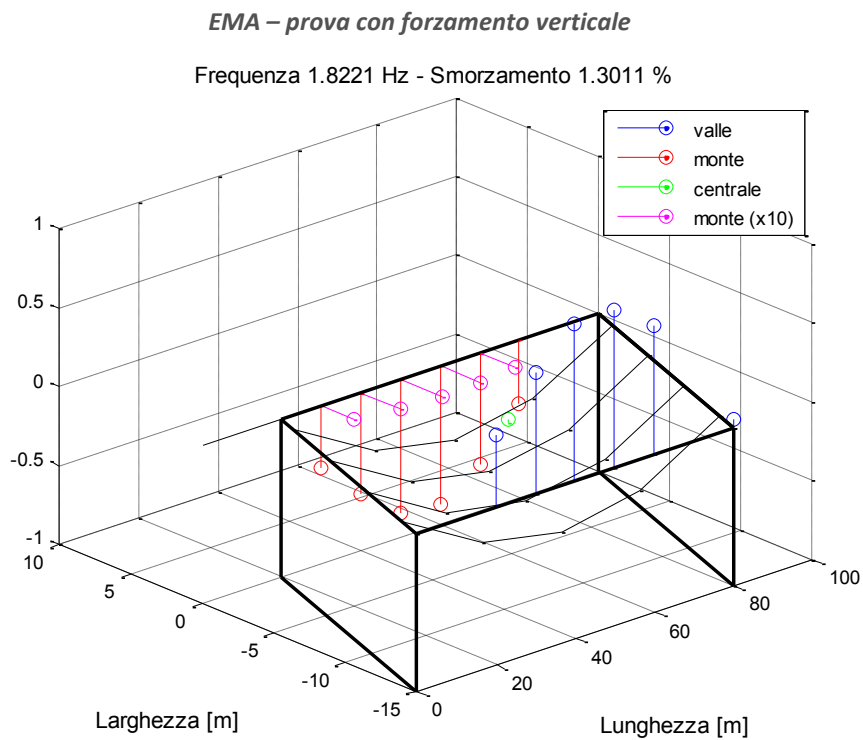
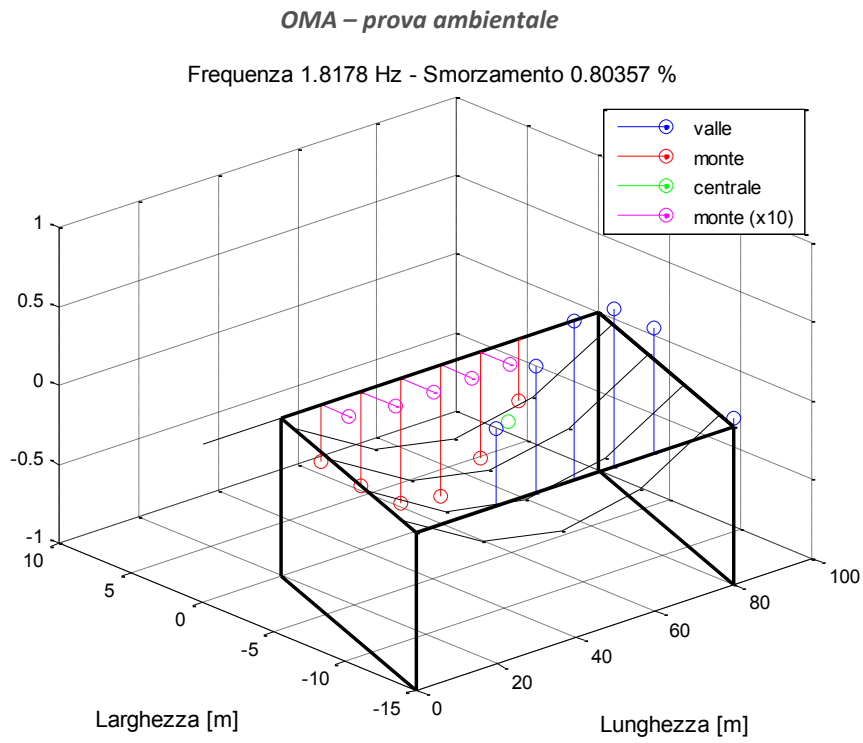


Figura 5.30: dettaglio dell’andamento dei canali orizzontali (primo modo OMA).

MODO 2

Il **secondo modo** (Figura 5.31) è **torsionale** con una componente di moto trasversale non irrilevante, ad andamento **traslazionale** (si veda il dettaglio di Figura 5.32).



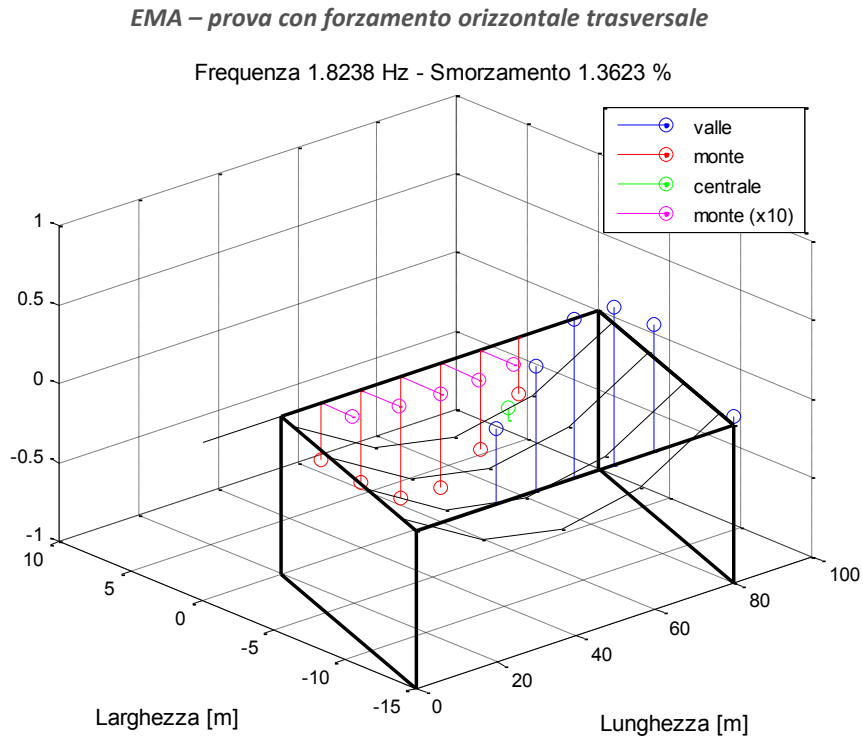


Figura 5.31: rappresentazioni relative al secondo modo di vibrare del ponte Muzza.

La qualità dell'identificazione è risultata non ottimale sia per il caso OMA che per i due casi EMA. Le forme modali tuttavia, pur mostrando un leggero sfasamento tra lato monte e lato valle del ponte, risultano molto simili.

È conforme con la forma modale il fatto che il canale 13, posto al centro del set-up di misura, non rilevi il picco di questo modo sia nella PSD che nella FRF.

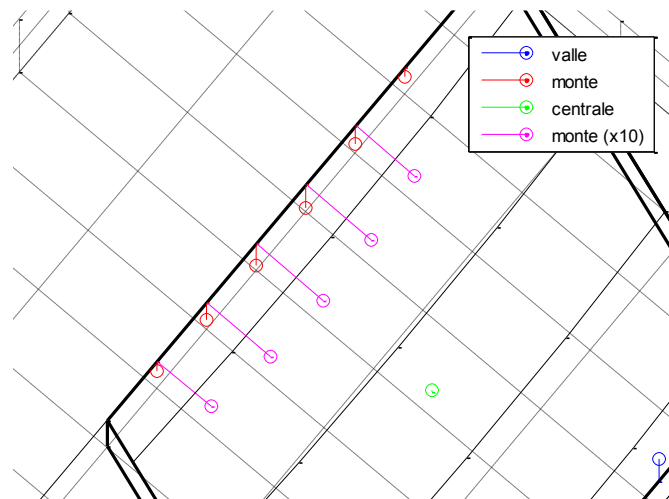
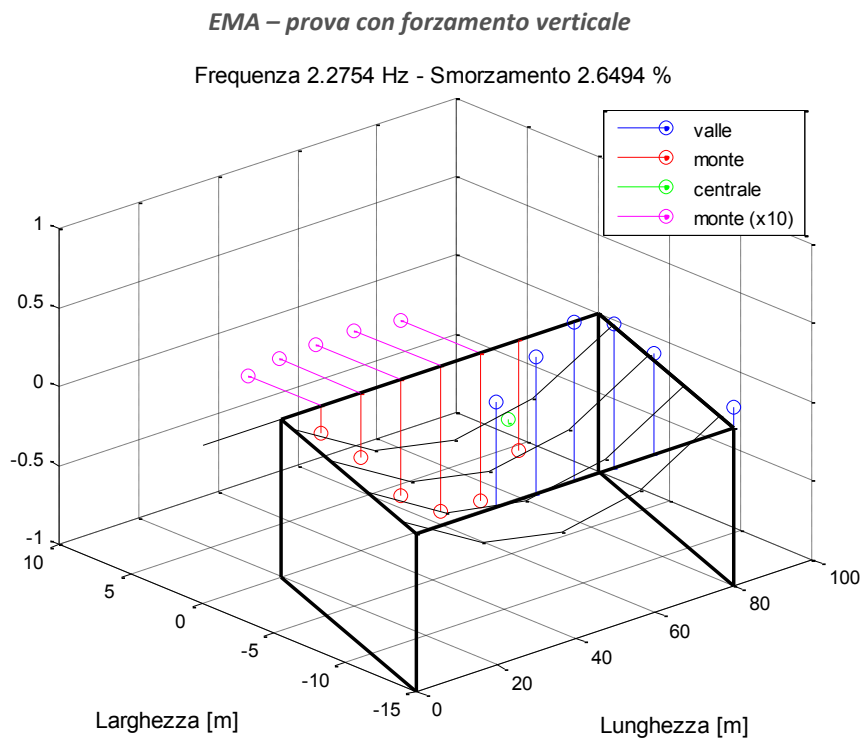
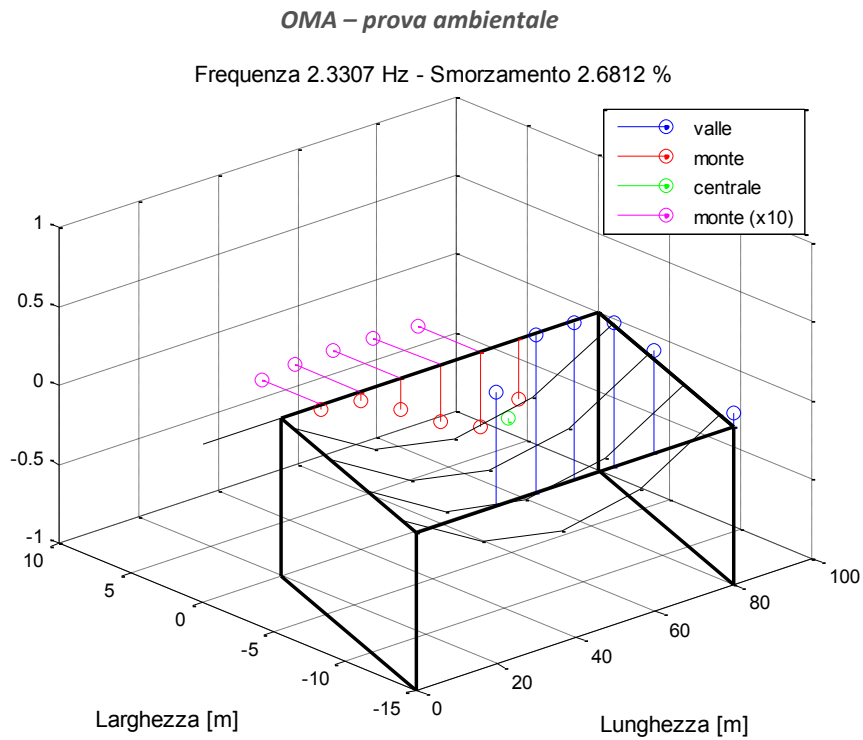


Figura 5.32: dettaglio dell'andamento dei canali orizzontali (secondo modo EMA verticale).

MODO 3

Il **terzo modo** (Figura 5.33) è **torsionale** con una componente di moto trasversale molto rilevante, ad andamento **traslazionale** (si veda il dettaglio di Figura 5.34).



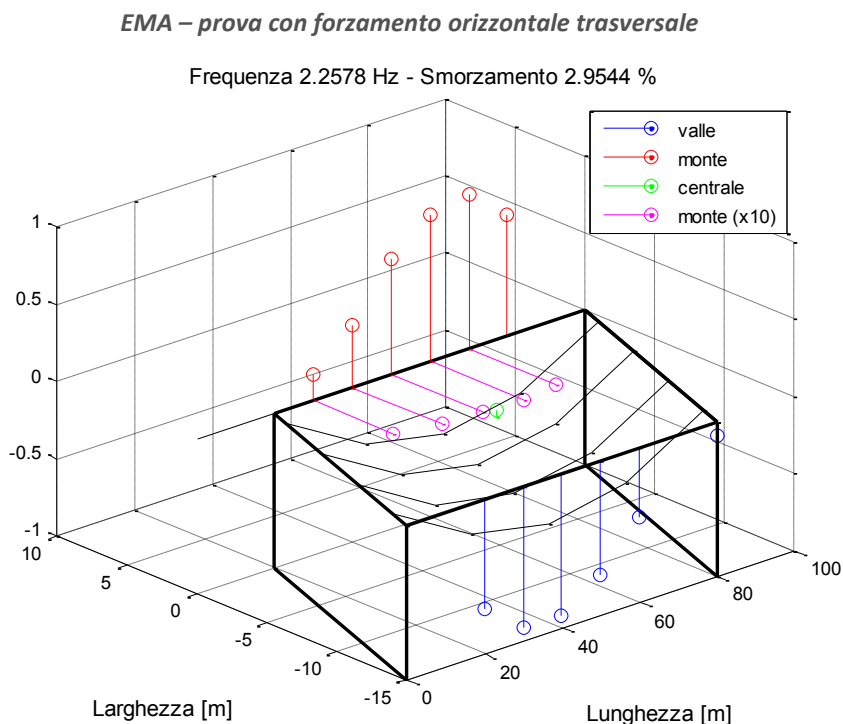


Figura 5.33: rappresentazioni relative al terzo modo di vibrare del ponte Muzza.

L'identificazione di questo modo è risultata ottimale nel caso EMA con forzamento trasversale, ma non negli altri casi. Le forme modali calcolate mostrano tutte una torsione, tuttavia nell'identificazione relativa al caso OMA si osserva uno sfasamento diverso da 180° tra lato monte e lato valle del ponte.

Poiché il modo ha una componente trasversale molto rilevante, la qualità dei risultati evidenziata per il caso EMA verticale può essere imputata ad un forzamento non adeguato. Analogamente, per il caso OMA è possibile che la sollecitazione non sia stata sufficiente ad attivare adeguatamente le vibrazioni orizzontali, producendo una identificazione imprecisa.

È conforme con la forma modale il fatto che il canale 13, posto al centro del set-up di misura, non rilevi il picco di questo modo sia nella PSD che nella FRF.

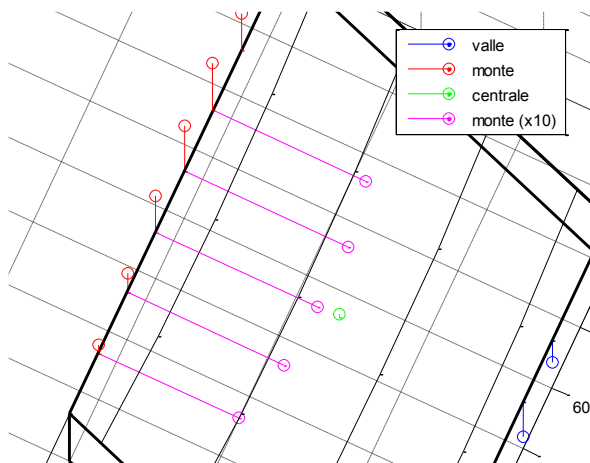


Figura 5.34: dettaglio dell'andamento dei canali orizzontali (terzo modo EMA verticale).

MODULO 4

Il **quarto modo** (Figura 5.35) è prevalentemente flessionale e con una componente di moto trasversale non irrilevante, ad andamento **traslazionale** (si veda il dettaglio di Figura 5.36).

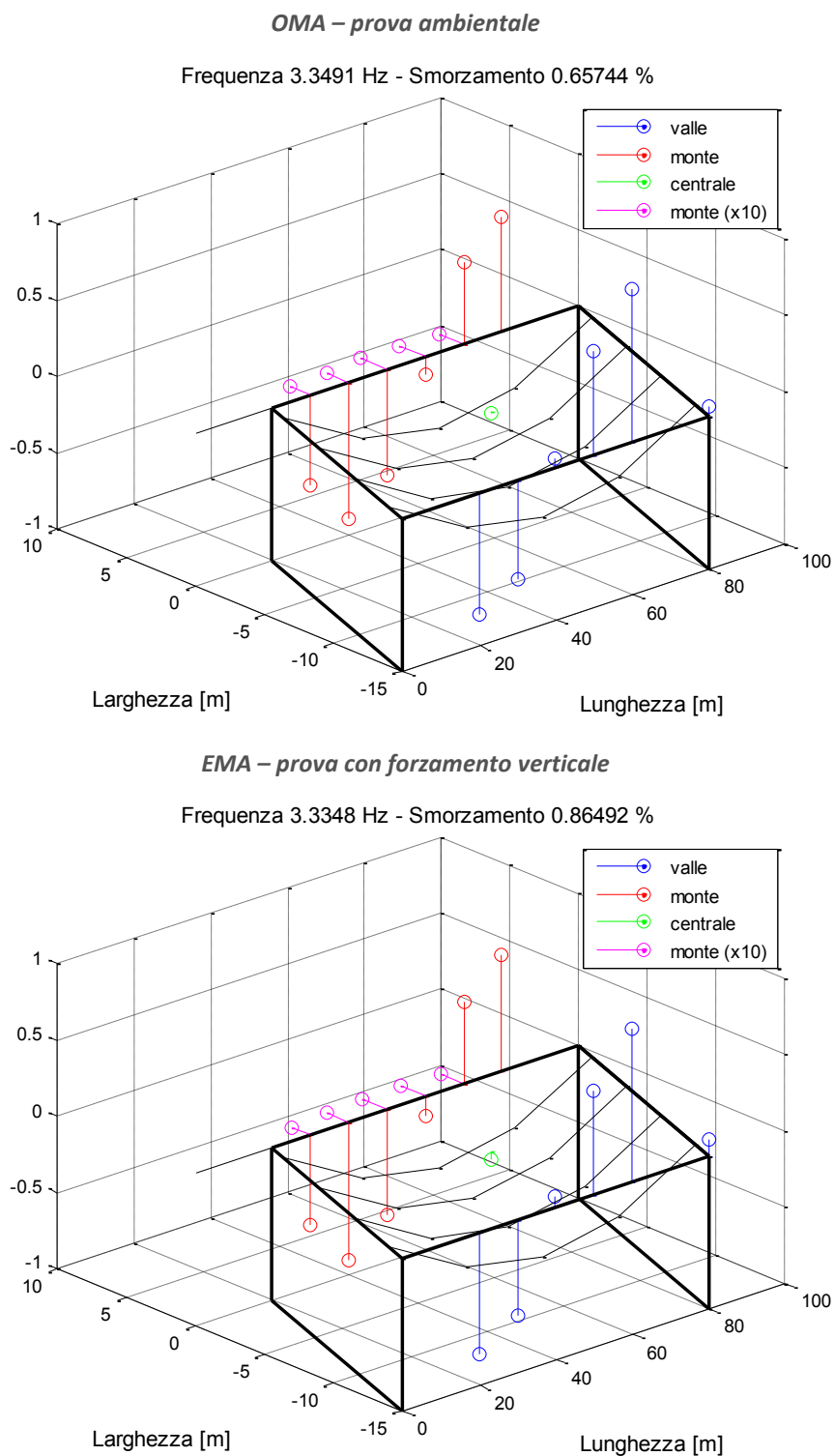


Figura 5.35: rappresentazioni relative al quarto modo di vibrare del ponte Muzza.

L'identificazione di questo modo è risultata buona sia nel caso OMA sia nel caso EMA, infatti le forme

le forme modali ricavate sono molto simili tra loro.

La forma modale è quasi simmetrica rispetto all'asse obliquo del ponte, quindi i canali 3, 13 e 9 sono disposti lungo una "linea nodale" (l'asse di simmetria semplicemente), il che è conforme col fatto che tali canali non riconoscono la risonanza nelle PSD e nelle FRF.

Si nota che un modo flessionale è l'unico in grado di attivare vibrazioni non trascurabili in direzione longitudinale, e ciò è conforme col fatto che i canali longitudinali riconoscessero un picco (poco definito perché la flessione ha un nodo a metà della campata) per questo modo.

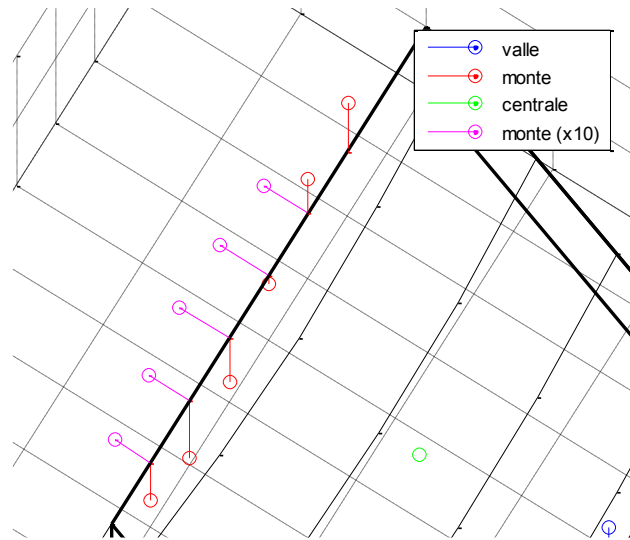


Figura 5.36: dettaglio dell'andamento dei canali orizzontali (quarto modo OMA).

MODO 5

Il **quinto modo** (Figura 5.37) ha una **deformata** modale **complicata**, è un misto tra una flessione e una torsione. Questo modo presenta una componente di moto trasversale molto ridotta, ad andamento **flessionale** (si veda il dettaglio di Figura 5.38),

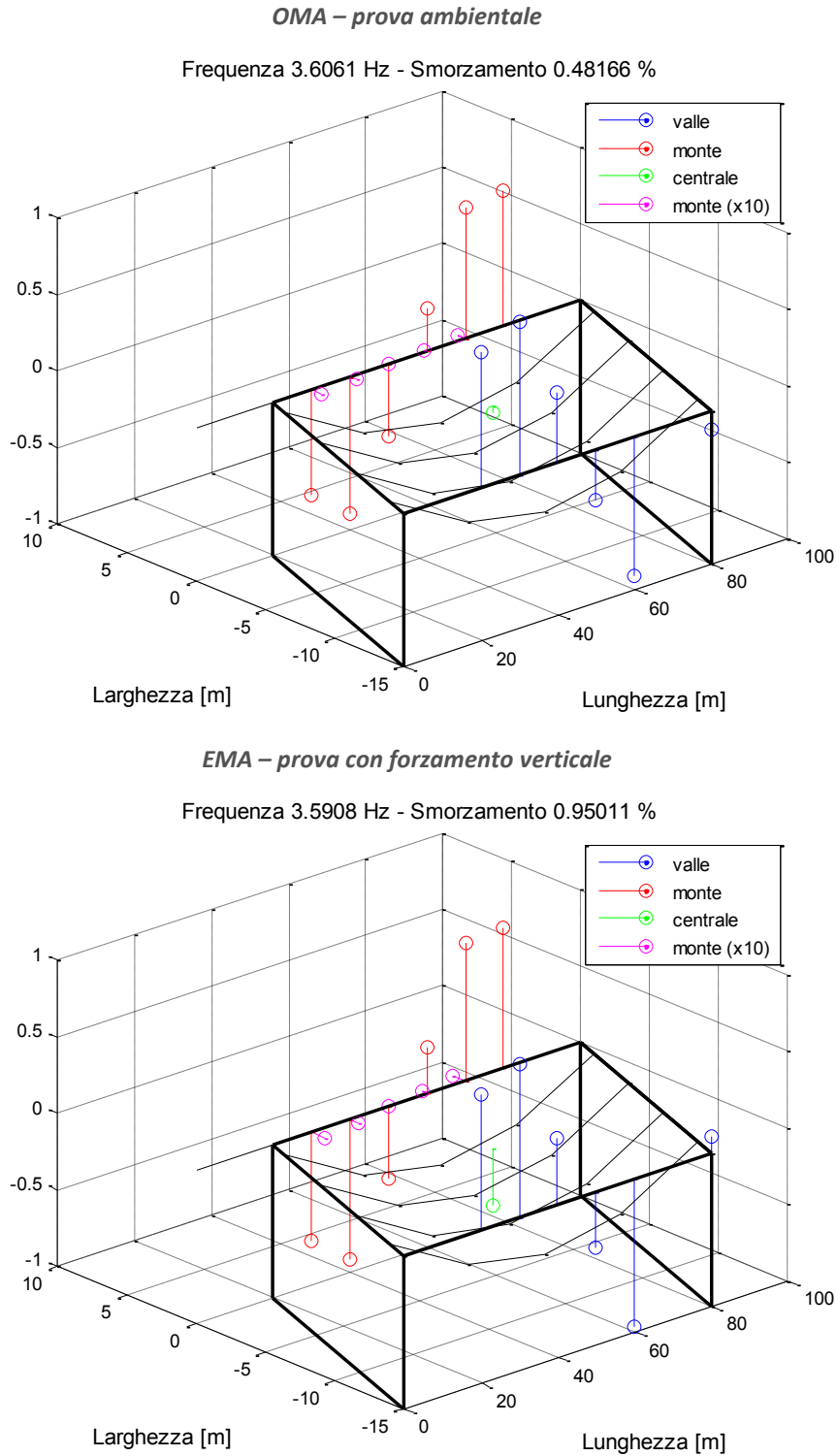


Figura 5.37: rappresentazioni relative al quinto modo di vibrare del ponte MuZZa.

L'identificazione di questo modo è risultata buona sia nel caso OMA che nel caso EMA, infatti le forme modali ricavate sono molto simili tra loro.

Le componenti trasversali mostrano un nodo in posizione intermedia tra i canali 8y e 9y. Questo risultato è conforme con quanto osservato nelle PSD e nelle FRF.

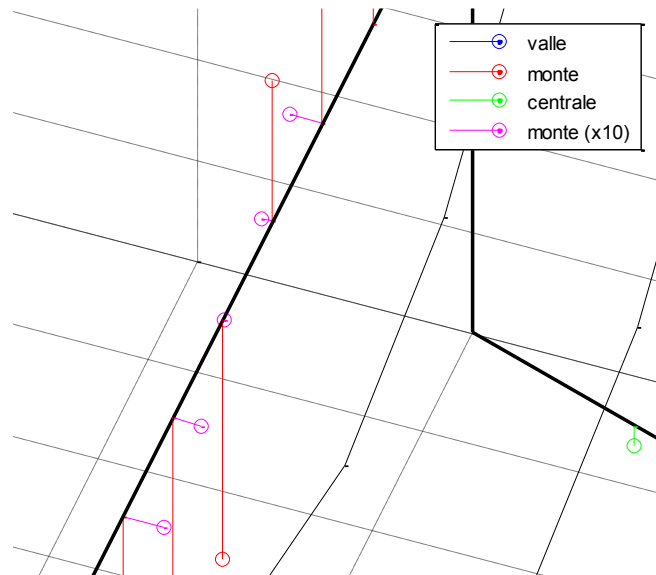


Figura 5.38: dettaglio dell'andamento dei canali orizzontali (quinto modo OMA).

5.3.6. CONFRONTO DEI RISULTATI

In questo paragrafo si analizzano i risultati delle tre tipologie di analisi sperimentale (EMA verticale, EMA orizzontale trasversale e OMA), andando a confrontare i parametri modali con gli strumenti descritti al capitolo 3.5. L'obiettivo della trattazione è stabilire se gli approcci all'analisi sono **compatibili** tra loro, un requisito fondamentale per i successivi confronti con i risultati dell'analisi numerica.

In Tabella 5.13 e Tabella 5.14 si riportano i parametri modali estratti dalle elaborazioni (frequenze e smorzamenti rispettivamente), andando a valutare le differenze percentuali tra di essi, mentre in Tabella 5.16, Tabella 5.17 e Tabella 5.18 si evidenzia la compatibilità tra gli intervalli di incertezza associati alla stima di tali parametri, assumendo che le incertezze siano quelle riportate in Tabella 5.15.

Tabella 5.13: frequenze stimate con i diversi approcci all'analisi sperimentale, e variazione percentuale tra le stime.

MODI	FREQUENZA [Hz]			$\Delta\%$ OMA- EMA VERT	$\Delta\%$ OMA- EMA ORIZZ	$\Delta\%$ EMA VERT- EMA ORIZZ
	OMA	EMA VERT	EMA ORIZZ			
1	1,72	1,72	1,72	0,4%	0,0%	0,4%
2	1,82	1,82	1,82	0,2%	0,3%	0,1%
3	2,33	2,28	2,26	2,4%	3,1%	0,8%
4	3,35	3,33	-	0,4%	-	-
5	3,61	3,59	-	0,4%	-	-

Tabella 5.14: indici di smorzamento stimati con i diversi approcci all'analisi sperimentale, e variazione percentuale tra le stime.

MODI	SMORZAMENTO [%]			$\Delta\%$ OMA- EMA VERT	$\Delta\%$ OMA- EMA ORIZZ	$\Delta\%$ EMA VERT- EMA ORIZZ
	OMA	EMA VERT	EMA ORIZZ			
1	0,38	0,42	0,63	10,5%	65,7%	49,9%
2	0,80	1,30	1,36	61,9%	69,5%	4,7%
3	2,68	2,65	2,95	1,2%	10,2%	11,5%
4	0,66	0,86	-	31,6%	-	-
5	0,48	0,95	-	97,3%	-	-

Tabella 5.15: intervalli di incertezza [%] associati alla sola stima dei parametri modali.

INCERTEZZE DI STIMA	OMA	EMA
FREQUENZA	1%	2%
SMORZAMENTO	10%	10%

Si osserva che è presente un buon grado di concordanza tra le frequenze identificate, grado che risulta molto inferiore nel confronto tra gli indici di smorzamento. Le elevate differenze riscontrate (in termini di smorzamento specialmente) possono essere imputate a diversi fattori:

- Il ponte è prevalentemente realizzato in metallo e tale materiale presenta maggiore flessibilità rispetto al calcestruzzo armato. In termini di parametri modali, questo fatto si riflette in oscillazioni di ampiezza generalmente maggiore e quindi smorzamenti elevati, poiché gli smorzamenti di questa struttura sono verosimilmente di tipo isteretico;
- Le strutture che costituiscono il ponte (travi metalliche, traversi, soletta in calcestruzzo) non possono essere considerate come un insieme rigido. Questi elementi, se pur vincolati adeguatamente, mantengono una certa indipendenza, fattore che implica la formazione di sfasamenti tra le diverse parti della struttura, specialmente nei casi in cui le oscillazioni non risultano più in regime di piccoli spostamenti;
- Lo smorzamento varia al variare del livello di forzamento applicato alla struttura, e quindi della quantità di energia immessa. Questa caratteristica esula dalle ipotesi della teoria di analisi modale lineare, quindi può comportare una elevata variabilità dei risultati.

Tabella 5.16: risultati del confronto, espressi in termini di compatibilità degli intervalli di incertezza.

MODI	COMPATIBILITÀ (OMA - EMA VERT)	
	FREQUENZA	SMORZAMENTO
1	SI	SI
2	SI	NO
3	SI	SI
4	SI	NO
5	SI	NO

Tabella 5.17: risultati del confronto, espressi in termini di compatibilità degli intervalli di incertezza.

MODI	COMPATIBILITÀ (OMA - EMA ORIZZ)	
	FREQUENZA	SMORZAMENTO
1	SI	NO
2	SI	NO
3	NO	SI

Tabella 5.18: risultati del confronto, espressi in termini di compatibilità degli intervalli di incertezza.

MODI	COMPATIBILITÀ (EMA VERT - EMA ORIZZ)	
	FREQUENZA	SMORZAMENTO
1	SI	NO
2	SI	SI
3	SI	SI

Visti gli elevati fattori di incertezza, specialmente negli smorzamenti, i risultati possono essere ritenuti soddisfacenti.

In Tabella 5.19, Tabella 5.20 e Tabella 5.21 sono riportate le matrici di **crossMAC**, che permettono

un confronto numerico tra le forme modali identificate con i tre diversi approcci di analisi sperimentale. Le matrici sono state calcolate seguendo le indicazioni riportate al capitolo 3.5.2.

Tabella 5.19: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi OMA e EMA verticale¹³.

MODI		FORZATO VERT				
		1	2	3	4	5
AMBIENTALE	1	91,54	6,80	1,63	0,23	4,18
	2	3,40	96,34	54,63	4,43	0,65
	3	20,11	49,60	80,23	0,24	0,39
	4	0,33	4,31	2,45	97,19	2,45
	5	4,25	0,87	0,10	3,55	95,54

Tabella 5.20: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi OMA e EMA orizzontale¹⁴.

MODI		FORZATO ORIZZ		
		1	2	3
AMBIENTALE	1	90,25	1,40	0,22
	2	0,23	94,46	50,91
	3	11,56	39,49	79,19

Tabella 5.21: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi EMA verticale e EMA orizzontale¹⁵.

MODI		FORZATO ORIZZ		
		1	2	3
FORZ VERT	1	95,13	0,23	1,24
	2	3,20	83,67	46,92
	3	0,54	43,95	94,69

Osservando le matrici si nota in primo luogo che i valori sulla diagonale, che mostrano la correlazione tra i medesimi modi, risultano molto elevati (valore minimo pari al 79%), il che indica un buon grado di concordanza tra le forme modali calcolate.

È interessante osservare anche i valori fuori diagonale, utili a riconoscere eventuali somiglianze tra modi diversi. In questo caso tutti i modi sono ben distinti, solo i modi 2 e 3, entrambi torsionali,

¹³ La matrice è stata calcolata effettuando il confronto tra 18 costanti modali per ogni modo.

¹⁴ La matrice è stata calcolata effettuando il confronto tra 18 costanti modali per ogni modo.

¹⁵ La matrice è stata calcolata effettuando il confronto tra 18 costanti modali per ogni modo.

mostrano evidenti similitudini (correlazione intorno al 50%).

A differenza del caso di studio relativo al ponte Oglio, in questo caso l'indagine è stata condotta sull'intera struttura, il che ha consentito di definire compiutamente le intere forme modali. I risultati mostrati indicano che la mesh di misura ha consentito un riconoscimento adeguato, e che quindi un raffittimento della stessa non porterebbe vantaggi evidenti nelle correlazioni fuori diagonale.

5.4. UPDATING DEL MODELLO

A valle della campagna sperimentale svolta è stato possibile verificare la correttezza delle ipotesi formulate nella fase di redazione del modello FEM di riferimento per il ponte in analisi, e, in base ai risultati, di effettuare un **updating** del modello. In questo paragrafo si vogliono quindi elencare quelle caratteristiche del modello che hanno richiesto una variazione al fine di ottenere una stima più corretta delle proprietà meccaniche della struttura.

L'esecuzione di questa fase, come anche la definizione e il successivo studio del modello di riferimento, sono state curate dallo studio di progettazione ECSD Srl, in collaborazione con il dipartimento di meccanica del Politecnico di Milano [16].

5.4.1. SPECIFICHE

In primo luogo, come evidenziato già al paragrafo 5.2, si ricorda che i test sono stati eseguiti a seguito del montaggio dei **giunti di dilatazione** in gomma armata (mostrati in Figura 5.39), mentre il modello di riferimento è stato creato pensando che tali giunti non fossero presenti al momento delle prove.

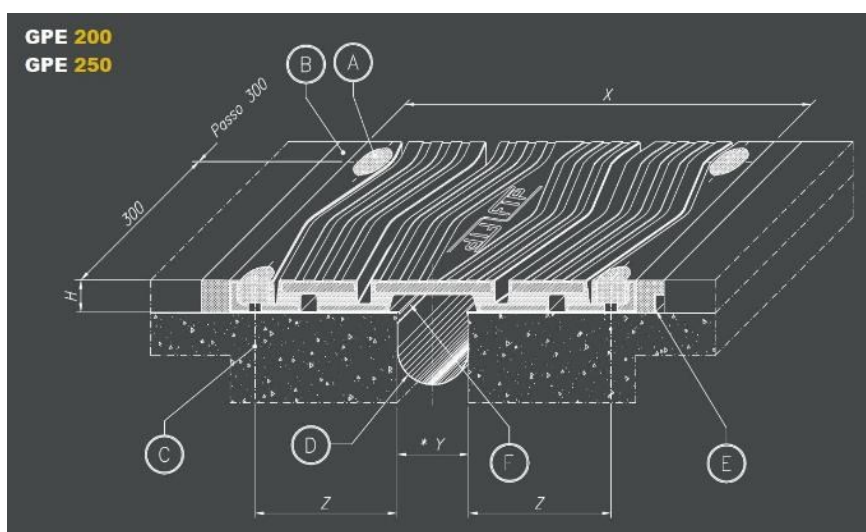


Figura 5.39: tavola tecnica di un giunto longitudinale FIP GPE200 [14].

Si è constatato che la presenza di tali giunti comporta, in regime di piccoli spostamenti, la limitazione dei movimenti trasversali del ponte, poiché essi forniscono una **resistenza trasversale non**

trascurabile. Questa differenza può in parte spiegare perché sperimentalmente non si rileva il primo modo previsto dal modello, modo caratterizzato da componenti principalmente orizzontali.

Quindi, per correggere questa inesattezza nelle condizioni al contorno del modello, si è introdotto il giunto longitudinale come nuovo elemento, in modo che ci sia effettivamente libertà di spostamento in direzione longitudinale, ma non in direzione trasversale.

È bene notare che la modellazione del giunto non è facile da risolvere: per quanto indicato al paragrafo 5.1 infatti, in fase di progetto tali giunti non sono stati considerati, dato che non forniscono alcun contributo alla stabilità strutturale, quindi non esistono riferimenti sicuri per riprodurre il loro reale comportamento nelle condizioni di prova.

L'introduzione dei giunti ha consentito quindi di allineare il modello alle reali condizioni della struttura in fase di prova, tuttavia è stato necessario aggiornare anche alcuni parametri degli elementi già esistenti nel modello.

Particolare attenzione infatti è stata posta sugli **isolatori in gomma** tramite cui si realizza l'appoggio dell'impalcato dalle spalle. Nel modello di riferimento essi sono stati considerati alla stregua di molle dotate di una rigidezza (k) equivalente, tuttavia in seguito si è cercato di definire con più attenzione la legge che regola il loro comportamento, considerando che la rigidezza trasversale risulta variabile al variare del carico verticale.

Questo miglioramento ha permesso di verificare la correttezza dell'ipotesi di rigidezza delle **spalle del ponte**.

Infine, l'intervento maggioritario sul modello di riferimento ha riguardato la rivalutazione delle **distribuzioni delle masse** della struttura. Questa operazione è stata effettuata sulla base delle analisi sperimentali condotte, affinché il modello risultasse rispondente alla realtà in termine di forme modali previste.

5.4.2. RISULTATI

Si riportano in Tabella 5.22 le frequenze dei modi riscontrati con l'analisi numerica del modello FEM, prima e dopo l'updating dello stesso.

Tabella 5.22: frequenze dei modi fondamentali di vibrare individuati tramite modello FEM prima e dopo l'updating.

MODELLO DI RIFERIMENTO		MODELLO AGGIORNATO	
MODI	FREQUENZA [Hz]	MODI	FREQUENZA [Hz]
1	0,58	1	1,75
2	1,77	2	1,76
3	1,78	3	2,30
4	2,95	4	...

Tra le variazioni più marcate a seguito dell'updating del modello, oltre alla scomparsa del modo di vibrare a 0,58Hz, con componenti prevalentemente orizzontali, si evidenzia una sostanziale

differenza del modo inizialmente individuato a 2,95Hz.

Quello che era il quarto modo di vibrare del modello di riferimento, e che rappresenta il terzo modo nel modello aggiornato, viene individuato ora ad una frequenza di 2,30Hz e presenta una deformata modale di tipo prevalentemente torsionale (è l'unione di due modi, uno flessionale e uno torsionale) con componenti trasversali rilevanti. In precedenza invece tale modo risultava puramente flessionale.

In Figura 5.40 sono mostrate le forme modali appena descritte.

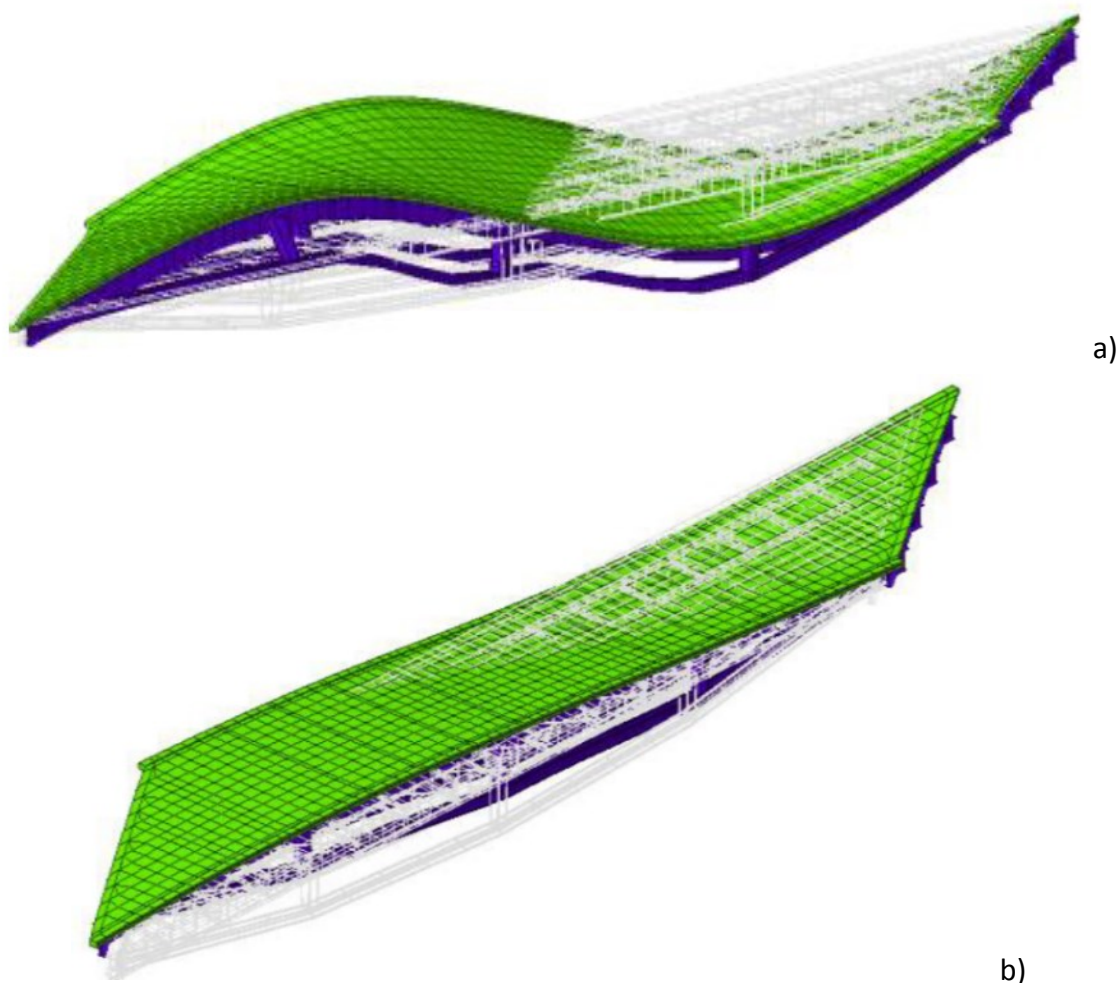


Figura 5.40: deformate modali; a) quarto modo da modello di riferimento ($f=2,95\text{Hz}$); b) terzo modo da modello aggiornato ($f=2,3\text{Hz}$).

Il modello aggiornato, di cui sono riportati i risultati, è stato confrontato con i dati raccolti nella campagna sperimentale, al fine di verificarne la qualità degli interventi di updating.

5.5. CONFRONTO SPERIMENTALE – MODELLO

In questo capitolo si affronta il confronto tra i dati ottenuti attraverso l'analisi numerica del modello a elementi finiti del ponte (aggiornato secondo le indicazioni fornite al paragrafo precedente) e i dati ottenuti dalle analisi sperimentali.

In particolare si è eseguito un confronto tra le frequenze dei modi in termini di differenze percentuali e un confronto tra le forme modali in termini di MAC.

5.5.1. RAPPRESENTAZIONE DELLE FORME MODALI

In questo paragrafo sono riportate le deformate modali previste dal modello aggiornato ad elementi finiti del ponte.

Di ogni modo si riportano:

- Le viste 3D¹⁶;
- I particolari relativi all'andamento dei canali orizzontali (estrapolati sempre dalle viste 3D).

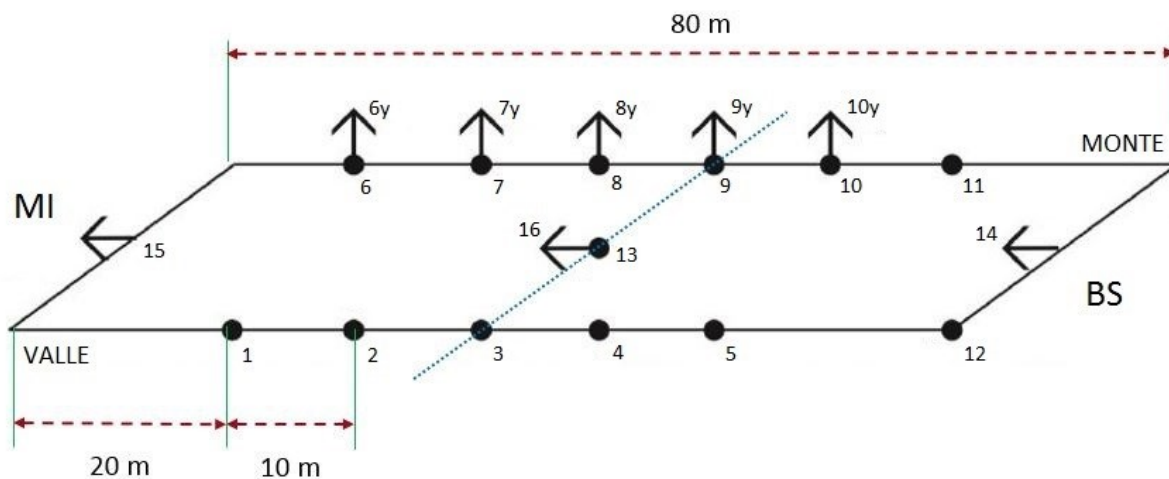


Figura 5.41: schema di base del ponte Muzza con sensori posizionati in conformità con i set-up di prova utilizzati.

Tutte le rappresentazioni sono state ricavate secondo i dettami del capitolo 2.2.2, e fanno riferimento allo schema mostrato in Figura 5.41.

¹⁶ Le viste 3D ricavate dall'analisi numerica sono conformi a quelle dell'analisi sperimentale. Sfruttano lo schema mostrato in Figura 5.41 e riportano in ascissa la lunghezza progressiva del ponte, a partire dall'estremità rivolta verso Milano andando verso Brescia. Come nel caso precedente le costanti modali relative ai canali orizzontali sono state decuplicate.

MODO 1

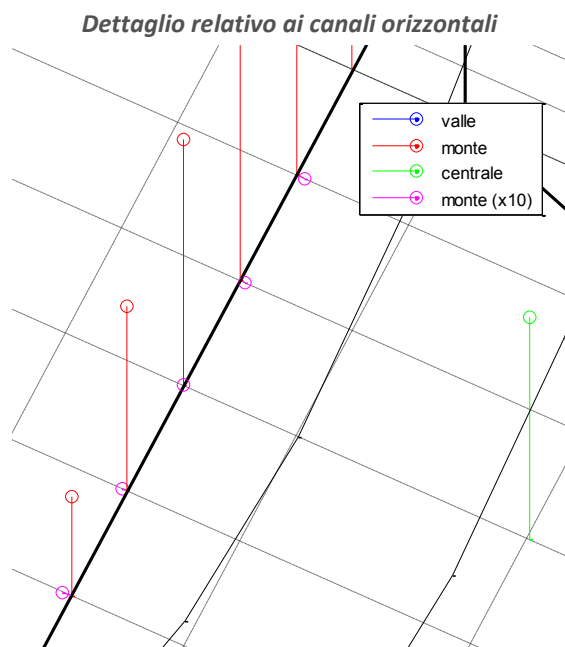
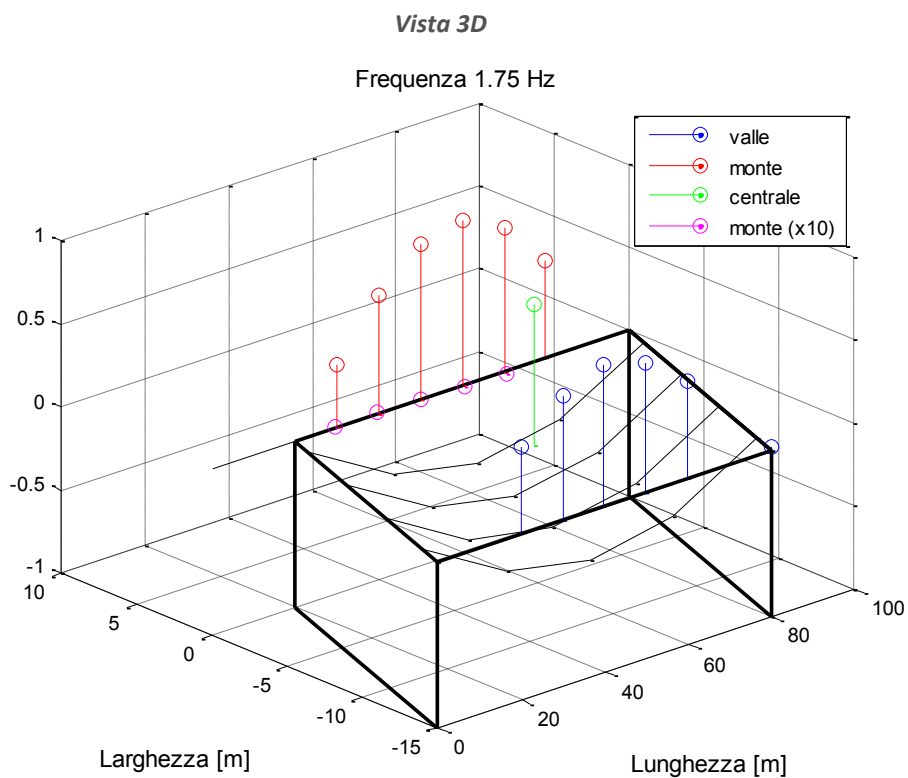


Figura 5.42: rappresentazioni relative al primo modo di vibrare del ponte Muzza.

Il **primo modo** (Figura 5.42) è **flessionale** con componente di moto trasversale molto ridotta, ad andamento **flessionale**.

MODO 2

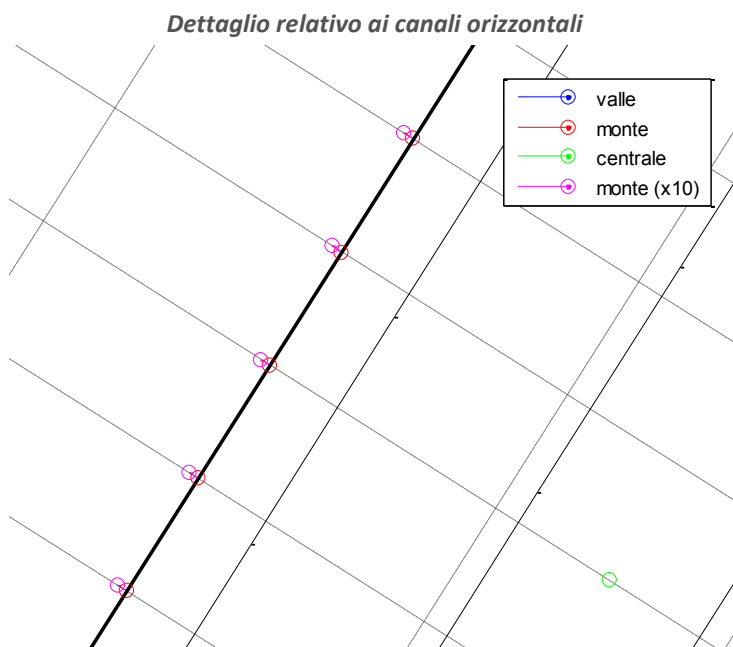
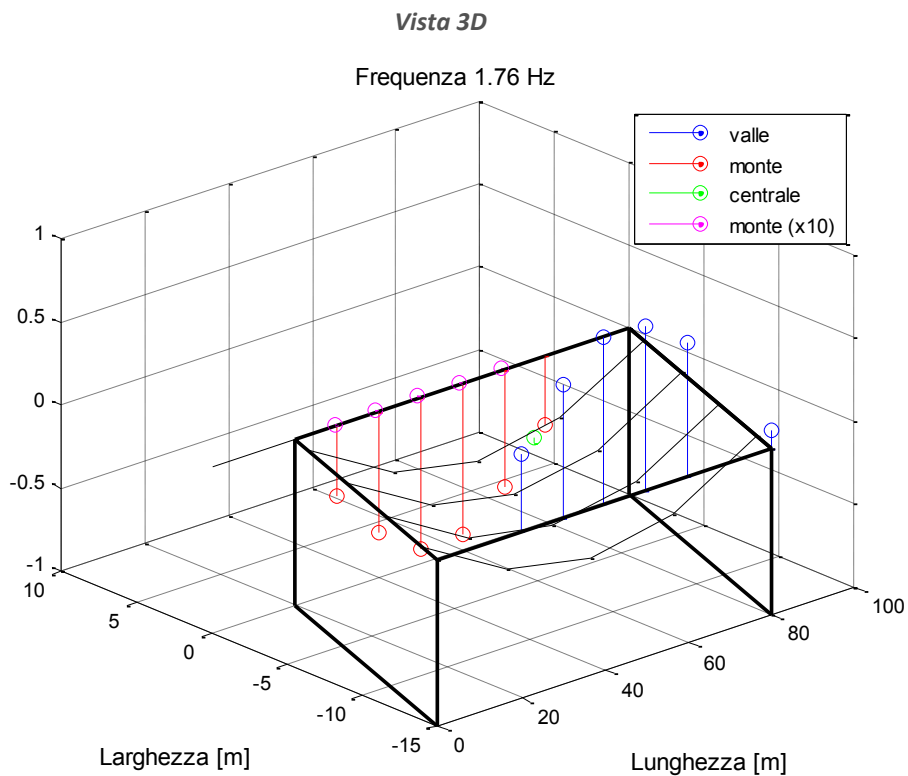


Figura 5.43: rappresentazioni relative al secondo modo di vibrare del ponte Muzza.

Il **secondo modo** (Figura 5.43) è **torsionale** con componente di moto trasversale molto ridotta, ad andamento **traslazionale**.

MODO 3

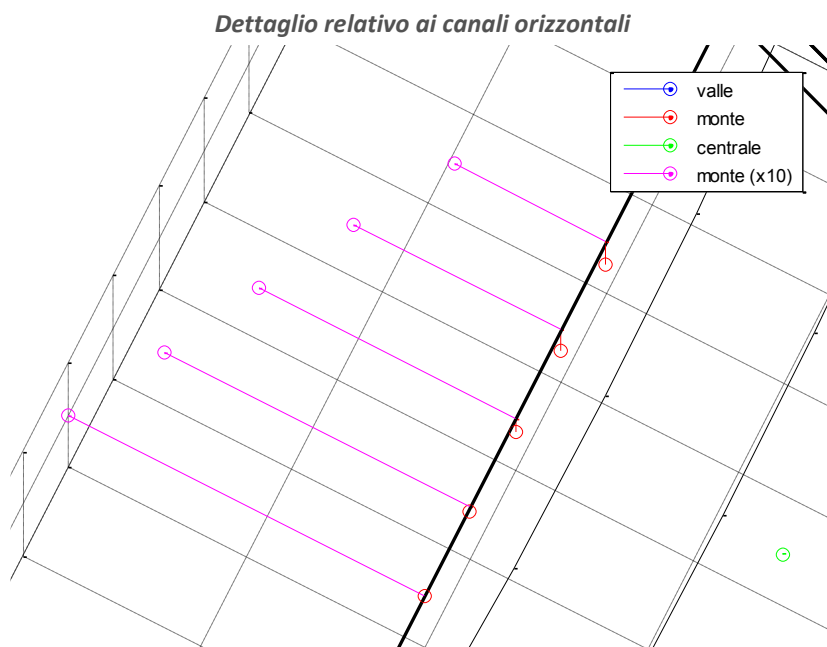
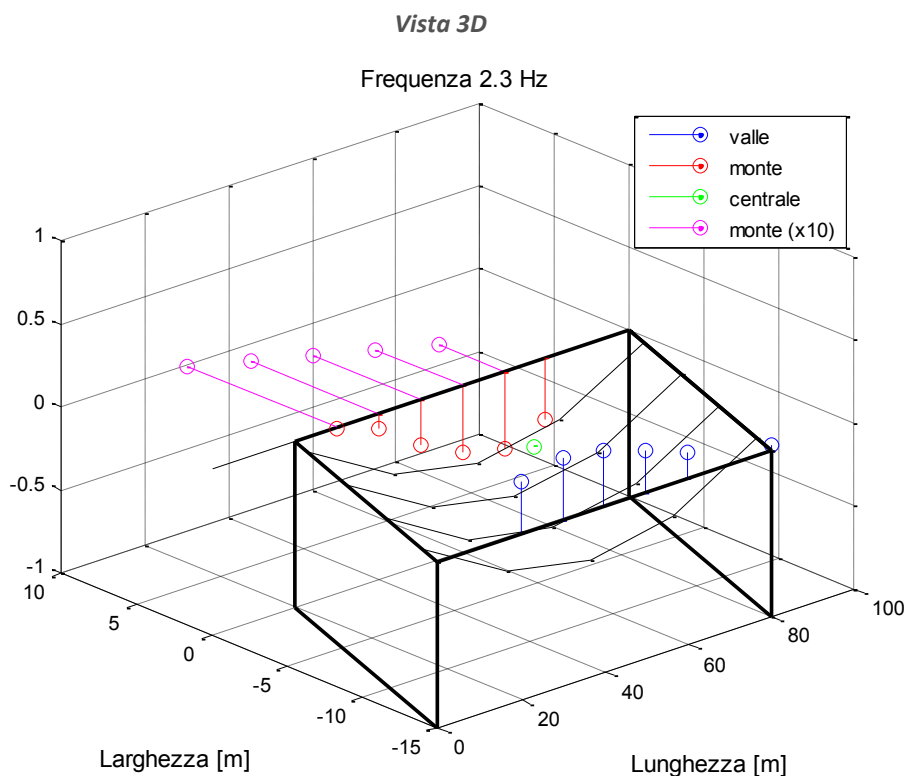


Figura 5.44: rappresentazioni relative al terzo modo di vibrare del ponte Muzza.

Il **terzo modo** (Figura 5.44) è **torsionale** con una componente di moto trasversale molto elevata, ad andamento **pseudo-flessionale**.

5.5.2. CONFRONTO DEI RISULTATI

Si introduce il confronto dei risultati analizzando le differenze percentuali tra le frequenze dei modi ricavati con il modello numerico e con le analisi sperimentali, mostrate in Tabella 4.31.

Tabella 5.23: confronto frequenze OMA-FEM e EMA-FEM per il ponte Muzza.

MODI	$\Delta\%$ OMA-FEM	$\Delta\%$ EMA VERT-FEM	$\Delta\%$ EMA ORIZZ-FEM
1	1,6%	2,0%	1,6%
2	3,2%	3,4%	3,5%
3	1,3%	1,1%	1,9%

Tabella 5.24: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi OMA e FEM¹⁷.

MODI		FEM		
		1	2	3
AMBIENTALE	1	90,65	0,05	0,05
	2	0,70	94,25	9,12
	3	14,02	60,01	54,24

Tabella 5.25: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi FEM e EMA verticale¹⁸.

MODI		FORZATO VERT		
		1	2	3
FEM	1	98,39	6,88	1,83
	2	1,05	87,92	68,71
	3	0,19	7,85	67,29

Tabella 5.26: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi FEM e EMA orizzontale¹⁹.

MODI		FORZATO ORIZZ		
		1	2	3
FEM	1	97,79	1,90	0,92
	2	1,40	91,39	69,10
	3	0,11	7,02	72,13

Le differenze rilevate sono ridotte e non superano mai il 3,5%, quindi in termini di frequenze il

¹⁷ La matrice è stata calcolata effettuando il confronto tra 18 costanti modali per ogni modo.

¹⁸ La matrice è stata calcolata effettuando il confronto tra 18 costanti modali per ogni modo.

¹⁹ La matrice è stata calcolata effettuando il confronto tra 18 costanti modali per ogni modo.

modello sembra rispondere adeguatamente ai dati sperimentali.

Per quanto riguarda il confronto tra le forme modali, mostrate al paragrafo 5.5.1, si riportano in Tabella 5.24, Tabella 5.25 e Tabella 5.26 i MAC eseguiti tra OMA-FEM, FEM-EMA verticale e FEM-EMA orizzontale.

Si può affermare quindi che i risultati del modello rispondono correttamente alla realtà per i primi due modi significativi della struttura. Il terzo modo merita invece delle osservazioni specifiche:

- Osservando le forme modali ricavate con i vari approcci si evidenziano delle similitudini notevoli, tuttavia, rispetto alla previsione da analisi numerica, le analisi sperimentali hanno riconosciuto un modo con componente orizzontale notevolmente inferiore.

Questa differenza può essere imputata a due diverse cause:

- ✓ Inadeguatezza della scelta del forzamento

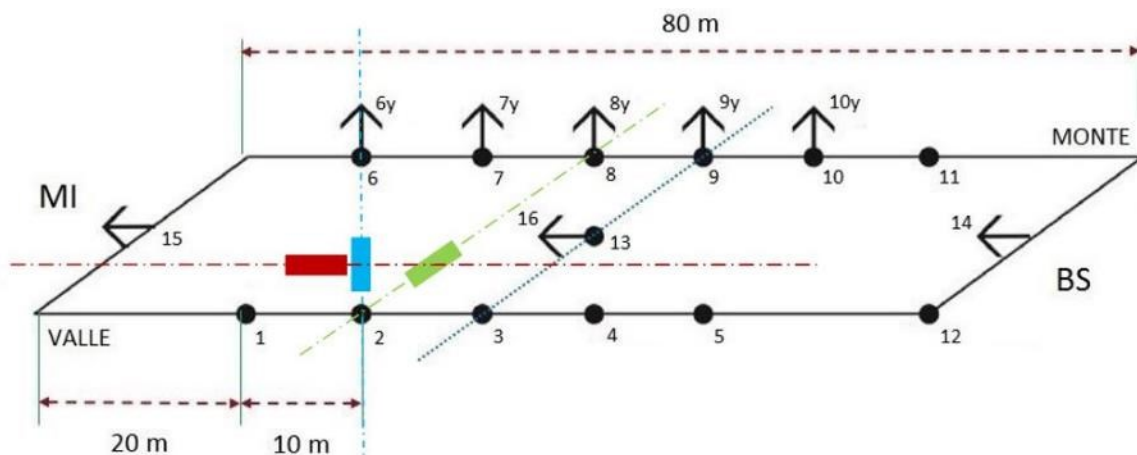


Figura 5.45: schemi dei forzamenti orizzontali per il ponte Muzza. In blu e rosso sono mostrate le direzioni di forzamento adottate per le prove (trasversale e orizzontale rispettivamente), mentre in verde è indicata la direzione che potrebbe consentire la migliore identificazione del terzo modo.

Analizzando i dati ricavati si nota che il forzamento trasversale ha prodotto un'identificazione il cui risultato è più simile a quello dell'analisi numerica, mentre il più distante è quello ricavato dalla prova ambientale (differiscono del 20%). Questa osservazione può indurre a pensare che l'identificazione di questo modo dipende fortemente dalla tipologia di forzamento. Dato che le scelte effettuate non hanno consentito una identificazione ottimale, probabilmente la soluzione migliore sarebbe stata di posizionare il forzamento in modo da produrre sollecitazioni in direzione parallela ai giunti di dilatazione (si veda lo schema di Figura 5.45).

- ✓ Difficoltà del modello nel riprodurre la realtà

Nel modello aggiornato sono inclusi i giunti di dilatazione. È possibile che il modello, nonostante l'updating, non riesca a definire esattamente l'entità del vincolo trasversale fornito da tali dispositivi.

Inoltre, al momento delle prove, a causa delle elevate temperature registrate tali dispositivi

potrebbero aver indotto nella struttura un maggiore vincolo al movimento trasversale (la dilatazione porta alla chiusura dei giunti, e questi, compressi sviluppano maggiore attrito trasversale).

L'unione di questi due aspetti potrebbe essere la fonte delle differenze evidenziate.

- Osservando congiuntamente le forme modali relative al secondo e al terzo modo si osserva una notevole similitudine tra i risultati dei diversi approcci sperimentali, evidenza che scompare nei risultati dell'analisi numerica (a tal proposito si riporta in Tabella 5.27 la matrice di autoMAC relativa ai modi FEM in cui è evidente la scarsa somiglianza tra i modi 2 e 3). Risultano quindi giustificati i valori di correlazione tra i modi 2 e 3 (il modo 3 sperimentale assomiglia al 2 numerico, ma il 3 numerico non assomiglia al 2 sperimentale).

Tabella 5.27: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi FEM e EMA orizzontale²⁰.

MODI		FEM		
		1	2	3
FEM	1	100,00	0,27	0,29
	2	0,27	100,00	14,66
	3	0,29	14,66	100,00

In definitiva si può affermare che l'updating del modello è stato condotto con successo, malgrado si evidenzi ancora qualche difficoltà nella definizione del terzo modo di vibrare della struttura.

5.6. CONCLUSIONI

In analogia al caso di studio del ponte Oglio si è proceduto alla caratterizzazione dinamica del ponte Muzza, una struttura con caratteristiche notevolmente diverse da quella studiata in precedenza. Tali differenze riguardano, come osservato nel corso del seguente capitolo, oltre che la geometria, anche i materiali e le tecniche costruttive adottate.

Per la caratterizzazione dinamica del ponte oggetto della nostra analisi è stata realizzata una campagna sperimentale composta da quattro prove differenti: una prova ambientale e tre prove con forzamento. L'elaborazione dei dati raccolti nel corso di queste prove ha consentito l'identificazione dei **primi 5 modi significativi**.

Vista la particolare conformazione della struttura, la realizzazione del modello FEM è risultata particolarmente difficoltosa. A differenza del caso Oglio non ci è limitati a verificare la correttezza di tale modello ma si è deciso di analizzare anche l'aspetto dell'**updating**.

²⁰ La matrice è stata calcolata effettuando il confronto tra 18 costanti modali per ogni modo.

Le elaborazioni hanno evidenziato una serie di aspetti interessanti riguardo il comportamento della struttura. In primo luogo, avendo a che fare con un'opera realizzata prevalentemente in metallo, si sono riscontrati livelli di smorzamento e di ampiezza delle oscillazioni ben superiori rispetto al caso precedente. Tali oscillazioni hanno coinvolto in modo significativo anche la direzione orizzontale, che, nel caso del ponte Oglio, era trascurabile rispetto quella verticale. Questo aspetto ha introdotto delle difficoltà nella modellizzazione (giunti di dilatazione e appoggi) e nella interpretazione corretta dei dati ottenuti sperimentalmente, rispetto alla tipologia di prova eseguita.

A differenza del caso del ponte Oglio, nello studio del ponte Muzza, l'utilizzo di prove con diverse tecniche di forzamento ha permesso di ottenere maggiori informazioni utili per l'interpretazione corretta del comportamento strutturale, rendendo complementari e non sostituibili i diversi approcci.

Si è constatato in definitiva che il **modello interpreta correttamente la realtà**, se pur con qualche defezione per il terzo modo.

CONCLUSIONI

Il presente elaborato di tesi ha sviluppato nel dettaglio il tema del **collaudo dinamico di ponti**, e più in generale il tema della **caratterizzazione dinamica di una struttura**.

Questa tesi è stata declinata a partire da un precedente lavoro che ha affrontato gli stessi temi concentrando l'attenzione sugli aspetti legati agli algoritmi di calcolo per l'estrazione dei parametri modali e sulla loro applicazione ad un caso studio reale. Nel nostro caso invece, la trattazione ha cercato di definire una guida critica all'analisi sperimentale (a partire dalla progettazione dei test dinamici fino all'estrazione, confronto e verifica dei parametri modali) avvalendosi dell'esperienza vissuta partecipando attivamente alla campagna sperimentale di cui si sono riportati i risultati.

Al fine di argomentare l'importanza di questo tema e gli obiettivi di questo elaborato, siamo partiti analizzando il quadro normativo.

In relazione al collaudo dinamico, le Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC '08) affermano che:

“... Per le opere di significativa rilevanza, le prove statiche andranno completate da prove dinamiche, che misurino la rispondenza del ponte all'eccitazione dinamica, controllando che il periodo fondamentale sperimentale sia confrontabile con quello previsto in progetto.”

Questo paragrafo pone l'accento su tre punti fondamentali:

- la necessità di **effettuare prove dinamiche**;
- la necessità di **prevedere il comportamento dinamico** di una struttura già **in fase di progetto**;
- l'importanza del **confronto tra i risultati** ottenuti tramite modellazione e sperimentazione.

Altre indicazioni per l'esplicamento del collaudo dinamico di strutture civili non sono fornite in questo testo normativo.

A questo punto, **prima di dare un giudizio** sul paragrafo riportato, si è cercato di sviluppare un sufficiente grado di **conoscenza delle tematiche** affrontate, passando attraverso la descrizione e la successiva esecuzione di un processo sperimentale (raccolta dei dati e successiva analisi) necessario al collaudo dinamico. Per acquisire le competenze necessarie, inizialmente è stato analizzato il contenuto delle normative tecniche (prevalentemente **UNI 10985**), in seguito si è preso parte alle prove e alle successive elaborazioni facenti parte della campagna sperimentale sui viadotti dell'autostrada BreBeMi.

Si ripercorrono quindi le argomentazioni riportate nei capitoli del presente elaborato al fine di evidenziare gli aspetti fondamentali utili alla formulazione delle osservazioni conclusive.

Il **primo capitolo**, che riguarda il collaudo dinamico, ha posto immediatamente l'accento sulle **lacune del testo normativo** di riferimento. Analizzando nello specifico quanto riportato sorgono

CONCLUSIONI

molteplici domande: cosa si intende per “opera di significativa rilevanza”? Chi e con quali criteri è tenuto a decidere quali opere sono da considerarsi tali? Come si eseguono le “prove dinamiche”? Quali accorgimenti vanno osservati durante la loro esecuzione? Cosa si intende per “confrontabile”? In che misura o quali parametri modali è opportuno confrontare e in che modo e mediante quali misurazioni o tipologia di prove è possibile ricavarli? Con che criterio si può assumere che il periodo misurato e quello da modello rispettino un certo livello di coerenza, chi e come stabilisce tale livello? Il modo fondamentale della struttura basta ad affermare che il modello risponde effettivamente alla realtà?

Nel primo capitolo si è cercato di rispondere ad alcune di queste domande con l’ausilio delle guide tecniche.

Inizialmente, anche grazie alla norma UNI 10985, si sono individuate delle linee guida di validità generale per **l’esecuzione dei test dinamici**, passando attraverso l’analisi dei differenti approcci sperimentali (EMA e OMA) e il confronto tra di essi.

Facendo riferimento alla normativa AASHTO, si è affrontato invece il tema della **corretta modellazione** in fase di progetto del comportamento dinamico di una struttura. In questa fase di fatto ci si è limitati ad introdurre tale aspetto, ripreso poi in occasione dell’analisi dei diversi casi studio.

Infine si è evidenziata l’importanza del **confronto** dei risultati di modellazione e sperimentazione, indicando le possibili cause di difformità, senza tuttavia scendere nello specifico di come effettuare tale confronto.

Il **secondo capitolo** è entrato nel merito della strumentazione utilizzata per l’esecuzione dei test a cui abbiamo avuto modo di partecipare. Per strumentazione si è inteso, da un lato, la strumentazione di prova (sensori di misura, sistemi di forzamento e sistemi di acquisizione), dall’altro, gli strumenti di elaborazione dei dati raccolti (algoritmo di calcolo e tecniche per il trattamento degli output).

Ciò su cui si è voluto mettere l’accento in questo paragrafo è che, sia per il collaudatore che dovrà verificare la correttezza del processo sperimentale e sia per chi si trova nella condizione di dover eseguire le misurazioni, è fondamentale **conoscere gli strumenti** di cui si dispone.

Per quanto riguarda la strumentazione di prova tuttavia, la norma UNI 10985 fornisce solo delle indicazioni generali riguardo alle diverse tipologie di sensori e di sistemi di forzamento adatti alle applicazioni in ambito dinamico, senza però definire chiaramente limiti e vantaggi di essi. In pratica non esistono dei protocolli che indichino chiaramente quale strumento sia più idoneo all’espletamento del collaudo; la scelta quindi si basa sull’esperienza dell’operatore incaricato delle prove.

Invece, per quanto riguarda gli strumenti di elaborazione e post-processing dei dati, le norme non forniscono alcuna indicazione; quindi la scelta dello strumento più consono ricade sulla sensibilità dell’operatore, il quale può affidarsi solo alla letteratura e alla propria esperienza.

Dopo aver individuato gli aspetti generali dell’analisi dinamica ed aver descritto nel dettaglio gli

CONCLUSIONI

strumenti utilizzati nei casi di studio oggetto del nostro elaborato, nel **terzo capitolo** si è definita una guida critica all'analisi modale evidenziando quali aspetti considerare e quali procedimenti è opportuno seguire al fine di ricavare la più attendibile caratterizzazione meccanica di una struttura. Si è cercato di fornire una guida di validità generale, il più possibile corretta, ripetibile, ed estendibile ad altri casi di analisi modale. Tale descrizione è stata divisa tra analisi modale operativa (OMA) e analisi modale sperimentale (EMA), viste le differenze tra i due approcci.

Analizzando questo capitolo ci si rende conto che per eseguire delle indagini dinamiche siano necessarie, in tutte le fasi, dalla progettazione della rete di sensori da adottare fino al post processing dei dati, delle **elevate competenze**. È bene che queste competenze siano possedute sia dal soggetto che deve effettuare la campagna sperimentale, sia dal soggetto che deve eseguire il collaudo, in modo che egli non analizzi in modo acritico i dati forniti da un ente terzo.

Un altro tema importante presente in questo capitolo è il tema del **confronto dei risultati**. Sia in fase di updating del modello, sia in fase di confronto finale tra modello e evidenze sperimentali è importante definire come confrontare i parametri modali ricavati. Tale confronto, come spiegato, può essere eseguito in termini di frequenze, smorzamenti e forme dei modi ottenuti attraverso i diversi approcci, definendo a seconda dei casi degli indici specifici (differenze percentuali, MAC, ecc.). La norma, malgrado affermi che è necessario verificare che il periodo fondamentale sia compatibile con quello di progetto, non indica cosa confrontare, in che modo e soprattutto entro quali limiti si possono considerare confrontabili due modi di vibrare di una struttura.

Nel **quarto** e nel **quinto capitolo** si sono forniti degli esempi di applicazione degli strumenti di analisi modale definiti in precedenza. In particolare il quarto ha descritto la campagna sperimentale condotta sul **ponte Oglio** mentre il quinto quella condotta su **ponte Muzza** dell'autostrada A35. Per entrambi i casi di studio il tema è stato sviluppato sulla base della guida definita al capitolo tre cercando di presentare le argomentazioni con una successione logica prossima a quella che si utilizzerebbe nella pratica comune.

Per ognuno dei casi studio si è affrontata in primo luogo la descrizione della struttura oggetto dell'indagine; in seguito si è descritto il modello FEM utilizzato per l'analisi numerica; quindi si è proceduto alla descrizione dell'analisi sperimentale condotta (definizione del set-up di prova, elaborazione dei dati, confronto tra i diversi approcci sperimentali utilizzati). Infine si è effettuato il confronto tra analisi numerica e sperimentale, commentando e interpretando i risultati ottenuti.

I casi riportati riguardano due opere che sfruttano soluzioni strutturali differenti e sono realizzate con materiali diversi. Tale scelta è stata effettuata col fine di evidenziare come la procedura descritta sia applicabile correttamente a diverse situazioni.

Nel caso del ponte sull'Oglio si è affrontato il tema dell'**ampliamento della mesh** di misura, attraverso l'unione di campate appartenenti a carreggiate diverse, visto che i test erano previsti su un numero limitato di campate e non sull'intera struttura costituente il viadotto. Nel caso di studio del ponte sulla Muzza si è invece analizzato il tema dell'**updating del modello** a elementi finiti a valle delle evidenze sperimentali.

A seguito dei risultati ottenuti sono stati confrontati i modi di vibrare ricavati tramite il modello

CONCLUSIONI

numerico e l'analisi sperimentale. E' risultato evidente che, a differenza del collaudo statico in cui è possibile definire dei limiti di facile interpretazione (massime deformazioni misurate, massimi spostamenti), per quanto riguarda i parametri dinamici non risulta semplice stabilire delle **soglie**. Il **confronto** dev'essere eseguito in modo **critico** andando a interpretare e cercando di cogliere le eventuali cause di discordanza tra evidenze sperimentali e modello. In certi casi lo stesso valore di correlazione tra parametri modali può essere ritenuto accettabile o meno a seconda delle variabili che ne hanno influenzato l'identificazione. In questo senso risulta particolarmente importante il livello di preparazione, in tema di dinamica delle strutture di colui che si trova ad eseguire il confronto.

Dal capitolo relativo ai casi di studio è emersa anche l'importanza della **validazione** e dell'eventuale **updating** del modello numerico. Non sempre il modello di riferimento di una struttura è in grado di prevedere correttamente il comportamento dinamico della stessa. Infatti esso dipende da un numero elevato di fattori che a volte risultano complessi da modellare. In questo caso è bene che il modellista sia in grado di interpretare i risultati ottenuti dall'analisi sperimentale al fine di eseguire l'aggiornamento del modello, tentando di colmare le eventuali incongruenze.

L'analisi dei suddetti casi studio consente perciò di formulare una serie di considerazioni importanti. A differenza di un approccio prettamente statico, una caratterizzazione dinamica, benché più complessa, fornisce **una mole di informazioni notevolmente superiore**. Basti pensare che attraverso un'analisi statica si può arrivare a prevedere deformazioni o spostamenti della struttura a seguito dell'applicazione di un carico in una data posizione. Caratterizzare una struttura da un punto di vista dinamico significa invece saper prevedere il suo comportamento, in termini di vibrazioni (forme modali, risonanze, ecc.), a seguito dell'applicazione di una **qualsiasi sollecitazione** forzante di caratteristiche note.

Le osservazioni riportate all'interno di questo elaborato di tesi hanno posto in evidenza come il collaudo dinamico si configuri in modo molto diverso rispetto al collaudo statico.

La procedura da seguire per portare a compimento il collaudo statico può essere riassunta nei seguenti punti:

- progettazione dell'opera;
- costruzione e verifica in corso d'opera;
- verifica finale.

Quest'ultima fase si esplica nel controllo della rispondenza di alcuni parametri strutturali ad una serie di limiti definiti dalla norma. Il collaudatore perciò si deve configurare come una personalità esterna sia all'ambito progettuale sia all'ambito realizzativo, in modo da giudicare l'effettiva adeguatezza della struttura nel modo più oggettivo possibile.

In ambito statico la definizione di un modello ricopre un ruolo fondamentale a monte della realizzazione dell'opera, e risulta prevalentemente funzionale al dimensionamento della stessa.

CONCLUSIONI

Il collaudo dinamico, per i casi di studio analizzati nell'ambito di questa tesi, ha seguito questa procedura:

- progettazione dell'opera;
- modellazione e previsione del comportamento dinamico;
- costruzione dell'opera;
- campagna sperimentale (test dinamici);
- updating del modello;
- verifica finale.

Le NTC prevedono l'esecuzione di tutti questi procedimenti ad esclusione dell'updating del modello, che risulta invece uno degli aspetti più importati, viste le difficoltà della modellazione nel riprodurre il comportamento dinamico di una struttura. Affinché il modello sia effettivamente rispondente alla realtà è necessario che il modellista e l'esecutore dei test dinamici collaborino tra loro, in primo luogo per definire al meglio il tipo di campagna sperimentale da condurre, in seguito per realizzare un updating corretto.

A valle di questo processo il collaudatore, che, come nel caso del collaudo statico, è una personalità esterna alle varie fasi, è tenuto a giudicare la rispondenza tra modello e realtà sulla base di parametri da lui stesso definiti.

Quindi, in ambito dinamico, a differenza dello statico, l'aspetto della modellazione assume un ruolo rilevante anche in fase di collaudo dell'opera.

In definitiva, a valle di tutte le considerazioni formulate in questo elaborato, risulta evidente che **la normativa** (NTC), pur cercando di cogliere l'essenza del collaudo dinamico, è **carente** di contenuti poiché trascurava aspetti di rilevante importanza.

Per quanto riguarda **l'esecuzione delle prove dinamiche** è possibile colmare la carenza di informazioni facendo riferimento in modo congiunto alle guide tecniche (UNI 10985 principalmente) e al contenuto dei capitoli uno, due e tre di questo elaborato. Non vogliamo andare a definire un protocollo di prova per i test dinamici; vogliamo invece istruire l'operatore in modo che egli pratichi una scelta giudiziosa delle tecniche da mettere in atto per eseguire una corretta analisi sperimentale.

Per quanto concerne il **confronto tra i risultati** della modellazione e dell'analisi sperimentale, i casi di studio (specialmente quello relativo al ponte Muzza) hanno permesso di evidenziare che:

- il confronto di un solo parametro modale (in questo caso la frequenza) non è sufficiente ad affermare che il modo di vibrare previsto è effettivamente simile a quello misurato. Sarebbe opportuno prendere in considerazione più parametri, almeno forme modali e indici di smorzamento, preferendo il confronto tra le forme modali, visto che la stima degli indici di smorzamento è soggetta a variazioni più rilevanti;
- in questo senso il confronto tra i parametri relativi al modo fondamentale della struttura non è sufficiente a garantire, da parte del modello, una corretta caratterizzazione dinamica del

CONCLUSIONI

comportamento reale. Secondo la nostra esperienza, sarebbe opportuno spingere il confronto almeno fino alla terza risonanza.

In ogni caso, nell'ambito di questa tesi, non ci sentiamo di indicare delle **soglie di accettabilità** nel confronto dei parametri modali, poiché si tratta di un'analisi critica che non può, ad oggi, essere vincolata al rispetto di valori standard.

Infine, per quanto riguarda gli aspetti legati alla **modellazione del comportamento dinamico**, il nostro elaborato non tratta direttamente questa tematica, ma si limita ad evidenziare l'importanza di una fase del collaudo che la norma non considera: l'updating del modello numerico. A nostro parere, per i modelli dinamici, tale fase risulta imprescindibile ed è fondamentale che chi la mette in atto sia in grado di farlo adeguatamente senza ricadere in un banale rimaneggiamento dei parametri, finalizzato al "far tornare i conti" invece che alla corretta interpretazione del comportamento meccanico.

Si suggerisce pertanto al legislatore di **imporre l'obbligatorietà** del collaudo dinamico, almeno per le opere infrastrutturali come i ponti stradali e ferroviari, prevedendo anche la necessità di effettuare l'updating del modello nel corso del procedimento.

Una procedura di collaudo così definita consentirebbe una descrizione più accurata del comportamento strutturale, tramite l'acquisizione di una mole notevole di informazioni, a completamento di un'analisi prettamente statica. Essa inoltre consentirebbe di costruire nel tempo una letteratura di riferimento grazie alla quale sarà in futuro possibile definire delle specifiche, o delle linee guida, più precise riguardo a questa tematica.

APPENDICE (CASO DI STUDIO: ADDA)

Nell'appendice a questo elaborato di tesi si riportano i risultati dell'elaborazione dei dati raccolti nelle prove eseguite sul ponte Adda, facente sempre parte della campagna sperimentale condotta sui viadotti della Brebemi.

Per il ponte Adda, realizzato e modellizzato in modo simile al ponte Oglio, si è deciso di riportare una trattazione molto semplificata, mostrando solo le fasi salienti dello studio. Lo schema utilizzato è lo stesso definito all'interno degli altri casi di studio.

Sul ponte Adda le indagini hanno riguardato sia la carreggiata Sud che la carreggiata Nord. In questo elaborato sono stati analizzati solo i dati relativi alla Nord. Le campate indagate sono quelle indicate in Figura a.1.

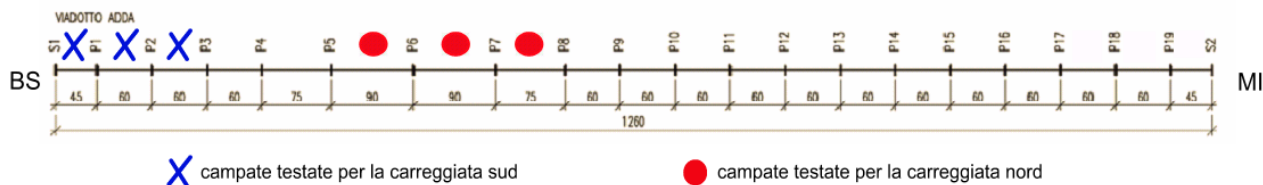


Figura a.1: campate interessate dalla campagna sperimentale.

La campagna sulla carreggiata Nord si compone di:

- una **prova ambientale**;
- una **prova con forzamento** in direzione **verticale**.

Il set-up di prova è lo stesso per entrambe le prove. I sensori posti in opera sono quelli indicati in Tabella a.1. La loro disposizione, rispettivamente per prova ambientale e prova con forzamento, è mostrata in Figura a.2a e Figura a.2b (differiscono solo per la presenza del colicato).

Tabella a.1: caratteristiche metrologiche dei sensori.

TIPO SENSORE	FONDO SCALA	BANDA PASSANTE	SENSIBILITÀ
PCB 393B12	$\pm 0,5$ g	0,15 – 1000 Hz	10 V/g
PCB 393B31	$\pm 0,5$ g	0,1 – 200 Hz	10 V/g
PCB 393A03	± 5 g	0,5 – 2000 Hz	1 V/g

Per applicare il forzamento desiderato nel corso della prova è stato utilizzato il pistone oleodinamico descritto al capitolo 2.1.2. In Tabella a.2 si riportano le forze applicate all'impalcato nei campi di frequenza indagati.

APPENDICE (CASO DI STUDIO: ADDA)

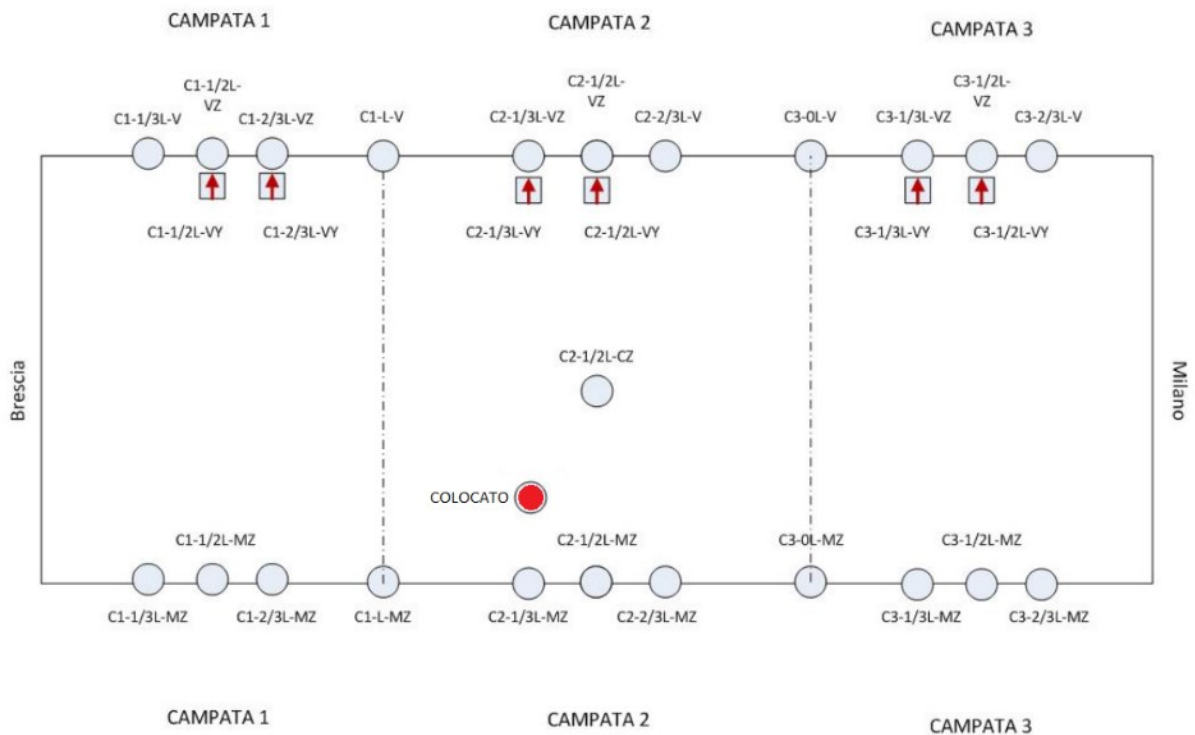
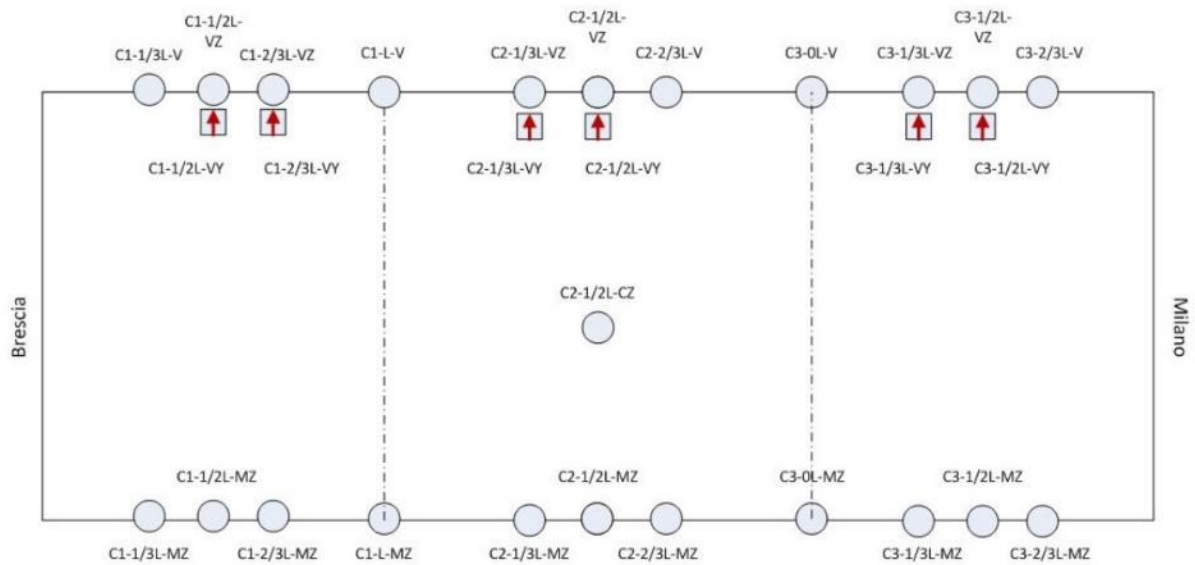


Figura a.2: rete dei sensori; a) prova ambientale; b) prova con forzamento verticale.

Tabella a.2: forze trasmesse al suolo nella prova con forzamento verticale.

FREQUENZA [Hz]	FORZA [N]
1,00 – 1,50	800
1,50 – 1,80	1000
1,80 – 2,00	1500
2,00 – 2,50	3000

Si riportano in Figura a.3 le PSD dei segnali raccolti nel corso della prova ambientale, ottenute da una acquisizione di durata pari a 8h e 5min. Sono indicati i picchi associati ai modi ritenuti

APPENDICE (CASO DI STUDIO: ADDA)

significativi a valle di tutte le elaborazioni¹.

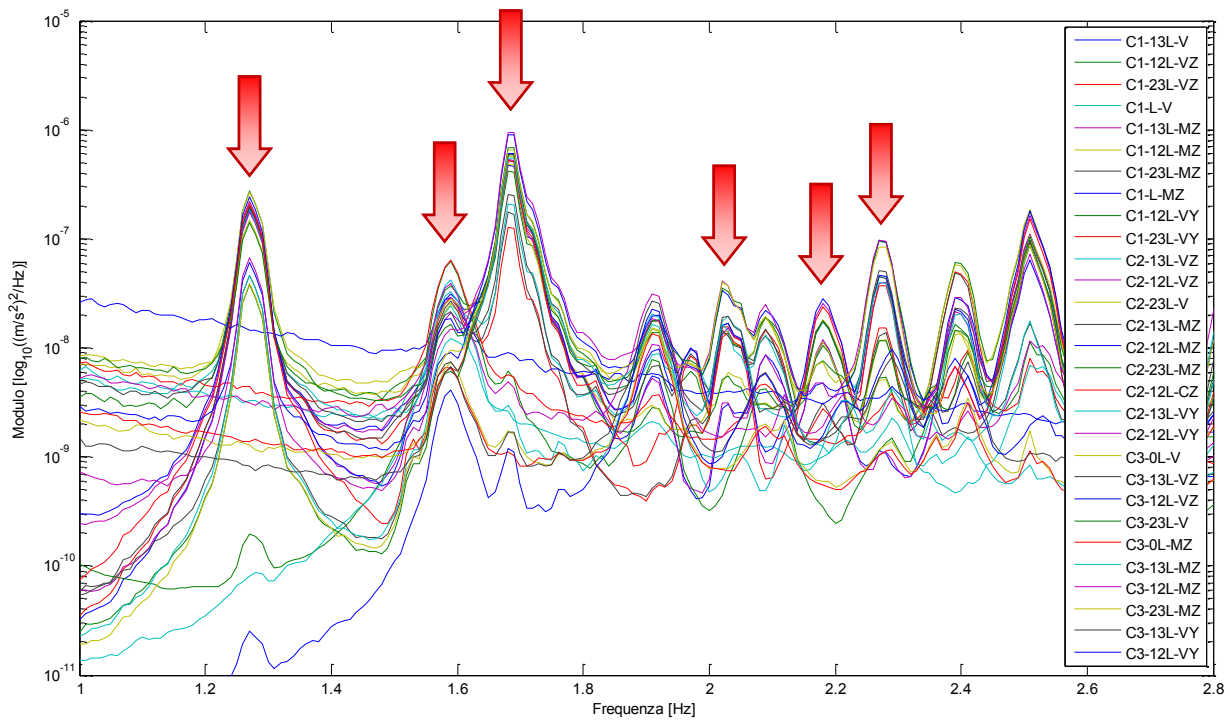


Figura a.3: PSD dei segnali raccolti nella storia definitiva, definita unendo 8h e 5min di acquisizione.

I rapporti di smorzamento e le frequenze naturali identificati per i modi di interesse sono riportati in Tabella a.3.

Tabella a.3: parametri modali estratti con il PolyMAX OMA.

MODI	FREQUENZA [Hz]	SMORZAMENTO [%]
1	1,27	0,66
2	1,59	0,85
3	1,68	0,45
4	2,02	0,23
5	2,18	0,74
6	2,27	0,59

Si riportano in Figura a.4 le FRF calcolate con i dati raccolti nel corso della prova con forzamento verticale. Sono indicati i picchi associati ai modi ritenuti significativi a valle di tutte le elaborazioni

I rapporti di smorzamento e le frequenze naturali identificati per i modi di interesse sono riportati in Tabella a.4.

¹ Alcuni picchi chiaramente visibili nelle PSD non sono stati identificati poiché non riconosciuti nelle FRF relative alla prova con forzamento. Tale scelta è stata operata per facilitare il confronto tra i due approcci, consci del fatto che in questo specifico caso le informazioni ricavabili dalla prova ambientale sono più complete.

APPENDICE (CASO DI STUDIO: ADDA)

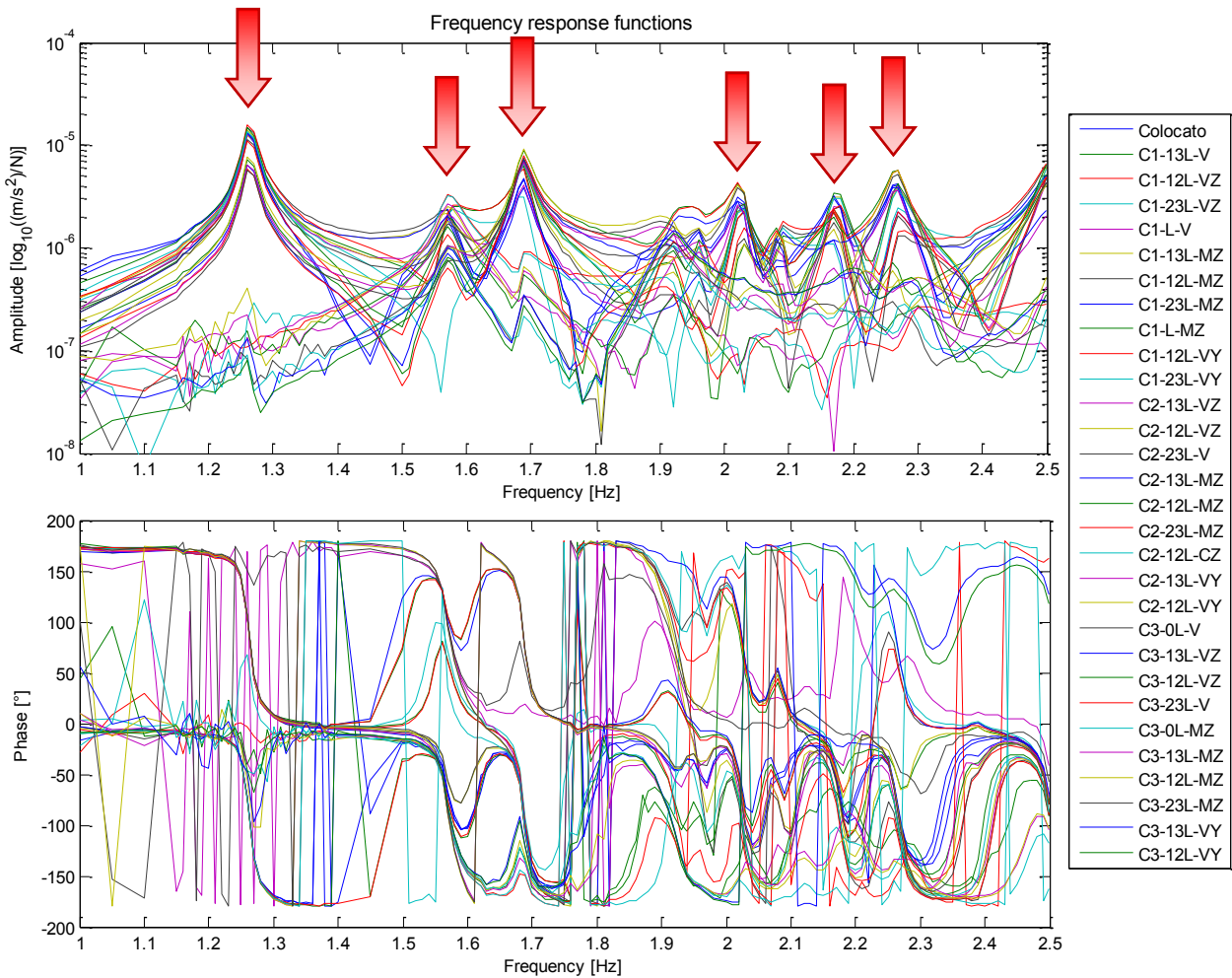


Figura a.4: FRF calcolate sulla base dei segnali raccolti nel corso della prova con forzamento verticale.

Tabella a.4: parametri modali estratti con il PolyMAX EMA.

MODI	FREQUENZA [Hz]	SMORZAMENTO [%]
1	1,26	0,66
2	1,57	1,93
3	1,69	0,63
4	2,03	0,49
5	2,17	0,50
6	2,27	0,54

A valle delle identificazioni si procede con il confronto dei risultati dei due approcci sperimentali. In questa fase si confrontano solo frequenze e smorzamenti, rimandando il confronto tra le forme modali alle pagine successive (dopo le rappresentazioni delle stesse). In Tabella a.5 si riportano le differenze percentuali tra i parametri modali, mentre in Tabella a.7 si evidenzia la compatibilità tra gli intervalli di incertezza associati alla stima di tali parametri, assumendo che le incertezze siano quelle riportate in Tabella a.6.

Tabella a.5: variazione percentuale tra le stime di frequenze e smorzamenti ricavate con i diversi approcci all'analisi sperimentale.

MODI	FREQUENZA	SMORZAMENTO
	$\Delta\%$ OMA-EMA	$\Delta\%$ OMA-EMA
1	0,2%	0,3%
2	1,1%	21,4%
3	0,2%	38,9%
4	0,1%	113,0%
5	0,2%	33,0%
6	0,0%	7,8%

Tabella a.6: intervalli di incertezza [%] associati alla sola stima dei parametri modali.

INCERTEZZE DI STIMA	OMA	EMA
FREQUENZA	1%	2%
SMORZAMENTO	10%	10%

Tabella a.7: risultati del confronto, espressi in termini di compatibilità degli intervalli di incertezza.

MODI	COMPATIBILITÀ TRA I RISULTATI	
	FREQUENZA	SMORZAMENTO
1	SI	SI
2	SI	SI
3	SI	NO
4	SI	NO
5	SI	NO
6	SI	SI

Si riportano quindi le forme modali associate ai modi identificati. Di ogni modo, limitatamente alle tre campate indagate nell'analisi sperimentale (Figura a.1), sono mostrate:

- Le rappresentazioni relative ai risultati della prova ambientale (vista laterale 2D²);
- Le rappresentazioni relative ai risultati della prova con forzamento verticale (vista laterale 2D³);
- Le rappresentazioni relative ai risultati della modellazione numerica (vista laterale 2D⁴);

Si ricorda che le analisi hanno riguardato i soli canali verticali, poiché tutti i modi risultano prevalentemente verticali.

² Le viste 2D ricavate dall'analisi sperimentale sono definite in modo da mostrare solo le campate del ponte poste sotto indagine (in questo caso 3), quindi in ascissa riportano la lunghezza progressiva del ponte, a partire dalla campata indicata come C1 nel set-up di prova, andando verso C3.

³ Come 2.

⁴ Le viste 2D sono definite in modo da mostrare le stesse campate con cui sono stati rappresentati i risultati dell'analisi sperimentale, così che sia possibile un confronto immediato tra le forme modali.

APPENDICE (CASO DI STUDIO: ADDA)

MODO 1

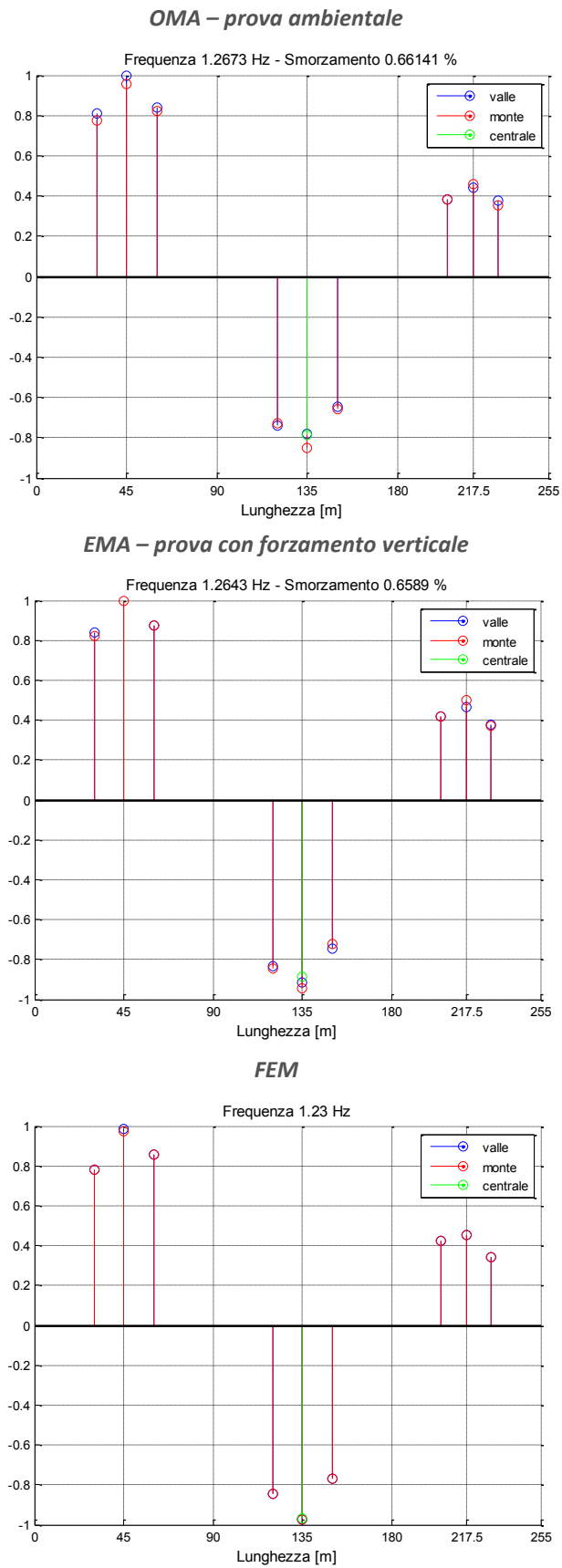


Figura a.5: rappresentazioni relative al primo modo di vibrare del ponte Adda – carreggiata Nord.

APPENDICE (CASO DI STUDIO: ADDA)

MODO 2

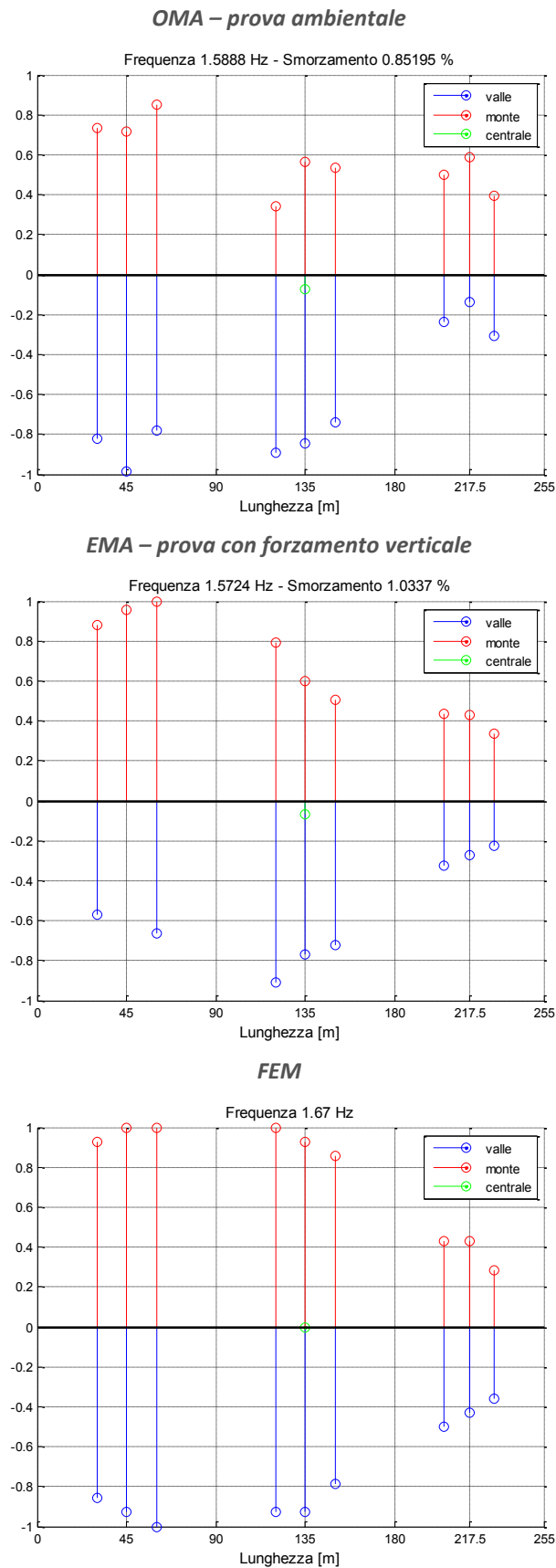


Figura a.6: rappresentazioni relative al secondo modo di vibrare del ponte Adda – carreggiata Nord.

MODO 3

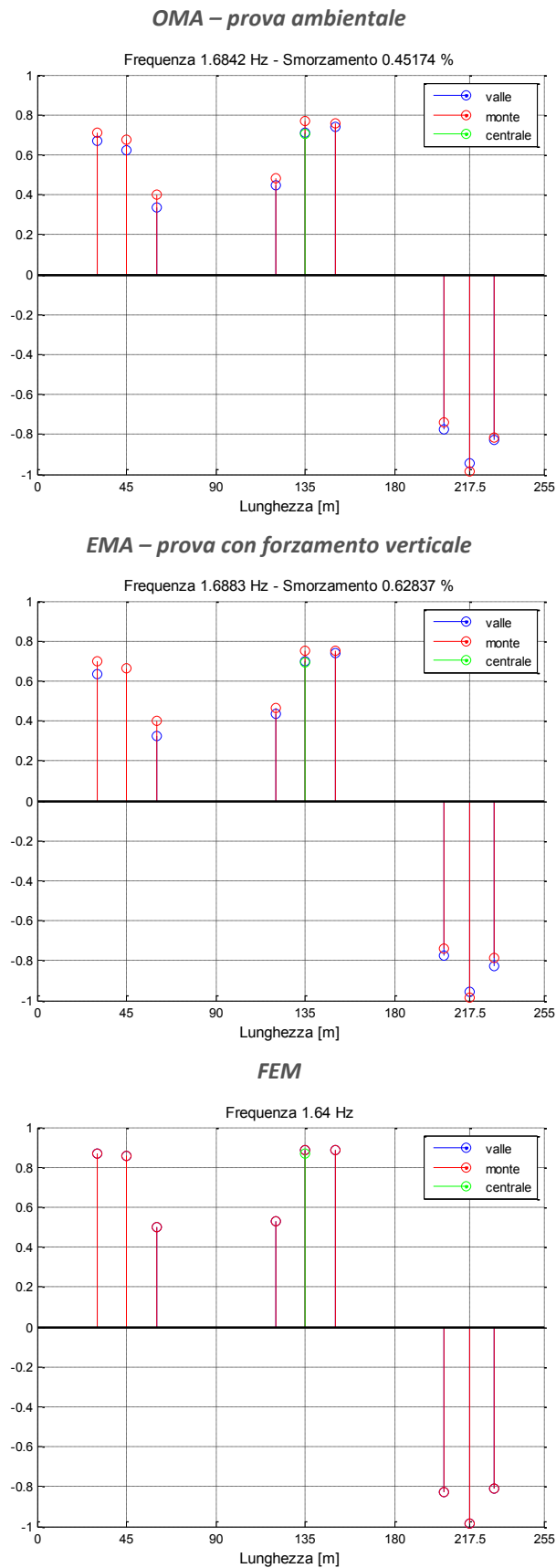


Figura a.7: rappresentazioni relative al terzo modo di vibrare del ponte Adda – carreggiata Nord.

APPENDICE (CASO DI STUDIO: ADDA)

MODO 4

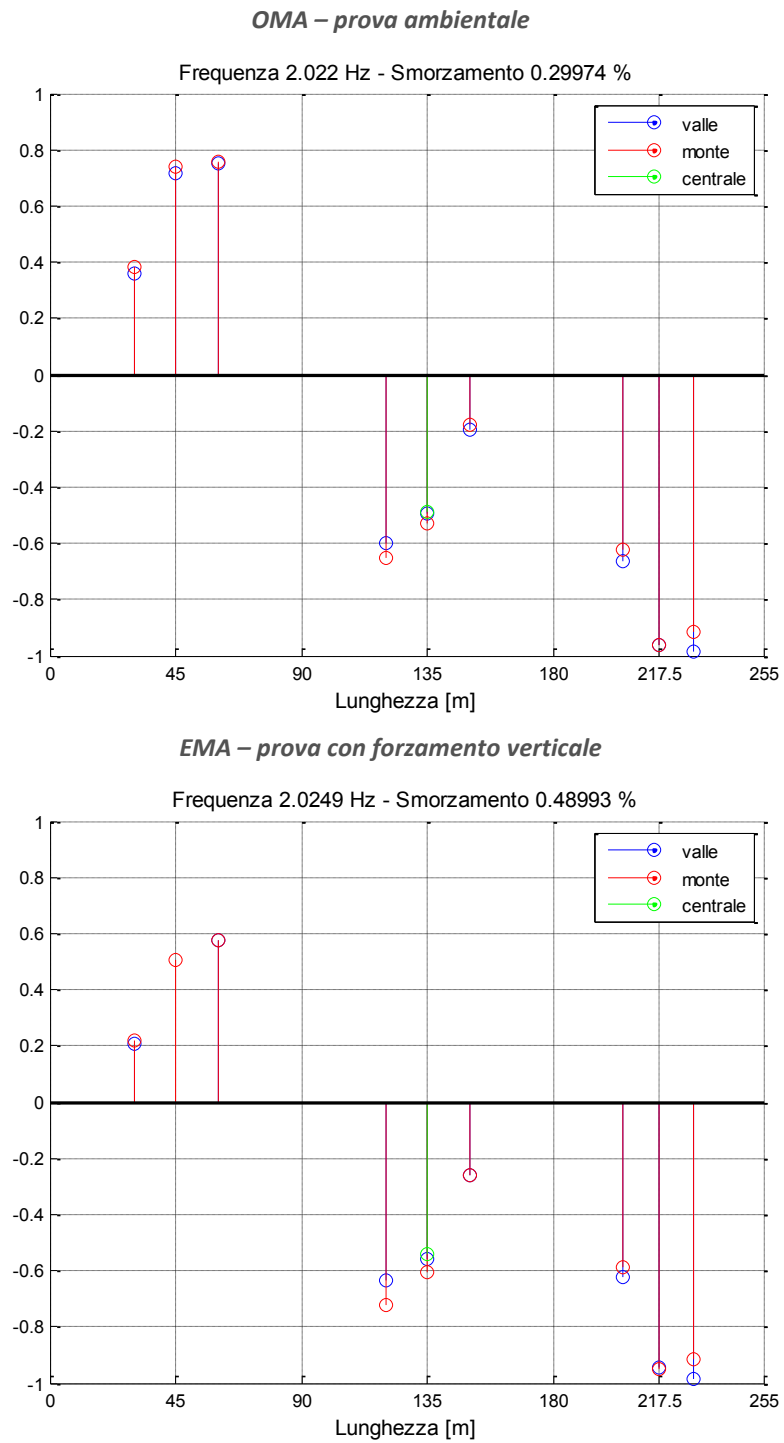


Figura a.8: rappresentazioni relative al quarto modo di vibrare del ponte Adda – carreggiata Nord.

MODO 5

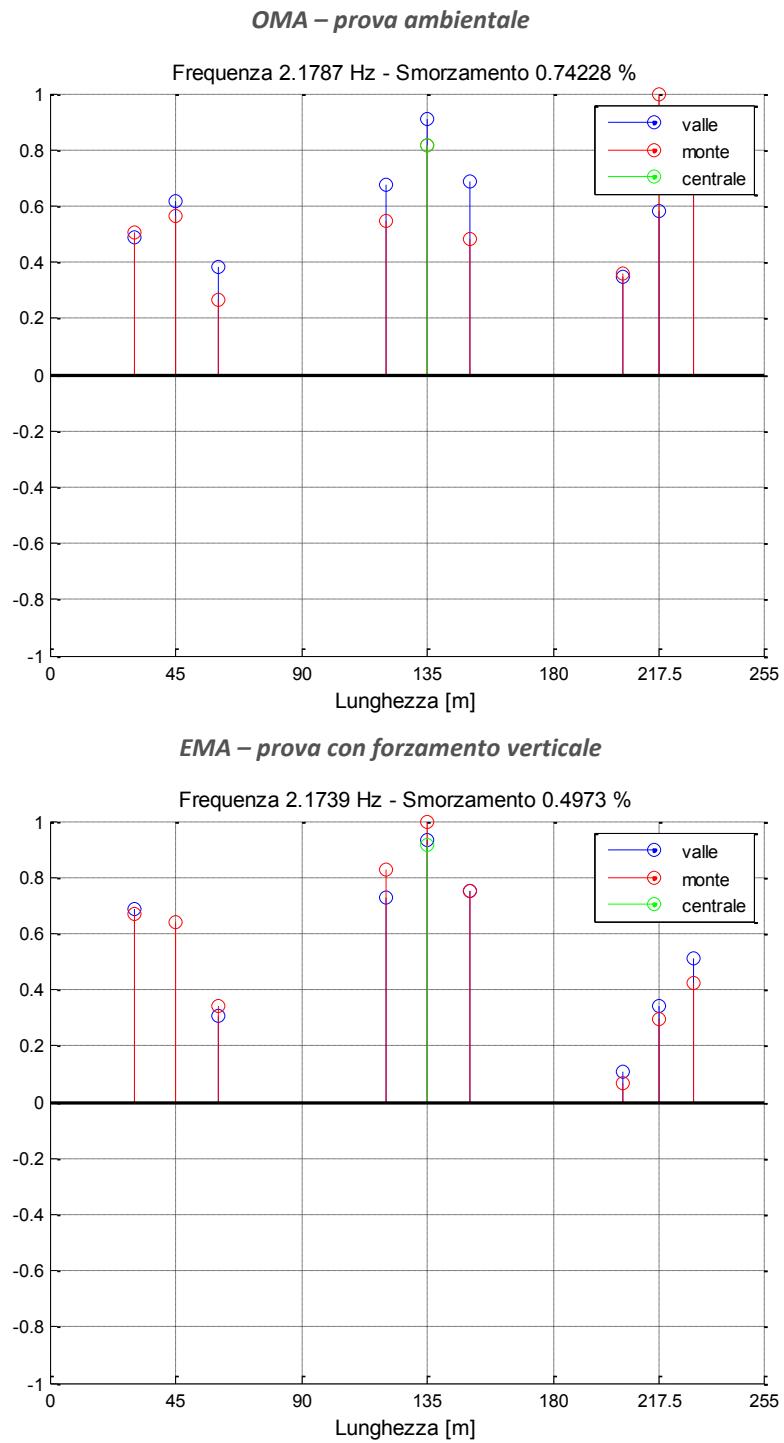


Figura a.9: rappresentazioni relative al quinto modo di vibrare del ponte Adda – carreggiata Nord.

APPENDICE (CASO DI STUDIO: ADDA)

MODO 6

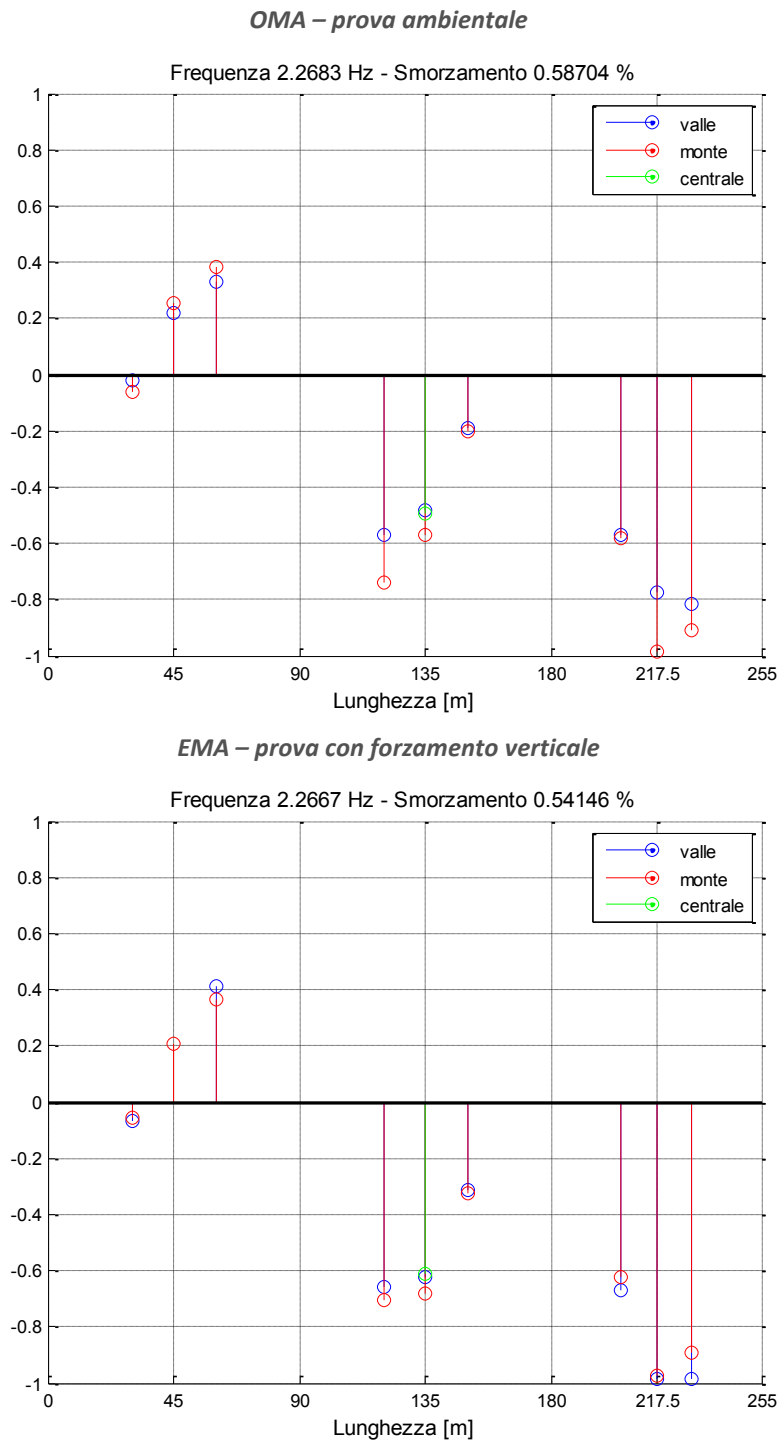


Figura a.10: rappresentazioni relative al sesto modo di vibrare del ponte Adda – carreggiata Nord.

APPENDICE (CASO DI STUDIO: ADDA)

Si riportano a questo punto i confronti tra le forme modali mostrate nelle pagine precedenti. Tali confronti sono stati valutati in termini di MAC, e sono riportati in Tabella a.8, Tabella a.9 e Tabella a.10.

Tabella a.8: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi OMA e EMA.

MODI		FORZATO					
		1	2	3	4	5	6
AMBIENTALE	1	99,77	5,74	12,40	12,55	5,43	5,51
	2	5,49	86,21	1,20	0,21	0,09	0,05
	3	14,03	4,29	99,58	14,37	23,09	8,08
	4	12,72	2,81	23,21	92,51	21,57	83,70
	5	0,74	0,47	5,45	46,91	82,35	65,02
	6	4,73	0,52	9,04	86,89	37,93	92,68

Tabella a.9: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi OMA e FEM.

MODI		FEM		
		1	2	3
AMBIENTALE	1	98,64	0,01	4,48
	2	1,54	92,78	3,17
	3	10,02	0,19	98,91

Tabella a.10: matrice di crossMAC (valori in %) tra le forme modali identificate in analisi FEM e EMA.

MODI		FORZATO		
		1	2	3
FEM	1	99,25	5,84	15,85
	2	0,90	86,59	1,07
	3	11,50	5,35	98,69

Visti i valori elevati di correlazione lungo le diagonal si può affermare che il modello ha in questo caso fornito una valida interpretazione del reale comportamento dinamico della struttura.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Concetta Cosenza, "Identificazione dinamica di ponti: il valore del collaudo dinamico a completamento di quello statico, tesi di laurea specialistica, ingegneria civile, Politecnico di Milano, 2013.
- [2] A. Cigada, "Dispense del corso di misure meccaniche e termiche" , Politecnico di Milano, A.A.2012/2013.
- [3] Legge n.1086 del 5 Novembre 1971, "Norma per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale, precompresso ed a struttura metallica".
- [4] Circolare ministeriale n.11951 del 14 Febbraio 1974, "Applicazione delle norme sul cemento armato".
- [5] D.M. 14 Gennaio 2008, "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", (NTC'08).
- [6] UNI 10985, "Vibrazioni su ponti e viadotti – linee guida per l'esecuzione di rilievi dinamici".
- [7] AASHTO, LRFD Bridge Design Specifications, 2012.
- [8] D. J. Ewins, "Modal Testing: Theory, Practice and Applications", 2002.
- [9] Bart Peeters, Herman Van der Auweraer, Patrick Guillaume and Jan Leuridan, "The PolyMAX frequency-domain method: a new standard for modal parameter estimation?", Katholieke Universiteit Leuven, 2004.
- [10] Miroslav Pastor et al., "Modal Assurance Criterion", Technical University of Košice, 2012.
- [11] PCB Piezotronics, schede tecniche relative a piezoaccelerometri 393A03, 393B12 e 393B31.
- [12] Siemens, schede tecniche e specifiche di utilizzo relativi a motore lineare 1FN1 e sistema di controllo SIMODRIVE 611D.
- [13] MTS Systems Corporation , schede tecniche relative a Model 242 Hydraulic Actuators.
- [14] FIP Industriale, schede tecniche relative a J00 – Giunti di Dilatazione.
- [15] Alfredo Cigada, Elena Mola et al., "Numerical Modeling and Dynamic testing on the Oglio Flyover of the new BreBeMi Highway in Italy", Politecnico di Milano, ECSD Srl e altri.
- [16] Elena Mola et al., "Tuning of Finite Element Models of Multi-Girder Composite Structures", ECSD Srl e Politecnico di Milano.
- [17] Dipartimento di Meccanica, relazioni sull'analisi del comportamento dinamico dei ponti Oglio, Adda e Muzza, commissionate dal Consorzio BreBeMi, Politecnico di Milano.