

Politecnico di Torino

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile delle Strutture



Tesi di Laurea Magistrale

CARATTERIZZAZIONE DINAMICA DI PONTI AD ARCO IN CEMENTO ARMATO: SPERIMENTAZIONE DEL PONTE LAMBERTI SUL FIUME CENO

Relatore: Prof. Ing. Rosario Ceravolo

Candidato: Simone Rollo

Correlatore: Arch. Erica Lenticchia

ANNO ACCADEMICO 2018-2019

Sommario:

| | |
|---|----|
| 1. INTRODUZIONE..... | 7 |
| 1.1. Il Ponte Lamberti | 9 |
| 2. IMPORTANZA DEL MONITORAGGIO STRUTTURALE | 13 |
| 3. I PONTI AD ARCO IN C.A. NEI PRIMI DEL '900 | 17 |
| 3.1. Aspetti storici..... | 17 |
| 3.2. Il calcestruzzo armato agli inizi del Novecento..... | 19 |
| 3.3. Statica dei ponti ad arco..... | 22 |
| 3.3.1. Ponti ad arco a 3 cerniere | 24 |
| 3.3.2. I ponti ad arco di Maillart..... | 25 |
| 3.3.3. Ponti ad arco a 2 cerniere | 27 |
| 3.3.4. Ponti ad arco incastrato | 28 |
| 3.4. Statica grafica | 29 |
| 4. CASO DI STUDIO: IL PONTE LAMBERTI..... | 31 |
| 4.1. Norme di riferimento nella progettazione..... | 31 |
| 4.2. Principali fenomeni di degrado nel C.A. | 34 |
| 4.2.1. Carbonatazione del calcestruzzo | 34 |
| 4.2.2. Corrosione delle armature | 36 |
| 4.3. Valutazione della sicurezza nel Ponte Lamberti (Ghizzoni 2013). | 37 |
| 4.3.1. Caratteristiche dei materiali e morfologia del sito | 37 |
| 4.3.2. Verifica del livello di sicurezza..... | 39 |
| 4.4. Ponti analoghi al “Lamberti” in Italia e in Europa | 42 |
| 5. BASI TEORICHE PER LA CARATTERIZZAZIONE DINAMICA DELLE STRUTTURE | |
| 53 | |
| 5.1. Introduzione all’identificazione strutturale..... | 53 |
| 5.1.1. Principali tecniche di identificazione | 55 |

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

| | | |
|--------|---|-----|
| 5.2. | Cenni sulla tecnica SSI (Stochastic Subspace Identification) | 55 |
| 5.2.1. | Introduzione del modello spaziale: dal continuo al discreto. | 56 |
| 5.2.2. | Predizione e Stati di Kalman | 58 |
| 5.2.3. | Estrazione dei parametri modali..... | 59 |
| 5.2.4. | Modal Assurance Criterion (MAC)..... | 61 |
| 5.3. | Analisi modale: approccio sperimentale e analitico | 61 |
| 5.4. | Model Updating | 63 |
| 6. | PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE DELLE PROVE SPERIMENTALI SUL PONTE LAMBERTI | 67 |
| 6.1. | Modellazione preliminare della struttura..... | 67 |
| 6.1.1. | Modelli geometrici 3D del Ponte Lamberti..... | 69 |
| 6.1.2. | Introduzione ai codici FEM..... | 78 |
| 6.1.3. | Modelli FEM del Ponte Lamberti con codice agli elementi finiti..... | 79 |
| 6.2. | Analisi modale preliminare a supporto del progetto delle prove..... | 85 |
| 6.2.1. | Estrazione forme modali: Modello del Ponte Lamberti senza giunti..... | 89 |
| 6.2.2. | Estrazione forme modali: Modello del Ponte Lamberti con giunti..... | 92 |
| 6.3. | Esecuzione delle prove sperimentali | 95 |
| 6.3.1. | Strumentazione per il monitoraggio | 97 |
| 6.3.2. | Setup installati per l'identificazione dinamica del Ponte Lamberti | 99 |
| 6.3.3. | Report fotografico delle prove | 104 |
| 7. | IDENTIFICAZIONE DINAMICA DEL PONTE LAMBERTI..... | 107 |
| 7.1. | Fast Multi-Order Stochastic Subspace Identification | 107 |
| 7.1.1. | Algoritmo generale..... | 108 |
| 7.1.2. | Stabilizzazione | 110 |
| 7.1.3. | Clustering | 111 |
| 7.2. | Natura dei segnali acquisiti..... | 113 |

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

| | | |
|--------|---|-----|
| 7.3. | Analisi modale sperimentale del Ponte Lamberti..... | 118 |
| 7.4. | Modi identificati | 123 |
| 8. | MODEL UPDATING..... | 127 |
| 8.1. | Introduzione all'algoritmo MMU | 127 |
| 8.2. | Calibrazione modello meccanico del ponte Lamberti | 129 |
| 8.2.1. | 1° Modo di vibrare F.E.M. | 132 |
| 8.2.2. | 2° Modo di vibrare F.E.M. | 133 |
| 8.2.3. | 3° Modo di vibrare F.E.M. | 135 |
| 8.2.4. | 4° Modo di vibrare F.E.M. | 136 |
| 8.2.5. | 5° Modo di vibrare F.E.M. | 138 |
| 8.2.6. | 6° Modo di vibrare F.E.M. | 139 |
| 9. | CONCLUSIONI | 141 |
| | Indice delle figure..... | 145 |
| | Bibliografia..... | 149 |
| | Sitografia | 151 |
| | Ringraziamenti: | 153 |

1. INTRODUZIONE

Il risultato principale a cui si vuole giungere attraverso il seguente lavoro di tesi è l'identificazione dinamica del Ponte Lamberti; essa consisterà nell'effettuare una caratterizzazione della struttura in termini dinamici attraverso l'estrazione dei parametri modali a partire dall'acquisizione del segnale effettuata in fase di monitoraggio. Tuttavia, il raggiungimento di questo obiettivo avverrà tramite una serie di passaggi. Il punto di partenza, vista la mancanza di disegni progettuali, è lo studio dell'unico documento a disposizione inerente il ponte ossia quello relativo alla valutazione della sicurezza (Ghizzoni 2013).

Inoltre, considerando che l'opera in questione risale agli inizi del Novecento, sarà utile da un lato ricostruire il quadro normativo di quel periodo dall'altro ricercare altre strutture con caratteristiche simili a quelle del "Lamberti" e costruite in quello stesso periodo al fine di evidenziare il livello di conoscenze dell'epoca. In questo modo sarà possibile soffermarsi sui principali fenomeni di ammaloramento che interessano questa tipologia di strutture realizzate in calcestruzzo armato.

Lo step immediatamente successivo consisterà nella progettazione delle prove sperimentali da eseguire sul ponte e quindi nella definizione sia di un numero adeguato di setup dei sensori da realizzare che nell'individuazione di una corretta distribuzione di essi sull'impalcato.

L'architettura del sistema di monitoraggio, quindi, verrà definito sulla base delle forme modali ottenute una volta che il modello geometrico 3D del ponte verrà importato su un codice di calcolo agli elementi finiti.

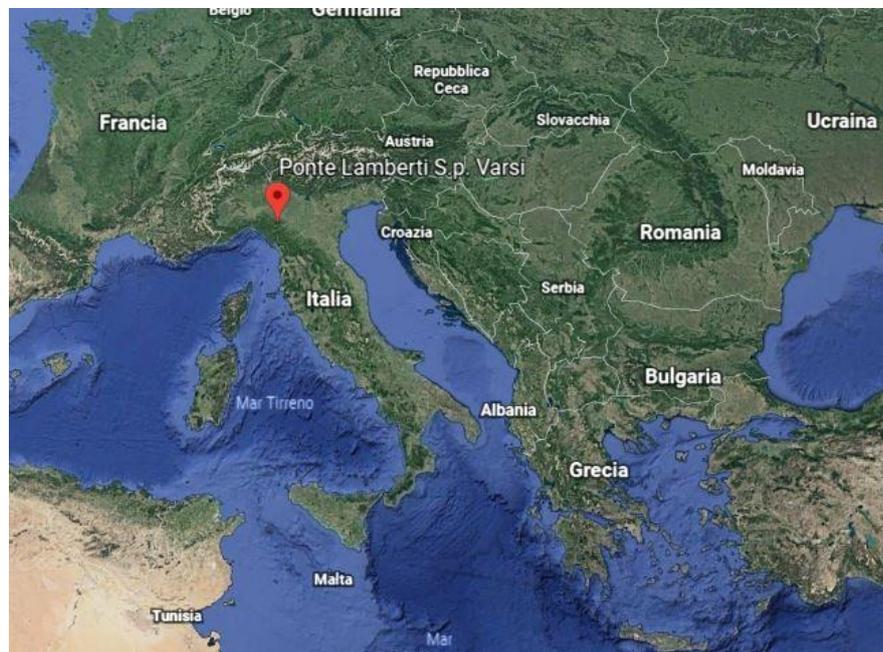


Figura 1. Localizzazione Ponte Lamberti tramite Google Earth.

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

A questo punto il segnale registrato verrà trattato con la tecnica di identificazione Fast Multi-Order Stochastic Subspace Identification tramite il software MATLAB al fine di estrarre i parametri modali della struttura.

In questo modo sarà possibile da un lato rilevare eventuali anomalie nel comportamento globale della struttura e dall'altro, ricorrendo al Model Updating, si potrà procedere all'aggiornamento del modello realizzato in via preliminare al fine di inquadrare in maniera realistica la struttura in termini di masse, rigidzze, smorzamenti e condizioni di vincolo evidenziando eventuali danneggiamenti e criticità presenti nella struttura tali da suggerire ulteriori monitoraggi maggiormente localizzati.



Figura 2.Vista aerea Ponte Lamberti, Google Earth.

1.1. Il Ponte Lamberti

Oggetto di studio del presente lavoro di tesi è il Ponte Lamberti che, situato sulla strada provinciale SP 28, attraversa il Torrente Ceno e collega i Comuni di Varsi e Bardi.



Figura 3. Ponte Lamberti.

L'opera realizzata in calcestruzzo armato nel 1933 è costituita da tre campate ciascuna lunga 38 metri. Esse sono caratterizzate da tre arcate collegate all'impalcato mediante sia elementi verticali che obliqui. L'impalcato è costituito da un sistema di travi ortogonali su cui è stata realizzata una soletta, anch'essa in calcestruzzo, di 50 cm circa di spessore. La struttura, le cui arcate sono collegate fra di loro mediante travi trasversali poste al di sotto del livello dell'impalcato, termina ai lati con due luci laterali a struttura reticolare realizzate in epoca successiva, in seguito alla variazione del tracciato stradale. Nello studio del ponte in questione non è stato possibile disporre del progetto originale. Tuttavia, dallo studio della relazione tecnica (Ghizzoni 2013) è facile osservare come il Ponte Lamberti non soddisfi i criteri di progettazione antisismica che invece oggi vengono presi in considerazione nello studio di simili strutture. Nella Figura 4 è stata documentata la completa disconnessione fra le diverse campate della struttura con relativa predisposizione della stessa a possibili fenomeni di martellamento in presenza di sisma. Inoltre, attraverso lo studio di altri ponti realizzati in quel periodo (Santarella L. 1932), è stato possibile evidenziare come quest'opera sia stata realizzata secondo le conoscenze dell'epoca.



Figura 4.Discontinuità dell'impalcato ed esposizione a fenomeni di martellamento in presenza di sisma.

Il manufatto in esame, come verrà evidenziato in seguito, può essere ricondotto ai ponti ad arco con trave irrigidente secondo lo schema alla Maillart con gli archi incernierati alle due estremità in corrispondenza delle pile. Nel 1979, e successivamente nel 1983, l'Ufficio Tecnico Servizio di controllo della Provincia di Parma ha effettuato delle ispezioni nelle quali non si sono rilevati cedimenti delle strutture ma solo una leggera corrosione delle pile oltre ad un principio di scalzamento della pila della campata della sponda lato Bardi. La prima documentazione disponibile, invece, risale al 1984 ed è relativa al progetto esecutivo di un intervento di sistemazione dell'impalcato esistente che si presentava sprovvisto di sistemi di impermeabilizzazione della soletta. In quella stessa occasione si è provveduto all'inserimento di giunti di dilatazione a tenuta oltre all'adeguamento del sistema di smaltimento delle acque meteoriche. Infine, nel 2006 è stato realizzato un intervento per l'adeguamento delle barriere laterali di sicurezza e l'allargamento dell'impalcato per la creazione di un passaggio pedonale.

Ad oggi il ponte presenta un progredito stato di degrado dovuto all'assenza di interventi di manutenzione finalizzati al contenimento dei fenomeni di carbonatazione del calcestruzzo e alla

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

conservazione dei copriferri, determinando l'esposizione delle barre d'armatura a processi di corrosione che è stato possibile osservare nel sopralluogo effettuato nel mese di Settembre 2018.



Figura 5. Ponte Lamberti, spalling del copriferro in corrispondenza della campata centrale.

I fenomeni di degrado rilevati nel Ponte Lamberti in realtà sono comuni a tanti altri ponti in calcestruzzo realizzati nella prima metà del 1900 e sono imputabili principalmente alle seguenti ragioni:

- Naturale predisposizione di acciaio e calcestruzzo a processi rispettivamente di carbonatazione e corrosione.
- Mancanza di adeguati sistemi di protezione delle armature e del calcestruzzo da tali fenomeni.
- Assenza di sistemi di impermeabilizzazione della soletta.



Figura 6. Barre d'armatura a taglio di una delle travi longitudinali esposte all'aria e corrose.

2. IMPORTANZA DEL MONITORAGGIO STRUTTURALE

“Le proprietà dinamiche della struttura (frequenza e forme proprie di vibrazione) sono anch’esse parametri significativi del comportamento di una costruzione. In presenza di dissesti o trasformazioni della costruzione e del suo uso, queste grandezze subiscono delle alterazioni [...] il controllo dei parametri della risposta dinamica, o eccitata artificialmente o mediante vibrazioni ambientali, può rappresentare uno dei possibili elementi per l’identificazione di un cambiamento manifestatosi nella costruzione”. (par.4.1.9 NTC 2018)

La necessità di preservare il patrimonio architettonico e infrastrutturale ereditati dalle precedenti generazioni e le recenti disposizioni in materia di Norme Tecniche per le Costruzioni fanno sì che il monitoraggio strutturale giochi un ruolo sempre più importante nella determinazione del comportamento di una struttura sottoposta ad azione sismica o a movimenti del terreno. In questo modo la conoscenza dell’interazione fra ambiente e parametri meccanici di una struttura costituisce un passaggio indispensabile nel processo conoscitivo che accompagna l’ingegnere dalla diagnosi di eventuali anomalie fino alla definizione e allo sviluppo di efficaci strategie per la salvaguardia dei manufatti stessi. Inoltre, nel caso degli edifici storici, essi sono frutto del risultato di una serie di lavori che sono stati realizzati nel corso degli anni nei quali spesso vengono utilizzati materiali e tecniche differenti. In situazioni di questo genere i test dinamici sono degli strumenti molto efficaci attraverso i quali è possibile raggiungere un buon livello di conoscenza sul comportamento globale della struttura soprattutto sia in campo dinamico che sismico. A tal fine il Politecnico di Torino si occupa da diversi anni di monitoraggio strutturale di edifici storici dei quali verrà fatta una rapida carrellata nel seguente paragrafo.

Nel caso della chiesa della Madonnina della Neve di Savigliano (Astrua F. 2017), il modello preliminare ha consentito di scegliere in maniera ottimale i punti su cui disporre i 18 sensori per l’identificazione dinamica; tuttavia nella maggior parte dei casi, non si riesce a disporre di un numero di sensori sufficiente ad ottenere la completa identificazione della struttura tramite un unico setup di acquisizione. Infatti, proprio per questa ragione sia nel caso della chiesa di Santa Caterina che in quello del campanile di Fossano sono stati utilizzati diversi setup; inoltre nella progettazione delle prove, per poter collegare i diversi setup e assemblare le relative forme modali catturate, sono stati scelti dei punti fissi comuni alle diverse acquisizioni. Successivamente all’identificazione si passa al Model Updating e alla taratura del modello F.E. preliminare. In

questa fase è molto importante la scelta dei parametri da calibrare che dovranno avere un chiaro significato fisico e non devono rendere troppo onerosa la procedura di calcolo per evitare la convergenza a risultati poco affidabili. Lo studio della chiesa di Santa Caterina ha evidenziato in primo luogo una completa sconnessione fra l'elemento di facciata e il resto della chiesa e in secondo luogo una eccessiva deformabilità della lanterna.

I risultati ottenuti nella chiesa di Santa Caterina è molto interessante confrontarli con quelli raccolti nella chiesa Madonnina della Neve; anche in questo secondo caso, infatti, è possibile rilevare una scarsa connessione tra facciata e corpo della chiesa.

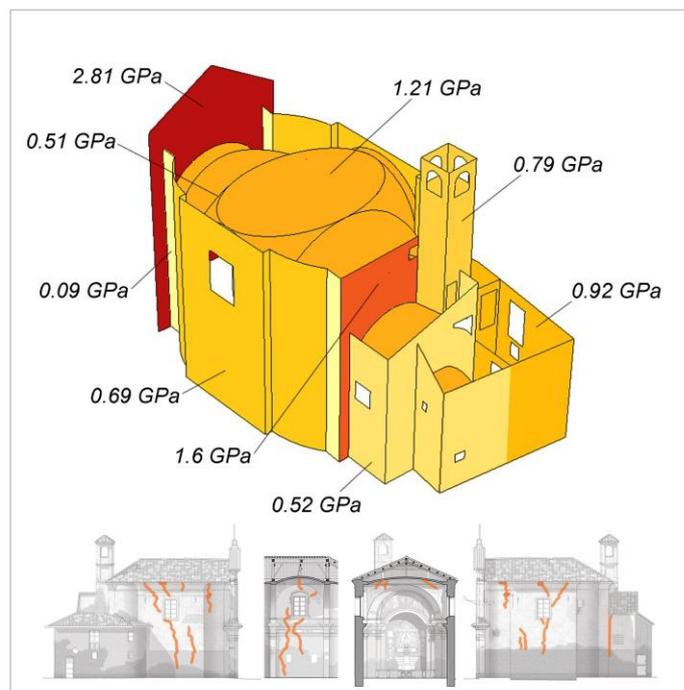


Figura 7. Distribuzione del modulo di Young sui diversi elementi della chiesa Madonnina delle Nevi.¹

Nel caso della torre campanaria di Fossano è possibile osservare come i risultati emersi in seguito all'identificazione strutturale del manufatto (Figura 7) siano confermati dai valori ottenuti nelle campagne di carotaggi effettuate successivamente. Come spesso accade nel caso delle torri in muratura, sono stati rilevati dei valori del modulo elastico tangente delle sezioni intermedie della struttura pari ad un terzo di quello del basamento.

¹ Distribuzione dei moduli di Young sui vari macro-elementi dopo il processo di calibrazione (G. D. Rosario Ceravolo 2019 (in corso di pubblicazione)).

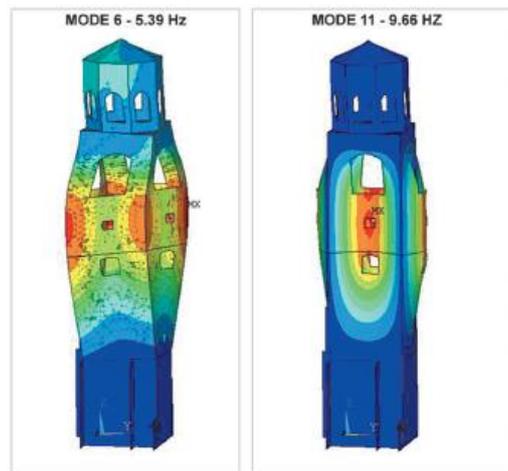


Figura 8.Torre campanaria del Duomo di Fossano. Capitolo ‘Indagini dinamiche e monitoraggio sismico’ (Rosario Ceravolo, Erica Lenticchia, 2017) tratto dal libro (Astrua F. 2017) .

Molto recente inoltre è il monitoraggio del Paraboloide di Casale Monferrato (G. D. Rosario Ceravolo 2019 (in corso di pubblicazione)) per il quale sono stati eseguiti test meccanici e dinamici finalizzati ad accrescerne il livello di conoscenza. Per l’identificazione dinamica del Paraboloide sono stati impiegati 19 canali distribuiti su differenti livelli e posizionati sugli elementi strutturali principali. Anche in questo caso l’aggiornamento del modello preliminare ha consentito una stima abbastanza affidabile delle proprietà meccaniche della struttura e in seguito, grazie alla taratura, esso può essere utilizzato come base per la pianificazione di opportuni interventi di recupero.



Figura 9.Paraboloide di Casale Monferrato.² (G. D. Rosario Ceravolo 2019 (in corso di pubblicazione)).

² Vista interna ed esterna del Paraboloide di Casale Monferrato; si tratta di un manufatto industriale del ventesimo secolo impiegato per la produzione di cemento.

Questi esempi applicativi mostrano come il monitoraggio strutturale offra la possibilità di tarare dei modelli meccanici delle strutture esistenti che siano in grado di prevederne il comportamento reale e utilizzabili sia per finalità diagnostiche che per l'individuazione di eventuali interventi di messa in sicurezza.

3. I PONTI AD ARCO IN C.A. NEI PRIMI DEL '900

Il terzo capitolo di questa trattazione si apre con una disamina di natura storica riguardo l'evoluzione verificatasi, a cavallo tra la fine dell'Ottocento e gli inizi del Novecento, nel campo dell'Ingegneria e dell'Architettura e che ha portato all'affermazione del calcestruzzo come materiale da costruzione e alla comparsa delle strutture ad arco. Successivamente ci si è soffermati sul meccanismo di funzionamento statico di queste strutture, il cui successo si spiega essenzialmente con la loro capacità di sfruttare al meglio le proprietà meccaniche del calcestruzzo armato, proponendo una loro classificazione sulla base delle condizioni di vincolo che le caratterizzano. In questa sezione inoltre, è stato possibile approfondire i cosiddetti 'Ponti alla Maillart apparsi in Europa agli inizi del secolo scorso e che affascinarono tantissimo i progettisti dell'epoca per il loro carattere innovativo, dando vita ad un dibattito molto vivace. Infine, ci si è interessati alle modalità di progettazione delle strutture ad arco in quel periodo, osservando con grande curiosità come ai tradizionali metodi analitici facessero da contro-altare quelli grafici che, sebbene includessero in sé i primi, mostravano un carattere maggiormente intuitivo e immediato nello studio di queste strutture.

3.1. Aspetti storici

L'Ottocento, caratterizzato dall'utilizzo massiccio della ghisa e dell'acciaio nella costruzione di infrastrutture, aveva spinto i progettisti a sfruttarne le proprietà realizzando strutture di valore estetico sempre più scarso. Tuttavia, l'inizio del Novecento presenta una grande novità: il calcestruzzo armato. Questo materiale, infatti grazie alle sue proprietà meccaniche e alle modalità di posa in opera, offrì agli ingegneri del secolo nuove opportunità andando incontro all'esigenza dell'Ingegneria Strutturale, emersa nell'ambito della scuola svizzera con Maillart, di non limitarsi al calcolo di forme semplici ma alla ricerca di soluzioni complesse ed esteticamente gradevoli. Tutto questo si riflette anche nella costruzione dei ponti; se Hennebiqué in Francia nella realizzazione di ponti in calcestruzzo aveva adeguato i modelli strutturali alle "forme" scelte, al contrario, la scuola tedesca con Wayss ed Engesser aveva enfatizzato l'importanza di modelli matematici affidabili che di fatto vincolavano il progettista nella scelta delle geometrie. Queste differenti posizioni circa gli scopi dell'Ingegneria, apparse all'inizio del '900 in Francia e Germania, trovarono una sintesi in Svizzera con Carl Culmann e successivamente con Wilhelm Ritter (1847-1906) affermando la funzione 'artistica' dell'Ingegneria Strutturale (Billington 1985). In questa nuova visione il calcolo strutturale e i modelli matematici vennero interpretati come una rappresentazione semplificata e il più possibile realistica del comportamento delle strutture nel

loro ambiente naturale. In questo modo viene sottolineata la necessità, per i progettisti, di studiare le opere anche dopo la loro realizzazione attraverso l'esecuzione di prove di carico. È in questo contesto che Robert Maillart (1872-1940), studente di Ritter, realizzò una vera e propria rivoluzione in ambito strutturale; egli infatti comprese l'esigenza di esaltare le proprietà del calcestruzzo attraverso l'adozione di forme esteticamente e tecnicamente 'appropriate'. A tal proposito Maillart studiò la forma dell'arco che utilizzò nella progettazione dei ponti nel periodo che va dal 1900 al 1940. Le sue opere, per le loro potenzialità, sin da subito divennero modello di ispirazione per tantissimi altri progettisti. Il risultato di ciò non è semplicemente la comparsa dei cosiddetti "Ponti alla Maillart" nell'Europa degli inizi del Novecento ma, più in generale, una vera e radicale rivoluzione nella filosofia progettuale. A livello nazionale la scuola italiana presenta due anime molto differenti ma entrambe particolarmente attive che riflettono almeno in parte le tendenze emerse negli altri paesi europei in questo periodo: la scuola Naturalista di Danusso e quella Positivista di Colonnetti. Al di là della comune volontà di spingersi oltre la teoria elastica considerata come insoddisfacente in quanto non in grado di spiegare i fenomeni plastici che avvengono all'interno dei materiali, mentre i naturalisti esaltano la natura e la sua imitazione affermandone la 'funzione benevola', attraverso la realizzazione di modelli in scala, i positivisti formulano la teoria analitica generale delle coazioni e vedono nella figura dell'ingegnere colui che addestra il materiale per far sì che esso si comporti in maniera differente rispetto a come normalmente farebbe (es. precompressione). Tuttavia, con l'avvento della Seconda Guerra Mondiale in Italia, non soltanto si assiste alla distruzione di gran parte del patrimonio infrastrutturale ma anche alla dispersione della scuola italiana e all'esilio dei suoi più illustri esponenti. In particolare, Colonnetti emigrato in Svizzera continua la sua attività di insegnamento coinvolgendo altre figure tra cui quella di Zorzi che diverrà nel periodo post-bellico uno dei più importanti progettisti di ponti, famosi per il loro arco sottile con trave irrigidente e per l'assenza di giunti. La fine della guerra segna la ricostituzione della scuola italiana impegnata principalmente nel recupero dei beni danneggiati durante i bombardamenti, ma alcune decine di anni dopo si assiste alla sua scomparsa definitiva in seguito alle crisi economiche del 1963 e a quelle più acute del 1973 e 1978 lasciando comunque delle tracce indelebili nel patrimonio architettonico ereditato.

3.2. Il calcestruzzo armato agli inizi del Novecento

Le Corbusier nel 1908 affermò: <<Io non condivido le idee dell'École de Beaux-Arts. Altre sono le cose creative in cui credo. Dov'è l'architettura moderna? Dove sono gli architetti creativi?>> Gli rispose Eugène Grasset: <<...provate dai fratelli Perret loro fanno del cemento armato...si fanno delle gabbie di legno, ci si mette dentro del ferro e le si riempie di cemento>>. (Coppola 2015)

Questa conversazione riportata come incipit al paragrafo aiuta a comprendere quanto sia stata innovativa l'introduzione del calcestruzzo armato agli inizi del Novecento. In quegli anni, infatti, venne attribuita al calcestruzzo armato una funzione di "linguaggio" attraverso cui i progettisti hanno potuto soddisfare questa necessità di dar vita a nuove forme. Questo nuovo materiale ha di fatto rivoluzionato l'aspetto estetico di moltissime importanti città a partire da quelle inglesi, dove è nato, e diffondendosi successivamente in tutto il mondo. Tra le principali creazioni in calcestruzzo armato risalenti agli inizi del Novecento abbiamo quelle di Torroja in Spagna, Maillart in Svizzera ed Hennebique in Francia mentre in Italia i maggiori contributi si devono a Nervi e Morandi a Roma, Levi e Colonnetti a Torino e infine, Santarella a Milano.



Figura 10. Zarzuela Hippodrome a Madrid, Torroja 1935.

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno



Figura 11.Palazzetto dello sport a Roma, Nervi 1957.



Figura 12.Ponte del risorgimento a Roma, Hennebique 1911.



Figura 13.Viadotto Polcevera a Genova, Morandi 1967.

Tuttavia, il calcestruzzo armato dopo essere stato accompagnato da un generale entusiasmo legato alle potenzialità che esso offriva ai nuovi progettisti, ha cominciato a palesare i suoi limiti dovuti principalmente al degrado. Così verso la fine del secolo scorso si è cominciato a comprendere l'importanza della manutenzione e la necessità di intraprendere degli interventi di restauro del patrimonio storico esistente, smorzando l'eccessivo entusiasmo emerso nei confronti di questo materiale in seguito alla sua comparsa. In realtà ad oggi mancano dei riferimenti precisi per il ripristino delle strutture esistenti e nella maggior parte dei casi l'attuale tendenza è quella di studiare queste strutture ipotizzando che esse siano state realizzate secondo le odierne regole della Tecnica delle Costruzioni (Di Natale Ernesto 2006, Coppola 2015). Inoltre, la direzione verso la quale ci si muove oggi prevede un duplice atteggiamento. Nella progettazione delle nuove costruzioni si ricorre a materiali sempre più leggeri e performanti (in alcuni casi anche alternativi al calcestruzzo) per ottimizzare questioni sia di natura economica che tecnologica, mentre nella salvaguardia e nel restauro di opere esistenti si studiano materiali ad elevata compatibilità con quelli utilizzati nelle architetture originarie ma con caratteristiche superiori (calcestruzzi ad alta performance).

3.3. Statica dei ponti ad arco

<< Arco non è altro che una fortezza causata da due debolezze... imperorché l'arco negli edifiti è composto di due quarti di circolo, i quali quarti circoli ciascuno debolissimo per sé desidera cadere e oponendosi alla ruina l'uno dell'altro, le due debolezze si convertono in una unica fortezza>>. Leonardo ³ (Benvenuto 1981).

La ricerca di forme tali da ottimizzare l'utilizzo del calcestruzzo armato parte da delle considerazioni legate alla natura stessa del materiale in questione. Se da un lato il calcestruzzo sopporta bene sollecitazioni di compressione dall'altro manifesta una scarsa resistenza nei confronti di quelle di tipo flessionale rivelando un comportamento di collasso fragile. Proprio per questa ragione è stato realizzato l'accoppiamento del calcestruzzo con l'acciaio; quest'ultima fu una novità molto interessante in quanto offrì agli ingegneri dell'epoca la possibilità di sopperire, almeno in parte, ai limiti evidenziati dal calcestruzzo attraverso lo sfruttamento della proprietà di resistenza a trazione e il comportamento duttile degli acciai. Alla luce di queste considerazioni è possibile spiegare in maniera altrettanto facile il motivo per cui Maillart abbia scelto l'arco come forma strutturale per i suoi ponti; esso infatti è in grado di sfruttare al meglio le caratteristiche del calcestruzzo e della muratura in quanto, sia per geometria che per condizioni di vincolo, trasforma le sollecitazioni prodotte dai carichi verticali prevalentemente in compressione minimizzando la componente di momento flettente. Nell'arco quindi, diversamente da quanto avvenga nella trave retta, la variazione dell'asse geometrico e la presenza della spinta orizzontale fanno sì che esso resista ai carichi verticali attraverso sollecitazioni di compressione applicate negli elementi curvilinei. In questo modo i valori di momento flettente sono resi trascurabili rispetto a quelli misurati nella trave retta a parità di carico e configurazione dei vincoli. Il comportamento flessionale dell'arco è rappresentato dalla seguente relazione:

$$M_{ARCO} = M_{TRAVE} - S * Z \quad (1)$$

Dalla (1) è possibile intuire quanto detto in precedenza: a parità di carichi applicati e condizioni di vincolo, il momento sollecitante applicato in ciascuna sezione dell'arco è ridotto, rispetto a quello corrispondente nel caso di trave ad asse rettilineo, di una quantità pari al prodotto della spinta orizzontale per la quota della sezione analizzata. Occorre precisare inoltre che non sempre è possibile effettuare uno studio dei ponti ad arco alla luce della "Teoria del primo ordine". Nelle

³ Roberto Marcolongo, Studi Vinciani, VII, p.237, Napoli,1937.

strutture con elevato ribassamento e snellezza, infatti, non è corretto considerare valida l'ipotesi di De Saint Venant di 'spostamenti piccoli o al limite infinitesimi' pertanto occorre studiare l'equilibrio della struttura nella configurazione deformata. Poiché all'aumentare del ribassamento dell'arco aumenta il valore della spinta orizzontale, la teoria del secondo ordine tiene conto del comportamento non lineare presente in questa tipologia di strutture facendo riferimento all'effetto $P-\Delta$ che considera l'influenza dello sforzo normale sulla deformata flessionale dell'arco (Margiotta 2011).

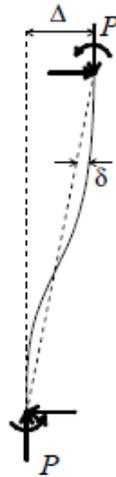


Figura 14. Effetto del secondo ordine

In generale è bene osservare che, in relazione alle condizioni di vincolo, esistono tre tipologie di archi a cui corrispondono altrettante categorie di ponti:

- Ponti ad arco a 3 cerniere;
- Ponti ad arco a 2 cerniere;
- Ponti ad arco incastrati.

3.3.1. Ponti ad arco a 3 cerniere



Figura 15. Tavanasa Bridge, Danis (Svizzera), Maillart, 1905.

L'arco a tre cerniere è una struttura isostatica in cui la curva delle pressioni è obbligata a passare per i perni delle cerniere di imposta e per quello della cerniera posta in chiave: in altre parole il problema consiste nel trovare uno tra gli infiniti poligoni funicolari possibili passante per le tre cerniere, il quale a sua volta risulterà essere univocamente determinato (Benvenuto 1981). Il vantaggio principale di questa tipologia di struttura, abbastanza ricorrente nei ponti di Maillart, è la sua insensibilità alle variazioni differenziali di temperatura e ai cedimenti differenziati dei vincoli.

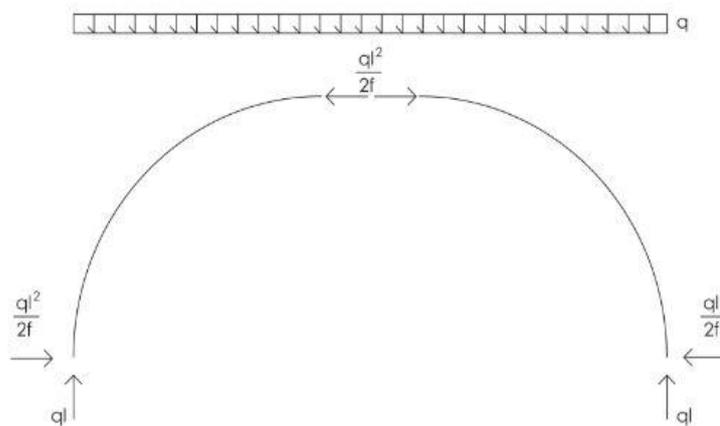


Figura 16. Arco a tre cerniere

Dalla soluzione di equilibrio statico dell'arco a tre cerniere sottoposto a un carico uniformemente distribuito, è possibile osservare come la spinta agente in corrispondenza delle cerniere d'imposta sia dipendente dal ribassamento 'f' dell'arco; più l'arco sarà ribassato maggiore risulterà la spinta.

In realtà questa tipologia di strutture non ha avuto molto successo, poiché poco adatta a sopportare carichi dinamici come il traffico veicolare il quale, provocando deformazioni oltre un valore limite, innesca un abbassamento delle frequenze proprie di risonanza determinando la comparsa di sollecitazioni di sforzo normale secondarie. Questo limite insito nell'arco a tre cerniere ha portato i progettisti a preferire per i ponti strutture vincolate iperstaticamente.

3.3.2. I ponti ad arco di Maillart.

I primi ponti ad arco in calcestruzzo armato che furono costruiti da Maillart sono lo Stauffacher (1899) e il Zuoz (1901). In entrambi i casi si tratta di strutture ad arco con tre cerniere ma in quest'ultimo a differenza dello Staffaucher, nel quale viene utilizzato un muro di collegamento tra arco e impalcato in pietra, la parete è in calcestruzzo. Tuttavia, a due anni di distanza dalla sua costruzione, il ponte presentava alcuni danneggiamenti nella zona in prossimità delle spalle; in questa regione della struttura, infatti, si formarono delle fessure a causa degli irrigidimenti longitudinali.



Figura 17. Ponte Zuoz, Zernez (Svizzera), Maillart, 1901.

In realtà, tra tutti i ponti ad arco a tre cerniere realizzati da Maillart quello più famoso è il Salginatobel (1930). In questo caso l'ingegnere svizzero, conscio delle criticità emerse in altri ponti realizzati in precedenza, optò per una struttura con arco leggero e impalcato rigido collegati tramite colonne verticali. Nonostante le critiche ricevute riguardo la complessità del metodo di

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

analisi adottato nello studio di queste strutture, il risultato fu un grosso risparmio sia in termini di materiale che di costo.



Figura 18.Ponte Salginatobel, Schiers (Svizzera), Maillart, 1930.



Figura 19.Ponte Schwandbach, Schwarzenburg (Svizzera), Maillart, 1933.

Il successo di questa soluzione progettuale fu tale non solo da spingere l'ingegnere originario di Berna a realizzare altri ponti sulla scia del Salginatobel come lo Schwandbach (1933), ma in Europa e in Italia si è assistito alla comparsa dei cosiddetti ponti di "tipo Maillart". Questa tipologia di ponti ha contribuito al rilancio del ponte ad arco di grande luce e leggerezza. Essi sono arrivati in Italia grazie a due scienziati Ceradini e Galli. L'arco sottile con impalcato irrigidente ha comportamento opposto a quello del ponte sospeso in quanto l'impalcato con la propria rigidità

collabora e assorbe i carichi del traffico e le sollecitazioni flettenti. L'eleganza di queste strutture viene apprezzata anche da Galli che mette a punto una teoria convincente riguardo il loro funzionamento statico oltre il campo elastico. La celebrazione del ponte "tipo Maillart" in Italia avviene con la realizzazione di una serie di sei ponti con volta sottile e impalcato rigido sull'Autostrada Napoli-Pompei-Salerno (Iori 2015).



Figura 20. Serie di "ponti alla Maillart", Autostrada Napoli-Pompei (Iori 2015).

3.3.3. Ponti ad arco a 2 cerniere

L'arco a due cerniere è utilizzato principalmente nei ponti in acciaio. In questo caso si tratta di una struttura iperstatica in cui la curva delle pressioni è obbligata a passare per le due cerniere individuate in corrispondenza delle imposte.

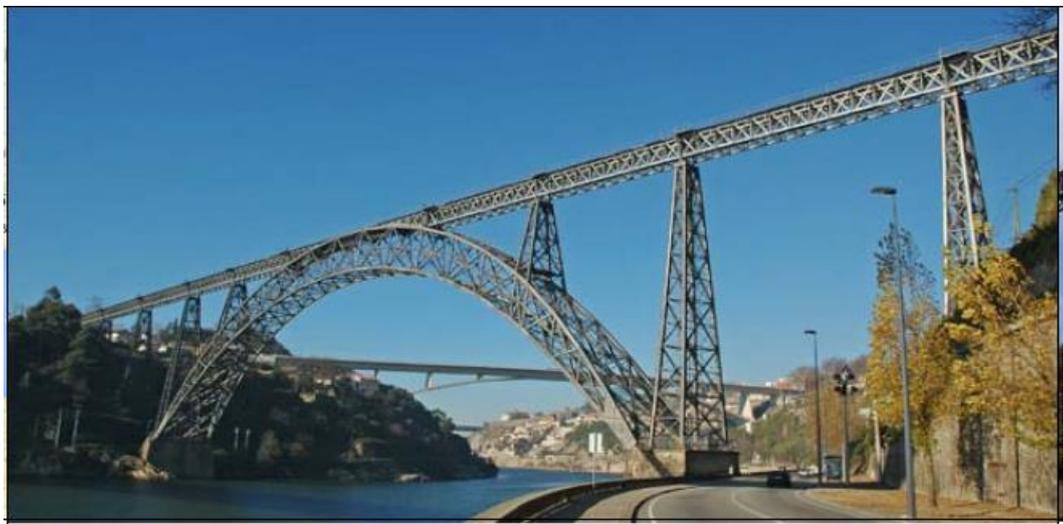


Figura 21. Ponte di Maria Pia sul fiume Douro, Porto (Portogallo), 1877. (Troyano, 2006).

Questa tipologia di arco è in grado di sopportare bene i carichi mobili mostrando invece una certa sensibilità ai fenomeni di viscosità e ritiro del calcestruzzo e alle variazioni termiche. Inoltre, rispetto all'arco a tre cerniere e a quello incastrato, a parità di geometria e carico applicato, esso è sottoposto ad una spinta minore.

3.3.4. Ponti ad arco incastrato

L'arco incastrato è una struttura con tre gradi di iperstaticità in cui la curva delle pressioni, non avendo alcun passaggio obbligato, è adatta a sopportare i carichi mobili mostrando una minore deformabilità rispetto agli altri archi visti in precedenza. Tuttavia, questa maggiore libertà della curva delle pressioni rende l'arco incastrato predisposto a effetti di deformazione imposta come quelli dovuti a variazioni termiche, fenomeni di lungo termine e cedimenti vincolari.



Figura 22.Ponte de Los Tilos, La Palma,2004 (Troyano, 2006)⁴.

⁴ Ponte de Los Tilos, La Palma, isole Canarie (Spagna): Arco di 255 metri di lunghezza.

3.4. Statica grafica

L'idea che molte questioni di natura statica potessero essere risolte tramite delle costruzioni geometriche era noto sin dai tempi di Leonardo. Questa idea si rafforzò nel Settecento in seguito alla discussione sulla statica delle volte e delle cupole; tuttavia il primo studioso a proporre la statica grafica come <<evidenza di “dimostrazione”>> dei concetti statici fu Culmann (Benvenuto 1981). Il vero successo della statica grafica si ha però in seguito all'introduzione dei concetti di: *poligono delle forze* e *poligono funicolare*.

Dato un sistema di forze $F_1, F_2 \dots F_n$ appartenenti ad un unico piano, riportati i segmenti $O1, 12, 23, \dots$ paralleli e proporzionali alle rispettive forze e scelto un punto P a piacere dal quale proiettare i punti $0, 1, \dots, n$ si determina la retta d'azione della risultante F_R relativa al sistema F_1, F_2, F_n . La poligonale $0, 1, 2 \dots n$ prende il nome di *poligono delle forze*. A questo punto, partendo dalla forza F_1 , è possibile decomporre quest'ultima nelle sue componenti $A1'$ e $1'2'$ parallele ai segmenti OP e $P1$. Così facendo si costruisce passo dopo passo un sistema di forze equivalenti a quello originariamente assegnato che definisce il *poligono funicolare* $A1'2', \dots, B$. In questo modo, l'intersezione tra le rette d'azione del primo e dell'ultimo tratto del poligono funicolare consente di determinare il punto di applicazione della risultante F_R .

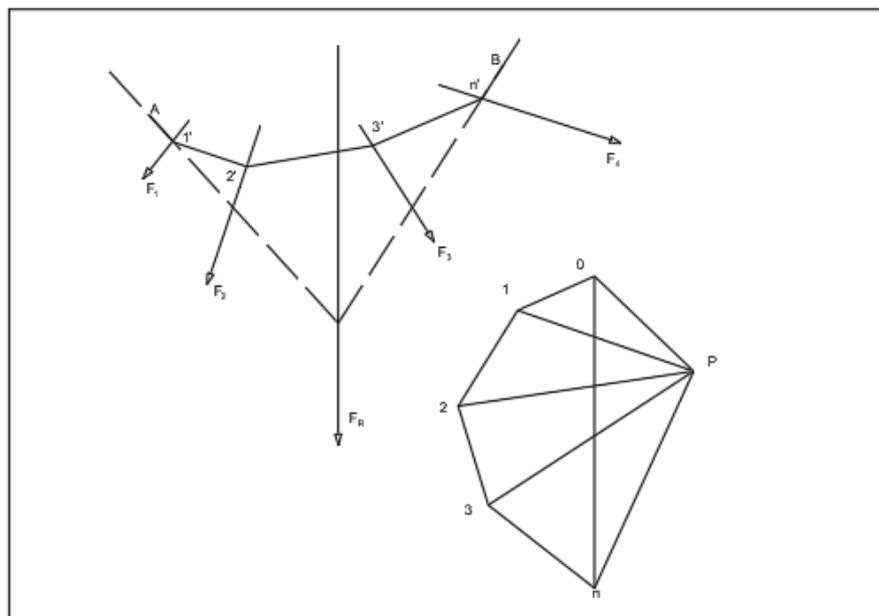


Figura 23. Poligono funicolare e poligono delle forze

La Figura 23 rappresenta in termini esclusivamente grafici le due equazioni cardinali della statica:

Prima equazione cardinale della statica: $F_1 + F_2 + \dots + F_n = 0$

Questa equazione si traduce nella statica grafica con la condizione che dato un sistema di forze complanari, il poligono delle forze sia chiuso.

Seconda equazione cardinale della statica: il momento risultante delle forze F_1, F_2, \dots, F_n applicate nei punti P_1, P_2, \dots, P_n rispetto ad un qualunque punto è pari a zero

Questa condizione, invece, si traduce in termini “grafici” nella verifica che il primo e l’ultimo lato del poligono funicolare siano coincidenti.

Affinché valga l’equilibrio occorre che siano contemporaneamente soddisfatte le due condizioni. Il metodo della statica grafica appena visto può essere ribaltato e utilizzato, anziché per determinare la risultante dato un sistema di forze, per calcolare le componenti di una forza assegnata. Tutto questo può risultare molto utile per determinare le reazioni ai vincoli in presenza di strutture semplici come nel caso di quelle ad arco, costruendo il poligono funicolare passante per tre punti secondo il metodo di Méry. In tal caso, essendo le strutture ad arco principalmente compresse, il poligono funicolare a cui ci si riferisce viene più correttamente chiamato *curva delle pressioni*.

4. CASO DI STUDIO: IL PONTE LAMBERTI

Nei seguenti paragrafi viene introdotto il Ponte Lamberti oggetto di studio del presente lavoro di tesi. Nella prima parte, vista anche la mancanza di documenti disponibili riguardo la progettazione, si è avvertita la necessità di ricostruire il quadro normativo vigente all'epoca della costruzione del manufatto, focalizzando l'attenzione sui Regi Decreti del 1932. Attraverso un confronto di essi con le moderne Norme Tecniche per le Costruzioni è stato possibile sia evidenziare l'evoluzione che esse hanno subito nel corso degli anni che sottolinearne le principali differenze che hanno consentito di aumentare la sicurezza delle strutture e ritardarne i fenomeni di degrado. Proprio questi ultimi, infatti, sono stati analizzati con la finalità di valutare lo stato di conservazione del ponte in relazione ai processi di carbonatazione del calcestruzzo e corrosione delle armature. Nella seconda parte invece, è stato valutato il livello di sicurezza del Ponte Lamberti tramite l'ausilio del documento prodotto nel 2013 dallo studio di Ingegneria Ghizzoni in cui sono riportati i principali interventi realizzati sull'opera e i risultati delle prove eseguite per la caratterizzazione dei materiali. Infine, nell'ottica di fornire un valido supporto allo studio del Ponte Lamberti e a chiusura del capitolo, sono stati riportati una serie di ponti presenti in Italia e in Europa, ad esso simili, di cui sono state evidenziate le caratteristiche in comune.

4.1. Norme di riferimento nella progettazione

Come accennato in precedenza durante lo studio del manufatto non è stato possibile disporre di materiale relativo alla progettazione del ponte nonostante ciò, al fine di acquisire qualche informazione in più in merito alla qualità dei materiali adoperati e alle regole seguite nei calcoli statici, si è cercato di ricostruire il quadro normativo di quel periodo. All'epoca della costruzione del Ponte Lamberti le norme a cui si faceva riferimento erano i Regi Decreti promulgati dal Re Vittorio Emanuele III e pubblicati in Gazzetta Ufficiale. In particolare, poiché il ponte è stato costruito nel 1933, esso dovrebbe far fede al (Regio Decreto n°832 1932) pubblicato in Gazzetta Ufficiale il 26/01/1932. Gli articoli più interessanti del testo normativo sono riportati di seguito e sono quelli relativi ai requisiti di accettazione dei materiali e alle regole seguite nell'esecuzione dei calcoli statici.

Parte II

PARTE II. Prescrizioni per le costruzioni in conglomerato cementizio semplice od armato (1).

II - QUALITA' DEI MATERIALI.

Art 5. - Il cemento da impiegarsi deve essere esclusivamente a lenta presa, convenientemente stagionato e rispondere ai requisiti stabiliti nelle prescrizioni per gli agglomeranti idraulici (parte I, capo II). Per lavori speciali od in presenza di acqua marina, il cemento puo' essere assoggettato a prove supplementari, da fissarsi dall'ingegnere progettista nel capitolato speciale di appalto. Il costruttore ha l'obbligo della buona conservazione del cemento che non debba impiegarsi immediatamente nei lavori, curando fra l'altro che i locali, nei quali esso viene depositato, siano asciutti e ben ventilati.

Art 9. - **La dosatura normale del conglomerato deve essere di kg. 300 di cemento, m³ 0,400 di sabbia e m³ 0,800 di ghiaietta o di pietrisco salvo che il direttore dei lavori ritenga di ammettere una dosatura diversa.** In costruzioni speciali od assoggettate a sforzi notevoli, si prescrive un impasto piu' ricco di cemento: in ogni caso pero' il conglomerato deve riuscire compatto.

IV. - NORME PER I CALCOLI STATICI.

Art 19. -Peso proprio. Si valuta di norma il peso proprio del conglomerato armato, cioe' compreso il peso dei ferri, in ragione di 2400 Kg/m³, salvo che da accertamenti speciali eseguiti su determinate costruzioni risulti una cifra diversa. Nel peso proprio dei solai va computato anche il peso del pavimento e degli altri carichi permanenti.

Art 20. - Carichi accidentali. - I carichi accidentali vengono fissati con le stesse norme vevolevoli per gli altri generi di costruzione. **Si tiene conto delle eventuali azioni dinamiche aumentando il sovraccarico in ragione del 25 per cento o di quella maggiore percentuale che fosse richiesta dai capitolati speciali.**

Art 26. - Le solette quadrate o rettangolari armate nelle due direzioni ortogonali parallele ai lati si possono calcolare come lastre, purché nella soletta rettangolare il rapporto fra il lato piu' lungo e quello piu' corto non superi 5/3. L'armatura deve essere uguale nei due sensi per la soletta quadrata; per la soletta rettangolare l'armatura longitudinale non deve essere inferiore a quella trasversale ridotta nel rapporto del quadrato del lato minore a quello del lato maggiore.

Art 36. - Costruiti i casseri per il getto del conglomerato, si dispongono, con la massima cura, le armature metalliche nella posizione progettata, legandole agli incroci con filo di ferro e tenendole in posto mediante puntelli e sostegni provvisori. I ferri sporchi, unti o notevolmente arrugginiti, devono essere accuratamente puliti prima della collocazione in opera. Nei punti d'interruzione, i ferri debbono essere sovrapposti per una lunghezza di 30 diametri, ripiegandoli ad uncino alla estremita', oppure essere riuniti con manicotto filettato. Tali interruzioni devono essere sfalsate e trovarsi nelle regioni di minore sollecitazione. Nelle membrature prevalentemente tese le giunzioni sono fatte con manicotto filettato senza diminuire la sezione resistente. Non si tollerano bolliture e saldature. Le barre debbono essere piegate alle estremita' ad uncino a semicerchio con una luce interna uguale cinque volte il diametro del tondino. I ferri piegati debbono presentare nel punto di piegatura un raccordo curvo avente un raggio di 10 volte il diametro della barra. **Qualsiasi superficie metallica deve distare dalle facce esterne del conglomerato di almeno centimetri 0,8 se si tratta di soletta, e di centimetri 2 se trattasi di nervatura.** Fra le superfici delle barre di ferro vi deve essere almeno, in ogni direzione, una distanza eguale al diametro delle medesime ed in ogni caso non inferiore a cm. 2. Si fa eccezione per le barre sovrapposte nelle travi inflesse, le quali vengono portate a contatto.

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

Per comprendere meglio il livello di conoscenza dell'epoca in relazione a quello attuale è molto interessante fare un confronto fra le norme di allora e quelle moderne. L'ipotesi è quella di dover costruire un ponte analogo al "Lamberti" in osservanza alle norme tecniche per le costruzioni vigenti. Innanzitutto, in relazione alla durabilità, trattandosi di una struttura sottoposta all'azione dei sali di disgelo, le odierne regole prevedono una classe di esposizione XF2.

| Ambiente di esposizione | Esempi informativi | a/c | dosaggio minimo cemento [kg/m ³] | minima classe resistenza |
|---|--|-------------------------------------|--|---|
| Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante | Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti. | 0.5(UNI11104) 0.55(UNI EN 206-1) | 340(UNI 11104) 300(UNI EN 206-1) | C25/30(UNI 11104) C25/30(UNI EN 206-1) |

Tabella 1. Classe di esposizione (Circolare di applicazione del D.M. 14 Gennaio 2008, 2009)

Considerando un calcestruzzo appartenente ad una Classe di Resistenza C25/30 con dosaggio minimo di cemento pari a 340 kg/m³ e rapporto acqua-cemento uguale a 0.5, il contenuto di acqua previsto si aggira intorno ai 170 l. Riguardo il contenuto di inerte grosso e sabbia i valori sono approssimativamente gli stessi che sono indicati all'interno del Regio Decreto. Tuttavia, occorre sottolineare come all'epoca della costruzione del ponte "Lamberti" non vi fosse alcun riferimento né all'attacco del calcestruzzo armato da parte di miscele sghiaccianti e né, più in generale, alla classificazione delle strutture in relazione all'aggressività dell'ambiente. L'unica eccezione a cui fa riferimento il Regio Decreto 832 è quella relativa agli ambienti esposti alla salsedine marina in merito alla definizione dei copriferri; nel caso del manufatto oggetto di studio il copriferro delle armature per le solette è quantificato (nell'articolo 36) in 0.8 centimetri e l'impermeabilizzazione delle stesse è richiesta soltanto in presenza di ambiente marino. Alla luce di ciò si spiega l'assenza di un sistema di isolamento della soletta come è stato indicato nel Documento di Valutazione della Sicurezza del ponte. Inoltre consultando le tabelle 4.1 e 4.2 della (Norma UNI EN 1992-1-1 1991) su indicazione contenuta nel par.4.1.6.1.3 dell'NTC18 (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 2018) fissando una classe di esposizione 3, che è quella in cui rientra il "Lamberti", il valore di copriferro minimo che sarebbe richiesto oggi dalle attuali norme è di 4 centimetri.

Da un confronto con quanto previsto dal (Regio Decreto n°832 1932) in merito alla definizione degli spessori di calcestruzzo per il ricoprimento delle armature e alla luce dell'assenza di adeguati sistemi di impermeabilizzazione si può quindi spiegare lo stato di degrado in cui è giunta la struttura.

| | | Classe di esposizione definita nel prospetto 4.1 | | | | | | | | |
|--|------------------------------------|--|----------|----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|----------|-----------------------|-----------------------|
| | | 1 | 2a | 2b | 3 | 4a | 4b | 5a | 5b | 5c ^{3) 4)} |
| copriferro minimo ²⁾ (mm) | barre di armatura | — 15 | — 20 | — 25 | — 40 (1: 35) | — 40 (1: 35) | — 40 (1: 35) | — 25 | — 30 | — 40 |
| | acciaio da precom- pressione | — 25 (1: 20) | — 30 | — 35 | — 50 (1: 40) | — 50 (1: 40) | — 50 (1: 40) | — 35 | — 40 (1: 35) | — 50 (1: 45) |

1) Al fine di soddisfare le disposizioni di 4.1.3.3 P(3), questi valori minimi di ricoprimento devono di regola essere associati alle particolari proprietà del calcestruzzo, descritte nel prospetto 3 della ENV 206.

2) Per elementi piastra, il copriferro può essere ridotto di 5 mm per le classi di esposizione 2-5.

3) Una riduzione di 5 mm può anche essere applicata per calcestruzzi di classe C40/50 o superiore associati rispettivamente a classi di esposizione 2a-5b per calcestruzzo armato ordinario e 1-5b per calcestruzzo armato precompresso. Comunque il copriferro minimo non sarà mai inferiore a quello previsto per classe di esposizione 1 del prospetto 4.2.

4) La classe di esposizione 5c implica la messa in opera di una barriera di protezione al fine di evitare ogni contatto diretto con l'elemento aggressivo.

Figura 24. Spessori minimi dei copriferri (Norma UNI EN 1992-1-1 1991).

4.2. Principali fenomeni di degrado nel C.A.

Come è possibile osservare nel caso del Ponte Lamberti, le strutture in calcestruzzo armato sono inevitabilmente soggette a fenomeni di degrado quali la carbonatazione del calcestruzzo e la corrosione delle barre d'armatura in acciaio. Occorre innanzitutto sottolineare che questi processi non sono in nessun modo eliminabili e l'obiettivo che il progettista deve perseguire, sulla scorta di quanto richiesto dalle normative vigenti, è quello di procrastinarli il più possibile nel tempo. Corrosione e carbonatazione, infatti, nel corso degli anni provocano una perdita delle proprietà meccaniche del calcestruzzo armato tali da richiedere degli interventi di pulizia delle armature, rimozione completa del calcestruzzo carbonatato e trattamento delle superfici con inibitori della corrosione. Nei casi in cui il degrado abbia causato una riduzione significativa dei diametri delle armature può essere utile l'inserimento di armature aggiuntive in acciaio inox o in fibra di vetro al fine di ripristinare i valori di resistenza originariamente garantiti (ANAS 2017).

4.2.1. Carbonatazione del calcestruzzo

La carbonatazione è un processo nel quale l'anidride carbonica (CO₂), presente nell'aria, si annida nei pori del calcestruzzo e reagisce con l'idrossido di calcio Ca(OH)₂, componente alcalino del calcestruzzo, producendo carbonato di calcio (CaCO₃) e una molecola d'acqua (H₂O). In questo modo il PH del calcestruzzo, che normalmente è basico (12-13), diviene neutro (8) e favorisce la

liberazione di cloruri per dissociazione dei cloro-alluminati presenti nella pasta cementizia rendendo l'ambiente ancora più aggressivo. I fattori che favoriscono la carbonatazione sono:

- Porosità: qualità del calcestruzzo in relazione alla % di cemento (rapporto a/c);
- Umidità: situazione peggiore $50\% < UR < 80\%$.

Lo spessore 's' dello strato di calcestruzzo carbonatato potrà quindi essere espresso attraverso una legge caratterizzata da andamento parabolico in quanto la carbonatazione parte dalla superficie esterna e penetra negli strati più interni con velocità via via decrescenti:

$$s = K^n \sqrt{t} \quad (2)$$

Dove:

K è il coefficiente di diffusione o carbonatazione

n (in genere posto pari a 2) rappresenta la porosità del calcestruzzo

Questa legge, detta di carbonatazione, ci consente di capire il motivo per cui i calcestruzzi di alta qualità, avendo alto tenore di cemento e elevata compattezza, manifestano valori di porosità bassi e di conseguenza andranno incontro a fenomeni di carbonatazione in maniera più lenta. Infine, la dipendenza della velocità di carbonatazione dall'umidità e il raggiungimento del picco per valori di umidità intorno al 70% è possibile apprezzarli dal seguente grafico:

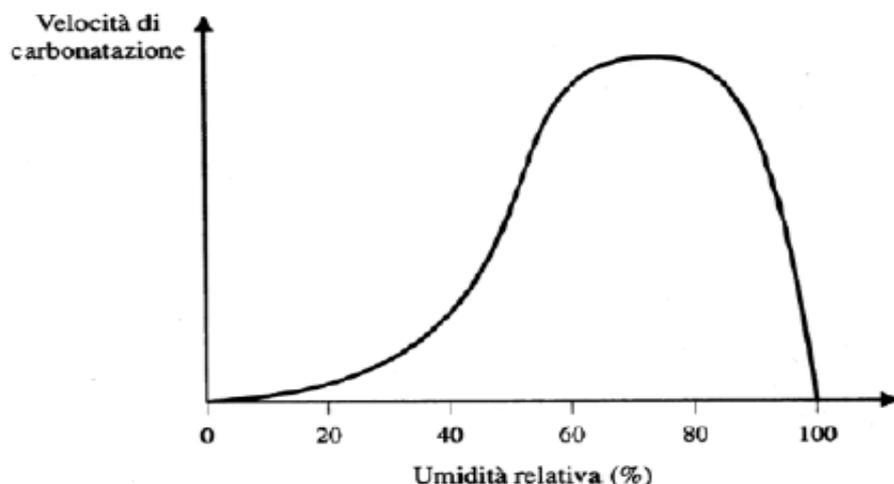


Figura 25. Grafico sulla velocità di Carbonatazione

4.2.2. Corrosione delle armature

La corrosione delle armature è un processo nel quale avviene una reazione tra cementite (catodo), acqua (H_2O) e ossigeno ($\frac{1}{2}O_2$) che produce la liberazione di due ioni OH^- che reagendo con il ferro (anodo) determinano la formazione di idrossido di ferro ($Fe(OH)_2$). Quest'ultimo in presenza di ossigeno si ossida e forma la cosiddetta ruggine. Il calcestruzzo fino a quando presenta valori di PH compresi tra 12.6 e 13.8 svolge un ruolo di protezione delle barre d'armatura dai fenomeni corrosivi, ritardandone i processi di degrado e garantendo una vita utile per la struttura di 50-70 anni. Se al contrario il calcestruzzo va incontro a carbonatazione il PH tende a neutralizzarsi, si intacca lo strato passivante e di conseguenza le armature sono sottoposte a processi di degrado indotti dalla corrosione. La corrosione è caratterizzata da una fase di innesco ed una di propagazione che dipendono in alcuni casi da cause intrinseche al materiale e in altri da questioni legate all'ambiente esterno.

| Cause intrinseche del materiale | Cause esterne dovute all'ambiente |
|---------------------------------|---|
| Composizione del calcestruzzo | Cause chimiche |
| - rapporto A/C | - ossigeno |
| - rapporto I/C | - anidride carbonica |
| - qualità materie prime | - zolfo (solfati, solfuri, ossidi di zolfo) |
| | - cloruri |
| | - acqua (di mare) |
| Calcestruzzo fresco | Cause fisiche |
| - lavorabilità | - cicli gelo - disgelo |
| - segregazione | - essiccazione / ritiro |
| | - temperature (alte) |
| Messa in opera | Cause meccaniche |
| - compattazione | - abrasione |
| | - erosione |
| | - cavitazione |
| Stagionatura | |

Figura 26. Cause intrinseche ed esterne di ammaloramento (ANAS 2017).

Come si evince dalla Figura 26 oltre alla carbonatazione un'altra importante causa di innesco della corrosione è l'attacco cloridrico. Esso si manifesta nel momento in cui sulla superficie delle armature si concentrano degli ioni aggressivi come i cloruri che possono penetrare nelle strutture. Tutto ciò interessa sia le costruzioni che sono ubicate in zone costiere oppure, e questo è il caso del Ponte Lamberti vista la sua collocazione, quelle che sono trattate con sali sghiaccianti. La legge

di propagazione dei cloruri nel calcestruzzo è quella di Fick ed essa vale anche nel caso in cui esso non sia carbonatato. Infatti, in assenza di carbonatazione si ha che:

- Rischio elevato se $Cl^- > 1\%$
- Rischio basso se $Cl^- < 0.4\%$

4.3. Valutazione della sicurezza nel Ponte Lamberti (Ghizzoni 2013).

Il documento di valutazione della sicurezza è stato prodotto dallo studio di Ingegneria Ghizzoni nel 2013 su commissione della Provincia di Parma al fine di ricostruire le caratteristiche principali del Ponte Lamberti rappresentando eventuali criticità presenti all'interno della struttura. Per far ciò i due aspetti su cui si è focalizzata l'attenzione dei tecnici sono:

1. Le caratteristiche dei materiali impiegati.
2. Morfologia del sito ove è ubicato il manufatto.

Per chiarire il primo punto sono state eseguite delle prove distruttive e non distruttive per accertare le proprietà meccaniche del calcestruzzo armato, mentre per il secondo sono state condotte delle prove direttamente sul terreno per la misurazione della velocità di propagazione delle onde.

A partire da queste informazioni è stato possibile formulare delle conclusioni all'interno di questo documento inerenti:

1. Valutazione dei possibili meccanismi di collasso e valutazione dei relativi tempi di ritorno e intervento.
2. Determinazione della capacità di resistenza residua nei confronti degli eventi sismici in relazione a quella prevista dalle attuali norme per le nuove costruzioni.

4.3.1. Caratteristiche dei materiali e morfologia del sito

Le informazioni geotecniche sul sito in questione sono state desunte dalla Relazione Geotecnica redatta nell'Ottobre 2013. I rilievi eseguiti hanno evidenziato come le spalle del ponte siano posizionate in aree dove non sono presenti forme anomale del terreno o frane attive, frutto di recente attività. Inoltre, per valutare la sicurezza della struttura nei confronti delle azioni sismiche è molto importante la definizione della categoria di sottosuolo. Per raggiungere questo scopo sono state condotte delle opportune indagini sismiche volte alla misurazione della velocità di propagazione delle onde registrando i seguenti risultati:

- Il settore Ovest caratterizzato da materiali sciolti è stato classificato in Categoria E;

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

- Il settore Est, presentando roccia posta al di sotto dei tre metri dal piano campagna, può essere assegnato alla Categoria B;
- Il settore Centrale (alveo torrente Ceno) caratterizzato da depositi alluvionali e detritici è stato considerato nella Categoria E.

Riguardo invece le condizioni topografiche entrambe le spalle del ponte sono state classificate in Categoria T2. In Figura 27 è riportato l'andamento del coefficiente topografico nell'area in cui sorge il Ponte Lamberti:

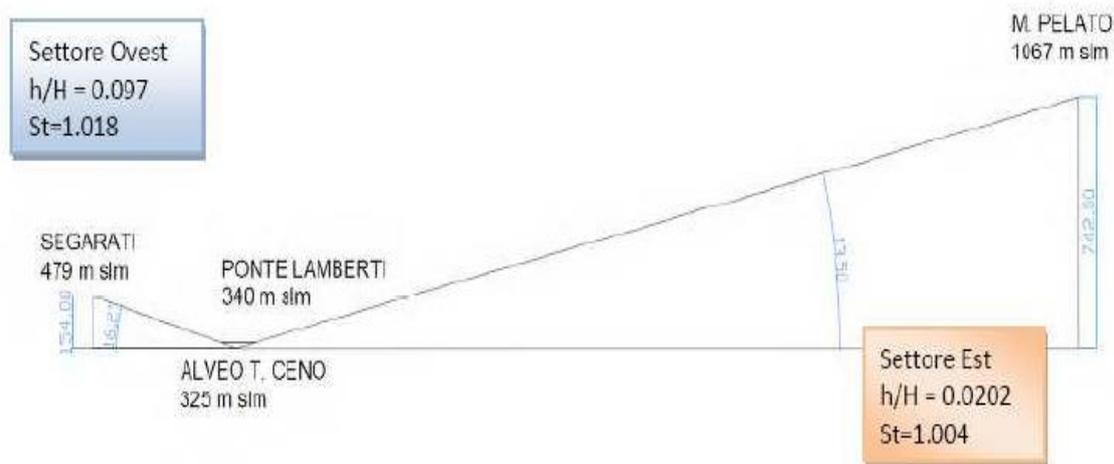


Figura 27. Andamento coefficiente topografico (Ghizzoni 2013).

Per la caratterizzazione delle proprietà meccaniche dei materiali componenti la struttura in oggetto, la definizione del quantitativo e della disposizione delle armature si è fatto fede ai valori riportati nel documento di Valutazione della Sicurezza. Essi sono stati ottenuti grazie all'esecuzione di prove in situ non distruttive:

- Sclerometriche per il calcestruzzo
- Pacometriche per le armature

Inoltre, per definire la resistenza meccanica del calcestruzzo a compressione sono state effettuate prove di compressione di tipo distruttivo in Laboratorio. Infatti, accoppiando prove sclerometriche e di compressione sul calcestruzzo, è emerso un valore di R_{ck} pari 30 Mpa nella maggiore parte della struttura. Al contrario le proprietà meccaniche dell'acciaio non sono state investigate poiché si è deciso di non arrecare danno al manufatto per mezzo di prove distruttive. Tuttavia, si è fatto riferimento ai valori di resistenza tipici degli acciai dell'epoca ossia l'Feb32k, caratterizzato da

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

una resistenza nominale a rottura pari a 490 Mpa e resistenza a snervamento caratteristica pari a 315 Mpa.

4.3.2. Verifica del livello di sicurezza

Per lo studio dell'opera in questione, preliminarmente alla sua identificazione dinamica, è stato utile fare il punto della situazione in merito al suo stato di conservazione sulla base delle informazioni disponibili all'interno del documento di valutazione della sicurezza redatto nel 2013. Al fine di comprendere bene le conclusioni a cui sono giunti i tecnici all'epoca occorre effettuare una schematizzazione dei passaggi seguiti:

1. determinazione dei parametri fondamentali di progetto:

| | |
|------------------------------------|--|
| vita nominale $V_N =$ | 50 anni (opera infrastrutturale di importanza normale) |
| classe d'uso = | III (ponte la cui interruzione provochi situazioni di emergenza) |
| coefficiente d'uso $c_u =$ | 1.5 |
| periodo di riferimento $V_R =$ | 75 anni |
| categoria di sottosuolo = | E ("Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s)") |
| categoria topografica = | T2 (pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$) |
| amplificazione topografica $S_T =$ | 1.018 |

Figure 28. Parametri fondamentali relativi al Ponte Lamberti (Ghizzoni 2013).

2. Calcolo dei parametri spettrali a_g , F_0 e T_C^* mediante l'utilizzo dei dati riportati in Figura 28 e tenendo in conto che l'area in cui ricade il manufatto risulta attualmente classificata in zona sismica III. Tramite essi è stato possibile ricostruire gli spettri di risposta elastici per i vari stati limite analizzati:

| SLATO LIMITE | T_R [anni] | a_g [g] | F_0 [-] | T_C^* [s] |
|--------------|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| SLO | 45 | 0.065 | 2.423 | 0.247 |
| SLD | 75 | 0.082 | 2.424 | 0.256 |
| SLV | 712 | 0.190 | 2.489 | 0.288 |
| SLC | 1462 | 0.236 | 2.516 | 0.301 |

Tabella 2. Parametri Spettrali (Ghizzoni 2013).

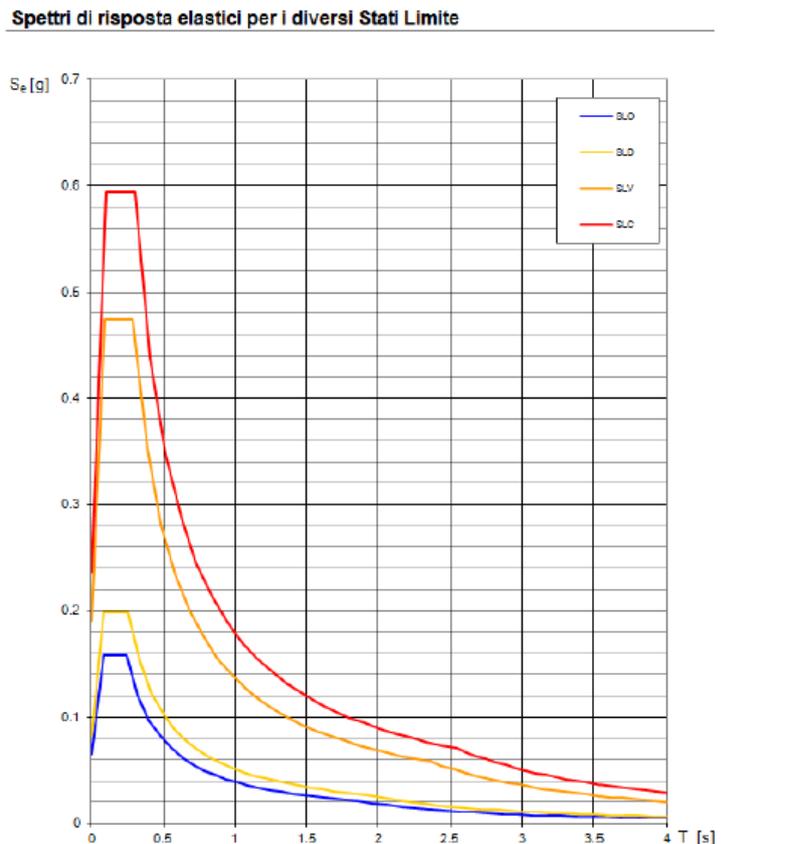


Figura 29. Spettri di risposta elastici (Ghizzoni 2013).

Dalla Tabella 2 è stato possibile rilevare che l'accelerazione di progetto per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita è pari a 0.190g.

3. Successivamente sono state condotte delle verifiche i cui esiti sono stati schematizzati di seguito:

- Torsione dell'arco centrale e flessioni fuori dal piano verticale non previste dallo schema originario di Ponte alla Maillart;
- Degrado delle strutture in c.a. dovuto a:
 - Assenza di manutenzione
 - Azione di agenti atmosferici e disgelanti
 - Non adeguato smaltimento delle acque meteoriche
 - Assenza di sistema di impermeabilizzazione della soletta

Nelle verifiche si è evidenziato che la resistenza ultima del ponte è dettata dalla crisi per torsione dell'arco centrale (fattore di sicurezza pari a 1.08) e che la struttura offre una capacità resistente

residua nei confronti delle azioni sismiche pari al 10% di quella prevista dalle Norme Tecniche vigenti per una struttura analoga di nuova costruzione.

4. A questo punto è stato valutato il Tempo di Ritorno che attiva il primo meccanismo di collasso (T_{SLV}), al fine di determinare il Tempo di Intervento tramite le formule dell'NTC08 (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 2008).

$$T_R = -\frac{1.5 \cdot 50}{\ln(1-0.9)} = 30 \text{anni}$$

Pertanto il relativo Tempo di Intervento diviene:

$$T_{INT} = 0.07 \cdot 30 = 2.1 \text{anni}$$

Figura 30. Calcolo T_{INT} e T_R (Ghizzoni 2013).

Così, in accordo con il parere del Comitato Tecnico Scientifico della Regione Emilia-Romagna secondo il quale:

“ritiene che sia ipotizzabile rinviare a tempi successivi, in occasione di interventi generali e comunque senza la necessità di una immediata programmazione, gli interventi su quegli edifici per i quali T_{INT} risulti maggiore di 30 anni (accettando, con ciò, che una modesta “inadeguatezza” possa caratterizzare le costruzioni esistenti a tempo indeterminato, anche tenendo conto della convenzionalità delle analisi). Sul fronte opposto, si intende che nel caso in cui la valutazione della sicurezza evidenzi “particolari elementi di rischio”, i provvedimenti necessari alla riduzione di quest’ultimo a valori accettabili debbano essere adottati nel minor tempo possibile. Oltre ad elementi specifici che il tecnico incaricato potrà individuare, per gli aspetti sismici è ragionevole ritenere (anche sulla base dei risultati delle verifiche finora condotte) “particolari elementi di rischio” i meccanismi caratterizzati da $T_{INT} \leq 2$ anni. È evidente che gli interventi potranno essere anche parziali e/o temporanei, al fine di risolvere le vulnerabilità più importanti ed eseguire in momenti successivi gli interventi più “corposi”, atti a migliorare/adequare complessivamente la costruzione e/o parti di essa, nel sopra esplicitato spirito della gravità dell’inadeguatezza commisurata alla vita nominale restante.” (Ghizzoni 2013).

si è ritenuto opportuno non dare corso ad interventi immediati atti a migliorare gli aspetti sismici dell’opera ma “si è avvertita la necessità di definire un’immediata programmazione degli interventi stessi” (Ghizzoni 2013).

4.4. Ponti analoghi al “Lamberti” in Italia e in Europa

A questo punto è interessante riportare degli esempi di strutture in Italia e in Europa, quasi tutte realizzate intorno al 1930, che presentano le stesse caratteristiche costruttive del ponte “Lamberti”, al fine di evidenziare caratteristiche progettuali e criticità in comune. Prima di analizzare questi ponti separatamente, grazie ai disegni a disposizione, è conveniente riportare i dati fondamentali di essi nella Tabella 3:

| Denominazione del ponte | Comune | Provincia | Periodo di costruzione | N | E | Luce (m) |
|---|----------------------|-----------|------------------------|--------|--------|----------|
| Ponte sull'Arno fra Capraia e Montelupo | Montelupo Fiorentino | Firenze | 1930 circa | 43,77° | 10,99° | 27 |
| Ponte sul torrente Ondella | Armeno | Novara | 1930 circa | 45,83° | 8,46° | 24,5 |
| Ponte sul Tanaro presso Bastia | Bastia Mondovì | Cuneo | 1930 circa | 44,44° | 7,89° | 29 |
| Ponte Autostradale sul Brembo | Ponte San Pietro | Bergamo | 1926 | 45,36° | 9,33° | 52 |
| Ponte canale sul fiume Brembo | Filago | Bergamo | 1930 | 45,38° | 9,33° | 58 |

Tabella 3. Tabella riassuntiva dei ponti ad arco in calcestruzzo.

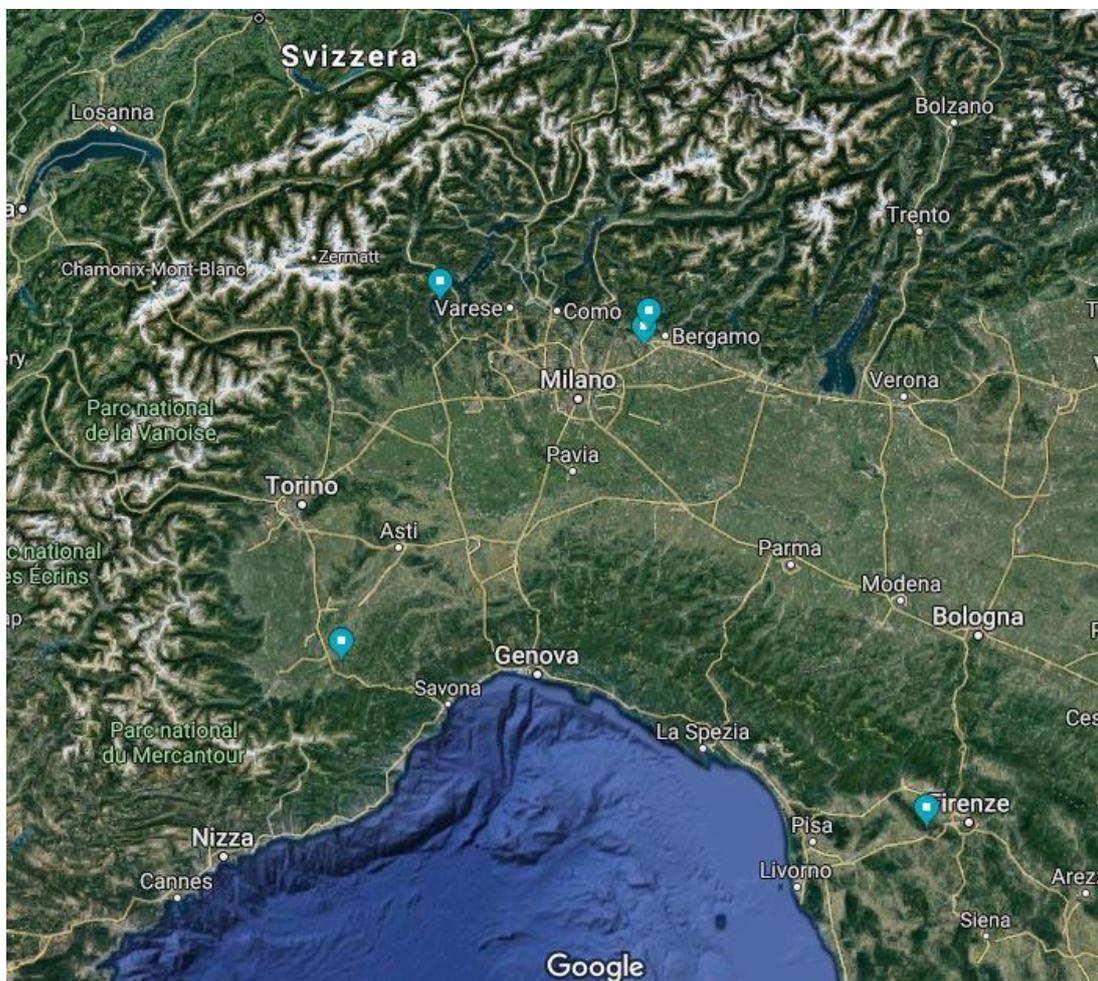


Figura 31. Localizzazione ponti analoghi al "Lamberti, (Google Earth)

➤ Ponte sull'Arno fra Capraia e Montelupo

Nel caso in questione si tratta di un ponte con tre campate come il “Lamberti”, anche se leggermente più corte essendo lunghe ciascuna 27 metri, con due pile in alveo e realizzato in calcestruzzo armato, ad eccezione delle spalle in muratura. Di seguito sono riportati sia una foto del ponte che i documenti contenenti i dettagli costruttivi relativi alla progettazione dello stesso.



Figura 32. Ponte sull'Arno, Montelupo fiorentino, (Google Earth).

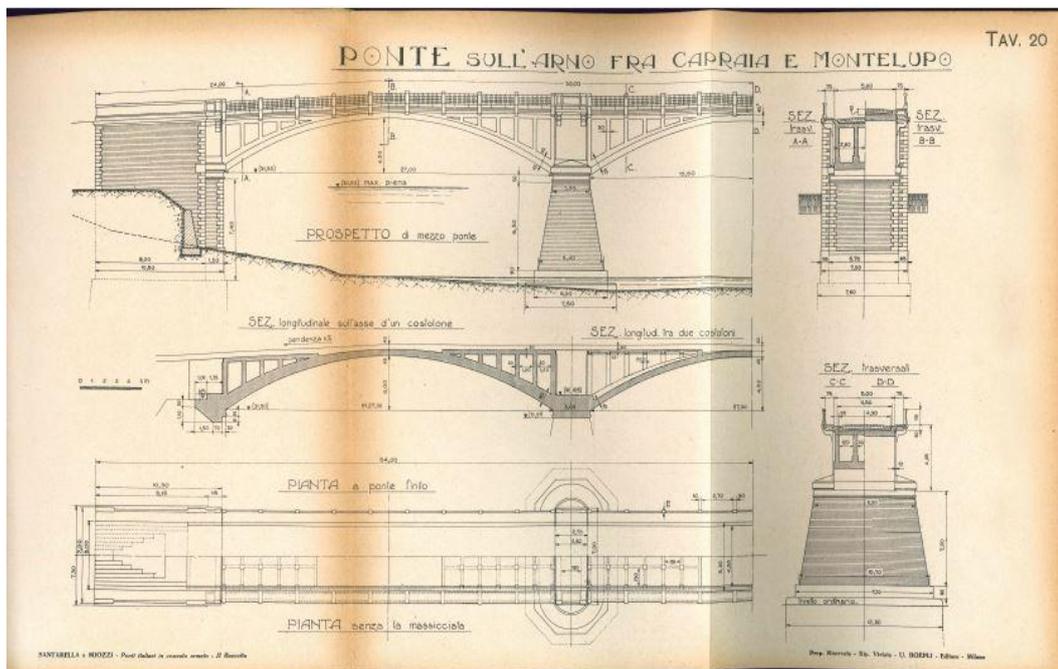


Figura 33. Vista prospettica e in pianta del ponte (Santarella L. 1932).

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

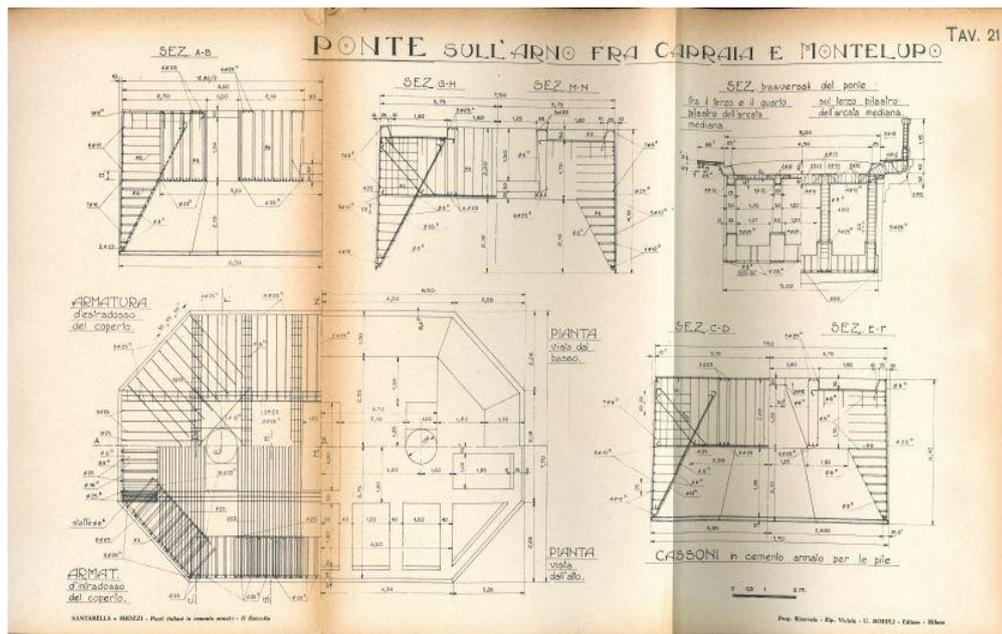


Figura 34. Viste in sezione (Santarella L. 1932).

➤ Ponte sul Torrente Ondella

Il Ponte sul torrente Ondella presso Armeno è caratterizzato da una struttura ad arco parabolico con campata unica di lunghezza pari a 24,5 metri e due arcate. Questo manufatto presenta moltissimi aspetti in comune con il Ponte Lamberti, tra cui:

- i montanti che collegano l'impalcato rigido agli archi sottili;
- le travi irrigidenti di collegamento trasversale dei montanti e delle arcate;
- discontinuità della soletta in corrispondenza dell'attacco fra spalle e arcate del ponte.



Figura 35. Ponte sul Torrente Ondella, Armeno (Google Earth).

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

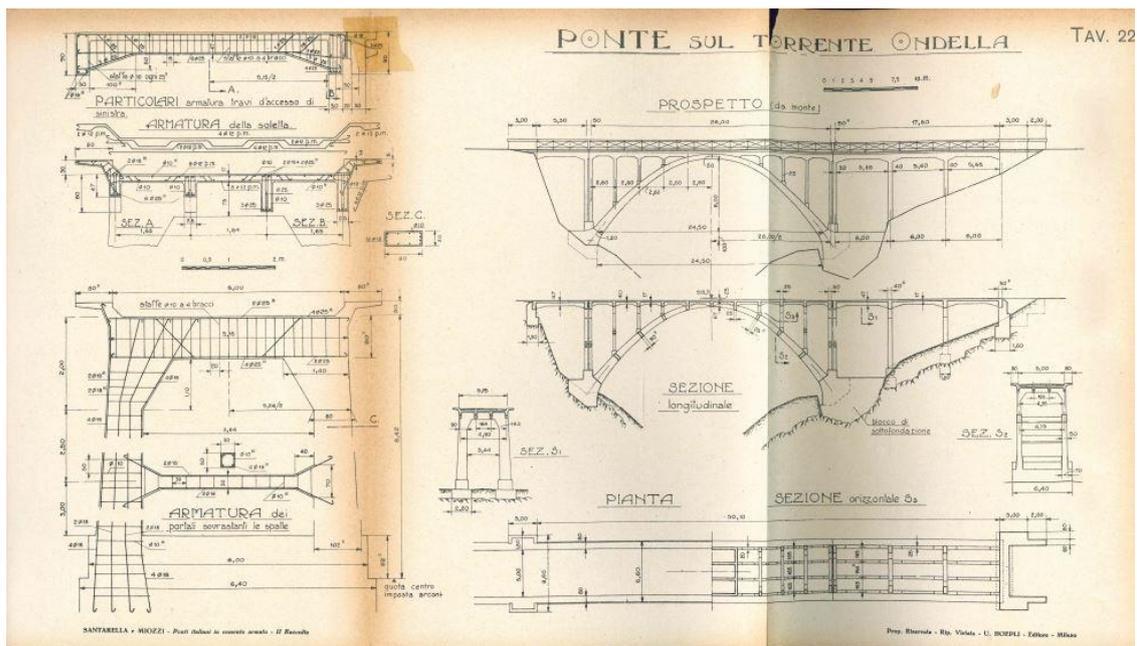


Figura 36. Vista in pianta e in prospetto (Santarella L. 1932).

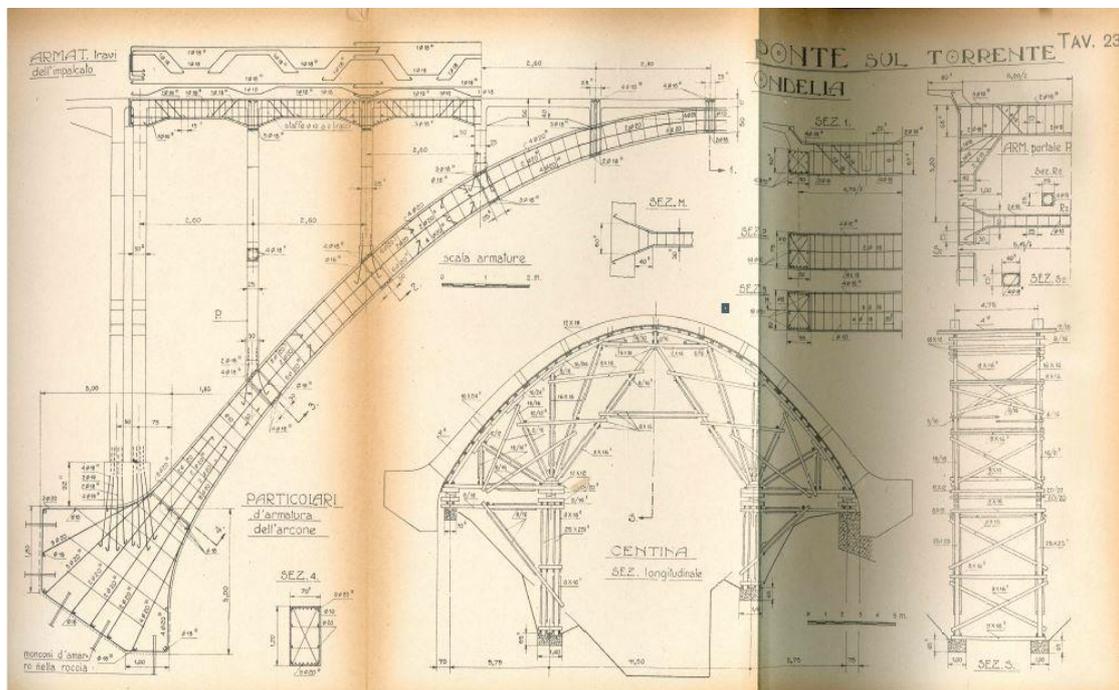


Figura 37. Armatura nell'arco e centina di costruzione (Santarella L. 1932).

➤ Ponte sul Tanaro presso Bastia Mondovì (Cuneo)

In questo caso si tratta di un ponte con tre campate di luce pari a 29 metri e due arcate. La struttura è realizzata completamente in calcestruzzo comprese le spalle come nel caso del Ponte Lamberti ma a differenza di esso le arcate risultano essere maggiormente sottili conferendo una maggiore leggerezza all'opera.

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

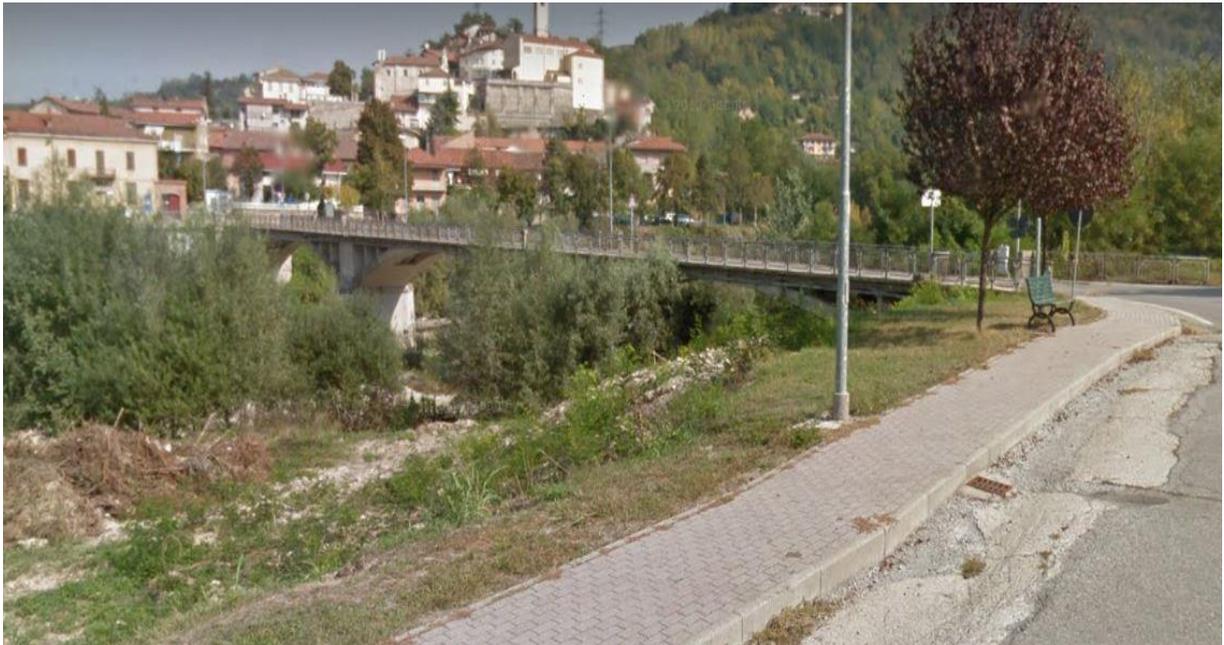


Figura 38. Ponte sul Tanaro presso Bastia Mondovì, (Google Earth).

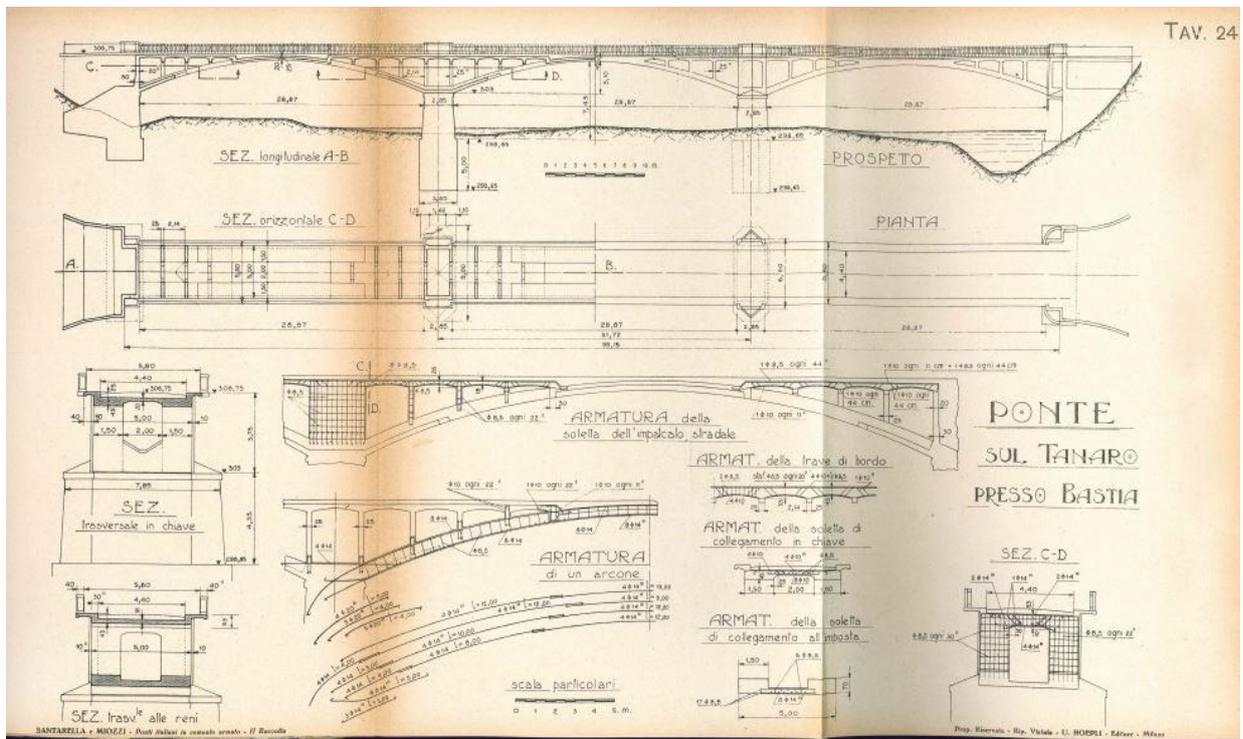


Figura 39. Vista prospettica, distribuzione delle armature e vista in pianta (Santarella L. 1932).

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

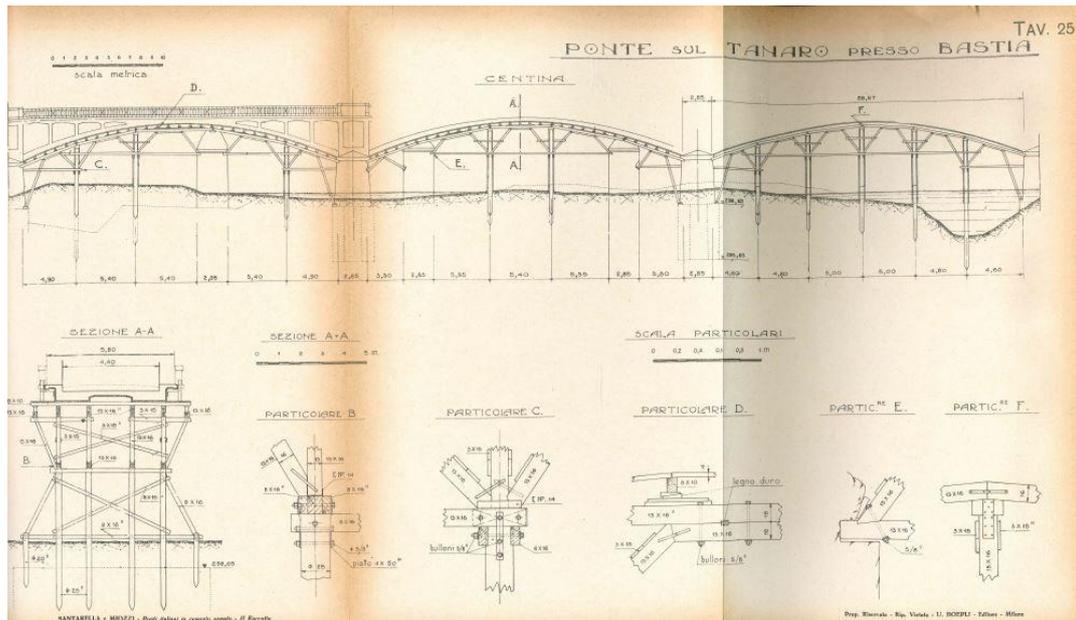


Figura 40. Centina di costruzione del ponte (Santarella L. 1932).

➤ Ponte sul Brembo per l'Autostrada Milano-Bergamo

La struttura realizzata nel 1926 è caratterizzata da un'unica campata con cinque arcate di luce di 52 metri ed elementi trasversali che collegano pilastri e arcate fra di loro. Nella Figura 41 viene riportata la curva delle pressioni del ponte, in accordo con quanto spiegato nel paragrafo relativo alla Statica grafica, in relazione a:

- Peso proprio della struttura
- Peso proprio e carico mobile
- Peso proprio e sovraccarico uniformemente distribuito.

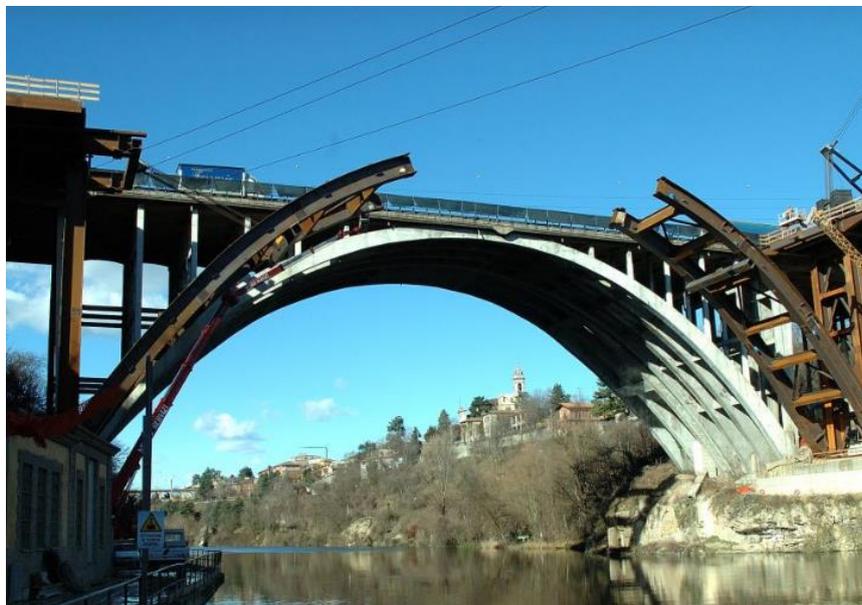


Figura 41. Ponte Autostradale sul Brembo, Bergamo (Spea Engineering 2004-2011).

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

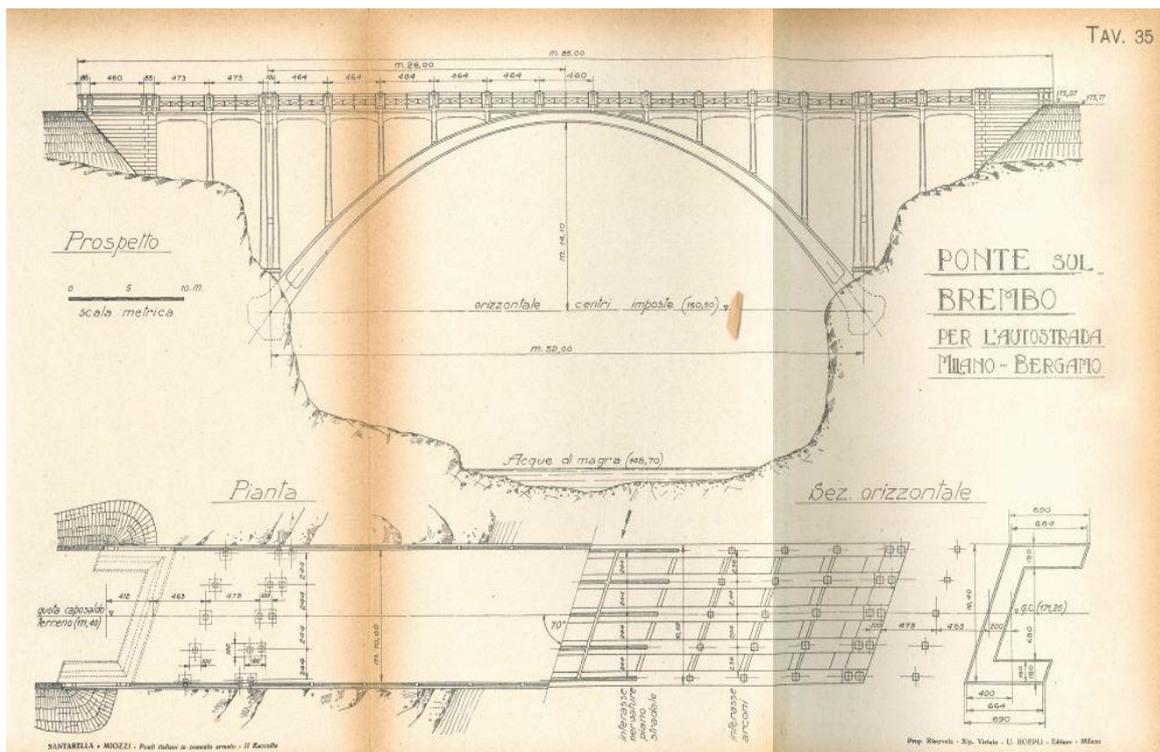


Figura 42. Prospetto del ponte (Santarella L. 1932).

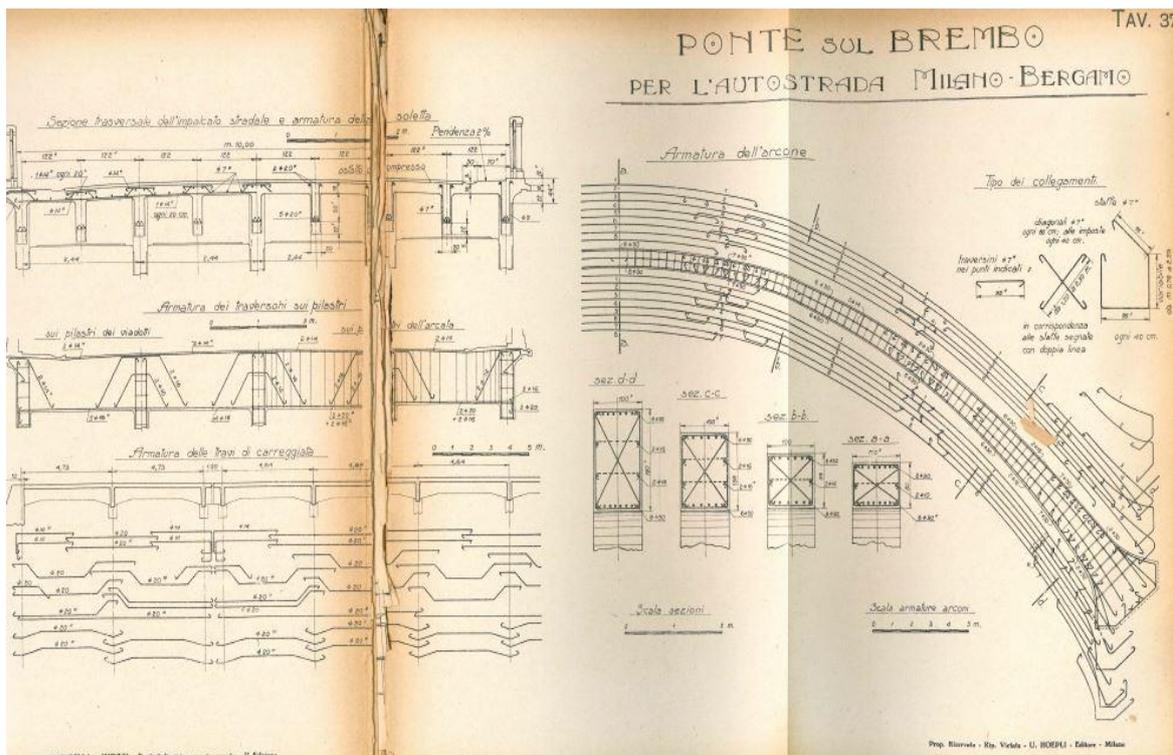


Figura 43. Schema delle armature (Santarella L. 1932).

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

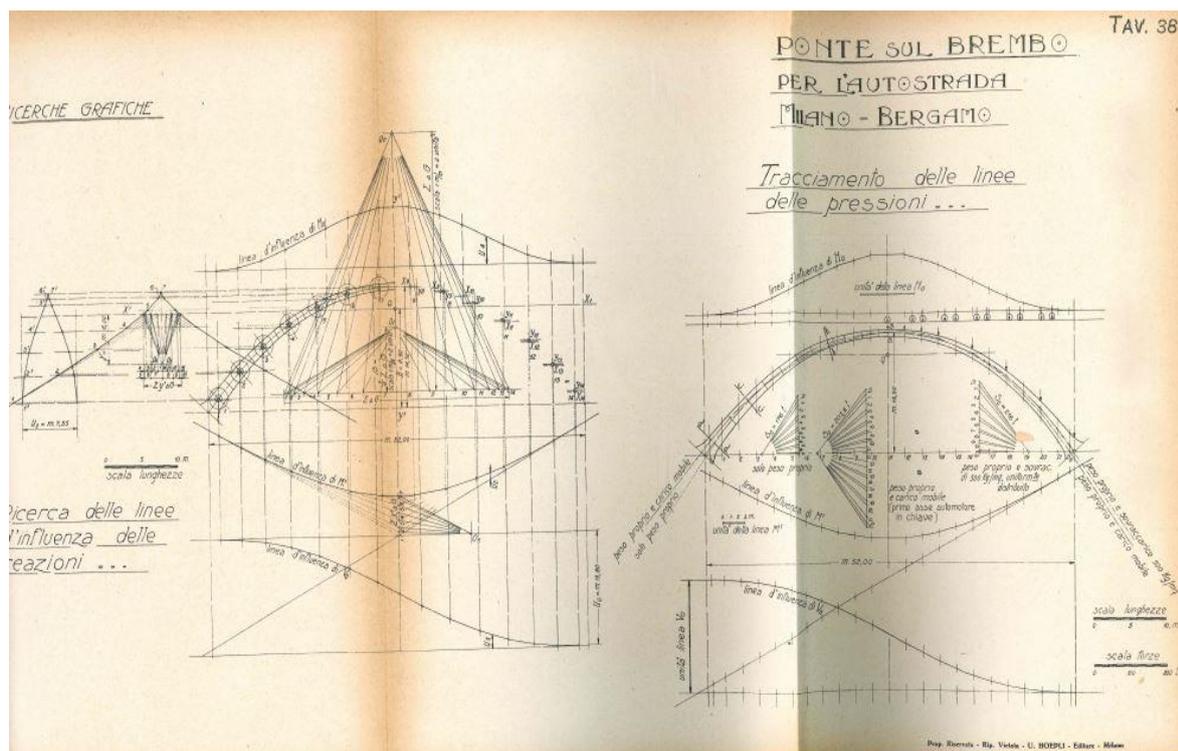


Figura 44. Statica grafica: Curva delle Pressioni (Santarella L. 1932).

➤ Ponte canale sul Fiume Brembo

Il manufatto è stato realizzato nel 1930 in prossimità della città di Filago ed è caratterizzato da una campata unica con due arcate con elementi trave trasversali irrigidenti e una luce di 58 metri. Esso non è adibito al traffico veicolare ma allo spostamento delle acque mediante un canale a sezione tubolare posto sulla via superiore del ponte. Di seguito in Figura 45 è riportata una foto dell'opera e documentazione progettuale.



Figura 45. Ponte canale sul fiume Brembo, Filago (www.ParcoBassoBrembo.it).

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

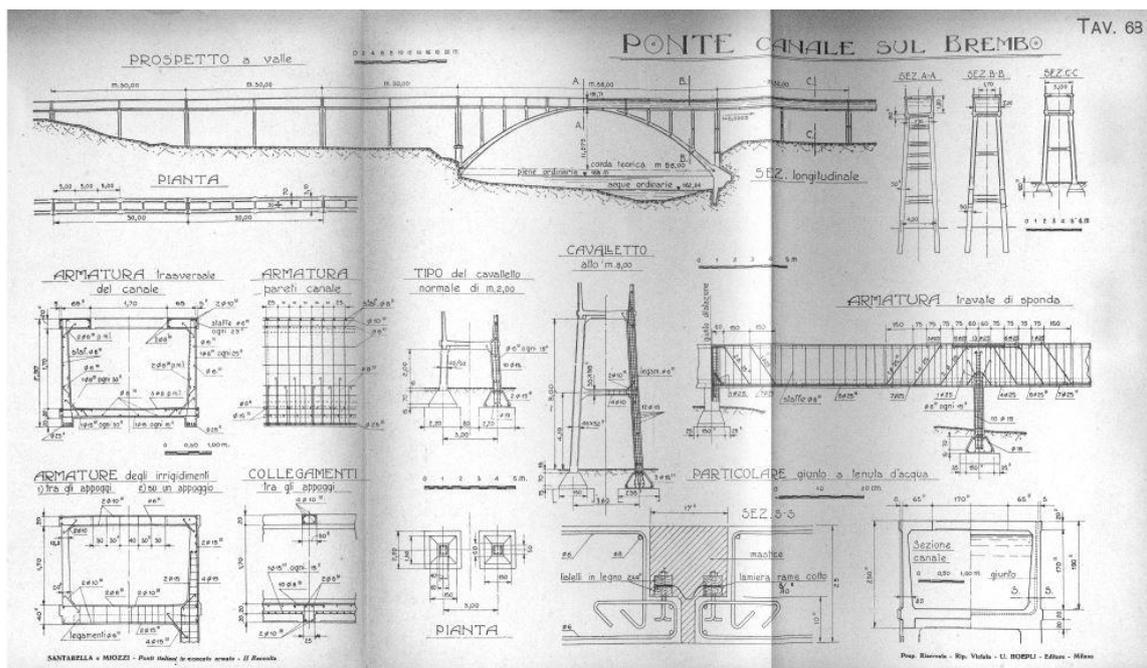


Figura 46. Prospetto e sezioni del ponte (Santarella L. 1932).

Altri esempi di ponti ad arco in calcestruzzo realizzati in Europa nel 1933 come il “Lamberti” sono il Gueroz e il Dorenaz entrambi in Svizzera e progettati da Alexandre Sarrasin. Anche in questi due casi a distanza di 70 anni si sono riscontrate problematiche di deterioramento della soletta che hanno richiesto un intervento di rinforzo della stessa nel 2005. Inoltre, si sono ripristinati localmente i danni indotti dal degrado e trattate le superfici di calcestruzzo con degli inibitori della corrosione. Il ponte Gueroz riportato in Figura 47 è caratterizzato da due archi paralleli lunghi 99 metri collegati fra loro con travi trasversali e all’impalcato mediante pilastri verticali compressi. Anche questi ultimi sono connessi tramite travi trasversali in corrispondenza di vari livelli.



Figura 47. Ponte Gueroz, Vernayaz (Svizzera), 1933.

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

Alcuni anni dopo nel 1950 Henry Gicot (1897-1982) ha realizzato il ponte stradale di Javroz in Francia ispirandosi nel disegno alle opere di Sarrasin. L'opera nel 1999-2000 è stata sottoposta al ripristino dei danni da corrosione delle barre d'armatura e, come nel caso del Lamberti, si è provveduto all'impermeabilizzazione con membrana dell'intera piastra dell'impalcato. Contestualmente a tali interventi di riqualificazione si è optato per l'allargamento simmetrico di 3m del ponte tramite piastre in aggetto e rinforzo con post-tensione esterna. Infine, sono stati rimossi i giunti di dilatazione Gerber con modifica dello schema statico.



Figura 48. Ponte di Javroz, Charmey (Svizzera), 1950. (www.Espazium.ch)

5. BASI TEORICHE PER LA CARATTERIZZAZIONE DINAMICA DELLE STRUTTURE

Il capitolo 5 è centrale all'interno di questo lavoro di tesi in quanto spiega in linee generali e con un approccio squisitamente teorico i principali step che verranno seguiti nelle pagine successive per l'identificazione del Ponte Lamberti e la taratura del modello geometrico preliminare. Infatti, attraverso lo studio di articoli e la consultazione di altri lavori di tesi svolti presso il Politecnico di Torino è stato possibile introdurre in maniera schematica i passaggi principali dell'identificazione strutturale intesa come metodo per la caratterizzazione del comportamento dinamico delle opere in termini di frequenze di vibrazione, forme modali e coefficienti di smorzamento (analisi modale sperimentale). Tra tutte le varie tecniche di identificazione di cui si è effettuata anche una classificazione ci si è soffermati sulla SSI; a differenza di altre tecniche che lavorano sulla parte di free-decay del segnale (ERA), essa viene applicata su segnali (in accelerazione) affetti da rumore bianco e registrati durante l'esecuzione di prove sperimentali. Nella parte finale della sezione è stato introdotto da un punto di vista teorico il Model Updating, ossia il risultato finale a cui si vuole giungere nello studio del Ponte Lamberti; si tratta di una procedura attraverso la quale è possibile, a partire dalla realizzazione di un modello preliminare e dalla sua parametrizzazione, giungere tramite la stima dei parametri (taratura del modello) a definire un modello in grado di rappresentare opportunamente il comportamento reale della struttura.

5.1. Introduzione all'identificazione strutturale

L'identificazione strutturale è una disciplina che riveste oggi una grande importanza nella caratterizzazione di quei parametri che definiscono il comportamento meccanico delle strutture. Infatti, se in generale i parametri meccanici inerziali e di rigidità vengono considerati noti, nel caso dell'identificazione si determina il rapporto tra eccitazione e risposta della struttura (ossia i parametri stessi) a partire dai dati (accelerazioni, velocità, spostamenti etc..) acquisiti durante le prove sperimentali. Le informazioni ottenute vengono quindi adoperate per la calibrazione dei modelli delle strutture reali (come ponti, edifici, torri etc..).

Nel corso degli anni si sono sviluppate diverse tecniche di identificazione strutturale ciascuna caratterizzata da un proprio algoritmo di calcolo. Questi algoritmi acquisiscono le accelerazioni dalle prove sperimentali e sottopongono la struttura a eccitazioni sinusoidali, rumore ambientale (traffico e vento) o impatti quali ad esempio quelli dovuti ad eccitazioni fornite dai veicoli passanti sui dossi posizionati sulla struttura per la protezione dei cavi.

Le tecniche di identificazione strutturale possono essere classificate secondo diversi criteri:

- Dominio
 - Metodi nel dominio del tempo
 - Metodi nel dominio delle frequenze
 - Metodi nel dominio combinato tempo/frequenza

I primi ad essere stati sviluppati sono stati i metodi nel dominio della frequenza ed inoltre essi risultano essere anche quelli più attendibili quando il campo di frequenze ed il numero di modi risultano essere limitati. A seguito dei problemi legati alla finestratura del segnale (leakage) e alle difficoltà rilevate nei sistemi ad elevata densità modale sono stati introdotti i metodi nel dominio del tempo. Questi presentano una maggiore attendibilità dei risultati all'aumentare del numero dei modi di vibrare del segnale all'interno di una larga banda di frequenza. I metodi nel dominio del tempo consentono di identificare sistemi non lineari in presenza di comportamenti strutturali piuttosto complessi pur presentando il limite di non rappresentare i modi al di fuori del range prestabilito. Infine, riguardo alle tecniche combinate tempo/frequenza, queste risultano essere applicabili anche al caso di segnali non stazionari inoltre, esse possono essere viste come sovrapposizione di armoniche modulate nell'ipotesi di stazionarietà locale.

- Sviluppo analitico
 - Metodi diretti (basati sulla determinazione diretta delle matrici che governano il modello spaziale)
 - Metodi indiretti (basati sulla determinazione dei parametri modali del sistema)
- Numero dei modi
 - Studio sistemi a singolo grado di libertà
 - Studio di sistemi a multipli gradi di libertà
- Punti di Input/output
 - SISO (singolo input e singolo output)
 - SIMO (singolo input e molteplice output)
 - MISO (molteplice input e singolo output)
 - MIMO (molteplice input e molteplice output)
- Tipologia di eccitazione
 - Eccitazione artificiale nota (vibrochina o shaker)
 - Eccitazione naturale incognita (rumore ambientale, vento, terremoto, traffico).

5.1.1. Principali tecniche di identificazione

Dopo aver introdotto gli aspetti principali delle tecniche di identificazione strutturale e aver definito i criteri per la loro classificazione è utile fare cenno ad alcune di esse fra quelle nel dominio del tempo ad eccitazione incognita (Output only):

- Direct System Parameter Identification (DSPI), metodo auto-regressivo.
- Eigensystem Realization Algorithm (ERA) si applica sui segnali di free-decay (oscillazioni libere smorzate). Laddove i segnali risultino essere a input incognito essi vengono trattati attraverso delle funzioni Random Decrement Transform eliminando la parti della risposta dovute alle sollecitazioni stocastiche.
- Stochastic Subspace Identification (SSI) è una tecnica utilizzata per l'identificazione dei sistemi meccanici in cui si adegua un modello lineare alle misure (input-output o output only) ottenute dallo studio del sistema stesso. Questa tecnica in linee generali verrà approfondita da un punto di vista analitico nei paragrafi successivi mentre nello studio del Ponte Lamberti verrà successivamente brevemente introdotta e applicata la sua variante Fast-Multi-Order Stochastic Subspace Identification.

5.2. Cenni sulla tecnica SSI (Stochastic Subspace Identification)

Con Stochastic Subspace Identification si intende una tecnica di identificazione nella quale il modello parametrico viene adeguato direttamente alla serie di dati grezzi forniti nel dominio del tempo. Un modello parametrico è un modello matematico i cui parametri possono essere aggiustati per far sì che esso si adatti ai dati a disposizione. In sostanza si cerca quel set di parametri che è in grado di minimizzare la devianza tra la risposta del sistema prevista e quella misurata. Questo processo è detto di calibrazione (Brincker 2006).

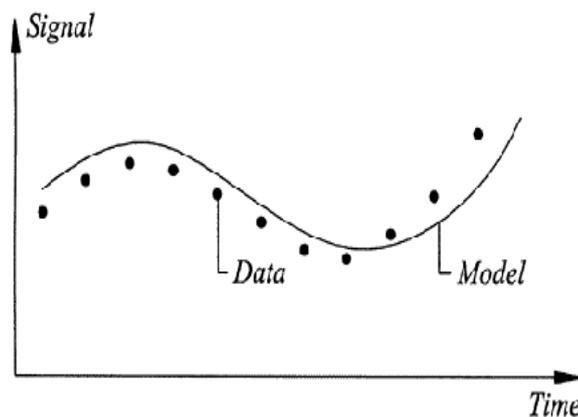


Figura 49. Adeguamento del modello ai dati, processo di calibrazione (Brincker 2006).

Un aspetto fondamentale nella definizione del modello spaziale di stato è la scelta del numero di parametri; esso non deve essere né troppo basso né troppo alto. Nel primo caso si rischia di non modellare correttamente il comportamento del sistema. Se al contrario è troppo alto il modello risulterà sovradeterminato causando una inutile incertezza statistica. Occorre quindi determinare un giusto e ragionevole numero di parametri. Di questi aspetti si deve tenere conto quando nella definizione del modello spaziale si sceglie la dimensione della matrice di transizione $[A]$ (dimensione spaziale). Ovviamente non si sarà mai in grado di effettuare una stima dei parametri corretti al 100%, ma utilizzando una dimensione spaziale non troppo grande si può effettuare un calcolo abbastanza accurato.

5.2.1. Introduzione del modello spaziale: dal continuo al discreto.

In accordo con quanto riportato nel documento “Understanding Stochastic Subspace Identification” (Brincker 2006) vengono riportati i passaggi principali relativi alla tecnica di identificazione SSI. Il punto di partenza è rappresentato dalla classica formulazione di un sistema fisico avente più gradi di libertà:

$$[M]\{\ddot{y}(t)\} + [D]\{\dot{y}(t)\} + [K]\{y(t)\} = \{f(t)\} \quad (3)$$

Con:

$\{y(t)\}$ = risposta del sistema

$[M]$ = matrice di massa;

$[D]$ = matrice di smorzamento;

$[K]$ = matrice di rigidezza;

$\{f(t)\}$ = fattore di carico (input del sistema).

A questo punto per potersi ricondurre ad un sistema temporale in forma discreta il modo più semplice è introdurre la formulazione di spazio di stato in forma:

$$\{\dot{x}(t)\} = \begin{pmatrix} \dot{y}(t) \\ y(t) \end{pmatrix} \quad (4)$$

Con $\{x(t)\}$ vettore di stato e $\{y(t)\}$ vettore di output.

A questo punto è possibile scrivere l’algoritmo generale della tecnica di identificazione SSI a partire dall’introduzione della formulazione di spazio di stato in **forma continua**:

$$\begin{cases} \{\dot{X}(t)\} = [A_c]\{X(t)\} + [B]\{f(t)\} \\ \{Y(t)\} = [C]\{X(t)\} \end{cases} \quad (5)$$

La prima è un'equazione del primo ordine ed è detta di STATO in quanto descrive il comportamento dinamico del sistema fisico, mentre la seconda è chiamata di OSSERVAZIONE perché rappresenta la parte del sistema dinamico che può essere osservata. Inoltre, occorre precisare che:

- $\{X\}$ è il vettore di stato ossia rappresenta lo stato interno del sistema nell'istante t .
- $\{Y\}$ è il vettore di risposta nel dominio continuo del tempo e fa riferimento alla parte osservabile della dinamica del sistema.
- $[A_c]$ è detta matrice di transizione nel dominio continuo del tempo in quanto descrive l'evoluzione del sistema;

$$[A_c] = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ -[M]^{-1}[D] & -[M]^{-1}[D] \end{bmatrix} \quad (6)$$

- $[B]$ è la matrice di carico.

$$[B] = \begin{bmatrix} 0 \\ [M]^{-1} \end{bmatrix} \quad (7)$$

- $[C]$ è la matrice di osservazione che consente il passaggio dal vettore di stato al vettore di risposta del sistema;

Il vantaggio di questa formulazione è che la soluzione può essere ottenuta in maniera diretta come somma di due soluzioni:

soluzione generale dell'equazione omogenea + soluzione particolare

$$\{x(t)\} = \exp([A_c]t) \{x(0)\} + \int_0^t \exp([A_c](t - \tau)) [B]\{f(\tau)\} d\tau \quad (8)$$

Per passare nel dominio discreto del tempo occorre scrivere tutte le variabili come

$y_k = y(k\Delta t)$ e si trasforma in questo modo la soluzione dell'equazione omogenea in:

$$\begin{cases} \{x_k\} = [A_d^k](X_0) \\ \{y_k\} = [C][A_d^k](X_0) \end{cases} \quad (9)$$

Con $[A_d] = \exp([A_c]\Delta t)$ detta matrice di transizione nel dominio discreto del tempo.

La risposta del sistema Y viene normalmente espressa come $Y = [y_1 y_2 \dots y_N]$ dove N rappresenta il numero di dati a disposizione. Nella maggior parte delle tecniche di identificazione nel dominio del tempo, come nel caso della SSI, si parte con la sistemazione delle misure all'interno delle matrici a blocchi di Henkel $[Y_h]$:

$$[Y_h] = \begin{pmatrix} [y_{hp}] \\ [y_{hf}] \end{pmatrix} \quad (10)$$

In particolar modo la sottomatrice $[y_{hp}]$ che fa riferimento agli stati “passati” mentre $[y_{hf}]$ a quelli “futuri”. Occorre soffermarsi sulla dimensione della matrice di Henkel; essa avrà un numero di colonne pari a $N-2s$ e un numero di righe pari a $2sM$ con:

- s = data shift;
- M = numero di canali;
- N = numero di dati a disposizione

5.2.2. Predizione e Stati di Kalman

La parte più interessante e delicata allo stesso tempo della tecnica SSI è senza dubbio la predizione o anche detta proiezione ortogonale (Moor n.d.). Essa viene introdotta come uno strumento geometrico e può essere considerata come media condizionale. In particolar modo nella tecnica SSI la matrice O definisce la predizione del “futuro” sulla base del “passato”:

$$[O] = E([Y_{hf}]|[Y_{hp}]) \quad (11)$$

Poiché questa media condizionale nei processi Gaussiani può essere descritta dalle sue covarianze e siccome le matrici $[Y_{hf}]$ e $[Y_{hp}]$ definiscono delle covarianze allora:

$$[O] = [y_{hf}][y_{hp}]^T([y_{hp}][y_{hp}]^T)^{-1}[y_{hf}] \quad (12)$$

Ciascuna colonna della matrice $[O]$ può essere espressa come:

$$[O_{col}] = [F_s][X_0] \quad (13)$$

Con $[F_s]$ matrice di osservabilità ottenuta alla luce del sistema di equazioni (9) espresso nel dominio discreto del tempo;

$$[F_s] = \begin{bmatrix} [C] \\ [C][A_d] \\ \vdots \\ [C][A_d]^{s-1} \end{bmatrix} \quad (14)$$

Dove il pedice 's' indica la dimensione della matrice di predizione e della matrice a blocchi di Henkel. Per quanto riguarda $\{X_0\}$ essa invece è la matrice degli stati di Kalman al tempo t_0 . I cosiddetti stati di Kalman sono semplicemente le condizioni iniziali per tutte le colonne della matrice di predizione $[O]$. Tuttavia, poiché non si conosce la matrice di osservabilità $[I_s]$, non è possibile calcolare gli stati di Kalman in modo diretto attraverso la (13) ma si determinano in maniera differente. Il trucco consiste nel calcolare la matrice di predizione $[O]$ utilizzando la decomposizione dei singoli valori (SVD) per la fattorizzazione della matrice di predizione $[O]$:

$$[O] = [U][S][V]^T \quad (15)$$

Con $[U]$ matrice rettangolare unitaria, $[S]$ è una matrice rettangolare con termini reali e non negativi sulla diagonale e infine $[V]$ è una matrice quadrata unitaria.

A questo punto è possibile passare alla definizione delle matrici stimate di osservabilità $[\widehat{I}_s]$ e degli stati di Kalman $[\widehat{X}_0]$.

$$[\widehat{I}_s] = [U][S]^{\frac{1}{2}} \quad (16)$$

$$[\widehat{X}_0] = [S]^{\frac{1}{2}}[V]^T \quad (17)$$

Se si rimuovono la prima e l'ultima riga della matrice di predizione in maniera analoga si può stimare la matrice $[\widehat{X}_1]$ per il tempo t_1 . In questo modo possono essere calcolati anche tutti gli altri stati di Kalman i quali a loro volta possono essere utilizzati per stabilire una formulazione più generale al fine di stimare la parte di rumore relativa alla risposta stocastica. Successivamente dopo aver stimato la matrice $[\widehat{I}_s]$, ricordando che 's' è parametro del modello (data shift), possono essere stimate anche le matrici $[\widehat{A}_d]$ di transizione e $[\widehat{C}]$ di osservazione.

$$[\widehat{I}_s]_{(2:s)}[\widehat{A}_d] = [\widehat{I}_s]_{(1:s-1)} \quad (18)$$

$$[\widehat{C}] = [\widehat{I}_s]_{(1:1)} \quad (19)$$

5.2.3. Estrazione dei parametri modali

Il primo passo per la ricerca dei parametri modali è realizzare la decomposizione degli autovalori della matrice $[\widehat{A}_d]$ del sistema:

$$[\widehat{A}_d] = [\Psi][\mu][\Psi]^{-1} \quad (20)$$

Con $[\psi]$ matrice degli autovettori del sistema discreto e $[\mu]$ poli nel dominio discreto del tempo. Inoltre, è possibile determinare μ_i a partire dai poli nel dominio continuo del tempo λ_i attraverso la seguente relazione:

$$\mu_i = \exp(\lambda_i) \quad (21)$$

A questo punto si può facilmente giungere alle seguenti formule note dell'analisi modale ed estrapolare quindi pulsazioni, frequenze, coefficienti di smorzamenti e forme modali:

$$\lambda_i = \frac{\ln(\mu_i)}{\Delta T} \quad (22)$$

$$\omega_i = |\lambda_i| \quad (23)$$

$$f_i = \frac{\omega_i}{2\pi} \quad (24)$$

$$\zeta_i = \frac{\text{Re}(\lambda_i)}{|\lambda_i|} \quad (25)$$

Mentre per quanto riguarda la matrice delle forme modali essa è ottenuta attraverso la relazione:

$$[\phi] = [C][\psi] \quad (26)$$

Dove $[\phi]$ è la matrice degli autovettori relativi all'equazione differenziale del secondo ordine mentre $[\psi]$ è la matrice degli autovettori del sistema nel dominio discreto del tempo. Resta adesso da chiarire la dimensione della matrice a blocchi di Henkel. Come abbiamo visto il numero 's' definisce non soltanto la dimensione della matrice a blocchi di Henkel $[Y_h]$ ma anche quella della matrice di predizione $[O]$. Inoltre, anche il numero di autovalori del modello ossia l'ordine del modello viene a dipendere da 's'. Generalmente quello che si fa è costruire il diagramma di stabilizzazione variando l'ordine del modello. Per fare questo occorrerebbe costruire una serie di matrici a blocchi di Henkel di dimensioni differenti, ma risulta molto più semplice variare il numero dei singoli valori utilizzati nelle equazioni per la predizione di $[\widehat{I}_s]$ e $[\widehat{X}_O]$. Così la dimensione della matrice a blocchi di Henkel definisce il massimo ordine del modello e l'ordine reale del modello varia al variare del numero dei valori presi in conto quando viene realizzata la SVD della matrice di predizione O. In conclusione, il massimo numero di autovalori viene aggiustato al fine di riportarlo ad un livello ragionevole in modo tale da incorporare la necessaria gamma di modelli (Mével 2010).

5.2.4. Modal Assurance Criterion (MAC)

A questo punto risulta molto importante introdurre un metodo molto utile per verificare il disaccoppiamento modale tra i diversi modi di vibrare della struttura (J.Allemang 2006). Questo metodo si basa sulla determinazione del Modal Assurance Criterion (MAC) e può essere definito in riferimento all'i-esimo e j-esimo modi di vibrare della struttura sui gradi di libertà strumentati come:

$$MAC_{ij} = \frac{(\{\phi_i\}^T\{\phi_j\})^2}{(\{\phi_i\}^T\{\phi_i\})(\{\phi_j\}^T\{\phi_j\})} \quad (27)$$

Con $\{\phi_i\}$ e $\{\phi_j\}$ auto-vettori corrispondenti all'i-esimo e j-esimo modi di vibrare della struttura. In conclusione, per come è stato definito il MAC, valori bassi di esso (vicini ad 1) evidenziano una certa indipendenza tra le coppie di modi di vibrare analizzate viceversa valori alti sottolineano uno scarso disaccoppiamento modale.

5.3. Analisi modale: approccio sperimentale e analitico

Se l'analisi modale preliminare consente, a partire dalla realizzazione di un modello predittivo, di ipotizzare il comportamento dinamico di una struttura al fine di definire un'architettura del monitoraggio che sia in grado di fornire informazioni utili sul manufatto, soltanto l'analisi modale sperimentale permette di caratterizzarlo da un punto di vista dinamico in maniera affidabile. Essa consiste nell'applicazione della tecnica di identificazione strutturale al segnale acquisito in termini di accelerazioni successivamente alla realizzazione delle prove sperimentali. In generale è opportuno ricordare che i possibili approcci nell'analisi modale sono due:

- **Approccio analitico:** è possibile a partire dalla conoscenza della geometria della struttura, delle condizioni al contorno e delle caratteristiche dei materiali, risolvendo il problema agli autovalori, giungere alla determinazione dei parametri modali del sistema (analisi modale preliminare).
- **Approccio sperimentale:** a partire dalla misura dell'input dinamico e della risposta della struttura, si calcolano i parametri dinamici della stessa (identificazione della struttura).

Obiettivo dell'analisi modale è la definizione del comportamento dinamico di una struttura che viene a dipendere da:

- Frequenze proprie;
- Modi di vibrazione;

- Coefficienti di smorzamento.

Pertanto, come accennato in precedenza, l'analisi modale sperimentale, conosciuta anche come "problema inverso", note che siano la risposta della costruzione e l'input dinamico, permette di caratterizzare intrinsecamente la struttura in oggetto. Inoltre è interessante sottolineare come per comportamento dinamico di una struttura si intenda una sorta di "impronta digitale" (Giovanni Fabbrocino 2007); esso, infatti, viene a dipendere esclusivamente dalle caratteristiche intrinseche del manufatto (masse, rigidzze, smorzamento, vincoli etc...) e non dai carichi applicati; al contrario la comparsa di modifiche all'interno dell'edificio come ad esempio i danni strutturali può determinare dei cambiamenti nel comportamento dinamico della struttura in termini di frequenze e modi propri di vibrare. Le ipotesi alla base della teoria dell'analisi modale sperimentale sono:

- **Linearità:** applicabilità del principio di sovrapposizione degli effetti nella combinazione delle varie risposte della struttura.
- **Stazionarietà:** caratteristiche dinamiche della struttura non variano nel tempo;
- **Osservabilità:** misurabilità dei dati necessari per definire le caratteristiche dinamiche della struttura.

Infine, il processo di identificazione dei parametri dinamici di una struttura, per mezzo dell'analisi modale sperimentale, può essere spiegato tramite il diagramma di flusso di Figura 50 (Giovanni Fabbrocino 2007):

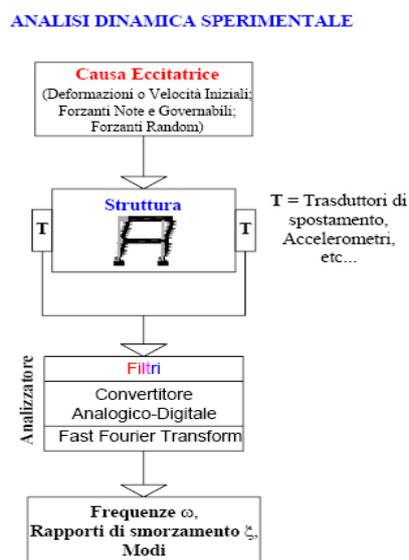


Figura 50. Diagramma di flusso analisi modale sperimentale (Giovanni Fabbrocino 2007).

Ad oggi l'analisi modale riscontra una sempre maggiore applicazione nei vari codici FEM tuttavia molto spesso i valori dei parametri che si ottengono da questi software risultano essere divergenti da quelli reali (A.Fiore 2007). Le ragioni di questa differenza tra il comportamento del modello e quello della struttura reale sono dovute a:

1. Definizione dei coefficienti di smorzamento; mentre le masse e le rigidità sono facilmente determinabili una volta che sono note le caratteristiche geometriche e le proprietà dei materiali, per quanto riguarda gli smorzamenti, essendo questi variabili, saranno difficilmente rappresentabili all'interno del modello.
2. Approssimazioni legate all'interazione fra gli elementi strutturali.
3. Discretizzazione della struttura.

5.4. Model Updating

Il Model Updating è una procedura attraverso la quale è possibile migliorare il comportamento di un modello preliminare correggendo errori legati alle assunzioni fatte nella sua formulazione. Per il conseguimento di questo scopo è fondamentale il ruolo svolto dall'analisi modale sperimentale che permette l'identificazione della struttura a partire dall'elaborazione del segnale accelerometrico registrato durante l'esecuzione delle prove dinamiche. Prima di procedere alla fase di aggiornamento del modello preliminare del ponte è utile riassumere in un diagramma di flusso i passaggi principali che verranno seguiti.

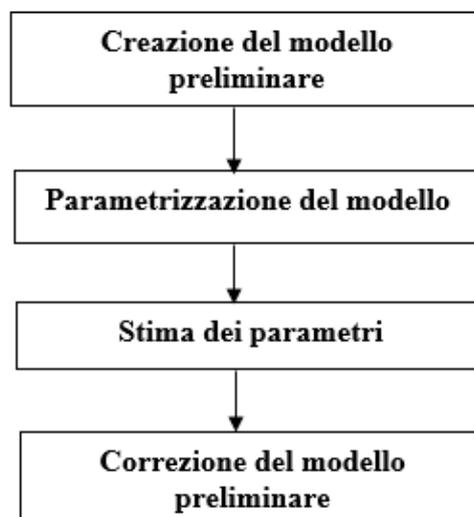


Figura 51.Fasi Model Updating.

Lo step antecedente al Model Updating è la costruzione di un modello preliminare attraverso l'impiego di un software agli elementi finiti; così a partire dall'assegnazione di uno o un set di materiali per ciascuno dei macro-elementi identificabili all'interno della struttura è possibile scrivere le matrici di massa e rigidezza dei singoli elementi e successivamente applicare l'assemblaggio per ricavare le matrici $[M]$ e $[K]$ globali. In quest'ultimo caso si tratta di un'operazione oramai completamente automatizzata all'interno dei codici di calcolo commerciali. Dopo aver definito masse e rigidezze in gioco è possibile effettuare l'analisi modale facendo riferimento alla risoluzione dell'equazione fondamentale della dinamica del secondo ordine definita a meno del termine dello smorzamento considerato nullo:

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = \{f(t)\} \quad (28)$$

Con $X(t)$ generico spostamento e $f(t)$ forzante.

Considerando una forzante di tipo armonico è possibile ipotizzare una soluzione di questo tipo:

$$X(t) = X(\omega)e^{i\omega t} \quad (29)$$

Così facendo attraverso i software di calcolo strutturale è possibile risolvere il problema degli autovalori/autovettori ossia della determinazione delle pulsazioni proprie e delle forme modali della struttura.

$$[K]\{\phi_j\} = \lambda_j[M]\{\phi_j\} \quad (30)$$

Dove λ_j e $\{\phi_j\}$ sono rispettivamente l'autovalore e l'autovettore corrispondenti al j -esimo modo di vibrare. Il problema inverso consiste nel determinare la matrice di rigidezza a partire da autovalori e autovettori noti.

Il passo successivo all'introduzione del modello è la scelta dei parametri da tarare per ciascun macro-elemento; questa fase è molto delicata poiché influenza enormemente la qualità dei risultati ottenuti. Inoltre, il numero di parametri da tarare deve essere limitato al fine di evitare mal condizionamenti. In generale nella parametrizzazione si attribuiscono delle variabili a singoli elementi o a gruppi di stesse caratteristiche e le si fanno variare entro un certo range. A tal proposito, è possibile definire diverse tipologie di parametrizzazione; in un primo caso è possibile tarare direttamente le matrici degli elementi e poiché i termini delle matrici di rigidezza e di massa globali dipendono dai vari elementi che costituiscono la struttura e da come sono fra loro connessi si ha:

$$[M] = [M_0] + \sum_i^n \theta_i [M_i] \quad (31)$$

$$[K] = [K_0] + \sum_i^n \theta_i [K_i] \quad (32)$$

Dove θ_i sono parametri del modello, $[M_i]$ e $[K_i]$ matrici di massa e rigidezza del singolo o del gruppo di elementi da tarare e $[M_0]$ e $[K_0]$ matrici globali del sistema. Tuttavia, poiché nelle prove sperimentali non è possibile strumentare tutti i gradi di libertà della struttura occorre passare alle matrici ridotte M_{RJ} e K_{RJ} attraverso la matrice di trasformazione $[T]$:

$$[M_{RJ}] = [T]^T [M_J] [T] \quad (33)$$

$$[K_{RJ}] = [T]^T [K_J] [T] \quad (34)$$

Alternativamente quello che si può fare è tarare delle grandezze fisiche come il modulo elastico, massa volumica, modulo tangenziale etc. e in questo caso potranno essere utilizzati i seguenti sviluppi di Taylor:

$$[M] = [M_0] + \sum_{j=1}^n \frac{\partial [M]}{\partial \theta_j} d\theta_j \quad (35)$$

$$[K] = [K_0] + \sum_{j=1}^n \frac{\partial [K]}{\partial \theta_j} d\theta_j \quad (36)$$

Un altro momento importante nel Model Updating è il confronto tra i dati sperimentali e quelli ottenuti per via numerica dal FEM. La delicatezza di questo passaggio è dovuta al fatto che, essendo i gradi di libertà della struttura nel modello molti di più rispetto a quelli strumentati e avendo inoltre ipotizzato nullo lo smorzamento, la comparazione fra questi dati risulta essere molto complessa. Infatti, il confronto fra i modi di vibrare teorici e quelli sperimentali avviene alla luce del coefficiente MAC variabile tra 0 e 1.

$$MAC_{JK} = \frac{(\{\phi_m\}_j^T \{\phi_a\}_k)^2}{(\{\phi_a\}_k^T \{\phi_a\}_k) (\{\phi_m\}_j^T \{\phi_m\}_j)} \quad (37)$$

Con $\{\phi_m\}_j^T$ autovettore corrispondente al j-esimo modo di vibrare sperimentale e $\{\phi_a\}_k$ autovettore relativo al k-esimo modo di vibrare teorico. Di conseguenza valori di esso maggiori di 0.8 sono da considerarsi soddisfacenti in quanto vuol dire che i dati teorici e quelli sperimentali sono accoppiati.

Infine, l'ultimo passaggio è la calibrazione del modello di partenza attraverso la stima dei parametri meccanici corretti. Questo può avvenire sia in un singolo step (è il caso dei metodi

diretti) che in maniera iterativa (metodi indiretti) e dipende dalla tecnica di ottimizzazione scelta fra quelle possibili.

Il Model Updating è soggetto a molte fonti di errore. Le principali di esse sono legate alla scelta del modello e alla rilevazione dei dati. In quest'ultimo caso il motivo principale è da attribuirsi all'elevato rumore di fondo che può essere limitato ricorrendo a dispositivi di alta qualità. In molti casi inoltre le misure risultano essere incomplete poiché non si ha la possibilità di posizionare i sensori in un numero sufficientemente elevato di punti. Per concludere, come già anticipato, occorre suddividere i metodi di Model Updating in due grandi categorie:

- Metodi diretti: il modello preliminare viene corretto in un solo step;
- Metodi indiretti: processo di calcolo iterativo attraverso cui è possibile ad ogni step aggiornare il modello preliminare.

Come nella maggior parte dei problemi inversi entrambe le metodologie presentano problematiche legate a:

- Mancanza di accuratezza dei dati;
- Non unicità o non esistenza della soluzione;
- Comportamento non lineare del sistema;
- Errori nella parametrizzazione;
- Discretizzazione dei sistemi complessi;
- Definizione delle condizioni al contorno.

6. PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE DELLE PROVE SPERIMENTALI SUL PONTE LAMBERTI

Con la seguente sezione inizia la parte più applicativa di questo studio. A partire dalle informazioni acquisite nei precedenti capitoli è possibile percorrere una serie di passaggi che hanno portato alla progettazione dei setup di prove per l'identificazione del Ponte Lamberti. Il primo di essi consiste nella realizzazione di due modelli preliminari e per ciascuno di essi è stata prima eseguita una schematizzazione geometrica semplificata e successivamente, attraverso l'importazione su un software di calcolo strutturale, è stato creato un modello meccanico agli elementi finiti. Per la progettazione dell'architettura di monitoraggio sempre tramite un codice FEM è stata lanciata un'analisi modale preliminare attraverso la quale sono state estratte le prime cento forme modali alcune delle quali sono state inserite all'interno della tesi e il cui studio è stato fondamentale per definire una disposizione ottimale dei sensori sull'impalcato del ponte. Infine, nell'ultimo paragrafo sono state documentate le fasi salienti della procedura di monitoraggio e in particolare sono stati riportati gli allegati delle tavole grafiche e sono state descritte le caratteristiche principali della strumentazione utilizzata.

6.1. Modellazione preliminare della struttura

Il passaggio preliminare per l'esecuzione del monitoraggio del Ponte Lamberti è stato il sopralluogo dell'opera che si è tenuto nel mese di Settembre 2018. In questa occasione è stato possibile sia reperire materiale relativo al manufatto (Allegato 2 -Tavole di rilievo 2013) che effettuare dei rilievi fotografici utili, come materiale di supporto, alla realizzazione del modello geometrico su Autocad.

Occorre sottolineare che vista la mancanza di necessità di affinare e appesantire eccessivamente i modelli in questa fase preliminare di studio, la modellazione, realizzata sulla base delle informazioni a disposizione, presenta diverse tipologie di approssimazioni legate a:

- Semplificazione della geometria degli elementi;
- Scelta delle condizioni di vincolo della struttura;
- Semplificazioni e assunzioni riguardo alle proprietà meccaniche dei materiali.

Tuttavia, lo scopo che si intende perseguire in questa fase è quello di ottenere delle indicazioni di massima riguardo la disposizione dei sensori sulla base dei risultati ottenuti dall'analisi modale dinamica in termini di forme modali; quest'ultima infatti è stata eseguita importando i modelli

geometrici realizzati con Autocad su un codice di calcolo agli elementi finiti. Solo successivamente all'identificazione dinamica della struttura sarà possibile disporre di informazioni più accurate sulla struttura tali da consentire un affinamento del modello attraverso la procedura di Model Updating. Inoltre, qualora dovessero essere riscontrate delle anomalie riguardo al comportamento strutturale dell'opera, in particolar modo asimmetrie, si potrà procedere alla individuazione delle eventuali cause (danneggiamento della struttura, carenze nella realizzazione dell'opera, etc..). che le hanno determinate.

Di seguito è stato riportato un diagramma di flusso in grado di rappresentare in modo riassuntivo le fasi precedenti e successive alla progettazione delle prove:

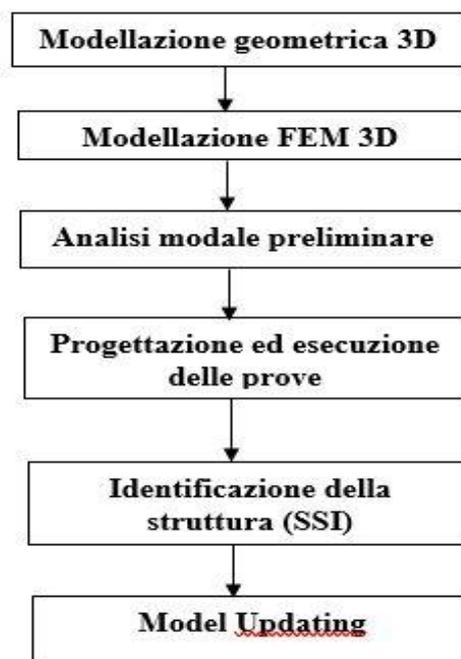


Figura 52. Diagramma di flusso sulle fasi di lavoro.

6.1.1. Modelli geometrici 3D del Ponte Lamberti

In primo luogo, nella modellazione geometrica del Ponte Lamberti si è deciso di tenere conto delle informazioni contenute all'interno del file (Allegato 2 -Tavole di rilievo 2013). In esso infatti è riportata la geometria del manufatto caratterizzato da tre campate indipendenti che terminano alle estremità opposte con due strutture reticolari. In Figura 53 sono elencate le tavole a cui si è potuto fare riferimento nella creazione del modello del ponte:

- Allegato2-Tavole di rilievo: vista planimetrica;
- Allegato2-Tavole di rilievo: sezioni trasversali;
- Allegato2-Tavole di rilievo: sezione longitudinale.

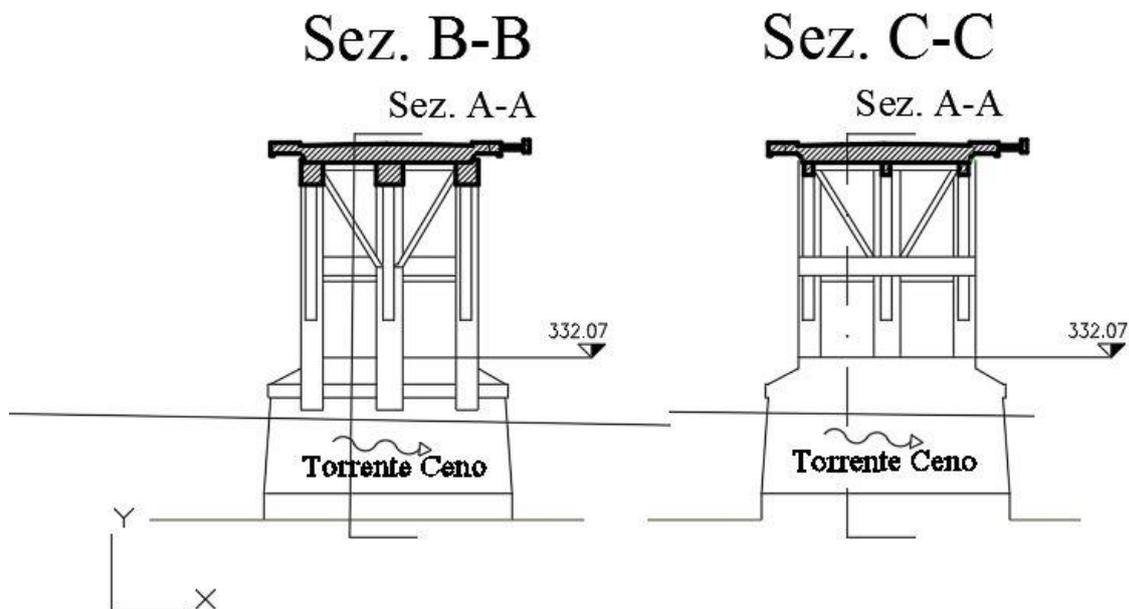


Figura 53. Tavole di rilievo: sezioni trasversali (B-B, C-C) del Ponte Lamberti (Allegato 2 -Tavole di rilievo 2013).

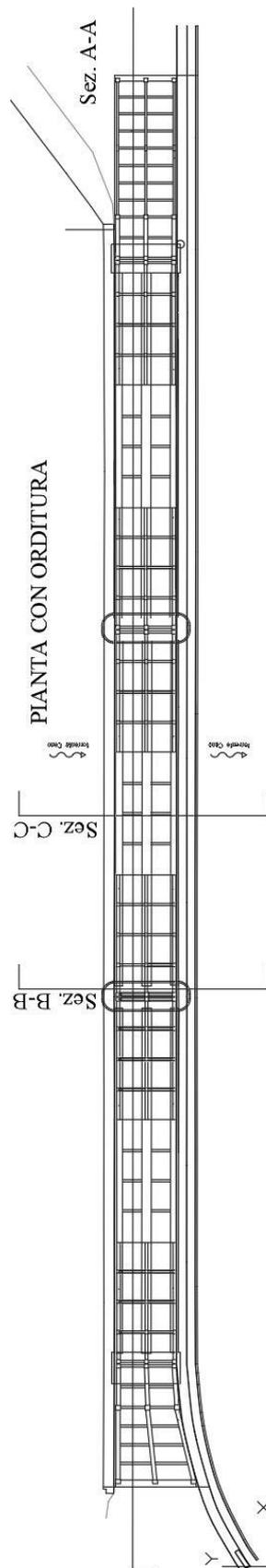


Figura 54. Tavole di rilievo: vista planimetrica Ponte Lamberti (Allegato 2 -Tavole di rilievo 2013).

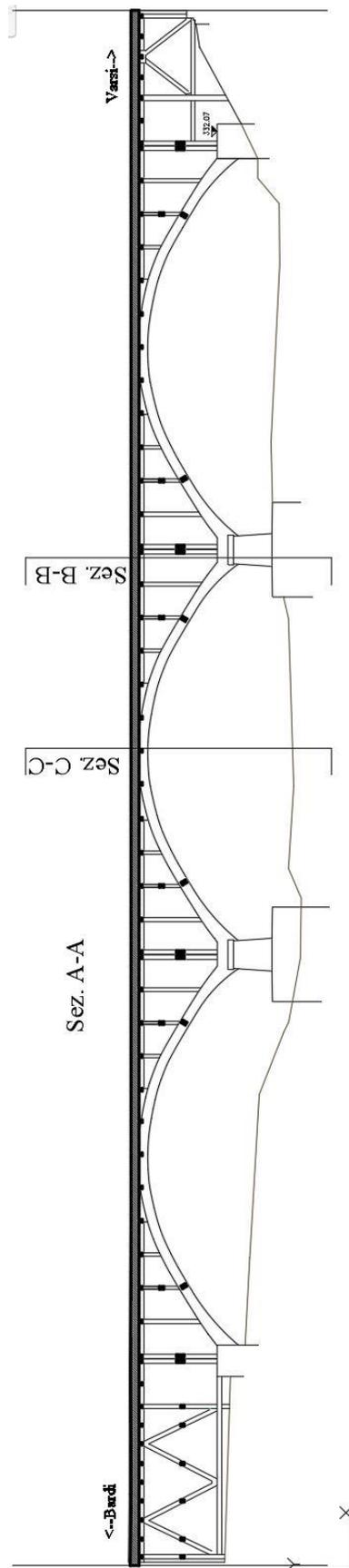


Figura 55. Tavole di rilievo: sezione longitudinale A-A Ponte Lamberti (Allegato 2 -Tavole di rilievo 2013).

In realtà per la progettazione delle prove di monitoraggio del Ponte Lamberti, come si è potuto intuire, non è stato realizzato un modello tridimensionale del manufatto ma ben due al fine di comprenderne al meglio il comportamento dinamico. Nella realizzazione di essi si è optato per un loro non eccessivo appesantimento evitando quindi di introdurre una mole spropositata di informazioni poco utili ai fini dei risultati che si vogliono ottenere in questa fase di studio preliminare. Per il raggiungimento di questo scopo sono state adottate una serie di semplificazioni e assunzioni, riportate di seguito, sulla base delle quali è avvenuta la costruzione dei modelli geometrici del ponte attraverso il software Autocad 2018:

1. Rappresentazione di arcate, pilastri, travi e controventi attraverso elementi beam;
2. Modellazione dell'impalcato con elementi 'shell';
3. Elementi caratterizzati da dimensioni prossime fra loro e assolvono alla stessa funzione strutturale sono stati riportati nella stessa tipologia di sezione al fine di evitare di avere un elevato numero di sezioni che si differenziano per pochi centimetri (es. sez.36x39 e sez.34x41 possono essere entrambe considerate approssimativamente come sezioni 35x40);
4. Eliminazione dai modelli geometrici preliminari dei manufatti relativi alle spalle del ponte in calcestruzzo armato e alle pile.
5. Infine, la questione che sin dall'inizio è apparsa molto delicata ed ha pertanto richiesto una particolare attenzione è quella relativa ai giunti; infatti, proprio per comprendere al meglio come la loro presenza potesse influenzare il comportamento dinamico della struttura si è deciso di costruire due diversi modelli:
 - Nel primo caso, vista la ridotta larghezza dei giunti, si è deciso di connettere le diverse campate attraverso elementi 'beam' di sezione 10x10 cm per tener conto soltanto di quel minimo effetto di compartecipazione strutturale tra le diverse campate del ponte (al livello dell'impalcato) dovuto alla presenza della pavimentazione stradale;

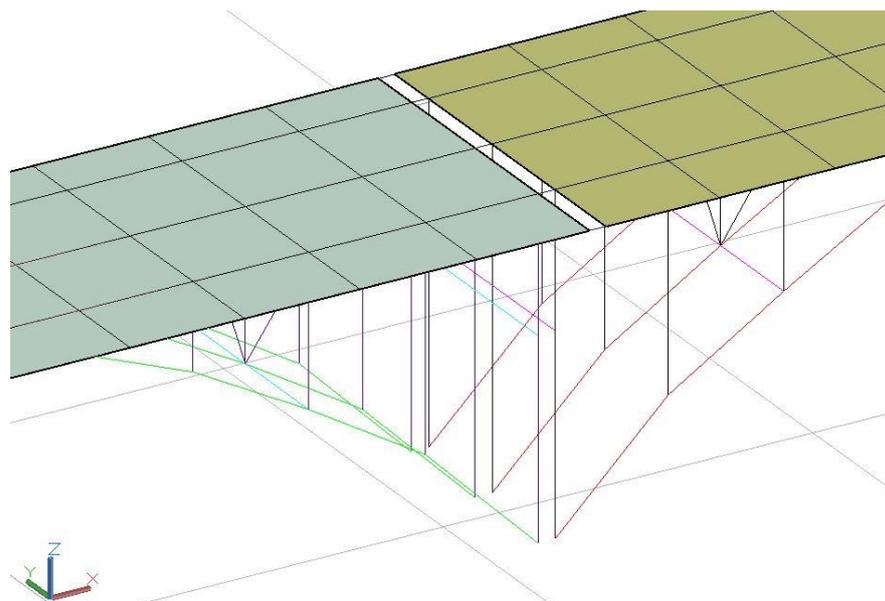


Figura 56.Modellazione del giunto con elementi beam.

- Nel secondo modello invece, a differenza del primo, si sono eliminati gli elementi ‘beam’ di collegamento tra le diverse campate e, tenendo conto di un elevato effetto di compartecipazione strutturale tra le diverse campate del ponte affidato alla pavimentazione stradale, la struttura è stata considerata priva di discontinuità a livello dell’impalcato, modellato interamente con elementi ‘shell’.

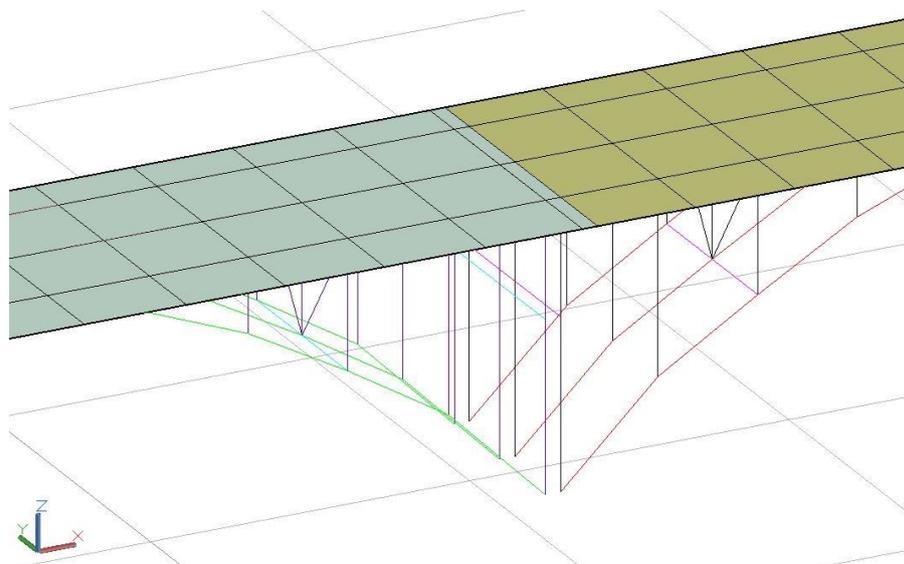


Figura 57.Modellazione senza giunto.

Sulla base di queste indicazioni si è passati all’identificazione dei materiali e delle sezioni per creare un adeguato numero di layers a ciascuno dei quali attribuire un materiale ed una sezione specifici. Per l’identificazione delle sezioni, come accennato in precedenza, si è fatto riferimento

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

al documento Allegato 2-Tavole di Rilievo, invece per quanto riguarda i materiali sebbene il ponte sia stato realizzato per intero in calcestruzzo armato si è optato per una sua differenziazione. In sostanza sono stati individuati cinque macro-elementi e per ciascuno di essi è stato adottato un apposito set di materiali. Essi sono:

- ❖ Struttura reticolare lato Bardi
- ❖ Struttura reticolare lato Varsi
- ❖ Tre campate componenti il ponte ciascuna composta da una triplice arcata.

In aggiunta, all'interno di ciascun set di materiali di ciascun macro-elemento è stata effettuata un'ulteriore distinzione tra il calcestruzzo dei pilastri, quello delle travi longitudinali, delle travi trasversali, delle arcate e infine delle solette. Occorre precisare che tale differenziazione dei materiali è stata effettuata in questa fase preliminare di studio dell'opera in previsione delle disomogeneità che potrebbero manifestarsi in seguito al monitoraggio e all'identificazione dinamica della struttura. Invece bisogna tenere in considerazione che nello studio preliminare a tutti questi materiali sono stati associati gli stessi valori dei parametri meccanici (ad eccezione degli elementi 'beam' di collegamento fra le campate) e che altre modifiche e affinamenti di tali modelli potrebbero rendersi necessari nelle fasi successive di studio dell'opera in relazione a ulteriori disomogeneità che potrebbero essere evidenziate.

| IDENTIFICAZIONE DEI MATERIALI | | |
|--------------------------------------|---------------|---|
| NOME IDENTIFICATIVO MATERIALE | COLORE | COLLOCAZIONE MATERIALE |
| MAT1 | VERDE | CLS delle arcate relative alla campata lato Varsi del ponte |
| MAT2 | ROSSO | CLS delle arcate relative alla campata centrale |
| MAT3 | GIALLO | CLS delle arcate relative alla campata lato Bardi del ponte |
| MAT4 | CIANO | CLS delle travi TRASVERSALI campata Varsi |
| MAT5 | BLU | CLS delle travi TRASVERSALI campata Bardi |
| MAT 6 | MAGENTA | CLS delle travi TRASVERSALI campata centrale |
| MAT 7 | NERO | CLS dei pilastri campata lato Varsi |
| MAT 8 | BIANCO | CLS dei pilastri campata lato centrale |
| MAT 9 | GRIGIO(128) | CLS dei pilastri campata lato Bardi |
| MAT 10 | 84 | CLS delle travi LONGITUDINALI campata centrale |
| MAT 11 | (ROSA)241 | CLS delle travi LONGITUDINALI campata lato Bardi |
| MAT 12 | 15 | CLS delle travi LONGITUDINALI campata lato Varsi |
| MAT 13 | 161 | CLS della soletta campata Varsi |
| MAT 14 | 55 | CLS della soletta campata centrale |
| MAT 15 | 71 | CLS della soletta campata Bardi |
| MAT 16 | 251 | CLS pilastri struttura reticolare Varsi |
| MAT 17 | 21 | CLS pilastri struttura reticolare Bardi |
| MAT 18 | 191 | CLS trave trasversali struttura reticolare lato Bardi |
| MAT 19 | 24 | CLS trave trasversali struttura reticolare lato Varsi |
| MAT 20 | 109 | CLS trave longitudinali longitudinali lato Bardi |
| MAT 21 | 240 | CLS trave longitudinali longitudinali lato Varsi |
| MAT 22 | 18 | CLS della soletta struttura reticolare lato Varsi |
| MAT 23 | 139 | CLS della soletta struttura reticolare lato Bardi |
| MAT 24 | 129 | CLS elementi beam |

Tabella 4. Tabella identificativa dei materiali.

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

| IDENTIFICAZIONE DELLE SEZIONI | | |
|--|------------------------|---|
| ELEMENTI BEAM | | |
| NOME IDENTIFICATIVO DELLA SEZIONE | DIMENSIONI (CM) | COLLOCAZIONE DELLE SEZIONI |
| SEZ.0 | 10X10 | elementi beam collegamento shell |
| SEZ.1 | 50x50 | Pilastrini verticali interni struttura reticolare lato Varsi |
| SEZ.2 | 42X52 | Pilastrini verticali di estremità struttura reticolare lato Varsi |
| SEZ.3 | 40X40 | Pilastrini verticali struttura reticolare lato Bardi e pilastrini verticali posti su basamento |
| SEZ.4 | 30X33 | Pilastrini verticali campate esterne arcate esterne e pilastrini verticali campata centrale arcata esterna |
| SEZ.5 | 40x33 | Pilastrini verticali campata lato varsi arcate esterne (fianco pila) |
| SEZ.6 | 30X28 | Pilastrini verticali campata esterne arcata interna e pilastrini verticali campata centrale arcata interna |
| SEZ.7 | 33X29 | Pilastrini verticali campata lato varsi arcata interna (fianco pila) |
| SEZ.8 | 36x28 | Pilastrini verticali campata centrale arcata interna (fianco pila) |
| SEZ.9 | 36X34 | Pilastrini verticali campata centrale arcata esterna(fianco pila) |
| SEZ.10 | 22x35 | Pilastrini obliqui |
| SEZ.11 | 20x30 | Travi alte trasversali struttura reticolare lato Bardi e Travi intermedie trasversali struttura reticolare lato Bardi |
| SEZ.12 | 23x29 | Travi alte trasversali e trasversali della struttura reticolare lato Varsi |
| SEZ.13 | 27x45 | Travi trasversali lungo l'arco |
| SEZ.14 | 23x70 | Travi trasversali lungo i pilastrini posti su basamento |
| SEZ.15 | 28x46 | Travi alte longitudinali arcata centrale |
| SEZ.16 | 20x42 | Travi longitudinali basse lato Bardi |
| SEZ.17 | 41x35 | Travi longitudinali basse lato Varsi e travi longitudinali basse |
| SEZ.18 | 100x196 | Arco centrale parti basse (primo e ultimo elemento) |
| SEZ.19 | 100x100 | Arco centrale parti intermedie |
| SEZ.20 | 100x80 | Arco centrale parte alta(elementi di sommità) |
| SEZ.21 | 80x196 | Archi esterni parti basse (primo e ultimo elemento) |
| SEZ.22 | 80x100 | Archi esterni parte intermedie |
| SEZ.23 | 80x80 | Archi esterni parte alte(elementi di sommità) |
| SEZ.24 | 33x46 | Travi alte longitudinali arcate esterne |
| SEZ.25 | 35x35* | Pilastrini inclinati strutture reticolari |
| ELEMENTI SHELL | | |
| NOME IDENTIFICATIVO DELLA SEZIONE | SPESSORE (CM) | COLLOCAZIONE DELLE SEZIONI |
| SEZ.26 | 66 | Soletta ponte |
| SEZ.27 | 100 | Arco centrale parti basse (primo e ultimo elemento) |

Tabella 5. Tabella identificativa delle sezioni.

| NOME DI LAYERS | COLORE DEL LAYERS | DESCRIZIONE DEL LAYER |
|----------------------------------|--------------------------|--|
| NOME DEL LAYERS | COLORE DEL LAYERS | DESCRIZIONE DEL LAYER |
| 0_beam_mat0_sez25_giunti_fittizi | 129 | Travi di collegamento elementi shell |
| 1_beam_mat1_sez18_arc_varsi | verde | Arco centrale parti basse (primo e ultimo elemento) -Lato Varsi |
| 2_beam_mat1_sez19_arc_varsi | verde | Arco centrale parti intermedie -Lato Varsi |
| 3_beam_mat1_sez20_arc_varsi | verde | Arco centrale parte alta(elementi di sommità)-Lato Varsi |
| 4_beam_mat1_sez21_arc_varsi | verde | Archi esterni parti basse (primo e ultimo elemento)-Lato Varsi |
| 5_beam_mat1_sez22_arc_varsi | verde | Archi esterni parte intermedie-Lato Varsi |
| 6_beam_mat1_sez23_arc_varsi | verde | Archi esterni parte alte(elementi di sommità)-Lato Varsi |
| 7_beam_mat2_sez18_arc_centrale | rosso | Arco centrale parti basse (primo e ultimo elemento)-Campata centrale |
| 8_beam_mat2_sez19_arc_centrale | rosso | Arco centrale parti intermedie-Campata centrale |
| 9_beam_mat2_sez20_arc_centrale | rosso | Arco centrale parte alta(elementi di sommità)-Campata centrale |
| 10_beam_mat2_sez21_arc_centrale | rosso | Archi esterni parti basse (primo e ultimo elemento)-Campata centrale |
| 11_beam_mat2_sez22_arc_centrale | rosso | Archi esterni parte intermedie-Campata centrale |
| 12_beam_mat2_sez23_arc_centrale | rosso | Archi esterni parte alte(elementi di sommità)-Campata centrale |
| 13_beam_mat3_sez18_arc_bardi | giallo | Arco centrale parti basse (primo e ultimo elemento) -Lato Bardi |
| 14_beam_mat3_sez19_arc_bardi | giallo | Arco centrale parti intermedie -Lato Bardi |
| 15_beam_mat3_sez20_arc_bardi | giallo | Arco centrale parte alta(elementi di sommità)-Lato Bardi |
| 16_beam_mat3_sez21_arc_bardi | giallo | Archi esterni parti basse (primo e ultimo elemento)-Lato Bardi |
| 17_beam_mat3_sez22_arc_bardi | giallo | Archi esterni parte intermedie-Lato Bardi |
| 18_beam_mat3_sez23_arc_bardi | giallo | Archi esterni parte alte(elementi di sommità)-Lato Bardi |
| 19_beam_mat4_sez12_tt_varsi | ciano | Travi alte trasversali-Campata Varsi |
| 20_beam_mat4_sez13_tt_varsi | ciano | Travi trasversali lungo l'arco-Campata Varsi |

Tabella 6. Tabella dei layers parte 1.

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

| NOME DI LAYERS | COLORE DEL LAYERS | DESCRIZIONE DEL LAYER |
|-------------------------------------|--------------------------|---|
| NOME DEL LAYERS | COLORE DEL LAYERS | DESCRIZIONE DEL LAYER |
| 21_beam_mat4_sez14_tt_varsi | ciano | Travi trasversali lungo i pilastri posti su basamento-Campata Varsi |
| 22_beam_mat5_sez12_tt_bardi | blu | Travi alte trasversali-Campata Bardi |
| 23_beam_mat5_sez13_tt_bardi | blu | Travi trasversali lungo l'arco-Campata Bardi |
| 24_beam_mat5_sez14_tt_bardi | blu | Travi trasversali lungo i pilastri posti su basamento-Campata Bardi |
| 25_beam_mat6_sez12_tt_centrale | magenta | Travi alte trasversali-Campata centrale |
| 26_beam_mat6_sez13_tt_centrale | magenta | Travi trasversali lungo l'arco-Campata centrale |
| 27_beam_mat6_sez14_tt_centrale | magenta | Travi trasversali lungo i pilastri posti su basamento-Campata centrale |
| 28_beam_mat7_sez3_pil_varsi | 192 | Pilastri verticali posti su basamento-Campata Varsi |
| 29_beam_mat7_sez4_pil_varsi | 192 | Pilastri verticali campata lato Varsi arcate esterne |
| 30_beam_mat7_sez5_pil_varsi | 192 | Pilastri verticali campata lato varsi arcate esterne (fianco pila) |
| 31_beam_mat7_sez6_pil_varsi | 192 | Pilastri verticali campata Varsi arcata interna |
| 32_beam_mat7_sez7_pil_varsi | 192 | Pilastri verticali campata lato varsi arcata interna (fianco pila) |
| 33_beam_mat7_sez10_pil_varsi | 192 | Pilastri obliqui-Campata Varsi |
| 34_beam_mat8_sez3_pil_cen | bianco | Pilastri verticali posti su basamento-Campata centrale |
| 35_beam_mat8_sez4_pil_cen | bianco | Pilastri verticali campata centrale arcata esterna |
| 36_beam_mat8_sez6_pil_cen | bianco | Pilastri verticali campata centrale arcata interna |
| 37_beam_mat8_sez8_pil_cen | bianco | Pilastri verticali campata centrale arcata interna (fianco pila) |
| 38_beam_mat8_sez9_pil_cen | bianco | Pilastri verticali campata centrale arcata esterna(fianco pila) |
| 39_beam_mat8_sez10_pil_cen | bianco | Pilastri obliqui-Campata centrale |
| 40_beam_mat9_sez3_pil_bardi | grigio(8) | Pilastri verticali posti su basamento-Campata Bardi |
| 41_beam_mat9_sez4_pil_bardi | grigio(8) | Pilastri verticali campate esterne arcate esterne-Campata Bardi |
| 42_beam_mat9_sez6_pil_bardi | grigio(8) | Pilastri verticali campata esterne arcata interna-Campata Bardi |
| 43_beam_mat9_sez10_pil_bardi | grigio(8) | Pilastri obliqui-Campata Bardi |
| 44_beam_mat10_sez15_tl_centrale | 84 | Travi alte longitudinali arcata centrale-Campata centrale |
| 45_beam_mat10_sez24_tl_centrale | 84 | Travi alte longitudinali arcate esterne-Campata centrale |
| 46_beam_mat11_sez15_tl_bardi | (ROSA)241 | Travi alte longitudinali arcata centrale-Campata bardi |
| 47_beam_mat11_sez24_tl_bardi | (ROSA)241 | Travi alte longitudinali arcate esterne-Campata bardi |
| 48_beam_mat12_sez15_tl_varsi | 15 | Travi alte longitudinali arcata centrale-Campata varsi |
| 49_beam_mat12_sez24_tl_varsi | 15 | Travi alte longitudinali arcate esterne-Campata Varsi |
| 50_beam_mat16_sez1_pil_ret_varsi | 251 | Pilastri verticali interni struttura reticolare lato Varsi |
| 51_beam_mat16_sez2_pil_ret_varsi | 251 | Pilastri verticali di estremità struttura reticolare lato Varsi |
| 52_beam_mat16_sez25_pil_ret_varsi | 251 | Pilastri inclinati struttura reticolare lato Varsi |
| 53_beam_mat17_sez3_pil_ret_bardi | 21 | Pilastri verticali struttura reticolare lato Bardi |
| 54_beam_mat17_sez25_pil_ret_bardi | 21 | Pilastri inclinati struttura reticolare lato Bardi |
| 55_beam_mat18_sez11_tt_ret_bardi | 191 | Travi alte trasversali struttura reticolare lato Bardi e Travi intermedie trasversali struttura reticolare lato Bardi |
| 56_beam_mat19_sez12_tt_ret_varsi | 24 | Trave trasversali della struttura reticolare lato Varsi |
| 57_beam_mat20_sez15_tl_ret_bardi | 33 | Travi longitudinali alte arcata centrale struttura reticolare lato Bardi |
| 58_beam_mat20_sez16_tl_ret_bardi | 33 | Travi longitudinali basse struttura reticolare lato Bardi |
| 59_beam_mat20_sez17_tl_ret_bardi | 33 | Travi longitudinali basse struttura reticolare lato Bardi (fianco pila) |
| 60_beam_mat20_sez24_tl_ret_bardi | 33 | Travi longitudinali alte esterne struttura reticolare lato Bardi |
| 61_beam_mat21_sez15_tl_ret_varsi | 30 | Travi longitudinali alte interne struttura reticolare lato Varsi |
| 62_beam_mat21_sez17_tl_ret_varsi | 30 | Travi longitudinali basse struttura reticolare lato Varsi |
| 63_beam_mat21_sez24_tl_ret_varsi | 30 | Travi longitudinali alte esterne struttura reticolare lato Varsi |
| 64_shell_mat13_sez26_sol_camp_varsi | 161 | CLS della soletta campata Varsi |
| 65_shell_mat14_sez26_sol_camp_cen | 55 | CLS della soletta campata centrale |
| 66_shell_mat15_sez26_sol_camp_bardi | 71 | CLS della soletta campata Bardi |
| 67_shell_mat22_sez26_sol_ret_varsi | 200 | CLS della soletta struttura reticolare lato Varsi |
| 68_shell_mat23_sez26_sol_ret_bardi | 139 | CLS della soletta struttura reticolare lato Bardi |

Tabella 7.Tabella dei layers parte 2.

A questo punto è doveroso precisare che il layer '0' è stato definito esclusivamente in relazione al modello del Ponte Lamberti con giunti. Tutto questo implica che con riferimento al modello del ponte con giunti il numero di layer introdotti è pari a 69, mentre nel caso del modello privo di essi il numero di layer scende a 68.

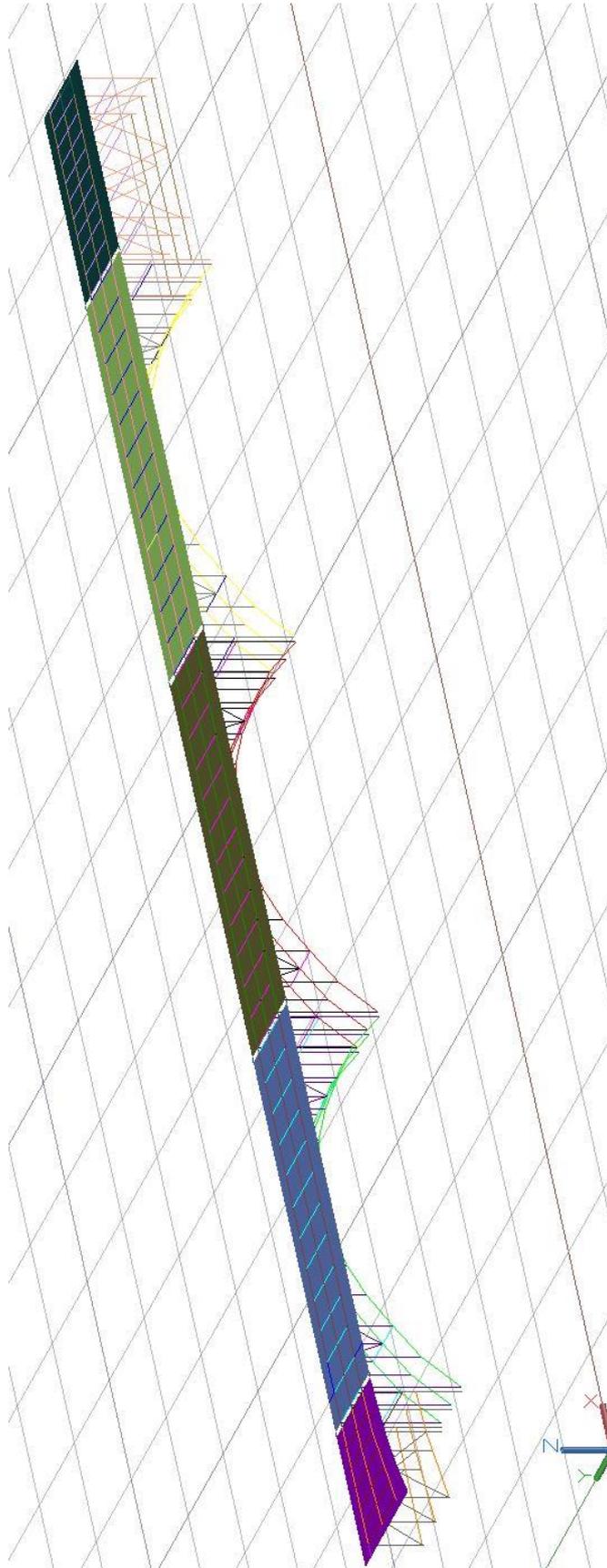


Figura 58.Modello geometrico spaziale del Ponte Lamberti da Autocad 2018.

6.1.2. Introduzione ai codici FEM

Il metodo degli elementi finiti è una tecnica di approssimazione di problemi reali molto utilizzata in campo ingegneristico. Nella maggior parte dei problemi ingegneristici non è possibile ottenere una soluzione per via analitica. Di fatti, se si prende in esame un generico problema elastico in cui si considera come incognita il campo di spostamenti occorre immaginare un sistema di equazioni differenziali di equilibrio. Nonostante ciascuna di queste equazioni di equilibrio sia semplice è impossibile ottenere una soluzione analitica al problema quando il corpo assume una forma arbitraria; in pratica non si è in grado di pervenire ad una soluzione esatta. È in questo contesto che entrano in campo i metodi FEM. Alla base di essi vi è la discretizzazione del problema continuo. L'idea di fondo è quella di scomporre la struttura di partenza, caratterizzata da una certa complessità, in tante sottostrutture più semplici. Tuttavia, pur avendo introdotto questa importante semplificazione la quantità di dati da elaborare resta sempre molto alta e pertanto è richiesta l'applicazione di procedure di calcolo automatico nelle quali la difficoltà dovuta alla ripetizione di una serie di operazioni matematiche viene superata attraverso gli attuali calcolatori elettronici. Per la discretizzazione di un corpo continuo i passaggi da seguire sono:

1. Individuazione di una maglia di nodi;
2. Suddivisione di un corpo continuo in una serie di elementi delimitati dai nodi stessi (applicazione della mesh);
3. Introduzione di tecniche di interpolazione per la ricerca della soluzione anche nei punti interni agli elementi.

La scelta della geometria degli elementi che compongono la mesh e la sua densità influenza la bontà della soluzione ottenuta; in generale più la mesh sarà fitta e più accurato sarà il risultato ottenuto. Nello studio di una struttura dal punto di vista ingegneristico occorre porre una serie di condizioni al contorno, imponendo delle sollecitazioni di tipo statico o dinamico, termico o meccanico. Le condizioni al contorno sia in termini di forze agenti che di condizioni di vincolo dovranno essere ricondotte nei nodi sia nel caso in cui siano applicate in corrispondenza di essi sia nel caso in cui tali forze agiscano all'interno dell'elemento.

Per quanto riguarda la scelta della tipologia di elemento essa dipende dalla geometria di partenza e dal tipo di problema che si vuole descrivere. Ovviamente la soluzione ottenuta dal modello agli elementi finiti è subordinata anche al materiale che viene adottato e al suo legame costitutivo. In realtà di legami costitutivi ce ne sono di diversi tipi ma in ogni caso essi vengono adoperati per

caratterizzare il modello da un punto di vista meccanico. Nell'ipotesi di legame elastico isotropo e lineare vengono attribuiti ai vari elementi dei valori di modulo elastico, coefficiente di Poisson e di massa volumica ai fini della determinazione delle matrici di massa e di rigidezza della struttura.

Il metodo degli elementi finiti presenta quindi dei difetti legati principalmente all'arbitrarietà delle scelte condotte dall'operatore; in buona sostanza si sommano una serie di imprecisioni dipendenti dalle approssimazioni e dalle assunzioni di tipo semplificato che vengono formulate nella fase di elaborazione del modello. Tutto questo pertanto rende assolutamente variabile l'attendibilità dei modelli FEM e ci aiuta a comprendere quanto sia difficile, nel caso di edifici esistenti, costruire modelli in grado di prevedere con esattezza il comportamento reale della struttura.

6.1.3. Modelli FEM del Ponte Lamberti con codice agli elementi finiti

Nello studio del Ponte Lamberti per la realizzazione del modello agli elementi finiti è stato utilizzato un codice di calcolo agli elementi finiti; si tratta di uno strumento piuttosto potente e conosciuto in tutto il mondo che consente di risolvere una varietà abbastanza ampia di problemi sia in regime statico che dinamico in cui, a differenza della maggior parte degli altri codici, la gestione del modello può avvenire attraverso la realizzazione di uno script. I risultati ottenuti attraverso l'esecuzione dell'analisi dinamica modale possono essere utilizzati sia per la progettazione di prove dinamiche sperimentali che, allo stesso tempo attraverso il Model Updating, alla correzione di errori presenti nei modelli preliminari. Inoltre, il software può essere utilizzato sia in modalità batch che interattiva con interfaccia grafica; dopo aver preso confidenza con i principali comandi del programma può essere sicuramente molto più semplice e immediato comunicare con la macchina attraverso delle stringhe di comando disposte in sequenza all'interno di un editor di testo. Infine, nel caso di modellazione preliminare, è sufficiente utilizzare soltanto i primi tre moduli:

- Pre-processor: costruzione del modello e definizione delle geometrie base;
- Solution: imposizione delle condizioni al contorno e scelta del tipo di soluzione;
- Post-processor: analisi risultati del modello riportati nel file di report.

Nel caso in esame si sono costruiti due modelli FEM piuttosto semplici a partire dai due modelli geometrici realizzati tramite il software Autocad 2018. Questa scelta si spiega, come già accennato nell'introduzione dei modelli geometrici, alla luce della necessità di conoscere il tipo di interazione dinamica che si viene a creare tra le diverse campate vicine. Vista la delicatezza della questione si

è deciso di effettuare due diverse modellazioni del collegamento fra le diverse campate del ponte; in un primo modello vengono introdotti dei giunti, rappresentati da travi di sezione 10x10 cm e caratteristiche meccaniche differenti rispetto al resto della struttura che collegano le diverse campate del ponte, rappresentate come macro-elementi indipendenti, e che garantiscono una certa compartecipazione strutturale tra quest'ultime, simulando l'effetto indotto dalla pavimentazione stradale. In un secondo modello l'effetto di compartecipazione strutturale tra i diversi macro-elementi della struttura (campate) viene incrementato annullando le discontinuità nell'impalcato, quest'ultimo discretizzato con elementi bidimensionali piastra ed eliminando quelli di collegamento monodimensionali. Questa scelta viene effettuata nonostante lo studio preliminare del ponte sembrerebbe suggerire come più realistica la prima modellazione, visto il livello di indipendenza strutturale emerso tra le diverse campate. Nell'esecuzione dell'analisi modale preliminare il codice di calcolo è stato utilizzato in modalità batch mediante realizzazione di script ed in esso è stato importato il modello geometrico attraverso una serie di file di esportazione sia per gli elementi 'beam' che per quelli 'shell'. Successivamente ad essi sono state attribuite le caratteristiche meccaniche ipotizzate in via preliminare, sono state imposte le condizioni di vincolo e infine si è scelto un elemento adatto per lo studio del problema in questione sfruttando la funzione del software di generare in automatico la mesh. Riguardo le proprietà dei materiali occorre effettuare la seguente osservazione; in questa fase preliminare per tutti i materiali relativi agli elementi strutturali che compongono il ponte si sono ipotizzati i seguenti parametri meccanici:

- ❖ E (modulo di Young) = $3e10$ MPa
- ❖ ν (coefficiente di Poisson) = 0.2
- ❖ ρ (massa volumica) = 2500 Kg/m³

Solo per gli elementi 'beam' fittizi che congiungono le diverse campate contigue del ponte si è fatto ricorso a proprietà meccaniche differenti:

- ❖ E (modulo di Young) = $0.1e9$ MPa
- ❖ ν (coefficiente di Poisson) = 0.2
- ❖ ρ (massa volumica) = 0 Kg/m³

Per quanto riguarda le dimensioni geometriche dei vari elementi ad essi sono state assegnate quelle riportate nelle tabelle viste nel paragrafo sulla modellazione geometrica. Un altro aspetto molto importante è la creazione della mesh del modello; essa è stata realizzata sfruttando la funzione del software che consente, una volta scelto l'elemento da adottare, di generarla in automatico; in

particolare per la rappresentazione degli elementi monodimensionali è stato scelto l'elemento BEAM 188 mentre per quelli bidimensionali si è fatto ricorso all'elemento SHELL 281.

- BEAM 188: si tratta di un elemento monodimensionale a 2 nodi (i, j) con il terzo nodo k in grado di dare l'orientamento. Esso si basa sulla teoria di Timoshenko delle travi pertanto considera la deformabilità a taglio. Ogni nodo dell'elemento può avere sei o sette gradi di libertà, di cui il settimo (opzionale) è il warping. Esso supporta modelli elastici, plastici, di creep e non lineari.

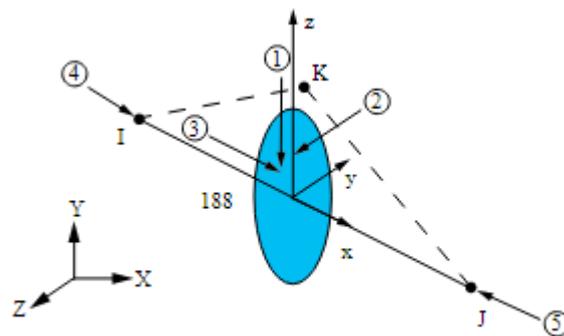


Figura 59. Beam 188

- SHELL 281: è un elemento a 8 nodi con sei gradi di libertà in ciascun nodo ed è adatto sia per le analisi lineari che per quelle non lineari. Esso è stato formulato secondo la teoria di Reissner-Mindlin e può essere utilizzato per l'analisi di strutture che variano tra l'essere snelle a moderatamente spesse.

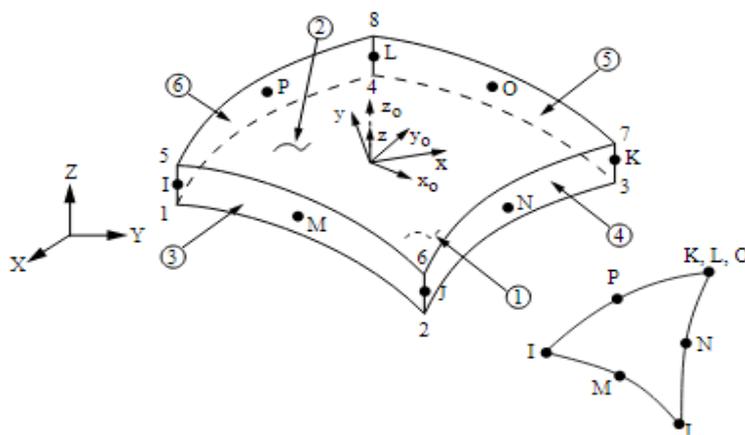


Figura 60. Shell 281

A questo punto, assumendo uno smorzamento nullo, è stata lanciata l'analisi modale sfruttando il metodo di estrazione Block Lanczos attraverso il quale è stato possibile ottenere i risultati in termini di periodi propri di vibrazione della struttura e relative forme modali per i primi 100 modi di vibrare della struttura. Proprio le forme modali, come si vedrà nei paragrafi successivi, verranno utilizzate per la progettazione delle prove sperimentali dinamiche e la definizione dei setup ottimali dei sensori.



Figura 61.FEM Ponte Lamberti continuo senza giunti.

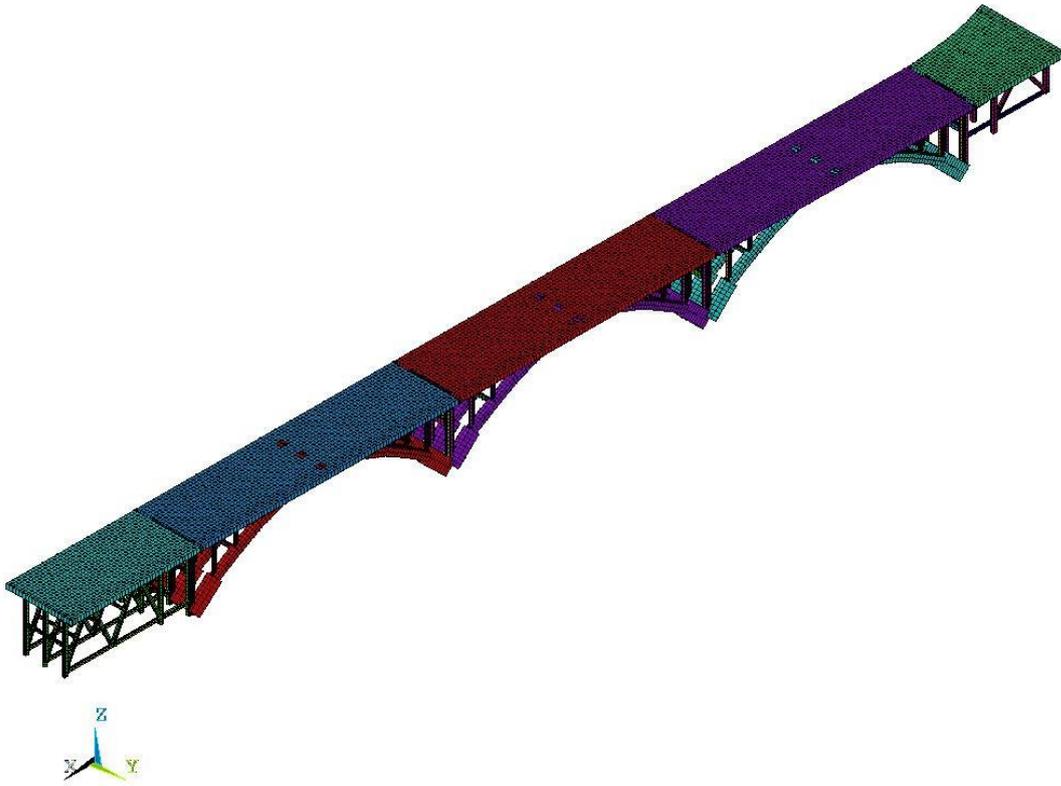


Figura 62.FEM Ponte Lamberti discontinuo con giunti modellati attraverso elementi beam.

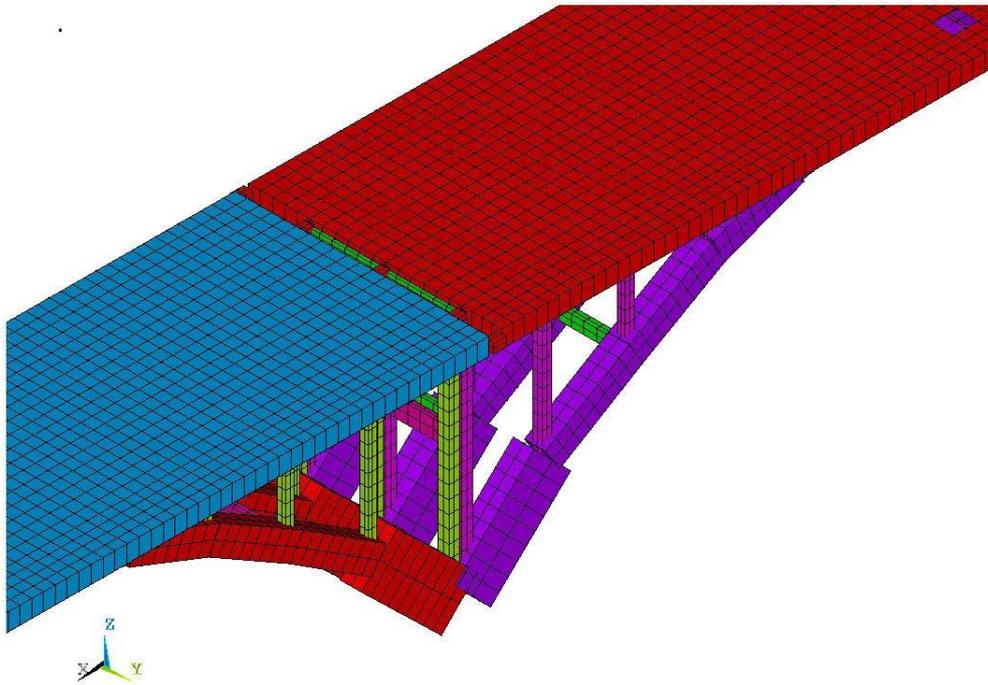


Figura 63.Modellazione del giunto con elementi beam.

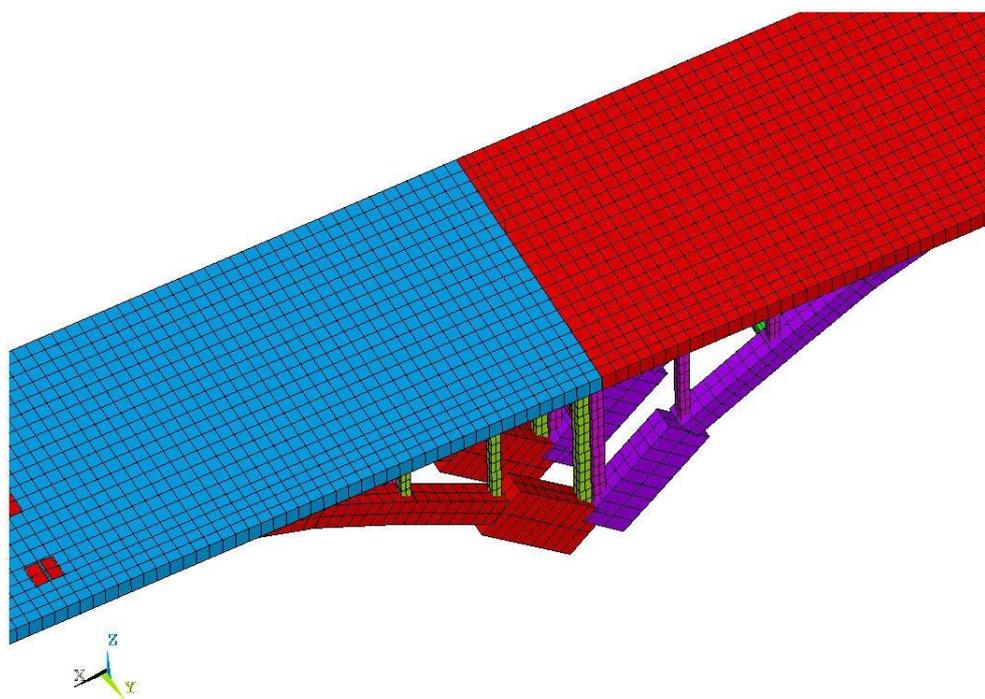


Figura 64.FEM Ponte Lamberti, modellazione senza giunto.

6.2. Analisi modale preliminare a supporto del progetto delle prove

I due modelli preliminari del Ponte Lamberti sono stati sottoposti ad analisi modale in modo da avere delle utili indicazioni riguardo alla progettazione delle prove sperimentali. Infatti, attraverso il software di calcolo agli elementi finiti è stato possibile estrarre i primi 100 modi di vibrare del ponte e determinare i fattori di partecipazione modale in relazione ai sei gradi di libertà di un corpo rigido nello spazio:

- Traslazione lungo X
- Traslazione lungo Y
- Traslazione lungo Z
- Rotazione intorno a X
- Rotazione intorno a Y
- Rotazione intorno a Z

Tuttavia, non tutti questi modi sono particolarmente significativi; infatti, per capire quali di essi risultino maggiormente rappresentativi del comportamento della struttura occorre tenere in considerazione la percentuale di massa partecipante del singolo modo di vibrare considerato ed effettuare una analisi delle forme modali estratte. Le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 a tal proposito al paragrafo 7.3.3.1 affermano che <<devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%>>. Per ciascuno dei modelli realizzati, attraverso lo studio dei risultati dell'analisi modale preliminare, è stato possibile riportare i modi di vibrare più importanti caratterizzandoli a seconda del tipo di grado di libertà principale che attivano e di essi vengono fornite le relative forme modali in formato grafico. Occorre precisare che i risultati derivanti dall'analisi preliminare devono essere presi in considerazione con estrema cautela tenendo conto del fatto che essi si riferiscono ad un modello estremamente approssimativo (par. 5.1.1). Soltanto dopo aver applicato la tecnica SSI per il trattamento del segnale è possibile identificare i modi reali della struttura e confrontarli con quelli derivanti dall'analisi modale del modello predittivo. Il Model Updating a questo punto consente la correzione del modello di prima approssimazione attraverso la sua taratura e la stima dei parametri meccanici facendo sì che esso rappresenti al meglio il comportamento reale del Ponte Lamberti. Sulla base delle indicazioni fornite dalle NTC18 (Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 2018) è possibile tracciare le seguenti due tabelle, una per ciascuno dei modelli preliminari realizzati, nelle quali vengono indicati per ognuno dei complessivi sei gradi di libertà le seguenti informazioni:

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

1. Modo di vibrare n-esimo corrispondente al raggiungimento di una percentuale di massa partecipante cumulata superiore all'85%.

$$\sum_{i=1}^n \%m_i > 85\% \quad (38)$$

Con $\%m_i$ = percentuale di massa partecipante relativa all'i-esimo modo di vibrare.

2. Eventuali modi di vibrare locali di ordine superiore a cui compete una percentuale di massa eccitata superiore al 5%.

| Modello ponte con giunti | X | Y | Z | RotX | RotY | RotZ |
|--|----------|----------|----------|-------------|-------------|-------------|
| n (modo di vibrare) | 42° | 4° | 29° | 29° | 48° | 35° |
| modi di vibrare locali di ordine superiore | - | 35° | 48° | 48° | - | - |

Tabella 8. Analisi modale preliminare modello con giunti.

| Modello ponte senza giunti | X | Y | Z | RotX | RotY | RotZ |
|--|----------|----------|----------|-------------|-------------|-------------|
| n (modo di vibrare) | 80° | 6° | 40° | 24° | 50° | 32° |
| modi di vibrare locali di ordine superiore | - | - | - | 40° | - | 80° |

Tabella 9. Analisi modale preliminare modello senza giunti.

Dai dati riportati nelle Tabelle 8-9 si nota che, tranne per la rotazione intorno ad X, il modello con giunti è caratterizzato da un numero di modi di vibrare significativi minore rispetto a quello in cui essi sono assenti; in particolare con riferimento ai gradi di libertà traslazionali in direzione X e Z nel modello senza giunti il numero di modi da considerare affinché venga eccitata complessivamente l'85% della massa totale della struttura è praticamente doppio rispetto al caso del modello in cui essi sono presenti.

Per cogliere ancora meglio la differenza nel comportamento dei due modelli è possibile realizzare due altre tabelle, una per ciascuno dei due modelli preliminari realizzati, all'interno delle quali vengono riportati i modi di vibrare più importanti tra i 100 complessivi estratti attraverso il FEM, caratterizzandoli a seconda delle frequenze proprie, dei periodi di oscillazione e dei gradi di libertà principali che vengono attivati.

| Modello del Ponte Lamberti con giunti | | | |
|--|-----------------------|--------------------|---|
| Modo | Frequenza (Hz) | Periodo (s) | Descrizione |
| 1 | 1.32732 | 0.7534 | Prevalente traslazione in direzione Z e rotazione intorno a X |
| 2 | 1.57891 | 0.63335 | Prevalente traslazione in direzione y |
| 3 | 2.17063 | 0.4607 | Prevalente rotazione intorno a Z e traslazione in direzione Y |
| 5 | 2.97145 | 0.7534 | Traslazione in direzione X |
| 29 | 11.5891 | 0.086288 | Prevalente rotazione intorno a Y |

Tabella 10. Modi di vibrare principali nel caso di ponte con giunti.

| Modello del Ponte Lamberti senza giunti | | | |
|--|-----------------------|--------------------|--|
| Modo | Frequenza (Hz) | Periodo (s) | Descrizione del modo |
| 1 | 2.47353 | 0.40439 | Prevalente traslazione lungo Y e rotazione intorno a Z |
| 2 | 4.22789 | 0.23668 | Rotazione intorno a Z |
| 4 | 7.05966 | 0.14169 | Prevalente traslazione lungo X |
| 7 | 8.66498 | 0.11541 | Prevalente traslazione lungo Z |
| 20 | 11.7399 | 0.08518 | Traslazione lungo Z e rotazione intorno a X e Y |
| 75 | 19.1497 | 0.052242 | Traslazione lungo X |

Tabella 11. Modi di vibrare principali nel caso di ponte senza giunti.

Dal confronto tra i risultati ottenuti è possibile osservare come il comportamento della struttura cambi profondamente a seconda di come essa venga modellata; infatti, nel modello in cui le varie campate (indipendenti fra loro) sono collegate con elementi 'beam' si ha una frequenza di oscillazione della struttura pari alla metà di quella calcolata nel caso in cui l'impalcato, privo di discontinuità, è modellato interamente con elementi shell considerando il primo modo di vibrare e una riduzione di quasi 3 volte in relazione al secondo modo. Sfruttando la relazione tra frequenza e rigidità della struttura, si spiega facilmente questa riduzione della frequenza di vibrazione della

struttura in seguito alla sostituzione degli elementi ‘shell’ di collegamento fra le campate con elementi ‘beam’; quest’ultimi infatti, avendo sezione ridotta (10x10cm) e valore del modulo di Young assegnato molto più piccolo rispetto al resto della struttura (par 6.1.3), non sono in grado di fornire un collegamento così rigido come quello operato dagli elementi piastra.

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (39)$$

Inoltre, soffermandosi sul primo modo di vibrare è possibile osservare come il comportamento della struttura passa dall’essere di prevalente traslazione in direzione Y e rotazione intorno a Z nel caso di modello privo di giunti, all’essere caratterizzato da traslazione lungo Z e rotazione intorno a X in quello in cui sono stati inseriti i giunti. Nei paragrafi successivi, per entrambi i modelli predittivi creati, vengono analizzate graficamente le forme modali associate ai modi di vibrare più importanti riportati nelle ultime due tabelle, soffermandosi su quegli aspetti che hanno influenzato la scelta dei setup delle prove sperimentali. Infine occorre sottolineare come la principale complessità nella definizione del comportamento dinamico della struttura sia legata alla calibrazione dei giunti che in questo caso costituiscono la vera incognita dell’identificazione strutturale; infatti, è proprio per questo nella fase di progettazione delle prove sono state osservate con molta attenzione le forme modali relative al modello preliminare con giunti.

6.2.1. Estrazione forme modali: Modello del Ponte Lamberti senza giunti

Nel seguente paragrafo sono riportate le forme modali più interessanti relative al modello del Ponte Lamberti realizzato nell'ipotesi di impalcato continuo sulle tre campate del manufatto modellato attraverso elementi 'shell'.

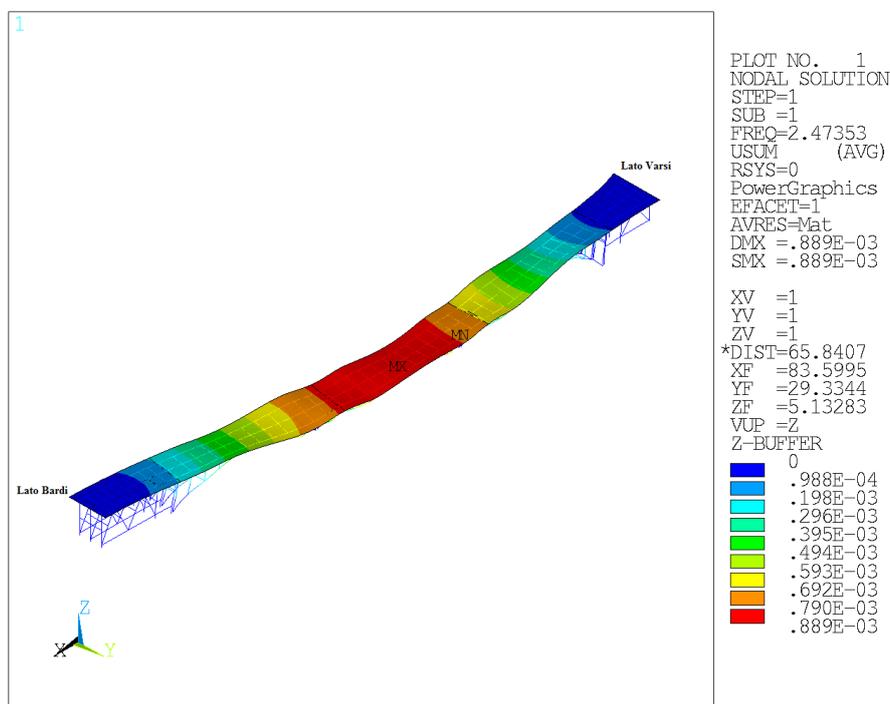


Figura 65. Modello senza giunti: Modo 1°.

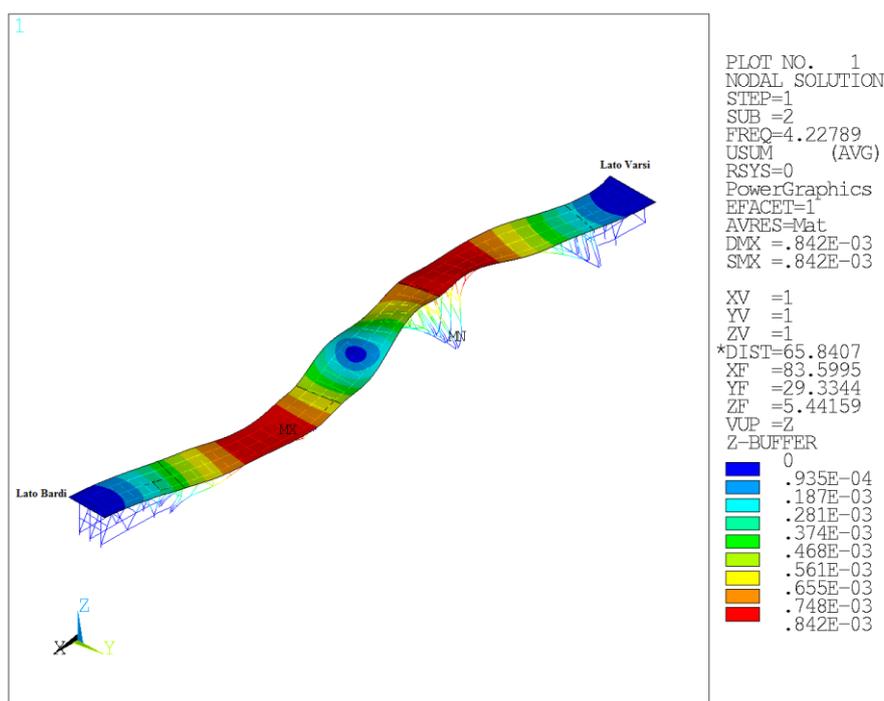


Figura 66. Modello senza giunti: Modo 2°.

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

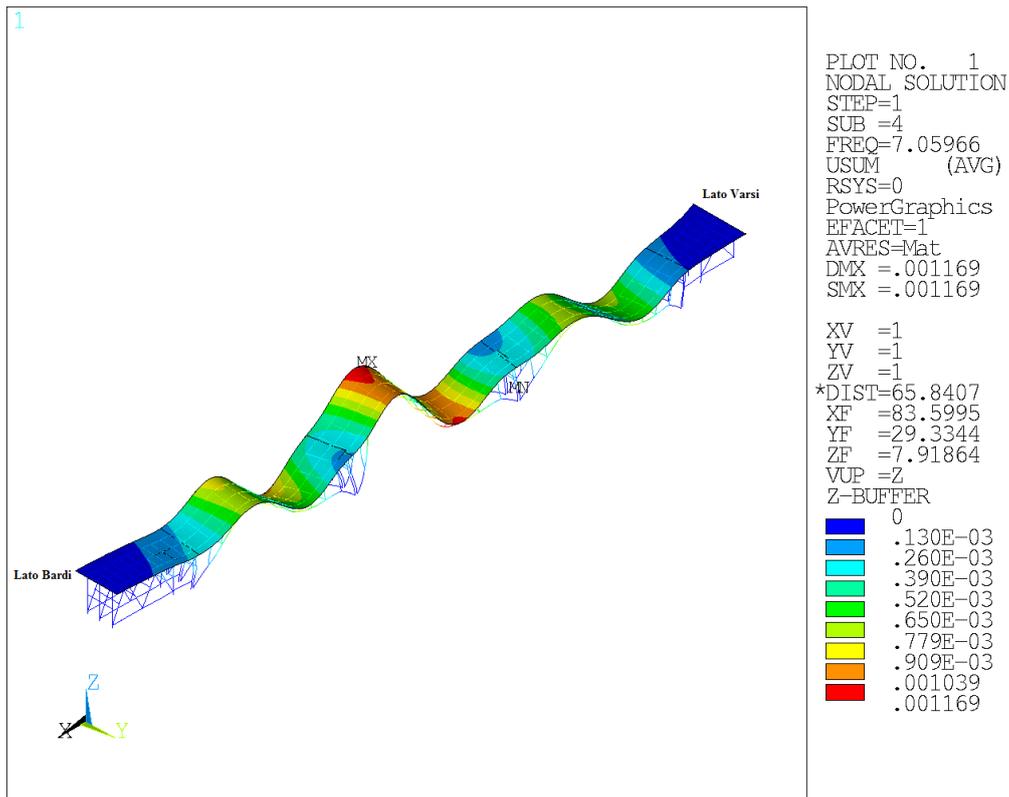


Figura 67. Modello senza giunti: Modo 4°.

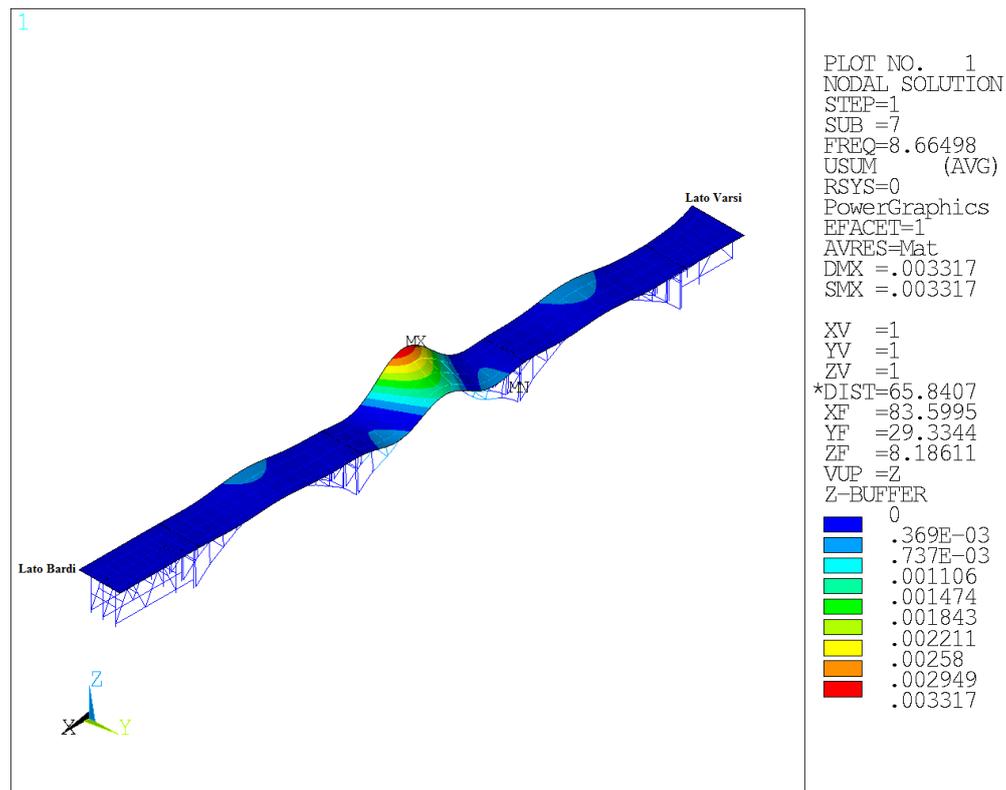


Figura 68. Modello senza giunti: Modo 7°.

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

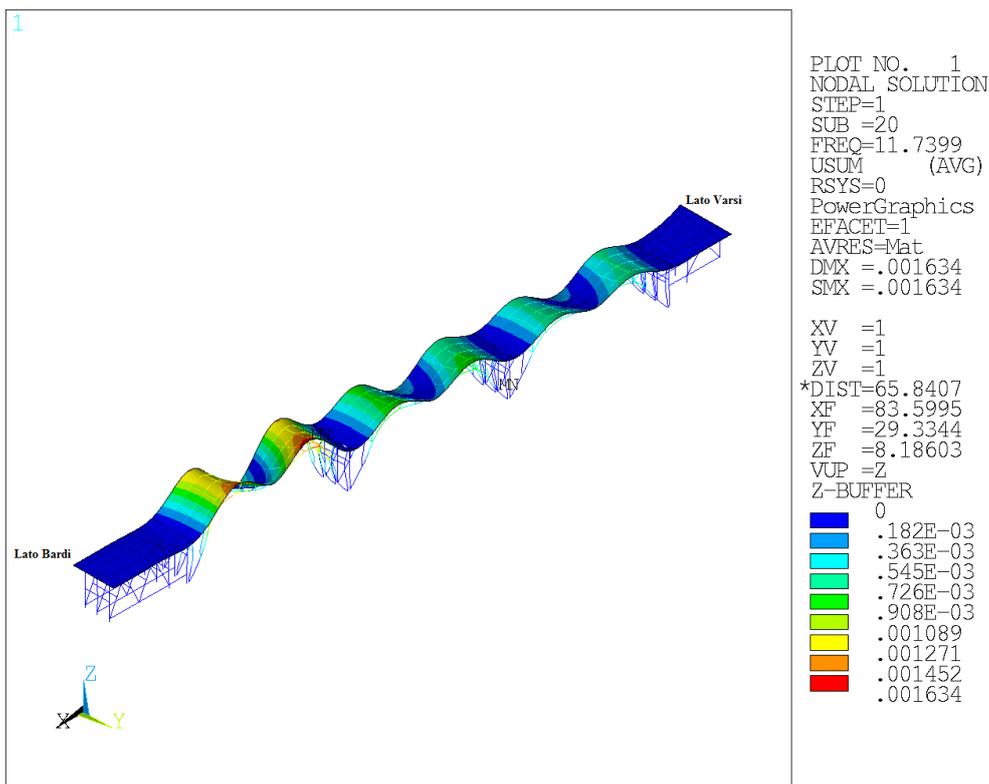


Figura 69. Modello senza giunti: Modo 20°.

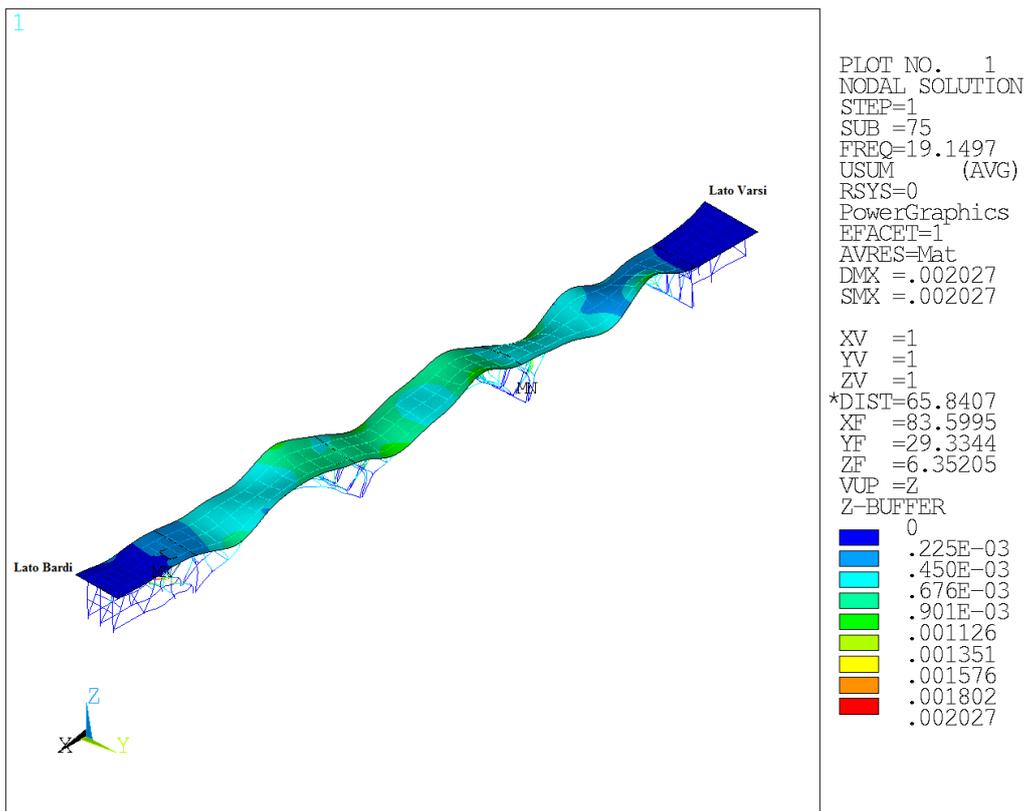


Figura 70. Modello senza giunti: Modo 75°.

6.2.2. Estrazione forme modali: Modello del Ponte Lamberti con giunti

In questo paragrafo vengono introdotte le principali forme modali relative al modello del Ponte Lamberti con campate indipendenti caratterizzato dalla presenza di elementi di collegamento di tipo trave. Occorre evidenziare sin da subito come queste forme modali siano state tenute in maggiore considerazione nella definizione della disposizione degli accelerometri in quanto questo modello, vista la geometria del ponte, sembra essere maggiormente rappresentativo del comportamento reale della struttura.

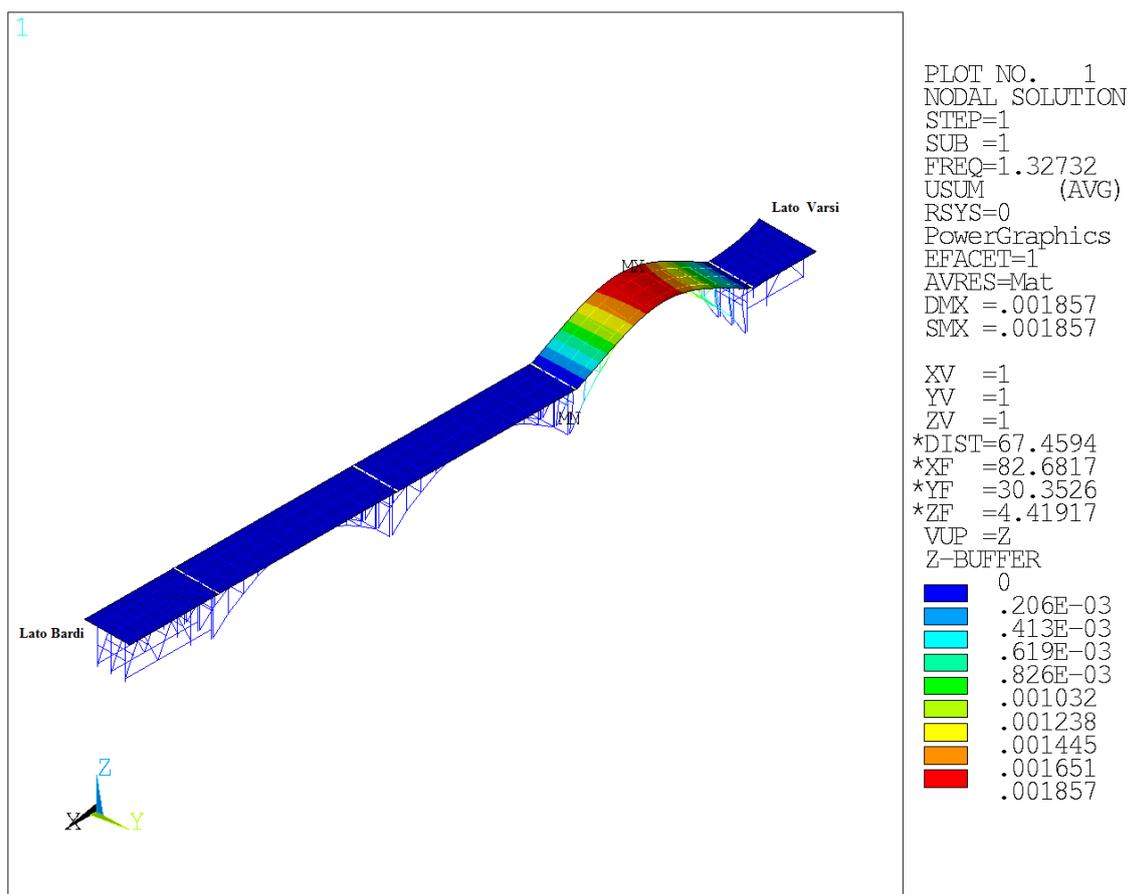


Figura 71. Modello con giunti: Modo 1°.

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

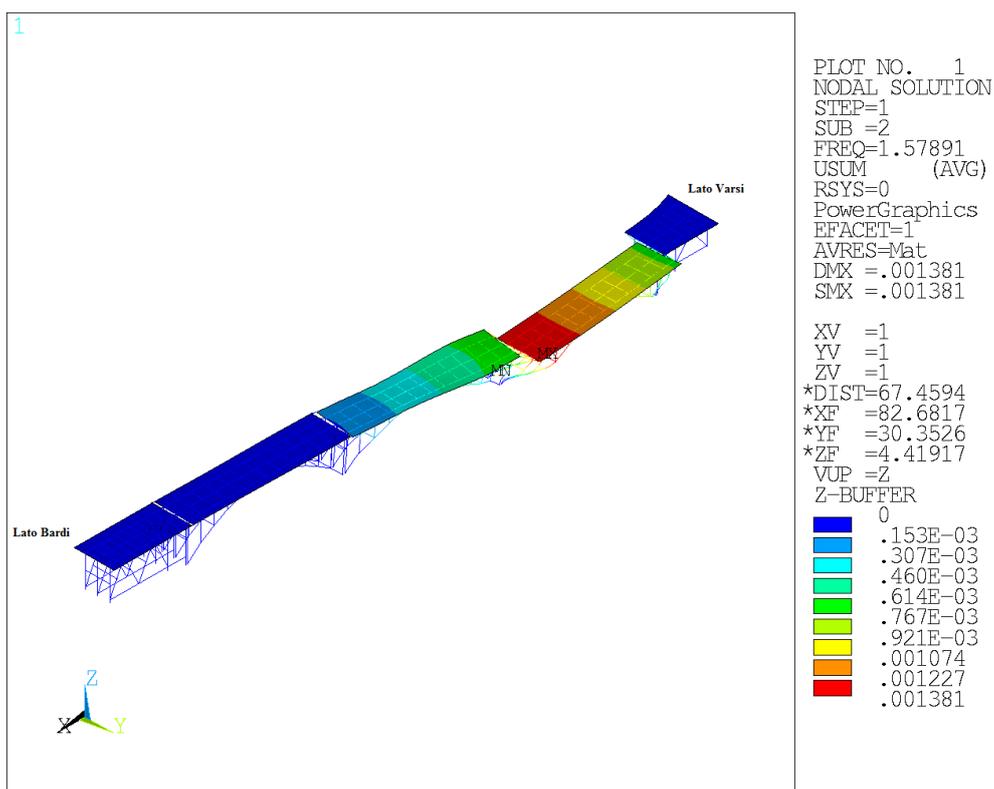


Figura 72. Modello con giunti: Modo 2°.

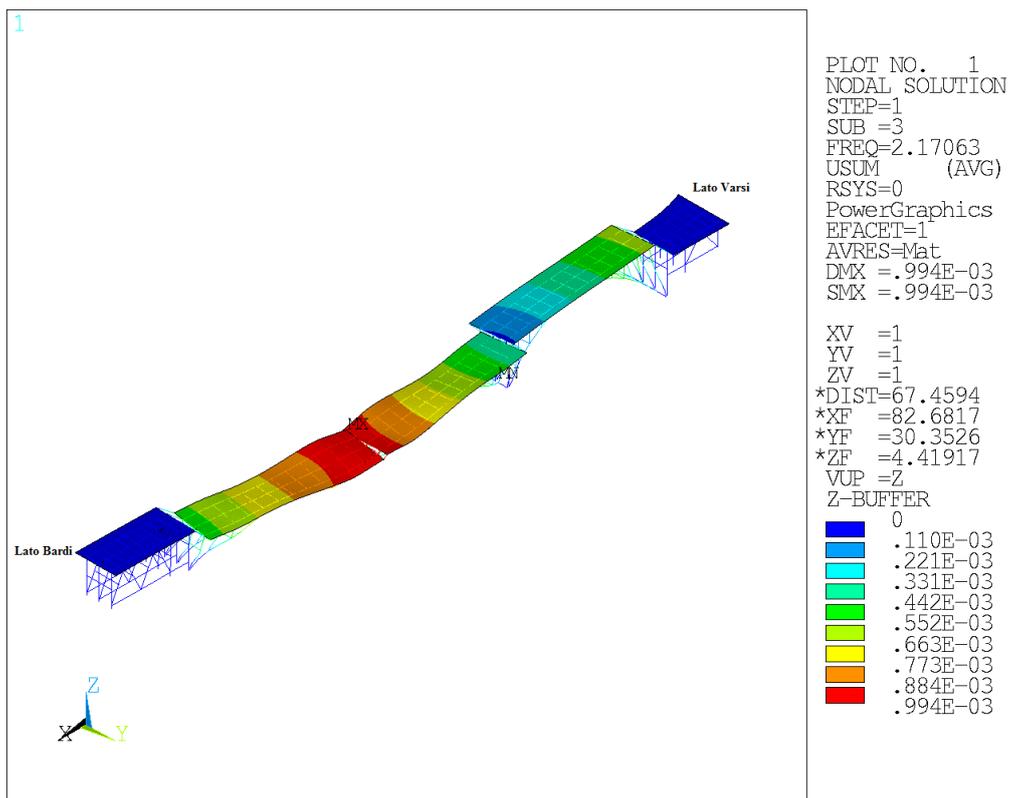


Figura 73. Modello con giunti: Modo 3°.

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

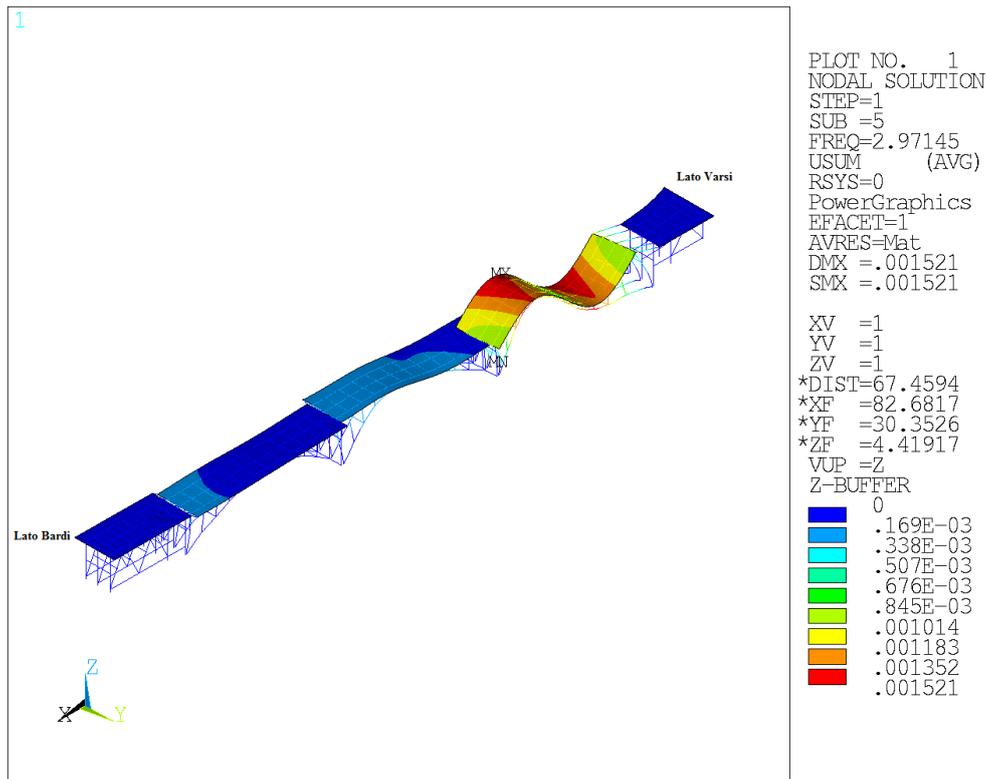


Figura 74. Modello con giunti: Modo 5°.

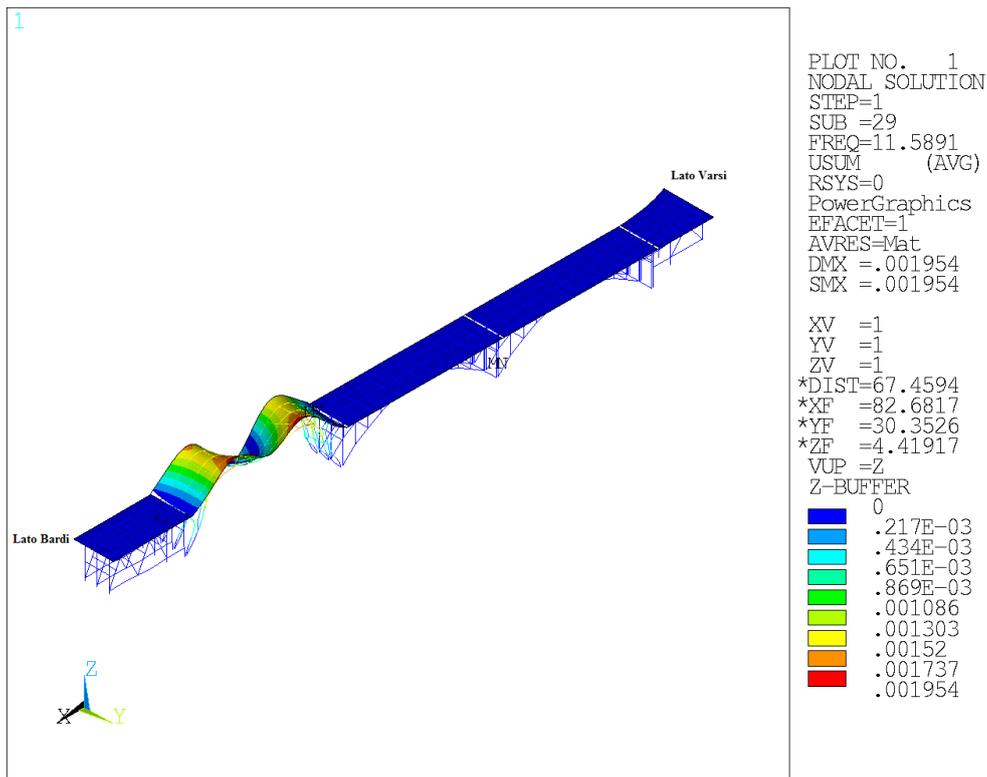


Figura 75. Modello con giunti: Modo 29°.

Attraverso lo studio delle forme modali del Ponte Lamberti è stato possibile ottimizzare i setup dei sensori al fine di cogliere nella maniera più realistica possibile il comportamento dinamico della struttura. In particolare, dall'analisi della seconda e della terza forma modale del ponte appare abbastanza evidente come la struttura sia caratterizzata da un movimento di traslazione lungo Y in prossimità dei giunti mentre nel quinto modo di vibrare da una traslazione lungo X sempre in corrispondenza di essi. Di fatti, nei setup 1 e 1bis oltre agli accelerometri posizionati in diversi punti posti sulla superficie dell'impalcato sono stati collocati dei trasduttori LVDT orientati lungo X e Y in vicinanza ai giunti allo scopo di rilevare l'entità degli spostamenti della struttura in corrispondenza di essi nelle due direzioni ortogonali. Inoltre, la quinta forma modale della struttura sembrerebbe suggerire un possibile 'serpeggiamento' nel comportamento deformativo dell'impalcato e al fine di appurarne la presenza in quello della struttura reale, nella realizzazione del setup 2, è stata decisa una disposizione degli accelerometri lungo Z ad una distanza dai giunti all'incirca pari ad un terzo della semi-lunghezza della campata. In conclusione, i setup 1 e 1bis aiutano a comprendere principalmente il comportamento del ponte nel piano dell'impalcato (dominio X-Y) mentre i setup 2 e 2bis consentono di identificare meglio i modi di vibrare della struttura nei piani XZ e YZ.

6.3. Esecuzione delle prove sperimentali

Le prove sperimentali sul ponte Lamberti sono state eseguite nei giorni del 21 e 22 Novembre 2018. La preparazione delle prove non ha registrato particolari ritardi e/o contrattempi nonostante nel primo giorno di prova si siano verificati piccoli fenomeni di precipitazione a carattere piovoso; inoltre essendo le prove finalizzate a definire il comportamento globale della struttura, la strumentazione è stata disposta solamente sull'impalcato del ponte e non in corrispondenza di elementi specifici bypassando in questo modo possibili difficoltà legate al raggiungimento degli stessi dall'alveo del torrente. Occorre precisare che durante l'intera procedura di monitoraggio il traffico è stato soltanto parzialmente interdetto garantendo comunque la circolazione in entrambi i sensi di marcia su carreggiata ridotta centrale in maniera alternata e a velocità contenuta. La presenza del traffico ha determinato dei rumori sul segnale che tuttavia potranno essere eliminati nella fase successiva di trattamento del segnale. Nella mattina del 21 Novembre 2018 la squadra di tecnici del Politecnico di Torino ha provveduto dapprima alla disposizione dei cubi capacitivi sull'impalcato del ponte Lamberti, e successivamente alla collocazione sugli stessi degli accelerometri. Per quanto riguarda invece gli LVDT, essi sono stati posizionati nelle vicinanze dei giunti per misurare gli spostamenti in corrispondenza di essi. Dopo di ciò i sensori sono stati

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

collegati all'apparato di acquisizione, sistemato su di un tavolo pieghevole posizionato all'interno della passerella pedonale a metà del ponte, mediante cavi di opportuna lunghezza. Infine, l'alimentazione elettrica del sistema di acquisizione è stata garantita grazie all'impiego di un generatore.



Figura 76.Esecuzione delle prove.

Per ciascuno dei quattro setup progettati sono state effettuate delle acquisizioni della durata di 30 minuti circa con frequenza di campionamento di 512 Hz. La necessità di avere dei periodi di acquisizione sufficientemente lunghi è dovuta principalmente al fatto che, essendo la forzante di natura stocastica, essa può essere non attiva in maniera continua su tutti i modi; avere quindi delle acquisizioni abbastanza lunghe consente di registrare tutte le possibili risposte della struttura.

Nella giornata del 21 Novembre sono stati eseguiti i setup 1 e setup 1 bis, quest'ultimo caratterizzato dalla variazione della posizione degli accelerometri nella posizione 3 rispetto al primo. Nella giornata del 22 Novembre invece sono stati eseguiti i setup 2 e setup 2 bis; in questo caso nel secondo schema a differenza del primo in tutte le posizioni del lato di valle del ponte, con la sola eccezione della posizione 3, gli accelerometri anziché essere orientati lungo la direzione Z sono stati disposti lungo Y. Inoltre, durante l'intero periodo di acquisizione del segnale sono stati realizzati anche dei rilievi fotografici in cui sono stati ripresi i vari sensori nelle loro posizioni. In questo modo nella fase successiva al monitoraggio è possibile visualizzare in maniera immediata eventuali differenze e modifiche apportate rispetto ai setup originariamente progettati. Così

insieme ai rilievi geometrici realizzati per individuare la posizione degli accelerometri, dei trasduttori LVDT, cavi e sistema di acquisizione all'interno del ponte, sono state eseguite delle Tavole di Rilievo nelle quali sono stati inseriti dei coni ottici per consentire una facile individuazione all'interno della struttura strumentata dei diversi rilievi fotografici eseguiti.

6.3.1. Strumentazione per il monitoraggio

I sensori utilizzati nei test dinamici del Ponte Lamberti sono di tipo capacitivo; il sistema di acquisizione è composto da 12 accelerometri mono-assiali piezoelettrici e 8 trasduttori LVDT per le misure di spostamento.



Figura 77. Accelerometri mono-assiali PCB Trasduttori LVDT.

Per quanto riguarda gli accelerometri essi sono caratterizzati da una massa di 17,5 g ciascuno, con sensibilità di 1 Volt/g, range di misura tra 0 e 3g e risoluzione di 30 μ g. Quando il sensore accelerometrico è soggetto all'attrazione gravitazionale si assiste alla flessione delle masse verso uno dei due elettrodi e di conseguenza l'accelerazione misurata viene corretta sulla base dell'accelerazione inerziale equivalente.

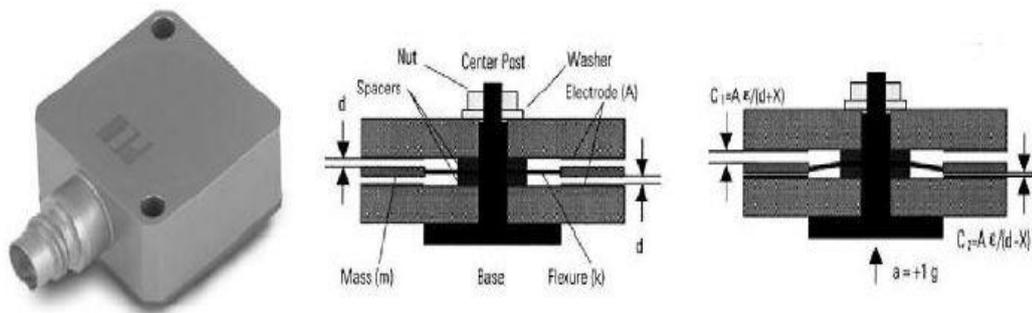


Figura 78. Sezione interna dell'accelerometro in fase di lavoro.

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

Gli LVDT (Linear Variable Displacement Transducer) sono dispositivi elettromagnetici molto sensibili che vengono utilizzati per misurare piccoli spostamenti variabili nel tempo. Essi sono stati disposti in corrispondenza dei giunti fra le diverse campate nelle due direzioni del piano dell'impalcato. I cubetti in acciaio sono stati fissati sul manto stradale del ponte attraverso del calcestruzzo e ad essi sono stati avvitati o alternativamente incollati con cera gli accelerometri. Accelerometri e LVDT a loro volta sono stati collegati tramite cavi coassiali all'acquisitore LMS Difa-Scadas che consente l'amplificazione del segnale che viene successivamente inviato ad un PC sul quale è installato il software di acquisizione.



Figura 79.Sistema di acquisizione.

Infine, vista la necessità di garantire il transito del traffico veicolare durante l'intera fase di acquisizione ed essendo gli accelerometri collocati sia sul lato di monte che su quello di valle dell'impalcato, si è ricavata un'unica carreggiata centrale per consentire il passaggio alternato dei mezzi a velocità ridotta. I sensori lungo l'intero percorso sono stati segnalati mediante opportuni coni e i cavi che attraversano il ponte nella direzione trasversale sono stati protetti attraverso un dosso.



Figura 80. Fase di acquisizione.

6.3.2. Setup installati per l'identificazione dinamica del Ponte Lamberti

Nell'identificazione dinamica del Ponte Lamberti i setup utilizzati sono quattro ciascuno di essi caratterizzati da una precisa disposizione di accelerometri e trasduttori nel piano dell'impalcato a seconda del tipo di comportamento della struttura che si vuole cogliere. Nelle tabelle riportate nelle figure successive vengono numerate le posizioni dei sensori, il lato del ponte in corrispondenza del quale quest'ultimi sono stati posizionati, i canali di acquisizione, i cavi di collegamento, le eventuali prolunghe necessarie, il seriale e infine il segno di ciascun sensore rispetto ad un sistema di riferimento definito in partenza all'interno della Tavola di Rilievo relativa alla disposizione dei sensori. In aggiunta, i sensori sono differenziati in posizioni mobili e fisse a seconda che esse varino o meno tra un setup e l'altro, mentre vengono evidenziati in giallo gli accelerometri la cui posizione varia tra un setup e il rispettivo bis. Infine, occorre notare che il ponte è caratterizzato dalla presenza di una serie di elementi non strutturali, tra cui il più importante è sicuramente il guardrail, anch'essi caratterizzati da una frequenza propria di vibrazione e che devono essere quindi opportunamente isolate al fine di non confonderle con quelle tipiche della struttura. Proprio per tale motivo sono state eseguite sia nel setup 1 che nel 2 delle acquisizioni aggiuntive, della durata di qualche minuto, in cui l'accelerometro 3X è stato posto sulla superficie delle barriere in

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

acciaio con l'obiettivo di rilevare la relativa frequenza e distinguerla da quella degli altri elementi del ponte.

| SETUP | | POSIZIONE | CUBETTO | LATO | CH | CAVO | PROL | ACQ | SERIAL | SEGNO |
|---------|------------------|-----------|---------|-------|-----|------|------|---------------|--------|-------|
| SETUP 1 | Posizioni fisse | 1 | 1 | VALLE | 1Z | 1Z | 1Z | scheda 1 ch 0 | SN6838 | 1 |
| | | 2 | 2 | MONTE | 2Z | 2Z | 2Z | scheda 1 ch 1 | SN6875 | 1 |
| | | 3 | 3 | VALLE | 3Z | 3Z | - | scheda 1 ch 2 | SN6881 | 1 |
| | | 4 | 4 | MONTE | 4Z | 4Z | - | scheda 2 ch 0 | SN6836 | 1 |
| | | 5 | 5 | VALLE | 5Y | 5Y | 5Y | scheda 2 ch 1 | SN3920 | 1 |
| | | 6 | 6 | MONTE | 6Z | 6Z | 6Z | scheda 2 ch 2 | SN6874 | 1 |
| | Posizioni mobili | 19 S2 | 19 S2 | VALLE | 19X | 7Z | 7Z | scheda 3 ch 0 | SN6897 | 1 |
| | | | | VALLE | 19Y | 9Z | 9Z | scheda 3 ch 1 | SN6880 | 1 |
| | | 20 S3 | 20 S3 | VALLE | 20X | 15Z | 15Z | scheda 3 ch2 | SN6896 | 1 |
| | | | | VALLE | 20Y | 17Z | 17Z | scheda 3 ch 3 | SN1144 | -1 |
| | | S1 | LVDT | VALLE | S1X | S1X | S1X | scheda 4 ch 0 | | |
| | | | | VALLE | S1Y | S1Y | S1Y | scheda 4 ch 1 | | |
| | | S2 | LVDT | VALLE | S2X | S2X | S2X | scheda 4 ch 2 | | |
| | | | | VALLE | S2Y | S2Y | S2Y | scheda 4 ch 3 | | |
| | | S3 | LVDT | VALLE | S3X | S3X | S3X | scheda 5 ch 0 | | |
| | | | | VALLE | S3Y | S3Y | S3Y | scheda 5 ch 1 | | |
| | | S4 | LVDT | VALLE | S4X | S4X | S4X | scheda 5 ch 2 | | |
| | | | | VALLE | S4Y | S4Y | S4Y | scheda 5 ch 3 | | |

Tabella 12.Setup 1.

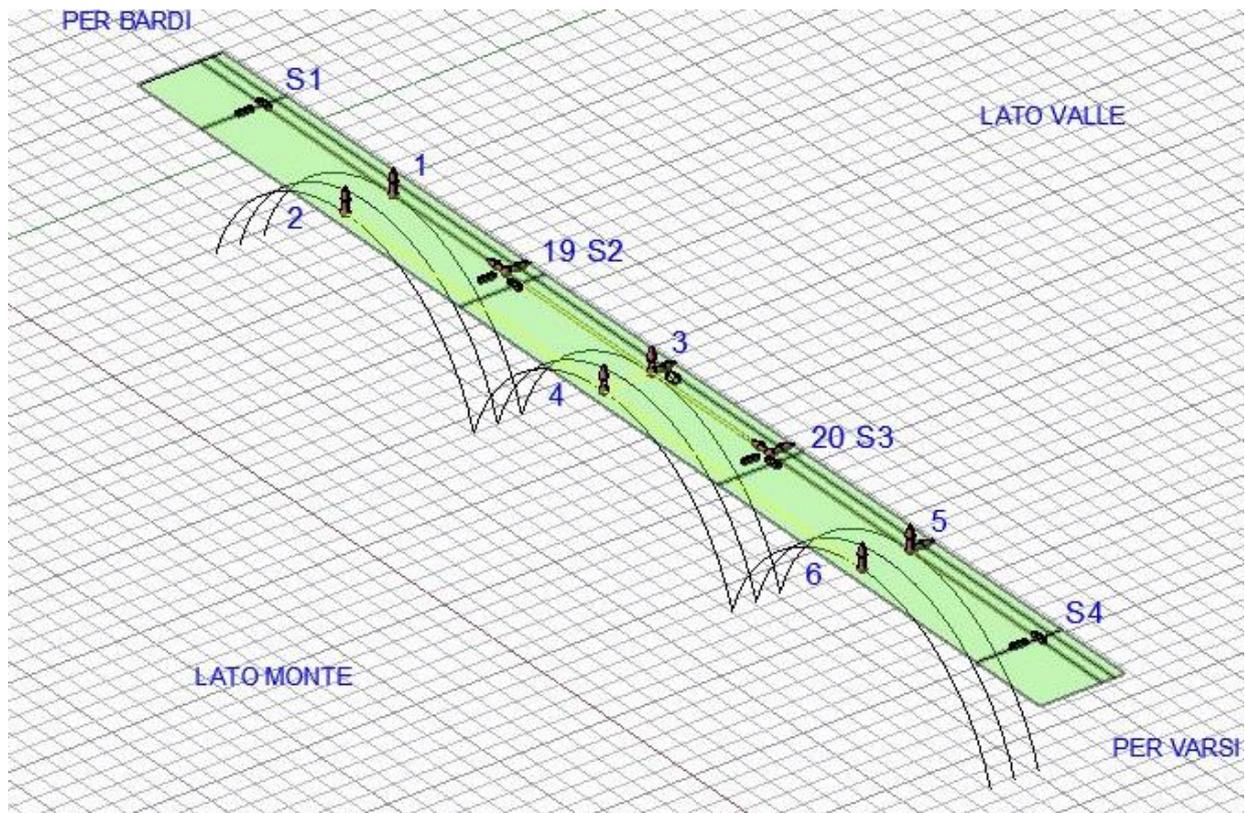


Figura 81.Schema Setup 1.

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

| SETUP | | POSIZIONE | CUBETTO | LATO | CH | CAVO | PROL | ACQ | SERIAL | SEGNO |
|-------------|------------------|-----------|-----------|-------|-----|------|---------------|---------------|--------|-------|
| SETUP 1 BIS | Posizioni fisse | 1 | 1 | VALLE | 1Z | 1Z | 1Z | scheda 1 ch 0 | SN6838 | 1 |
| | | 2 | 2 | MONTE | 2Z | 2Z | 2Z | scheda 1 ch 1 | SN6875 | 1 |
| | | 3 | 3 | VALLE | 3X | 3X | - | scheda 1 ch 2 | SN6881 | -1 |
| | | | | | 3Y | 3Y | - | scheda 1 ch 3 | SN6835 | 1 |
| | | 4 | 4 | MONTE | 4Z | 4Z | - | scheda 2 ch 0 | SN6836 | 1 |
| | | 5 | 5 | VALLE | 5Y | 5Y | 5Y | scheda 2 ch 1 | SN3920 | 1 |
| | 5Z | | | | 5Z | 5Z | scheda 2 ch 2 | SN6874 | 1 | |
| | 6 | 6 | MONTE | 6Z | 6Z | 6Z | scheda 2 ch 3 | SN6882 | 1 | |
| | Posizioni mobili | 19 PILA 1 | 19 PILA 1 | VALLE | 19X | 19X | 19X | scheda 3 ch 0 | SN6897 | 1 |
| | | | | VALLE | 19Y | 19Y | 19Y | scheda 3 ch 1 | SN6880 | 1 |
| | | 20 PILA 2 | 20 PILA 2 | VALLE | 20X | 15Z | 15Z | scheda 3 ch 2 | SN6896 | 1 |
| | | | | VALLE | 20Y | 17Z | 17Z | scheda 3 ch 3 | SN1144 | 1 |
| | | S1 | LVDT | VALLE | S1X | S1X | S1X | scheda 4 ch 0 | | |
| | | | | VALLE | S1Y | S1Y | S1Y | scheda 4 ch 1 | | |
| | | S2 | LVDT | VALLE | S2X | S2X | S2X | scheda 4 ch 2 | | |
| | | | | VALLE | S2Y | S2Y | S2Y | scheda 4 ch 3 | | |
| | | S3 | LVDT | VALLE | S3X | S3X | S3X | scheda 5 ch 0 | | |
| | | | | VALLE | S3Y | S3Y | S3Y | scheda 5 ch 1 | | |
| | | S4 | LVDT | VALLE | S4X | S4X | S4X | scheda 5 ch 2 | | |
| | | | | VALLE | S4Y | S4Y | S4Y | scheda 5 ch 3 | | |

Tabella 13.Setup 1 bis.

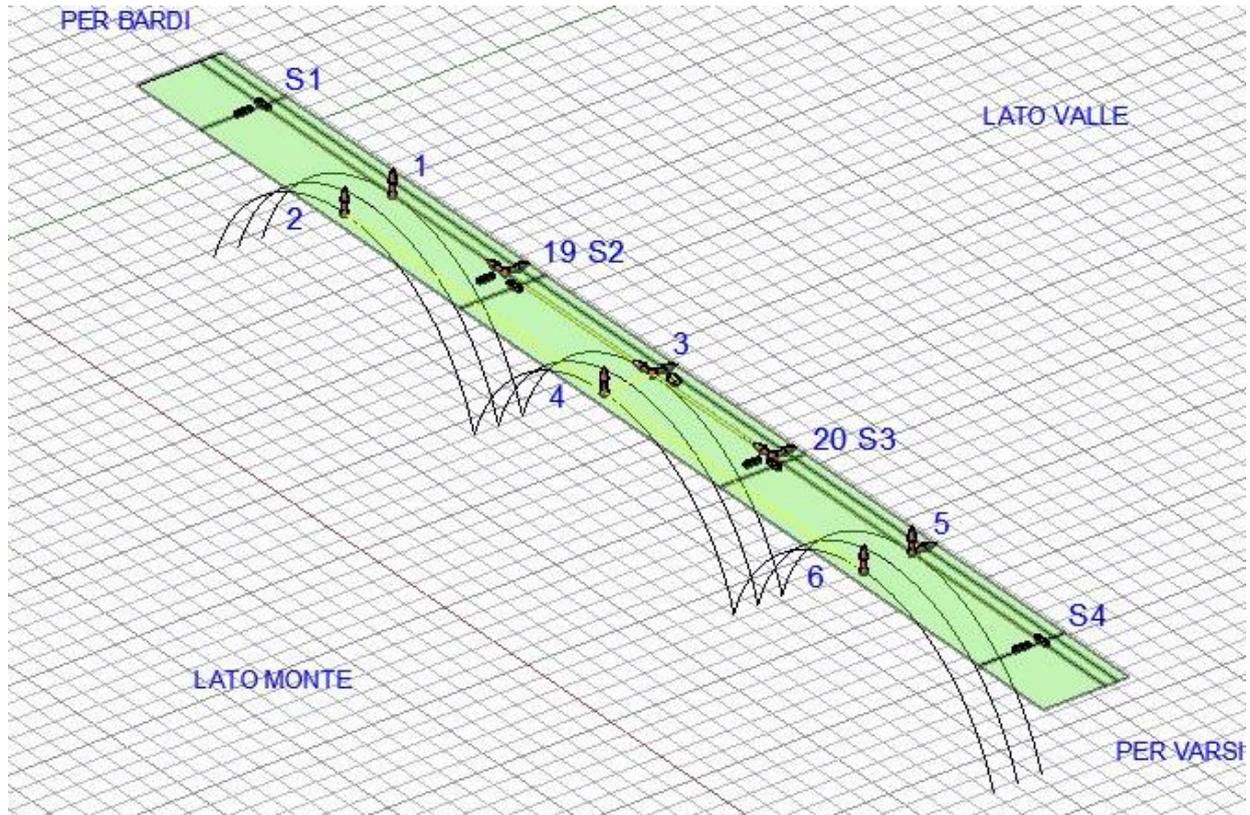


Figura 82.Schema Setup 1bis.

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

| SETUP | | POSIZIONE | CUBETTO | LATO | CH | CAVO | PROL | ACQ | SERIAL | SEGNO |
|---------|------------------|-----------|---------|-------|-----|------|---------------|---------------|--------|-------|
| SETUP 2 | Posizioni fisse | 1 | 1 | VALLE | 1Z | 1Z | 1Z | scheda 1 ch 0 | SN6838 | 1 |
| | | 2 | 2 | MONTE | 2Z | 2Z | 2Z | scheda 1 ch 1 | SN6875 | 1 |
| | | 3 | 3 | VALLE | 3Z | 3Z | - | scheda 1 ch 2 | SN6881 | 1 |
| | | | | | 3Y | 3Y | - | scheda 1 ch 3 | SN6835 | 1 |
| | | | | | 3X | 3X | - | scheda 2 ch 0 | SN6837 | -1 |
| | | 4 | 4 | MONTE | 4Z | 4Z | - | scheda 2 ch 1 | SN6836 | 1 |
| | 5 | 5 | VALLE | 5Z | 5Z | 5Z | scheda 2 ch 2 | SN6874 | 1 | |
| | 6 | 6 | MONTE | 6Z | 6Z | 6Z | scheda 2 ch 3 | SN6882 | 1 | |
| | Posizioni mobili | 7 | 7 | VALLE | 7Z | 7Z | 7Z | scheda 3 ch 0 | SN6897 | 1 |
| | | 8 | 8 | MONTE | 8Z | 8Z | 8Z | scheda 3 ch 1 | SN6880 | 1 |
| | | 9 | 9 | VALLE | 9Z | 9Z | 9Z | scheda 3 ch 2 | SN6896 | 1 |
| | | 10 | 10 | MONTE | 10Z | 10Z | 10Z | scheda 3 ch 3 | SN1144 | 1 |
| | | 11 | 11 | VALLE | 11Z | 11Z | - | scheda 4 ch 0 | SN6883 | 1 |
| | | 12 | 12 | MONTE | 12Z | 12Z | 12Z | scheda 4 ch 1 | SN6877 | 1 |
| | | 13 | 13 | VALLE | 13Z | 13Z | 13Z | scheda 4 ch 2 | SN6895 | 1 |
| | | 14 | 14 | MONTE | 14Z | 14Z | 14Z | scheda 4 ch 3 | SN6876 | 1 |
| | | 15 | 15 | VALLE | 15Z | 15Z | 15Z | scheda 5 ch 0 | SN6879 | 1 |
| | | 16 | 16 | MONTE | 16Z | 16Z | 16Z | scheda 5 ch 1 | SN1143 | 1 |
| 13 | | 17 | VALLE | 17Z | 13Z | 13Z | scheda 5 ch 2 | SN1155 | 1 | |
| 13 | | 18 | MONTE | 18Z | 13Z | 13Z | scheda 5 ch 3 | SN1159 | 1 | |

Table 14.Setup 2.

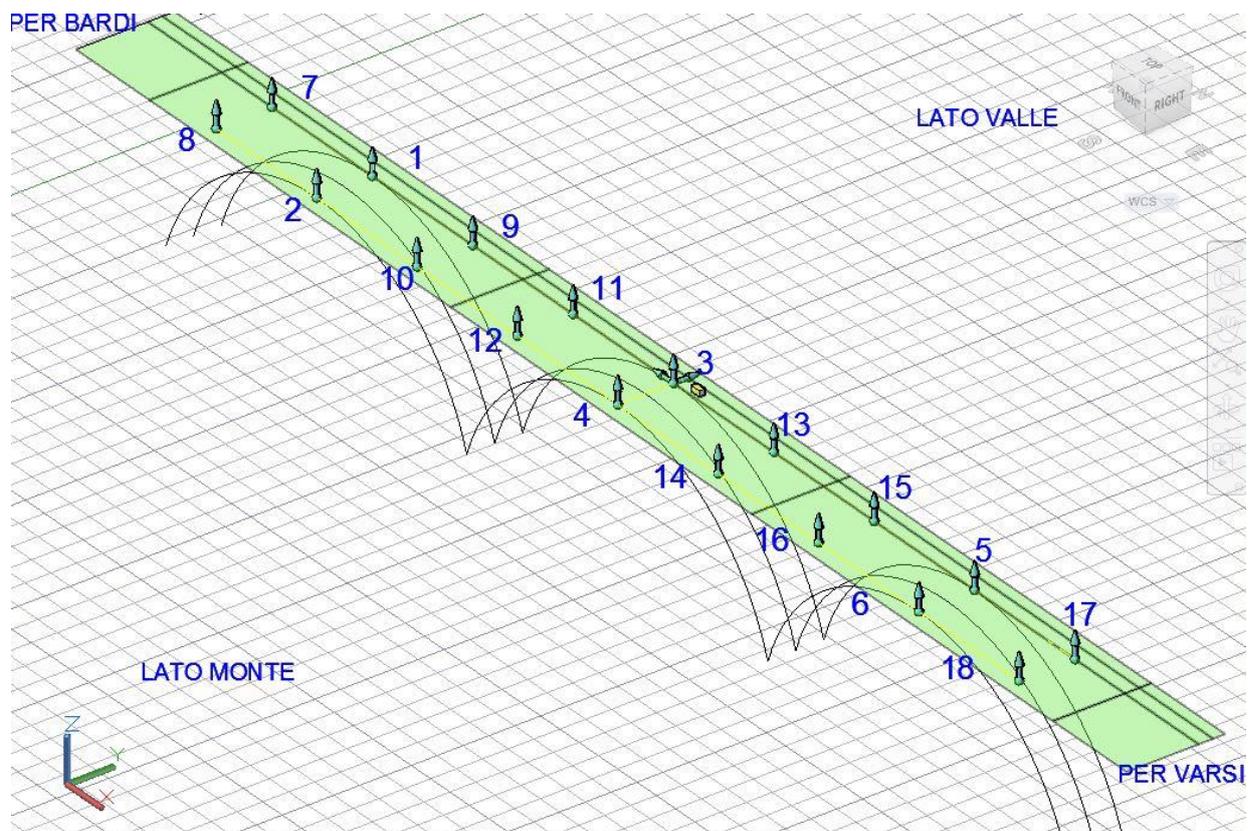


Figura 83.Schema setup 2.

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

| SETUP | | POSIZIONE | CUBETTO | LATO | CH | CAVO | PROL | ACQ | SERIAL | SEGNO |
|-------------|------------------|-----------|---------|-------|-----|------|---------------|---------------|--------|-------|
| SETUP 2 BIS | Posizioni fisse | 1 | 1 | VALLE | 1Y | 1Z | 1Z | scheda 1 ch 0 | SN6838 | 1 |
| | | 2 | 2 | MONTE | 2Z | 2Z | 2Z | scheda 1 ch 1 | SN6875 | 1 |
| | | 3 | 3 | VALLE | 3X | 3X | - | scheda 1 ch 2 | SN6881 | -1 |
| | | | | | 3Y | 3Z | - | scheda 1 ch 3 | SN6835 | 1 |
| | | | | | 3Z | 3Y | - | scheda 2 ch 0 | SN6837 | 1 |
| | | 4 | 4 | MONTE | 4Z | 4Z | - | scheda 2 ch 1 | SN6836 | 1 |
| | 5 | 5 | VALLE | 5Y | 5Z | 5Z | scheda 2 ch 2 | SN6874 | 1 | |
| | 6 | 6 | MONTE | 6Z | 6Z | 6Z | scheda 2 ch 3 | SN6882 | 1 | |
| | Posizioni mobili | 7 | 7 | VALLE | 7Y | 7Z | 7Z | scheda 3 ch 0 | SN6897 | 1 |
| | | 8 | 8 | MONTE | 8Z | 8Z | 8Z | scheda 3 ch 1 | SN6880 | 1 |
| | | 9 | 9 | VALLE | 9Y | 9Z | 9Z | scheda 3 ch 2 | SN6896 | 1 |
| | | 10 | 10 | MONTE | 10Z | 9Y | 10Z | scheda 3 ch 3 | SN1144 | 1 |
| | | 11 | 11 | VALLE | 11Y | 11Z | - | scheda 4 ch 0 | SN6883 | 1 |
| | | 12 | 12 | MONTE | 12Z | 12Z | 12Z | scheda 4 ch 1 | SN6877 | 1 |
| | | 13 | 13 | VALLE | 13Y | 13Z | - | scheda 4 ch 2 | SN6895 | 1 |
| | | 14 | 14 | MONTE | 14Z | 14Z | 14Z | scheda 4 ch 3 | SN6876 | 1 |
| | | 15 | 15 | VALLE | 15Y | 15Z | 15Z | scheda 5 ch 0 | SN6879 | 1 |
| | | 16 | 16 | MONTE | 16Z | 16Z | 16Z | scheda 5 ch 1 | SN1143 | 1 |
| 17 | | 17 | VALLE | 17Y | 13Z | 13Z | scheda 5 ch 2 | SN1155 | -1 | |
| 18 | | 18 | MONTE | 18Z | 13Z | 13Z | scheda 5 ch 3 | SN1159 | 1 | |

Tabella 15. Setup 2 bis.

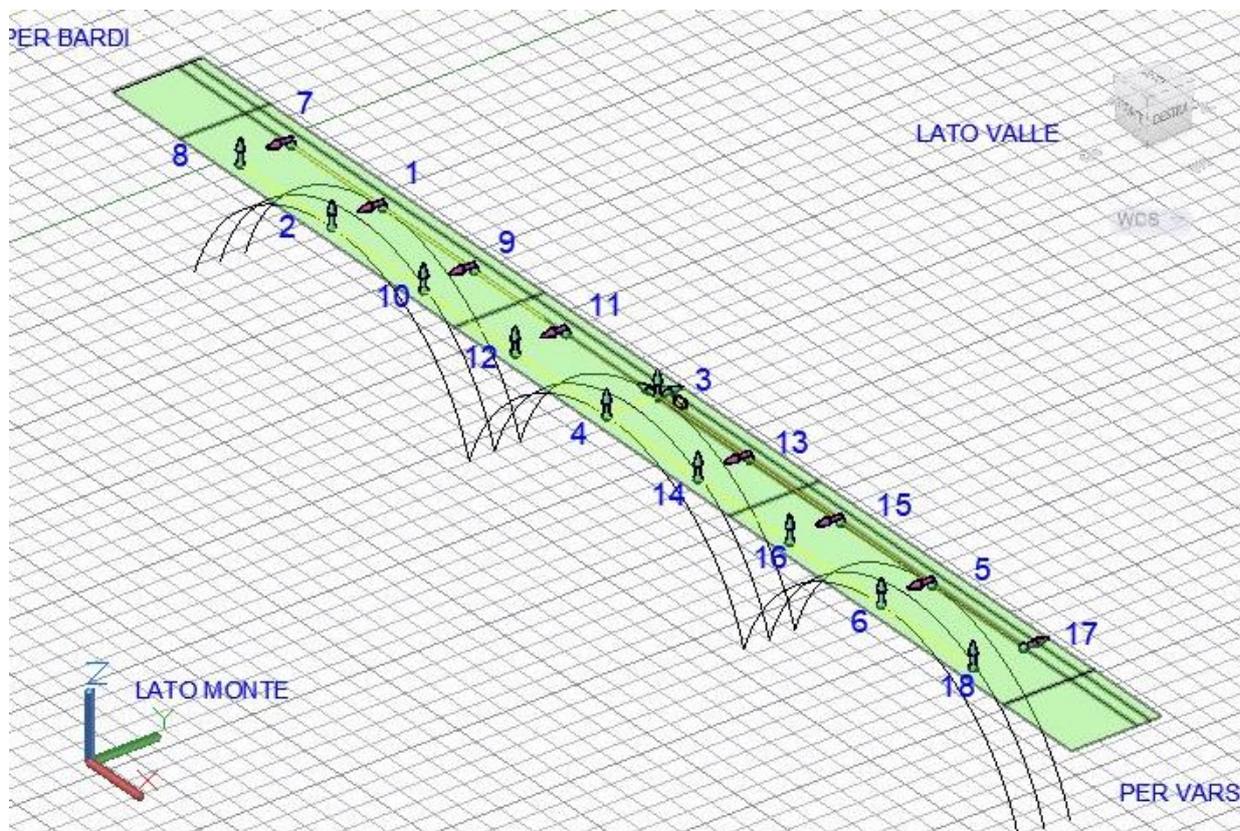


Figura 84. Schema setup 2 bis

Nel passaggio dal setup 1 a quello 1bis si ha che in corrispondenza della posizione 3 l'accelerometro lungo z viene spostato in direzione y mentre tra il setup 2 e il 2bis in tutte le

posizioni del lato di valle, gli accelerometri in z vengono spostati in y ad eccezione della 3 nella quale, al contrario, le posizioni degli accelerometri restano invariate.

6.3.3. Report fotografico delle prove



Figura 85. Cubetti con accelerometri da 1 a 3 (posizioni comuni).



Figura 86. Cubetti con accelerometri da 4 a 6 (posizioni comuni).

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

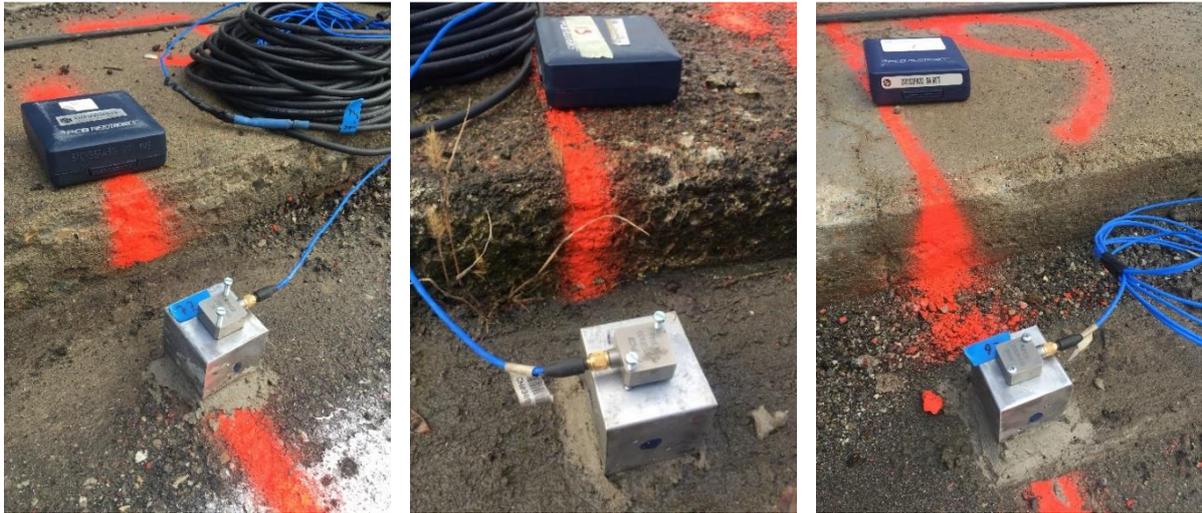


Figura 87. Cubetti con accelerometri da 7 a 9 (setup 2).

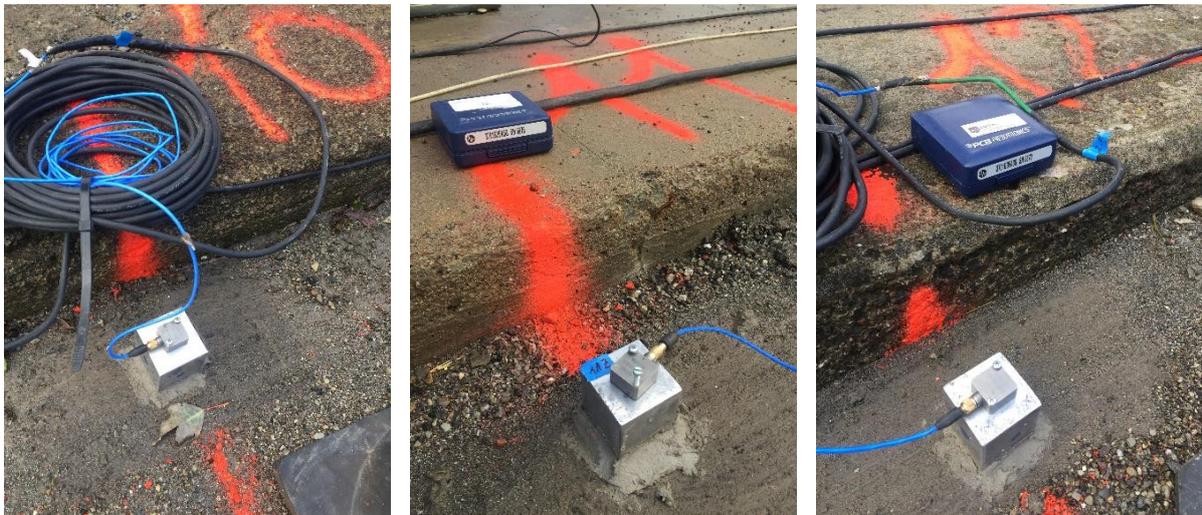


Figura 88. Cubetti con accelerometri da 10 a 12 (Setup 2).

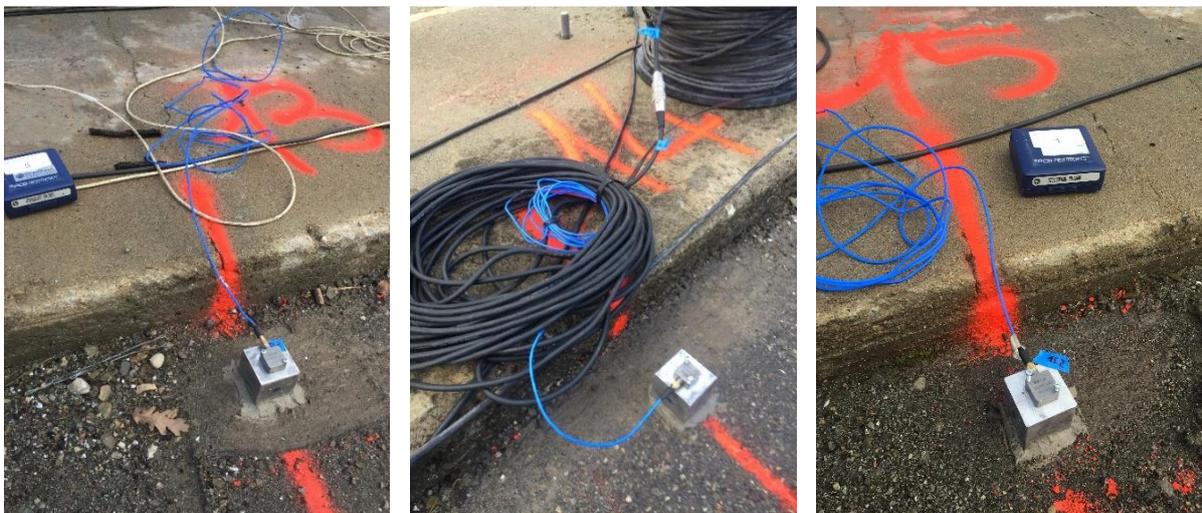


Figura 89. Cubetti con accelerometri da 13 a 15 (Setup 2).

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

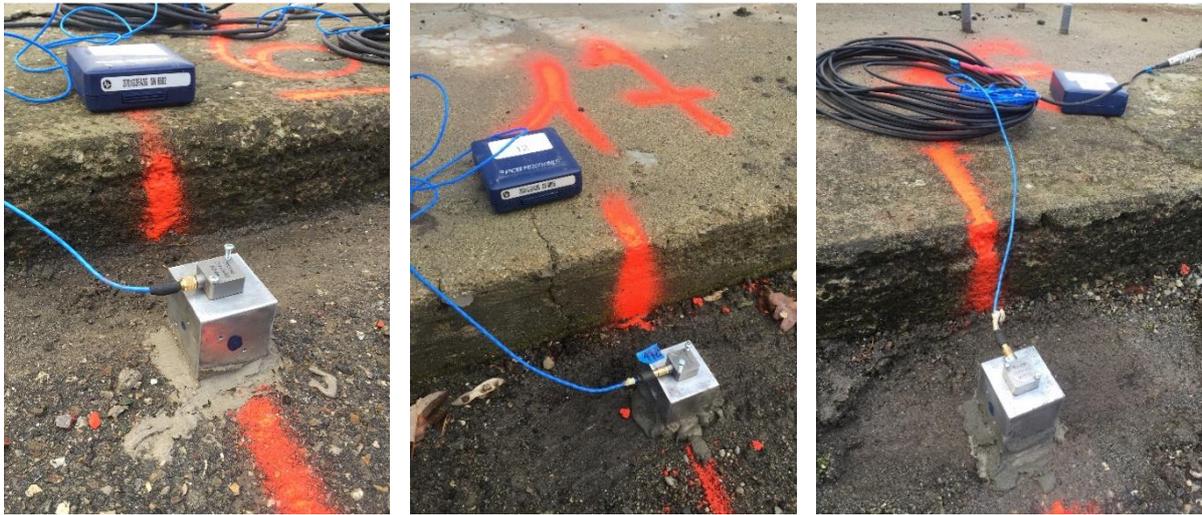


Figura 90. Cubetti con accelerometri da 16 a 18 (Setup 2).



Figura 91. LVDT in prossimità dei giunti (Setup 1 e Setup 1 bis).

7. IDENTIFICAZIONE DINAMICA DEL PONTE LAMBERTI

In questa parte della tesi vengono riportati i risultati derivanti dall'identificazione dinamica del ponte Lamberti ottenuti in seguito all'elaborazione del segnale registrato durante le prove sperimentali. In particolar modo nei seguenti paragrafi, dopo una breve introduzione alla tecnica di identificazione utilizzata sulla struttura in esame, si procede all'esecuzione dell'analisi modale sperimentale sui più significativi fra tutti i segnali raccolti nei vari setup realizzati. Un momento molto importante in questa fase è rappresentato dall'applicazione dei processi di stabilizzazione e clustering, al termine dei quali, è possibile visualizzare i modi di vibrare stabili della struttura e i relativi parametri modali (forme modali, smorzamenti e frequenze).

Il passaggio finale consiste nell'identificazione dei principali modi di vibrare della struttura e la rappresentazione grafica delle relative forme modali attraverso l'aiuto del modello meccanico che progressivamente viene aggiornato sulla base delle frequenze identificate. In questo modo è possibile sia effettuare una caratterizzazione preliminare dei materiali dei principali elementi strutturali in termini di modulo elastico che avvicinare il comportamento del modello agli elementi finiti con quello reale della struttura studiata.

7.1. Fast Multi-Order Stochastic Subspace Identification

Le tecniche di identificazione per sistemi lineari sono largamente applicate e per questo motivo anche ampiamente studiate. Tuttavia, nell'Analisi Modale Sperimentale occorre tenere in conto alcuni aspetti:

1. Elevato numero di sensori impiegati, la cui posizione può essere variata durante i vari setup di acquisizione;
2. Elevato numero di modi di vibrare che possono interessare nello studio della struttura;
3. L'eccitazione agente sulla struttura in molti casi è quella naturale e pertanto essa non è né controllabile né stazionaria.

Per queste ragioni, vista la necessità di considerare un numero sufficientemente ampio di modi di vibrare nello studio del Ponte Lamberti, deve essere assunto un elevato ordine del modello per l'identificazione della struttura. Tutto questo però implica che dall'analisi modale sperimentale potrebbero presentarsi una serie di modi spuri di cui occorre liberarsi; a tal fine viene introdotto il diagramma di stabilizzazione il quale, definita una banda di frequenze di nostro interesse, consente di separare i modi di vibrare veri della struttura da quelli spuri indotti dal rumore.

In molti casi il vero ordine del modello non risulta essere noto ciò che si fa quindi è applicare la tecnica di identificazione scelta facendo variare l'ordine del modello in un range di valori che oscilla tra un minimo ed un massimo che dipendono esclusivamente dalle scelte dell'operatore e dalla tipologia di problema che si deve affrontare.

7.1.1. Algoritmo generale

A questo punto, ripercorrendo quanto scritto all'interno dell'articolo pubblicato da I.N.R.I.A (Mevel 2010) che spiega i passaggi principali della tecnica Fast S.S.I., è stato realizzato uno script sul software MATLAB R2018b per l'identificazione del Ponte Lamberti. Ciascuno dei quattro segnali acquisiti in termini di accelerazioni durante i diversi setup di prove è stato dapprima sottoposto a filtraggio (passa banda) e successivamente tramite il passaggio dal dominio del tempo a quello della frequenza è stato tracciato il grafico PSD (Power Spectral Density). Quest'ultimo, riportando sulle ascisse le frequenze [Hz] e sulle ordinate l'ampiezza del segnale $[(m/s^2)^2]$, consente di individuare le frequenze ad elevato contenuto energetico, nella banda (di frequenze) scelta dall'utente. All'interno di tale grafico è possibile sovrapporre le curve PSD associate ai vari canali impiegati in ciascun setup di monitoraggio; in questo modo, osservando i picchi di queste curve PSD, è possibile determinare le frequenze ad elevato contenuto energetico e desumere sulla base del principio di ricorsività i modi di vibrare veri della struttura (**pre-processing**).

Dopo questa fase iniziale avviene il **processamento del segnale**; riprendendo rapidamente quanto già scritto nel paragrafo 4.2, per prima cosa viene introdotta la matrice di Henkel con il blocco relativo alle misure passate e quello sulle predizioni future a cui segue la determinazione della matrice di osservabilità [O] e infine la Singular Value Decomposition di quest'ultima.

Un'importante novità dell'algoritmo relativo alla tecnica di identificazione utilizzata consiste nella stima delle matrici di stato [A] e [C] che, a differenza dei metodi tradizionali nei quali vengono determinate tramite le relazioni (18) e (19), qui è possibile ottenerle in seguito all'applicazione di un processo numerico più stabile noto come fattorizzazione QR. Innanzitutto, a margine dell'applicazione della SVD la matrice $[O]^{up}$ può essere definita come:

$$[O]^{up} = [U][S]^{\frac{1}{2}} \quad (40)$$

Successivamente, dalla fattorizzazione della matrice di osservabilità 'superiore', si ottiene:

$$[O]^{up} = [Q][R] \quad (41)$$

In cui:

- $[Q]$ è una matrice rettangolare e unitaria;
- $[R]$ è una matrice quadrata e triangolare superiore.

La matrice di osservabilità ‘inferiore’ dipende da quella ‘superiore’ tramite la relazione:

$$[O]^{down} = [O]^{up}[A] \quad (42)$$

A questo punto si giunge a determinare $[S]_J$, matrice quadrata $n_j \times n_j$ (con n_j ordine del modello) che è soluzione del problema dei minimi quadrati:

$$[S]_J = [Q]_J^T [O]_J^{down} \quad (43)$$

Allora le matrici di stato $[A]_J$ (dimensioni $n_j \times n_j$) e $[C]_J$ (dimensioni $r_j \times n_j$), dove r_j indica il numero di sensori, potranno essere calcolate come:

$$[A]_J = [R]_J^{-1}[S]_J \quad (44)$$

$$[C]_J = [O]_J^{up}(cc) \quad (45)$$

Con $[O]_J^{up}(cc)$ matrice in cui sono considerate tutte le righe di $[O]_J^{up}$ e n_j colonne relative all'ordine del modello.

La terza ed ultima parte è quella del **post-processing**. Qui si procede all'estrazione dei parametri modali ossia delle frequenze di vibrazione, forme modali e coefficienti di smorzamento a partire dalla risoluzione del problema autovalori/autovettori e tramite l'applicazione delle relazioni da (20) a (26) del paragrafo 5.2.3. In questa fase un momento molto importante è quello dell'individuazione dei modi di vibrare che devono essere scartati e contestualmente l'eliminazione dei relativi parametri modali. A tal fine occorre:

1. valutare il disaccoppiamento modale fra i diversi modi di vibrare identificati attraverso il calcolo del coefficiente MAC (paragrafo 5.2.4);
2. verificare che il coefficiente di smorzamento associato all' i -esimo modo ζ_i rientri nell'intervallo di valori definito in partenza.

Dopo di ciò è possibile procedere al riordino dei diversi modi di vibrare non scartati in ordine crescente di frequenza.

7.1.2. Stabilizzazione

Come anticipato nel capitolo 5, un momento molto importante nelle diverse tecniche di identificazione è quello relativo alla definizione della matrice Henkel. Poiché quest'ultima viene a dipendere dall'ordine del modello, si possono ottenere diverse identificazioni della struttura semplicemente cambiando tale ordine. In realtà nel metodo utilizzato per il Ponte Lamberti, proprio per evitare di avere una molteplicità di matrici Henkel $[Y]_h$ di dimensioni differenti fra loro, si fa subentrare l'ordine del modello direttamente nel calcolo delle matrici di stato $[A]_J$ e $[C]_J$. In aggiunta, al fine di incrementare il contenuto di informazioni estraibili, oltre a variare l'ordine del sistema si può optare anche per una segmentazione del segnale. In questo modo si istituiscono delle classi di equivalenza di modi di vibrare ed è possibile rappresentare i risultati di tali identificazioni all'interno di diagrammi definiti di *stabilizzazione*. Questi diagrammi, tracciabili sia nel dominio frequenza-ordine del modello che in quello frequenza-smorzamento sono molto importanti nell'individuazione dei modi di vibrare veri di una struttura; infatti, se al variare dell'ordine del modello su cui si effettuano le identificazioni, si manifesta una stabilizzazione di esse intorno a valori di frequenze ricorrenti, ciò vuol dire che quest'ultime sono 'stabili' e quindi sono associate a modi di vibrare reali della struttura. Al contrario, tutte quelle frequenze che non sono presenti in maniera ricorsiva sono considerate come 'instabili' e pertanto devono essere separate dalle prime ed escluse da tale studio. Tuttavia, per poter verificare la stabilità o meno delle varie identificazioni occorre impostare dei parametri di stabilizzazione che per il caso in esame sono:

- smorzamento massimo consentito;
- smorzamento minimo consentito;
- differenza limite in frequenza;
- differenza limite in smorzamento;
- valore di MAC limite.

Inoltre, all'interno di questi diagrammi vengono riportate anche le curve PSD per i vari canali di acquisizione al fine di verificare se la stabilizzazione delle identificazioni avviene intorno alle frequenze ad elevato contenuto energetico. Così al termine di questo processo è possibile separare le frequenze stabili da quelle instabili e proprio quest'ultime sono associate a dei modi di vibrare definiti come 'spuri' in quanto non sono modi di vibrare naturali della struttura ma vengono

introdotti in seguito all'azione di forzanti che variano artificialmente la risposta del sistema sottoposto a monitoraggio.

Infine, occorre sottolineare che nell'identificazione dinamica delle strutture si adoperano generalmente segnali registrati in vari setup di acquisizione. Questo consente da un lato di effettuare uno studio incrociato della ricorsività dei diversi modi di vibrare della struttura al variare dei setup di acquisizione, agevolando la separazione tra modi di vibrare 'veri' e 'spuri', dall'altro mette in risalto tutti i modi di vibrare e le relative forme modali del manufatto che si vuole caratterizzare nel range di frequenze stabilito in precedenza.

7.1.3. Clustering

Successivamente ai diagrammi di stabilizzazione è possibile tracciare quello di *clustering* applicando la tecnica del linkage. In questo caso si tratta di una rappresentazione attraverso la quale è possibile determinare i valori di smorzamento associati alle frequenze di vibrazione vere della struttura. Infatti, intorno alle frequenze proprie della struttura è possibile osservare la formazione dei tipici clusters ai quali si deve il nome del grafico stesso. Anche in questo caso, come per il diagramma di stabilizzazione, è possibile effettuare una verifica ricorsiva incrociata dei risultati ottenuti nei diversi setup di prove realizzati sul ponte. Come per la stabilizzazione anche per il clustering è necessario definire degli opportuni criteri che guidano il processo:

- differenza massima in frequenza consentita all'interno del cluster;
- scarto massimo in MAC consentito nel cluster;
- percentuale di stabilizzazione, definisce il numero di frequenze che compongono il cluster rispetto all'ordine del modello.
- peso per lo scarto in frequenza;
- peso per lo scarto in MAC.

Inoltre, occorre sottolineare che nel caso del ponte Lamberti sono stati trascurati sia lo scarto in smorzamento che i pesi, posti pari ad uno. La relazione fondamentale a cui si fa riferimento è basata sulla definizione di una distanza che sommatoria di tre differenti contributi:

1. Distanza in frequenza

$$d_f = |f_i - f_j| \quad (46)$$

2. Distanza in smorzamento

$$d\xi = |\xi_i - \xi_j| \quad (47)$$

3. Distanza in MAC

$$d_{MAC} = 1 - MAC \quad (48)$$

Trascurando nel caso in esame la distanza in smorzamento e ipotizzando dei pesi unitari la relazione si trasforma in:

$$d_{ij} = d_f + d_{MAC} \quad (49)$$

A questo punto il passaggio successivo consiste nel fissare una distanza limite (somma di quelle in frequenza e in MAC) attraverso la quale è possibile distinguere i vari modi di vibrare. Infatti, alla base della tecnica del linkage c'è l'utilizzo del dendrogramma attraverso il quale è possibile stabilire un adeguato numero di classi all'interno delle quali raggruppare le varie identificazioni, a partire dalla definizione di una distanza limite. Il risultato finale del clustering è il calcolo del valore medio dello smorzamento per i vari clusters identificati al termine del processo illustrato in precedenza e riportare tali informazioni in un diagramma avente in ascissa le frequenze e in ordinata gli smorzamenti nel range d'interesse.

7.2. Natura dei segnali acquisiti

In questo paragrafo vengono riportati i segnali relativi ai due setup di prova principali utilizzati per l'identificazione dinamica del ponte Lamberti, la cui acquisizione è avvenuta in presenza di traffico veicolare. I segnali, rappresentati nel dominio del tempo, sono stati registrati attraverso acquisizione della durata di 45 minuti, tuttavia al fine di visualizzare bene i picchi dei grafici si è scelto di riportarli in intervalli ristretti della durata di pochi minuti. Attraverso l'osservazione del segnale è possibile distinguere i picchi prodotti da veicoli di massa ridotta da quelli corrispondenti ai veicoli di massa medio-alta a seconda di quanto risultino pronunciati i picchi registrati durante le acquisizioni. Infine, mentre nel setup 2 bis le registrazioni riguardano esclusivamente dati accelerometrici, nel caso del setup 1 sono stati separati i dati di spostamento rilevati dagli LVDT da quelli accelerometrici rilevati nelle altre posizioni.

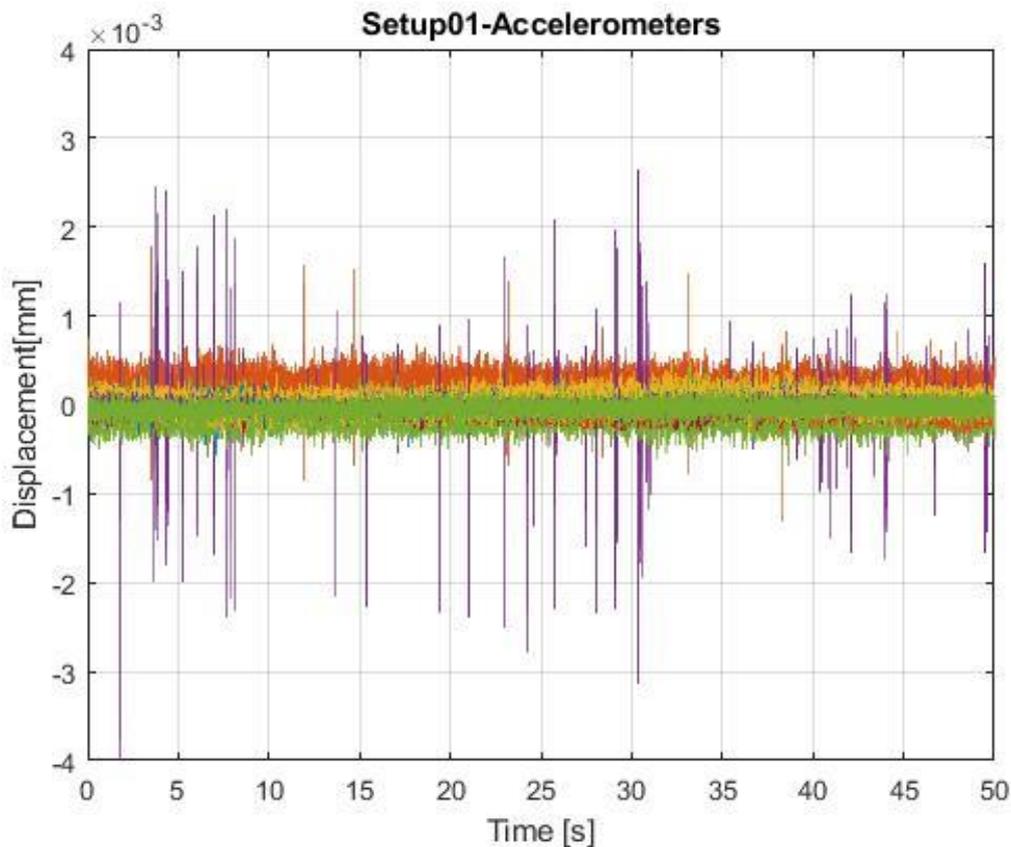


Figura 92.Setup 1-Acquisizione ambientale.

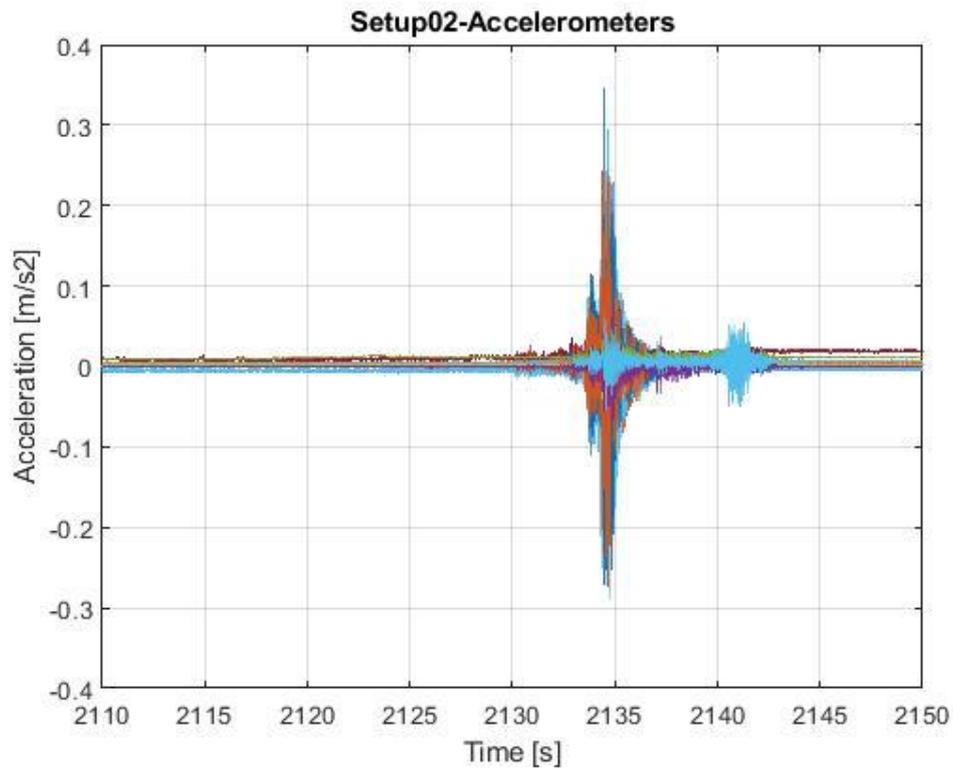


Figura 93. Setup 2-Acquisizione ambientale con passaggio di veicolo pesante.

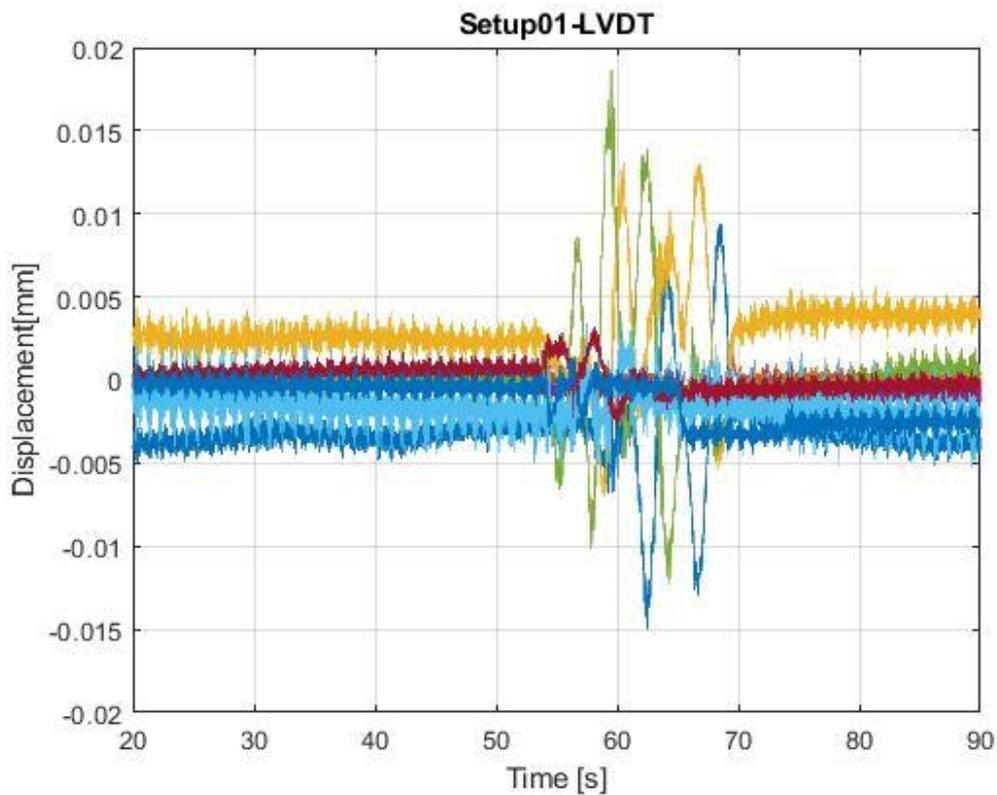


Figura 94. Setup1- Acquisizione ambientale LVDT con passaggio di veicolo pesante.

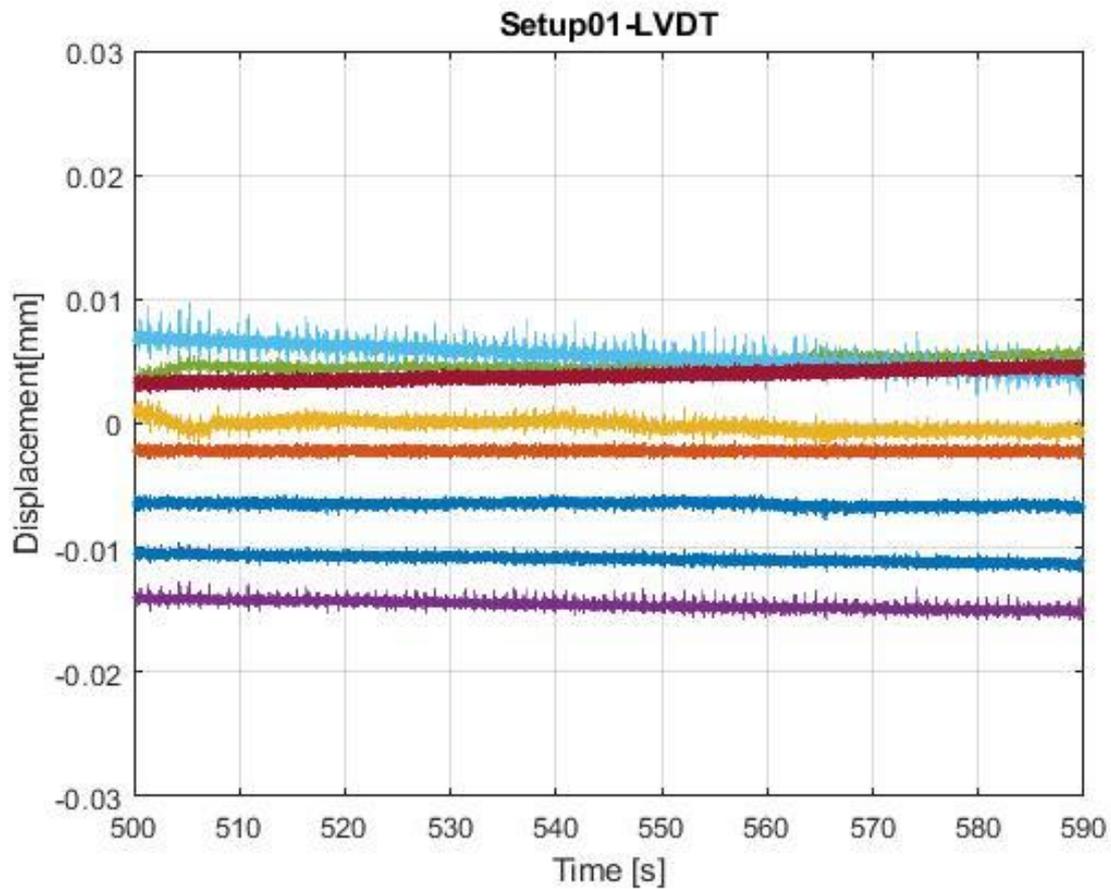


Figura 95. Setup1-Acquisizione ambientale LVDT.

A seguire all'interno di Figura 97, Figura 98, Figura 99 e Figura 100 sono rappresentati gli spostamenti relativi registrati direttamente dagli LVDT posizionati in corrispondenza dei giunti, nel momento in cui avviene il passaggio di un mezzo pesante.

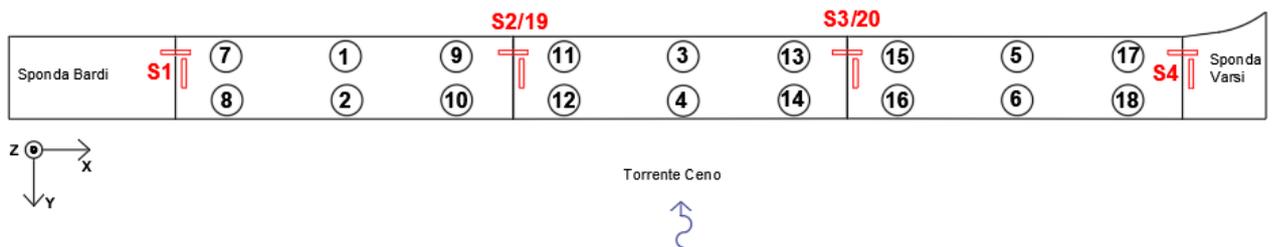


Figura 96. Schema con le posizioni.

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

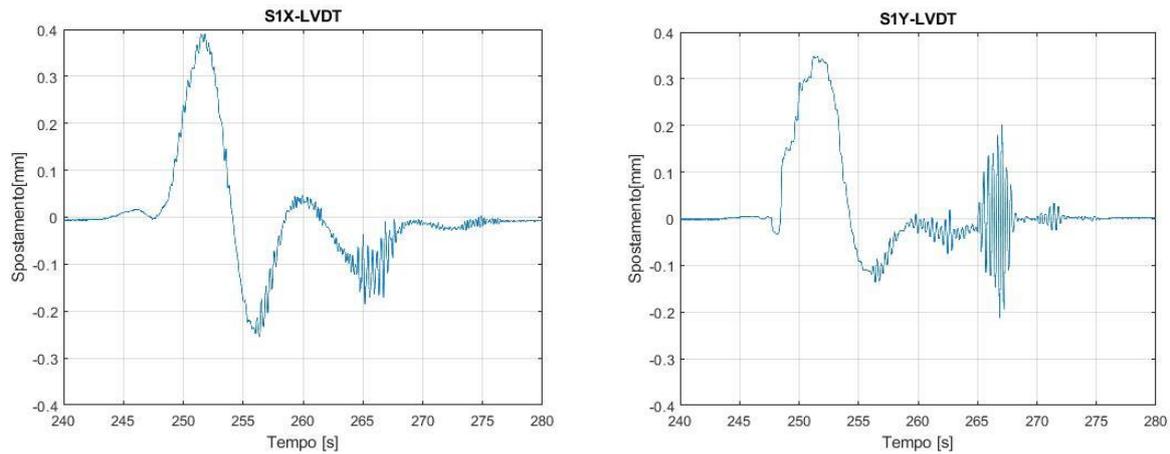


Figura 97. Spostamenti relativi in posizione S1 al passaggio di un mezzo pesante: 0.39mm lungo X e 0.35mm lungo Y.

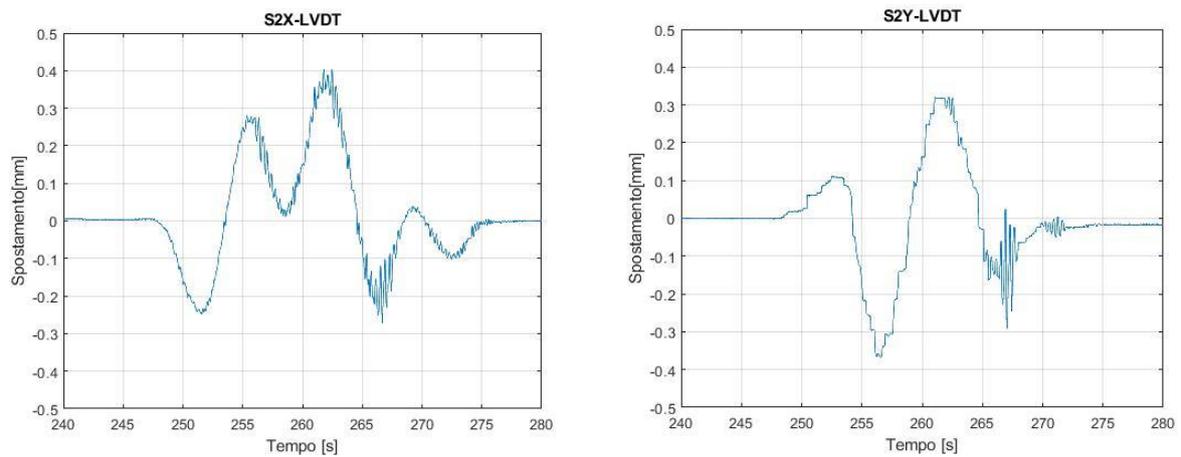


Figura 98. Spostamenti relativi in posizione S2 al passaggio di un mezzo pesante: 0.04mm lungo X e -0.37mm lungo Y.

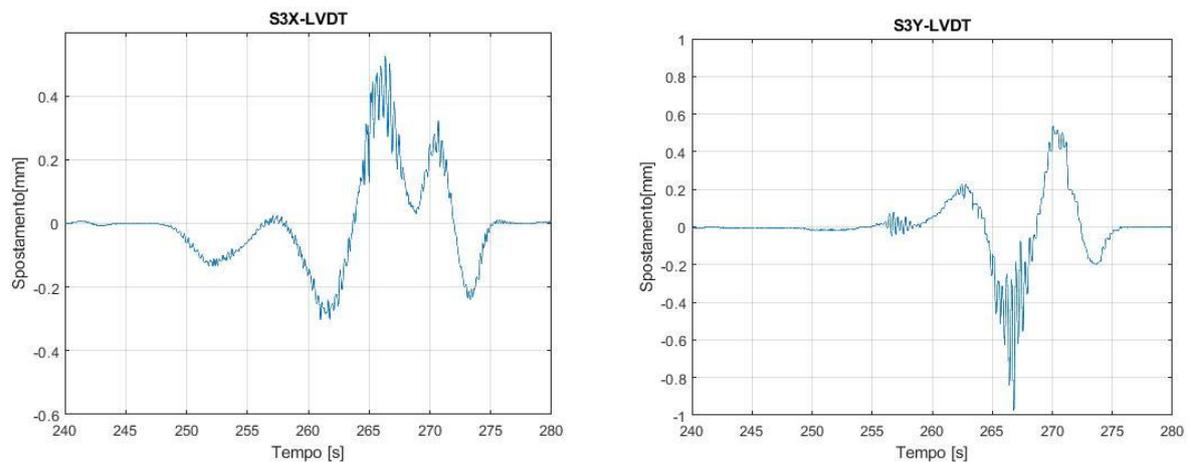


Figura 99. Spostamenti relativi in posizione S2 al passaggio di un mezzo pesante: 0.53mm lungo X e 0.98mm lungo Y.

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

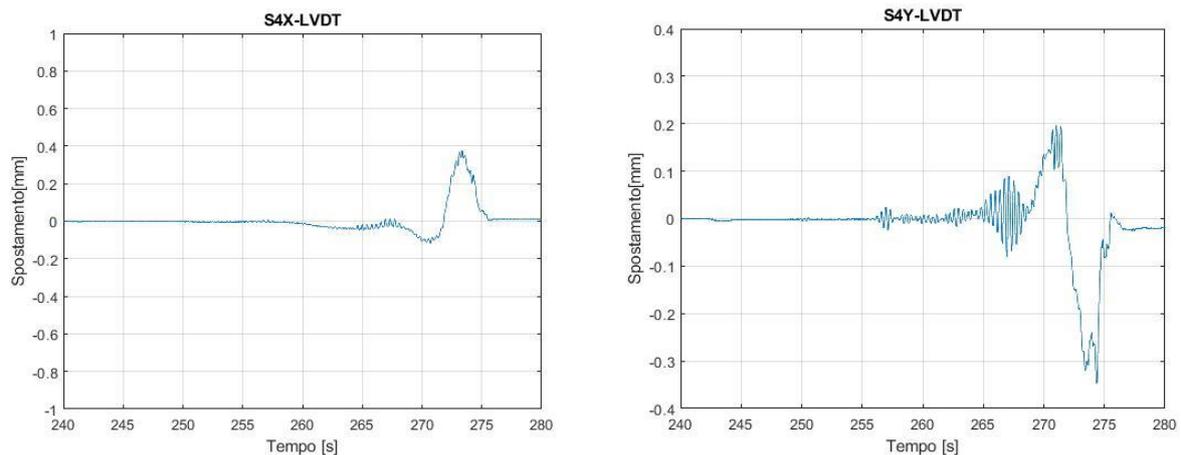


Figura 100. Spostamenti relativi in posizione S4 al passaggio di un mezzo pesante: 0.37mm lungo X e 0.35mm lungo Y.

Nelle Tabelle (16-18) sono inseriti i valori di spostamento assoluto e relativo misurati lungo X, Y e Z nelle posizioni strumentate del ponte. In particolare, gli spostamenti assoluti sono stati ottenuti attraverso una doppia integrazione dei valori accelerometrici registrati durante le acquisizioni.

| Spostamenti assoluti | | | |
|-----------------------------|-----------|-----------------|--------------------|
| Canale | Direzione | Ambientale [mm] | Mezzo pesante [mm] |
| 1 | 1Z | -0.575 | -0.759 |
| 9 | 19X | 0.004 | 0.005 |
| 10 | 19Y | -0.012 | -0.014 |
| 11 | 20X | 0.016 | 0.021 |
| 12 | 20Y | -0.148 | -0.166 |

Tabella 16. Spostamenti massimi assoluti ottenuti per integrazione dei segnali accelerometrici (Setup 01).

| Spostamenti relativi in corrispondenza dei giunti | | | |
|--|-----------|-----------------|--------------------|
| Canale | Direzione | Ambientale [mm] | Mezzo pesante [mm] |
| 13 | S1X | -0.007 | 0.390 |
| 14 | S1Y | 0.001 | 0.348 |
| 15 | S2X | 0.002 | 0.404 |
| 16 | S2Y | -0.017 | -0.366 |
| 17 | S3X | 0.004 | 0.527 |
| 18 | S3Y | 0.004 | 0.975 |
| 19 | S4X | 0.006 | 0.366 |
| 20 | S4Y | -0.012 | 0.365 |

Tabella 17. Spostamenti relativi misurati dagli LVDT in corrispondenza dei giunti (Setup 01).

| Spostamenti assoluti | | | |
|----------------------|-----------|-----------------|--------------------|
| Canale | Direzione | Ambientale [mm] | Mezzo pesante [mm] |
| 1 | 1Y | 0.010 | 0.028 |
| 2 | 2Z | -0.002 | -0.035 |
| 3 | 3X | 0.006 | 0.007 |
| 4 | 3Y | 0.021 | 0.023 |
| 5 | 3Z | 0.003 | 0.003 |
| 6 | 4Z | 0.005 | 0.010 |
| 7 | 5Y | -0.006 | -0.007 |
| 8 | 6Z | 0.027 | 0.010 |
| 9 | 7Y | -0.027 | -0.027 |
| 10 | 8Z | 0.032 | 0.034 |
| 11 | 9Y | 0.013 | 0.018 |
| 12 | 10Z | -0.005 | -0.006 |
| 13 | 11Y | 0.048 | 0.525 |
| 14 | 12Z | -0.198 | -0.212 |
| 15 | 13Y | 0.007 | 0.007 |
| 16 | 14Z | -0.027 | -0.013 |
| 17 | 15Y | -0.002 | -0.003 |
| 18 | 16Z | -0.013 | -0.014 |
| 19 | 17Y | -0.037 | -0.040 |
| 20 | 18Z | -0.029 | -0.305 |

Tabella 18. Spostamenti massimi assoluti ottenuti per integrazione dei segnali accelerometrici

7.3. Analisi modale sperimentale del Ponte Lamberti

Come già anticipato i segnali sottoposti al processo di identificazione sono stati registrati in termini di accelerazioni e sono stati generati da rumore ambientale. In particolar modo, i setup su cui è stata eseguita l'identificazione, i cui schemi sono riportati graficamente nel capitolo 6, sono:

- Setup 1: accelerometri montati lungo X, Y e Z;
- Setup 2 bis (misto): accelerometri disposti prevalentemente in direzione verticale (Z) e nella direzione trasversale del ponte (Y).

Con riferimento alle diverse sequenze di acquisizione è possibile tracciare le curve PSD (Power Spectral Density), rilevando in ciascuna di esse la presenza di picchi in corrispondenza delle frequenze ad elevato contenuto energetico. Tali curve PSD in genere vengono riportate sullo sfondo dei diagrammi di stabilizzazione al fine di evidenziare la sovrapposizione tra i picchi di tali curve e le identificazioni relative ai modi stabili del sistema. Per completezza, verranno riportati

sia i diagrammi di stabilizzazione in cui compaiono tutte le identificazioni effettuate separate in stabili e instabili, successivamente viene inserito un diagramma corrispondente alle sole identificazioni stabili; quest'ultime, a differenza di quelle instabili, manifestano una certa stabilità al variare dell'ordine del sistema. Inoltre, il motivo per cui sono stati studiati differenti setup di acquisizione è dovuto al fatto che ognuno di essi tende a mettere in risalto alcune forme modali piuttosto di altre.

Infine, per concludere il processo di identificazione, vengono riportati anche i diagrammi di clustering tramite i quali è possibile associare ai modi stabili del sistema il corrispondente valore di smorzamento ottenuto come media dei valori di damping all'interno dei relativi cluster.

Di seguito vengono riportati i valori dei parametri utilizzati per la stabilizzazione ed il clustering:

Parametri per la stabilizzazione:

- smorzamento massimo consentito = 0.08
- smorzamento minimo consentito = 0.01
- differenza limite in frequenza = 0.05 Hz
- differenza limite in smorzamento = 0.05
- MAC limite = 0.95

Parametri per il clustering:

- differenza massima in frequenza consentita all'interno del cluster = 0.2 Hz
- scarto massimo in MAC consentito nel cluster = 0.1
- percentuale di stabilizzazione⁵ = 5% (Setup 1)
- percentuale di stabilizzazione=7% (Setup 2 bis)
- peso per lo scarto in frequenza = 1
- peso per lo scarto in MAC = 1

⁵ Definisce il numero di frequenze che compongono il cluster rispetto all'ordine del modello.

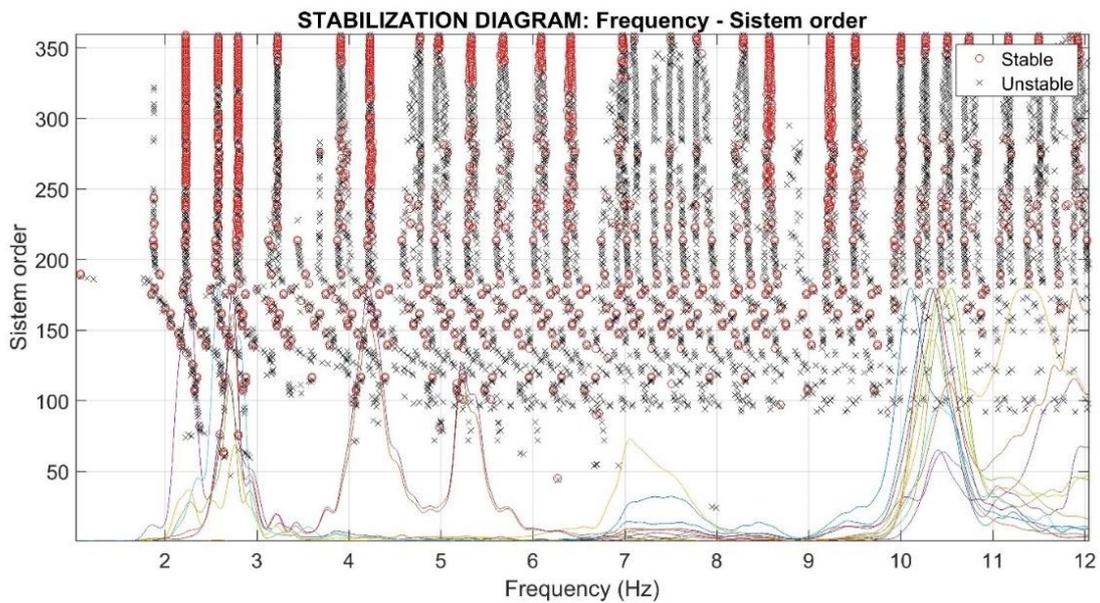


Figura 101.Setup 1: Separazione dei modi identificati in stabili e instabili nell'intervallo 2-12Hz.

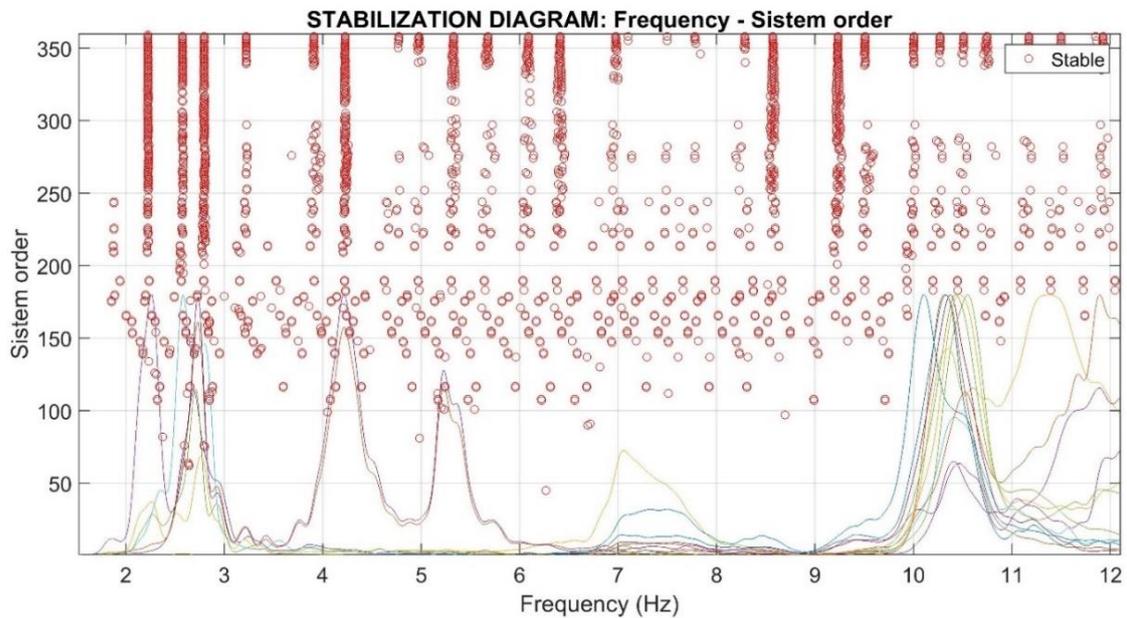


Figura 102.Setup1: Identificazioni stabili nell'intervallo 2-12Hz.

Dallo studio dei diagrammi di stabilizzazione di Figura 101 e Figura 102 si può notare che i primi picchi delle curve PSD si attestano rispettivamente intorno a valori di frequenza pari a 2.29 e 4.2 Hz, in corrispondenza delle quali si ha la stabilizzazione delle identificazioni al variare dell'ordine del sistema. Invece per quanto riguarda i modi di vibrare verticali, essi compaiono per valori di frequenza più alti; in particolare, il picco corrispondente al primo modo verticale è nitidamente

visibile in corrispondenza di un valore di frequenza di 5.3 Hz. Di seguito vengono riportati anche i diagrammi di stabilizzazione del setup 2 bis che confermano i risultati ottenuti dal setup 1.

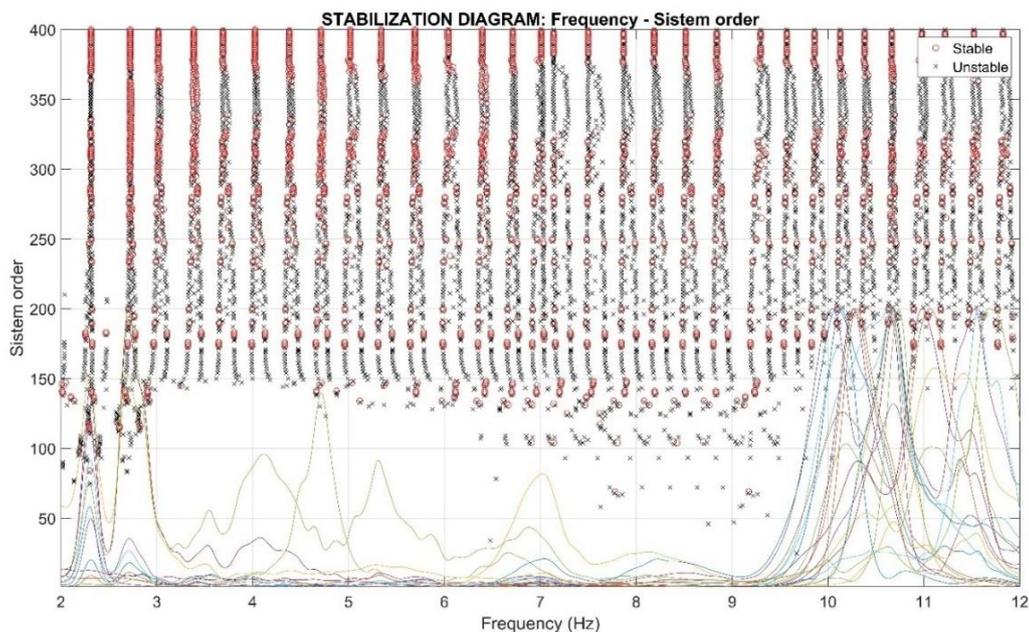


Figura 103. Setup 2 bis: Separazione dei modi identificati in stabili e instabili nell'intervallo 2-12Hz.

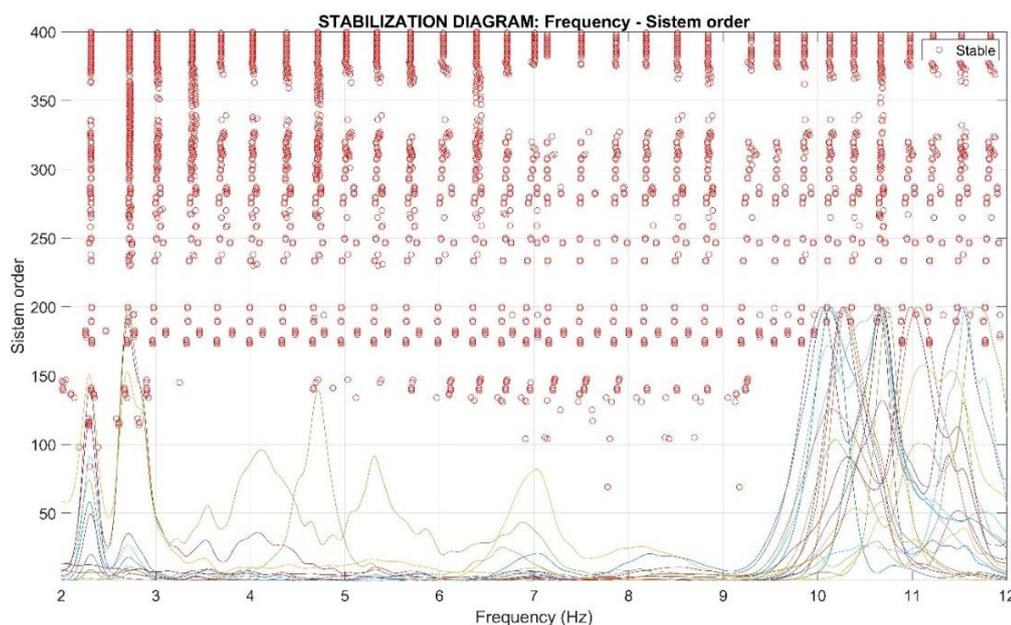


Figura 104. Setup 2bis: Identificazioni stabili nell'intervallo 2-12Hz.

Nel setup 2 bis oltre ai picchi già osservati nel setup 1 è visibile anche un leggero picco intorno ai 3.1 Hz che, attraverso lo studio delle forme modali, può essere associato ad un secondo modo di vibrazione del ponte nel piano.

L'identificazione dinamica si conclude con i diagrammi di clustering attraverso i quali è possibile individuare i valori di smorzamento dei cluster associati alle frequenze identificate. I diagrammi di cluster confermano la grande densità di modi, tipica delle strutture pluri-connesse.

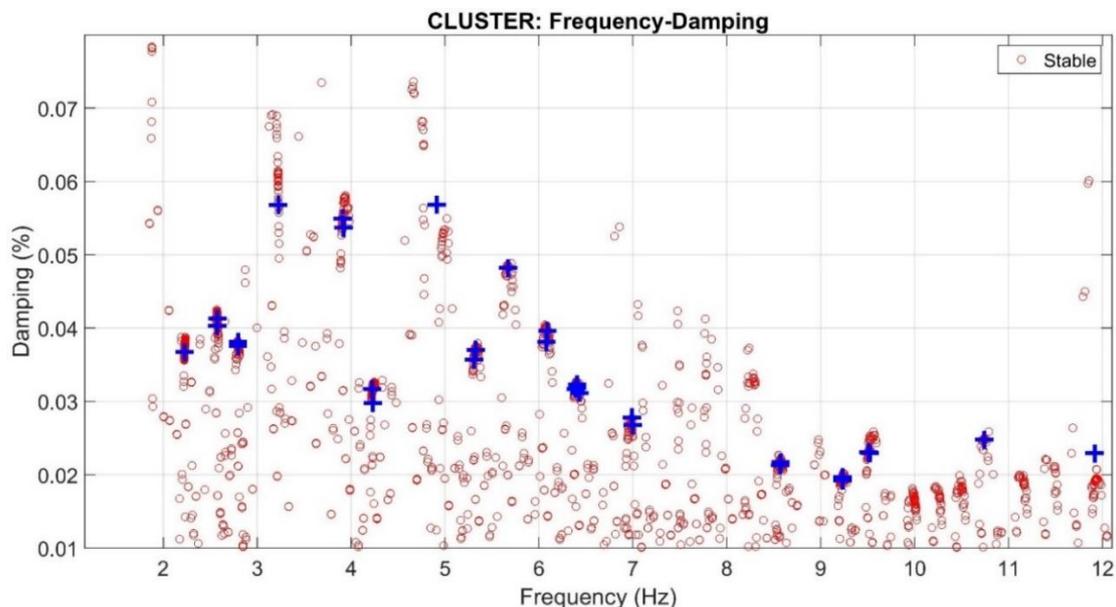


Figura 105.Setup1: Clustering.

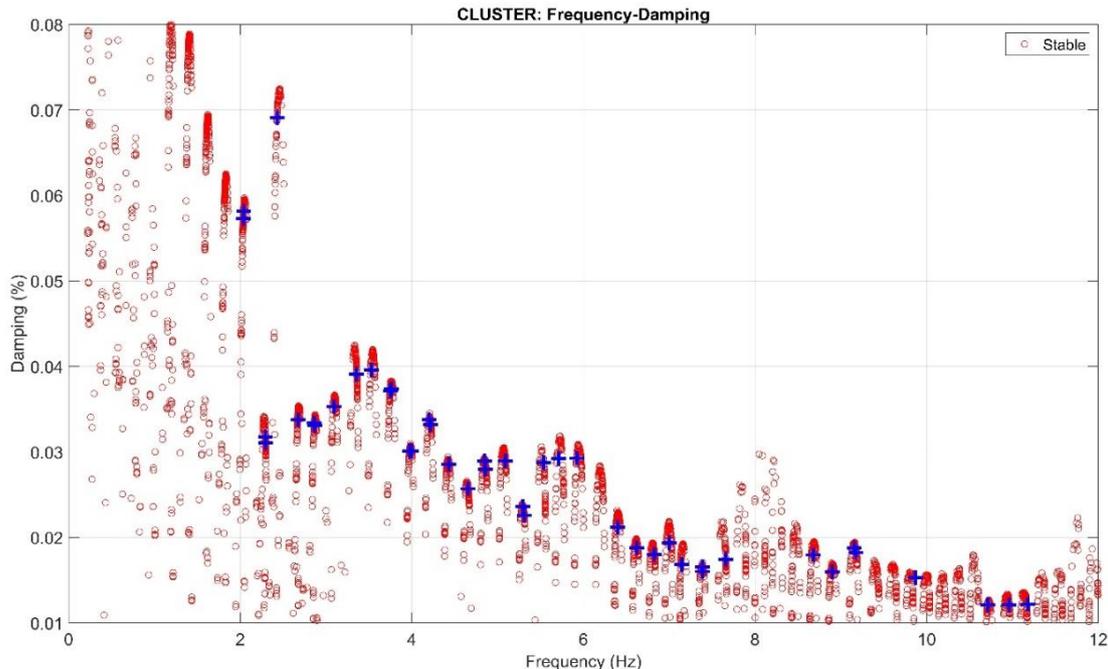


Figura 106.Setup 2 bis: Clustering.

Infine, occorre sottolineare che per facilitare l'identificazione dei modi di vibrare propri della struttura si è scelto di volta in volta di confrontare i parametri modali ottenuti per via sperimentale con quelli numerici derivanti dal modello meccanico aggiornato alla luce dei modi identificati.

7.4. Modi identificati

In seguito al trattamento del segnale è possibile riassumere attraverso una tabella i parametri modali di tutti i modi del ponte che sono stati identificati. Successivamente con riferimento alle sole tre campate su cui sono stati posizionati i sensori e limitatamente ai soli movimenti strumentati della struttura, sulla base dei risultati estratti dall'algoritmo Fast S.S.I., sono state raffigurate (in termini esclusivamente qualitativi) tramite CAD le forme modali grezze del ponte. L'identificazione delle forme modali è avvenuta principalmente tramite il setup 2 bis, tuttavia il setup 1 è stato fondamentale sia per confermare i risultati ottenuti dal setup 2 bis che per avere delle informazioni aggiuntive riguardo i modi di vibrare verticali della struttura. Infine, confrontando i risultati ottenuti attraverso l'analisi modale sperimentale con quelli emersi dallo studio dei modelli preliminari del ponte è possibile osservare come il comportamento reale della struttura sia intermedio fra i casi limite dei modelli rispettivamente con e senza giunti. Nella Tabella 19 sono stati raccolti tutti i valori dei parametri modali relativi ai diversi modi identificati della struttura:

| Report identificazione dinamica Setup 2 bis | | | | | |
|---|--------|--------|--------|--------|--------|
| Modo identificato | | 1° | 2° | 3° | 4° |
| Frequenza (Hz) | | 2.29 | 3.10 | 4.22 | 5.71 |
| Periodo proprio (s) | | 0.437 | 0.323 | 0.236 | 0.175 |
| Smorzamento | | 3.20% | 3.60% | 3.17% | 2.92% |
| Forme modali normalizzate | | | | | |
| Posizione | Canale | 1° | 2° | 3° | 4° |
| 1 | 1Y | -0.392 | -0.387 | 0.586 | -0.276 |
| 2 | 2Z | 0.107 | 0.147 | 0.242 | 0.210 |
| 3 | 3X | 0.090 | 0.593 | 0.444 | 0.507 |
| | 3Y | -0.972 | -0.468 | -0.459 | 0.322 |
| | 3Z | 0.057 | 0.105 | 0.145 | -0.271 |
| 4 | 4Z | -0.116 | -0.178 | -0.075 | -0.302 |
| 5 | 5Y | -0.476 | 0.659 | 0.748 | -0.094 |
| 6 | 6Z | 0.073 | 0.513 | -0.010 | 0.400 |
| 7 | 7Y | -0.049 | 0.459 | 0.584 | 0.093 |
| 8 | 8Z | -0.064 | -0.081 | 0.487 | -0.621 |
| 9 | 9Y | -0.661 | -0.559 | 0.577 | -0.288 |
| 10 | 10Z | -0.017 | -0.435 | 0.118 | 0.648 |
| 11 | 11Y | -1.000 | -0.579 | -0.152 | -0.002 |
| 12 | 12Z | 0.438 | -0.121 | -1.000 | -1.000 |
| 13 | 13Y | -0.851 | 0.144 | -0.512 | 0.226 |
| 14 | 14Z | -0.026 | -1.000 | 0.072 | 0.514 |
| 15 | 15Y | -0.683 | 0.756 | 0.312 | -0.124 |
| 16 | 16Z | 0.073 | 0.148 | 0.202 | -0.534 |
| 17 | 17Y | -0.269 | 0.106 | 0.464 | -0.098 |
| 18 | 18Z | 0.105 | -0.056 | -0.448 | 0.798 |

Tabella 19. Tabella dei modi identificati.

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

Per il tracciamento delle forme modali del ponte sono stati utilizzati gli autovettori (resi reali mediante proiezione) risultanti dall'identificazione strutturale nei punti di essa strumentati. Tuttavia, per ricostruire un andamento leggibile di tali forme è necessario definire dei polinomi in grado di approssimare i dati a disposizione; per la prima forma modale è stato impiegato un polinomio di tipo lineare, dopo aver verificato che il modo è governato dalla deformabilità dei soli giunti, mentre per gli altri tre modi identificati sono stati utilizzati polinomi di secondo grado.

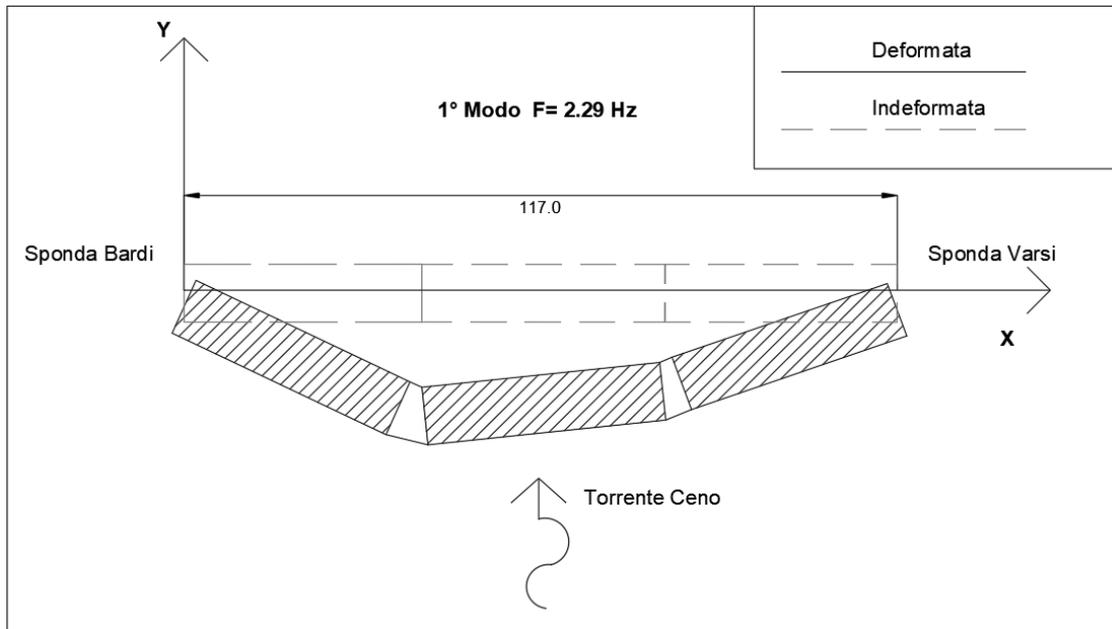


Figura 107. Rappresentazione qualitativa 1° modo sperimentale – Piano X-Y.

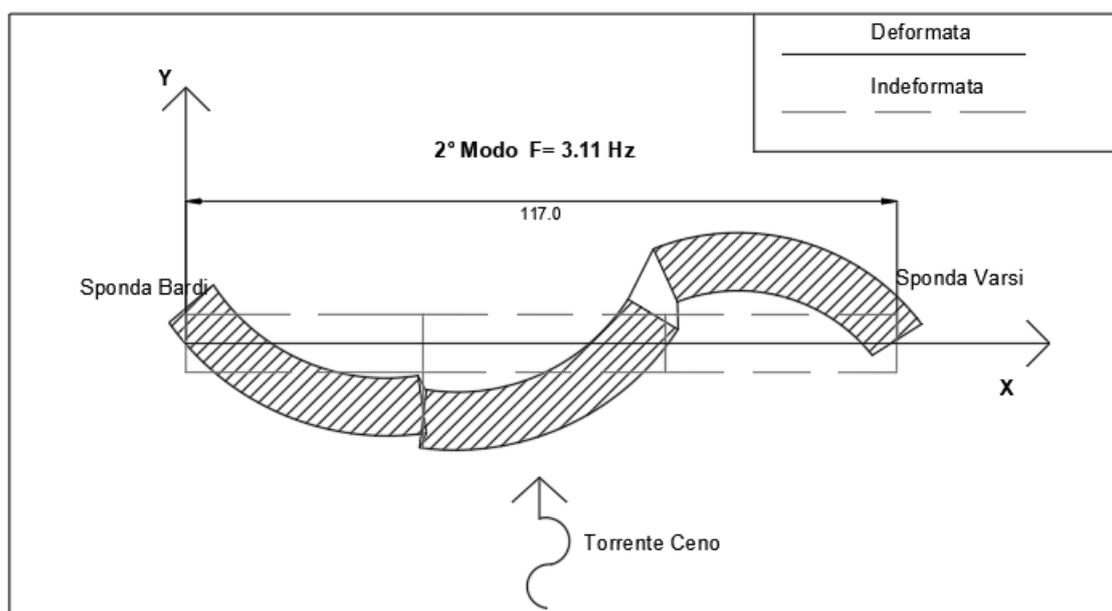


Figura 108. Rappresentazione qualitativa 2° modo sperimentale - Piano X-Y.

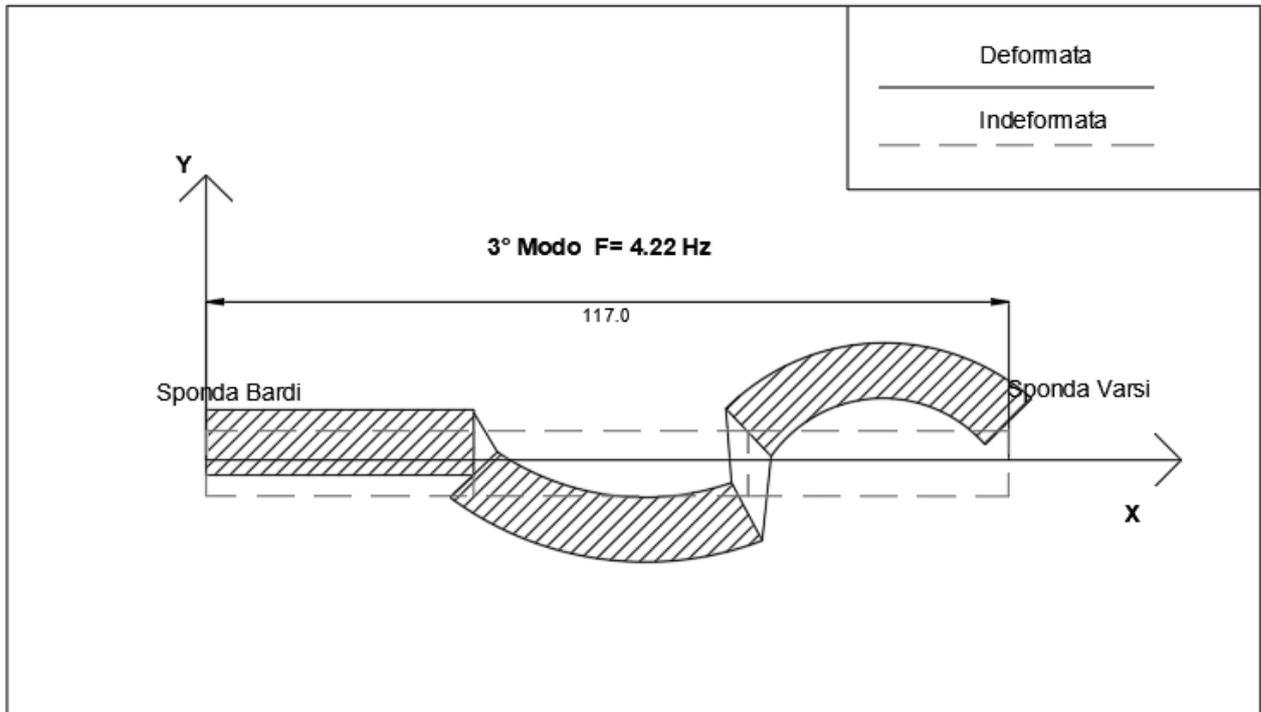


Figura 109. Rappresentazione qualitativa 3° modo sperimentale - Piano X-Y.

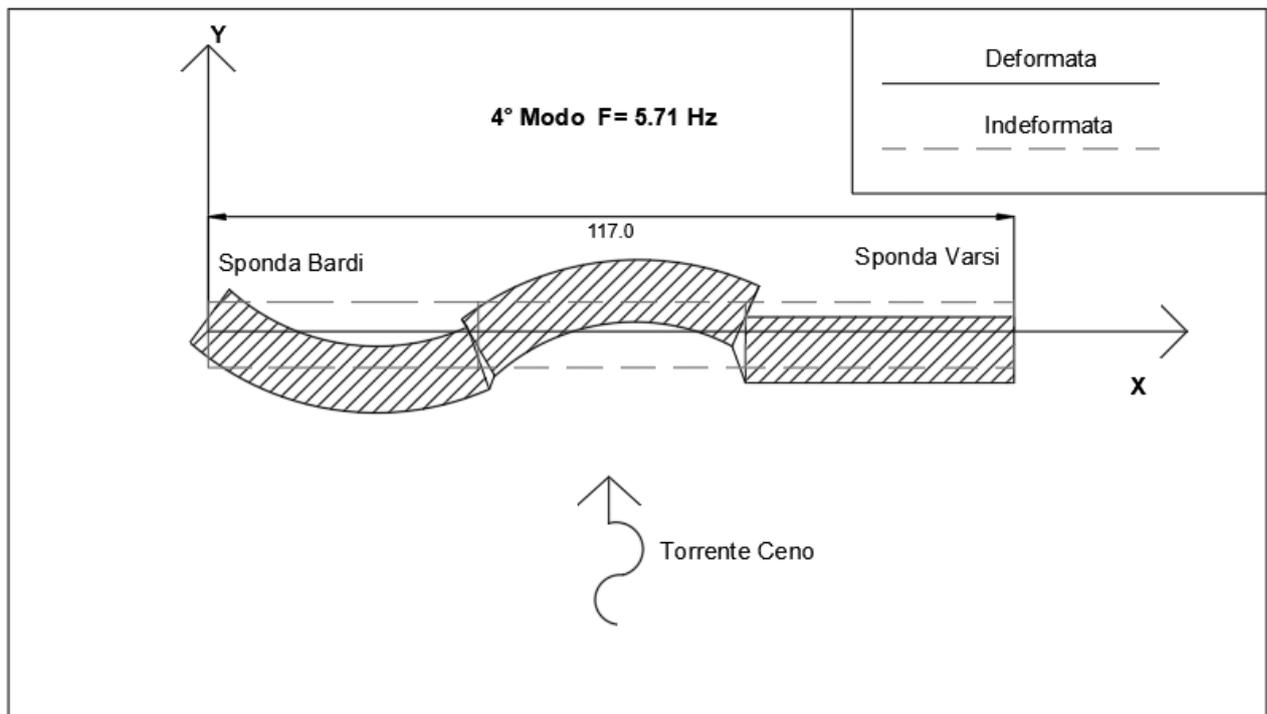


Figura 110. Rappresentazione qualitativa 4° modo sperimentale - Piano X-Y.

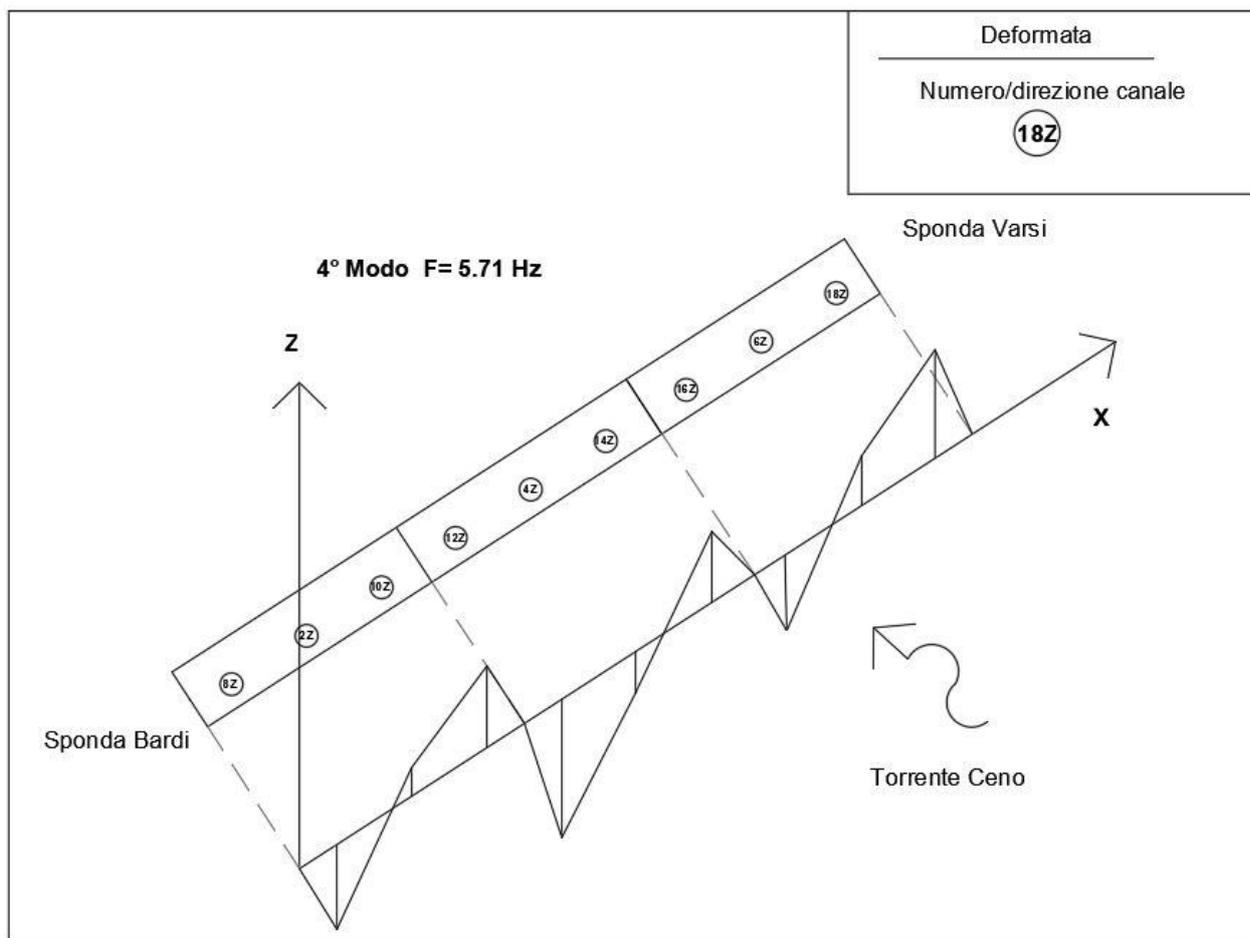


Figura 111.Rappresentazione qualitativa 4°modo sperimentale – Vista assometrica.

8. MODEL UPDATING

Con il Model Updating si conclude la caratterizzazione del ponte Lamberti. In particolare, in questa parte della tesi si riportano i principali passaggi che hanno portato alla calibrazione del modello F.E. mediante taratura dei parametri meccanici dei materiali relativi ai principali elementi strutturali a cui inizialmente sono stati assegnati dei valori arbitrari. Nel primo paragrafo viene introdotta la tecnica di Model Updating MMU e il corrispondente algoritmo di calcolo che, operando in maniera ciclica, permette di ottimizzare i parametri scelti per la taratura attraverso l'impiego di una funzione di costo che confronta modi sperimentali e di calcolo in termini di frequenze e MAC. Successivamente vengono riportate le diverse fasi del processo di calibrazione del modello che hanno consentito di tarare in maniera progressiva i moduli elastici di tutti gli elementi strutturali che influenzano maggiormente il comportamento del ponte oltreché le dimensioni dei giunti di collegamento tra le diverse campate. Nella parte finale del capitolo invece, al termine del processo di Model Updating, vengono inserite alcune delle forme modali del modello tarato del ponte Lamberti.

8.1. Introduzione all'algoritmo MMU

Il Model Updating, come già accennato in precedenza, è una procedura che consente di rendere un modello meccanico o termomeccanico in grado di interpretare il comportamento reale di una struttura, al fine di effettuare delle stime che siano sufficientemente affidabili. Perché tutto ciò avvenga è necessario introdurre delle funzioni di ottimizzazione grazie alle quali, una volta scelti i parametri da far variare in un range stabilito dall'operatore, è possibile avvicinare il modello meccanico di un manufatto ai dati che sono stati registrati durante le prove sperimentali. Nel corso degli anni sono stati sviluppati un elevato numero di algoritmi a seconda del tipo di ottimizzazione che si vuole ottenere e la maggior parte di essi è stata ottenuta attraverso l'osservazione di fenomeni naturali. Tra le più importanti tecniche di ottimizzazione vi sono quelle basate su algoritmi genetici e quelle basate su sistemi evolutivi. Nel caso dell'algoritmo di ottimizzazione MMU (G. D. Rosario Ceravolo 2017), questa tecnica consiste nella definizione di una matrice di ottimizzazione che viene calcolata ad ogni ciclo come prodotto di due matrici:

- Una rettangolare o quadrata che ha lungo le colonne i valori dei parametri valutati nel ciclo precedente.

- Una matrice quadrata che è l'inversa della matrice avente lungo le colonne le misure sperimentali dei parametri; dato che l'inversione potrebbe dar luogo a mal condizionamenti, essa viene effettuata attraverso la SVD (Singular Value Decomposition).

La procedura di Model Updating si articola in una serie di passaggi:

1. Scelta dei parametri iniziali da adottare nel ciclo 1;
2. Calcolo delle misure relative ai parametri scelti sulla base del modello F.E. di cui si vuole effettuare la calibrazione;
3. Calcolo dell'errore, della funzione di costo e confronto con il minimo valore;
4. Calcolo della matrice di trasformazione;
5. Valutazione dei nuovi parametri moltiplicando la matrice di trasformazione per le misure identificate;
6. Inizio del ciclo successivo
7. Si procede in maniera iterativa fino a quando non si giunge a convergenza.

Nel caso in esame la funzione di costo che è stata scelta per l'ottimizzazione dei parametri è la seguente ed essa sfrutta la definizione di distanza euclidea espressa in termini di frequenze e MAC (G. D. Rosario Ceravolo 2017):

$$J = \sum_{j=1}^n \alpha_w \left(\frac{f_j^{id} - f_j^c}{f_j^{id}} \right)^2 + \beta_w \left(\frac{1 - \sqrt{MAC_j}}{MAC_j} \right)^2 \quad (50)$$

Con:

f_j^{id} : j-esima frequenza identificata

f_j^c : j-esima frequenza calcolata

MAC_j : Modal Assurance Criterion riferito al j-esimo grado di libertà.

α_w, β_w : coefficienti di peso rispettivamente per le frequenze e per i valori di MAC.

n: numero di modi identificati

Il criterio di convergenza utilizzato fa sì che la procedura di correzione iterativa del modello si arresta nel momento in cui la variazione della funzione di costo in due cicli successivi assume un valore inferiore ad uno assunto come accettabile.

8.2. Calibrazione modello meccanico del ponte Lamberti

Le prove dinamiche condotte sul ponte Lamberti hanno permesso di determinare i parametri modali della struttura in relazione ai modi identificati. In questa fase invece, una volta scelti in maniera opportuna alcuni parametri meccanici della struttura da tarare, è possibile ottenere da un lato un modello meccanico che sia in grado di rappresentare con un certo grado di approssimazione il comportamento reale del ponte dall'altro una caratterizzazione qualitativa dei materiali costituenti gli elementi strutturali principali. Al termine del Model Updating il modello calibrato avendo capacità predittiva può essere utilizzato sia per finalità diagnostiche che per la progettazione di eventuali interventi di messa in sicurezza della struttura. Così partendo dalla rappresentazione delle forme dei modi identificati il primo passaggio per il Model Updating è stato l'aggiustamento manuale del modello meccanico preliminare per ottenerne uno più aderente al comportamento reale del ponte sul quale poi realizzare la calibrazione vera e propria. Al fine di simulare sia il collegamento fra le varie campate del ponte che quello fra le due campate esterne e le relative strutture reticolari poste ai lati (sponda Varsi e Bardi) si è partiti da un modello con elementi Link a cui è associato un valore di modulo elastico più alto rispetto a quello assegnato in partenza. Infine, sebbene inizialmente si sia scelto di non modellare le pile, considerate infinitamente rigide, in questa fase di taratura finale del modello meccanico del ponte sono state anch'esse inserite nel F.E.M. al fine di rendere maggiormente realistica la modellazione. Di seguito si riportano nella Tabella 20 i valori dei moduli elastici, densità e coefficienti di Poisson dei materiali dei vari elementi strutturali e le dimensioni degli elementi Link fra le varie campate:

| Caratteristiche degli elementi del modello di partenza | | | | | |
|--|---------------|------------------|-----------------------|------------------------------|-----------------|
| ELEMENTO | CODICE ID | NUMERO PARAMETRO | MODULO ELASTICO [Gpa] | DENSITA [Kg/m ³] | ν (Poisson) |
| Arcate campata sponda Varsi | IDMAT1 | 1 | 30 | 2500 | 0.2 |
| Arcate campata centrale | IDMAT2 | 2 | 30 | 2500 | 0.2 |
| Arcate campata sponda Bardi | IDMAT3 | 3 | 30 | 2500 | 0.2 |
| Travi trasversali (campata Varsi) | IDMAT4 | 4 | 25.5 | 2500 | 0.2 |
| Travi trasversali (campata Bardi) | IDMAT5 | 5 | 25.5 | 2500 | 0.2 |
| Travi trasversali (campata centrale) | IDMAT6 | 6 | 25.5 | 2500 | 0.2 |
| Pilastrini (campata Varsi) | IDMAT7 | 7 | 25.5 | 2500 | 0.2 |
| Pilastrini (campata centrale) | IDMAT8 | 8 | 25.5 | 2500 | 0.2 |
| Pilastrini (campata Bardi) | IDMAT9 | 9 | 25.5 | 2500 | 0.2 |
| Travi longitudinali (campata centrale) | IDMAT10 | 10 | 25.5 | 2500 | 0.2 |

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

| Caratteristiche degli elementi del modello di partenza | | | | | |
|--|----------------|-----------------------------|-----------------------------|-------------------------------|-------------|
| ELEMENTO | CODICE ID | NUMERO PARAMETRO | MODULO ELASTICO [Gpa] | DENSITA' [Kg/m ³] | v (Poisson) |
| Travi longitudinali (campata Bardi) | IDMAT11 | 11 | 25.5 | 2500 | 0.2 |
| Travi longitudinali (campata Varsi) | IDMAT12 | 12 | 25.5 | 2500 | 0.2 |
| Soletta | IDMAT13 | 13 | 30 | 2500 | 0.2 |
| Pilastrini (Struttura ret. sponda Bardi) | IDMAT16 | 16 | 25.5 | 2500 | 0.2 |
| Pilastrini (Struttura ret. sponda Varsi) | IDMAT17 | 17 | 25.5 | 2500 | 0.2 |
| Travi trasversali (Struttura ret. sponda Bardi) | IDMAT18 | 18 | 25.5 | 2500 | 0.2 |
| Travi trasversali (Struttura ret. sponda Varsi) | IDMAT19 | 19 | 25.5 | 2500 | 0.2 |
| Travi longitudinali (Struttura ret. sponda Bardi) | IDMAT20 | 20 | 25.5 | 2500 | 0.2 |
| Travi longitudinali (Struttura ret. sponda Varsi) | IDMAT21 | 21 | 25.5 | 2500 | 0.2 |
| Pile | IDMAT22 | 22 | 30 | 2500 | 0.2 |
| Giunti/Link | IDMAT24 | 24 | 11.6 | 0 | 0.2 |
| ELEMENTO | CODICE ID | PARAMETRO 1 | PARAMETRO 2 | | |
| Giunti/Link | IDSEC27 | L₁=0.06 m | L₂=1.12 m | | |

Tabella 20. Caratteristiche elementi strutturali del modello di partenza (in grassetto gli elementi sottoposti a calibrazione).

A seguire vengono riassunte all'interno di una tabella sia le informazioni principali relative alla procedura di Model Updating che i parametri della struttura che sono stati sottoposti a taratura indicandone per ciascuno di essi il valore iniziale e quello finale al termine della calibrazione. Infine, per ciascuno dei modi identificati, si confrontano i valori sperimentali di frequenza con quelli di calcolo e i relativi MAC.

| Caratteristiche | | CONFRONTO MODULI ELASTICI | | | CONFRONTO FREQUENZE | | | | CONFRONTO MAC |
|-----------------|------|---------------------------|--------------------------------------|----------------------|---------------------|------|--------------|-----------|---------------|
| | | E _o [Gpa] | ELEMENTO TARATO | E _c [Gpa] | Numero modo | fem | identificata | abs_delta | |
| Iterazioni | 1000 | 25.5 | Pilastrini (campata Varsi) | 13.1 | 1 | 2.22 | 2.29 | 0.07 | 93% |
| α | 1 | 25.5 | Pilastrini (campata centrale) | 26.2 | 3 | 4.66 | 4.20 | 0.46 | 53% |
| β | 1 | 25.5 | Pilastrini (campata Bardi) | 14.2 | 4 | 5.77 | 5.71 | 0.06 | 54% |
| Modi | 3 | 30 | Soletta | 23.1 | | | | | |
| | | 30 | Pile | 37.4 | | | | | |
| | | 11.6 | Giunti/Link | 14.9 | | | | | |
| | | L ₀ [m] | ELEMENTO TARATO | L _c [m] | | | | | |
| | | 0.35 | L ₁ | 0.06 | | | | | |
| | | 0.35 | L ₂ | 1.12 | | | | | |

Tabella 21. Report Model Updating.

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

Nella Figura 112 vengono riportati, in termini qualitativi, i risultati del Model Updating in gradazioni di colore: i colori più scuri rappresentano i valori di modulo elastico più alti. Infine, le Figure 113-134 descrivono i modi di vibrare principali del modello tarato.

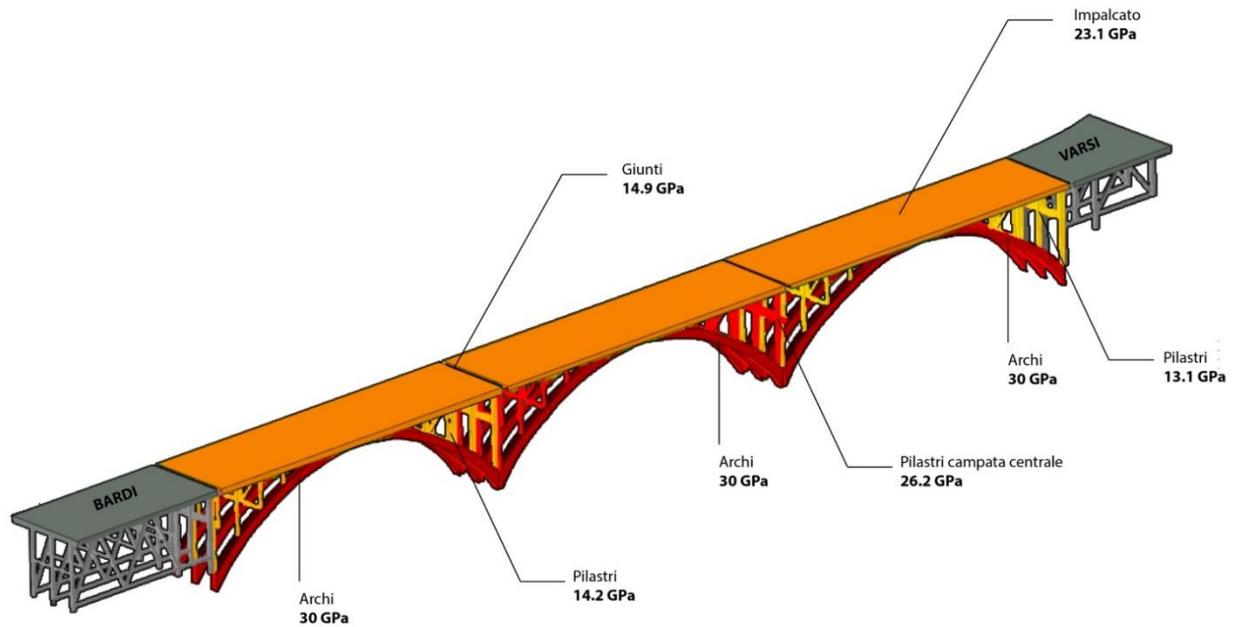


Figura 112. Risultati qualitativi del model updating.

8.2.1. 1° Modo di vibrare F.E.M.

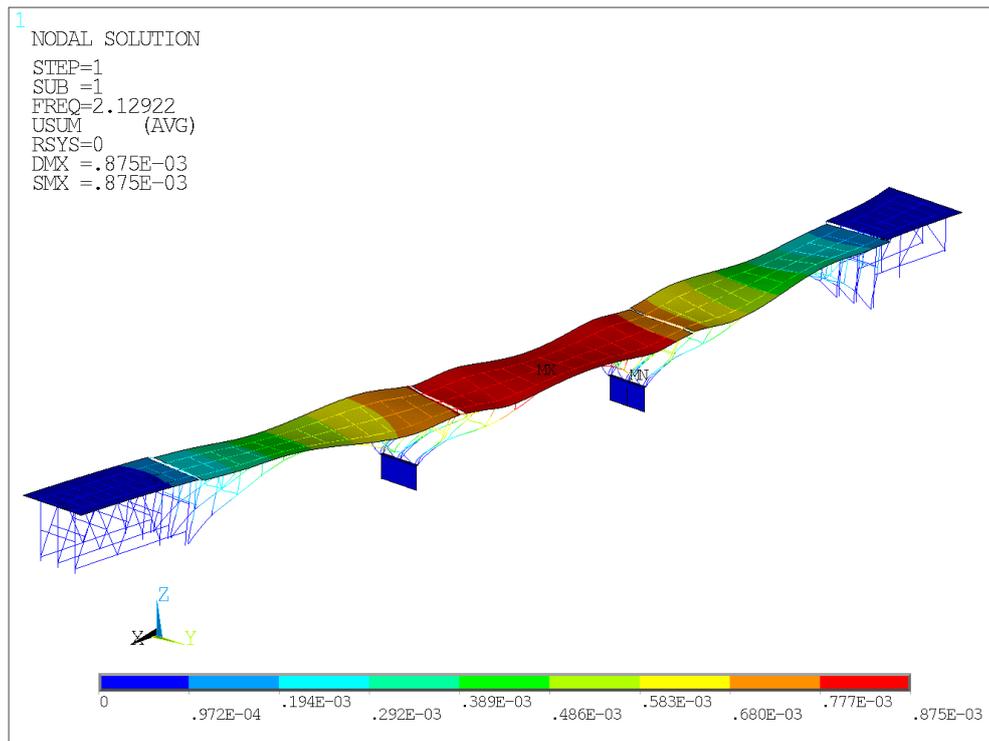


Figura 113. 1° Modo F.E.M.-Vista assonometrica.

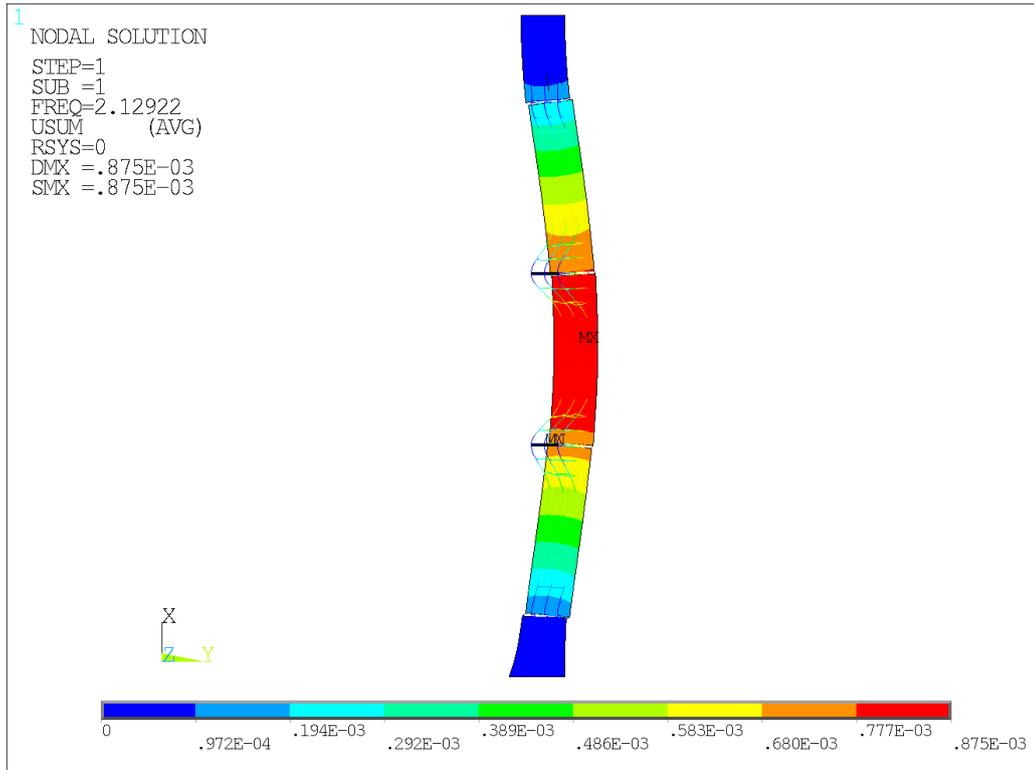


Figura 114. 1° Modo F.E.M.-Vista nel piano X-Y.

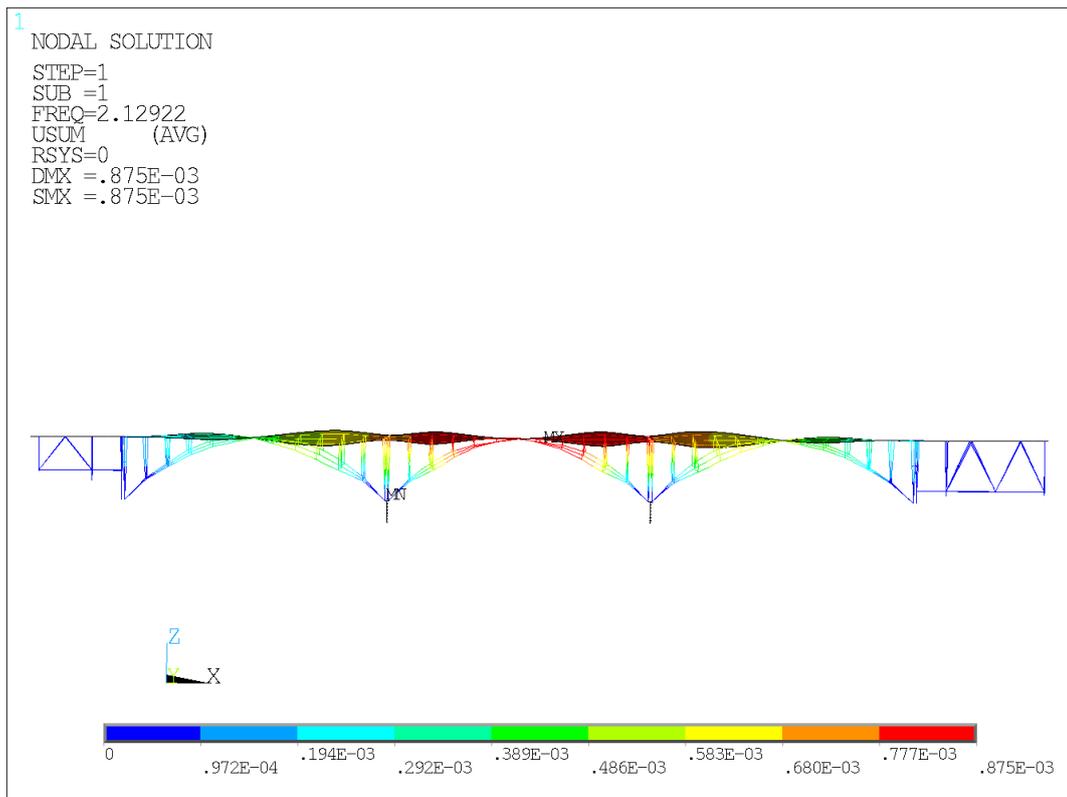


Figura 115. 1° Modo F.E.M.-Piano verticale.

8.2.2. 2° Modo di vibrare F.E.M.

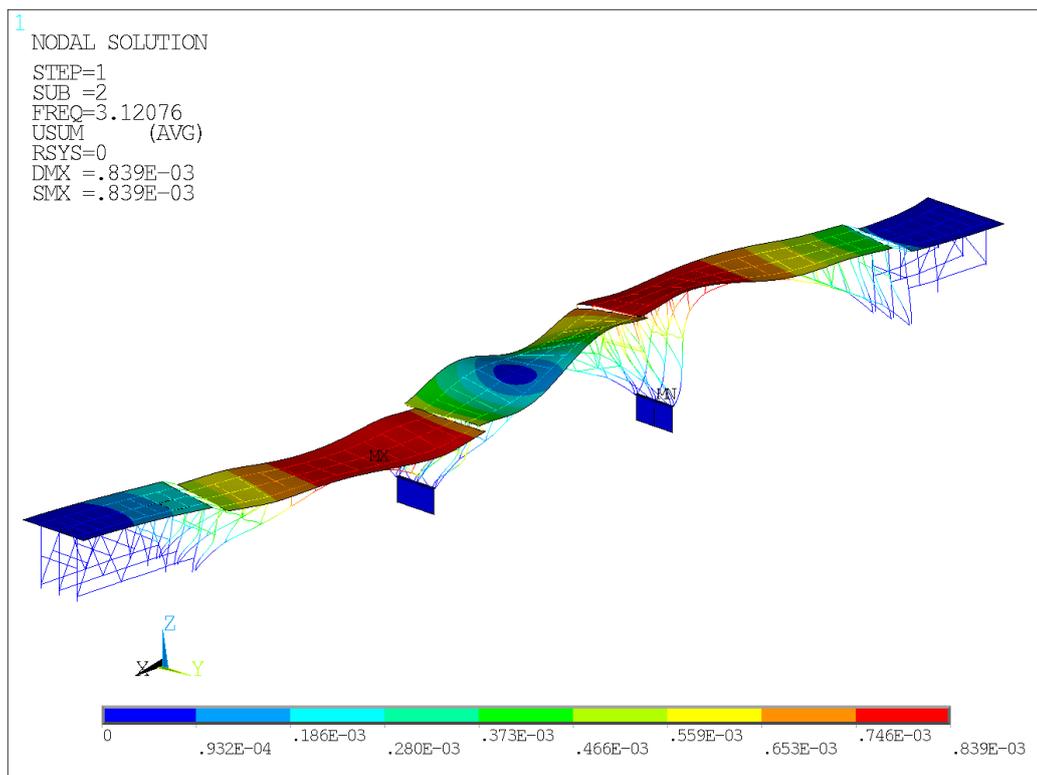


Figura 116.2° Modo F.E.M.-Vista assometrica.

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

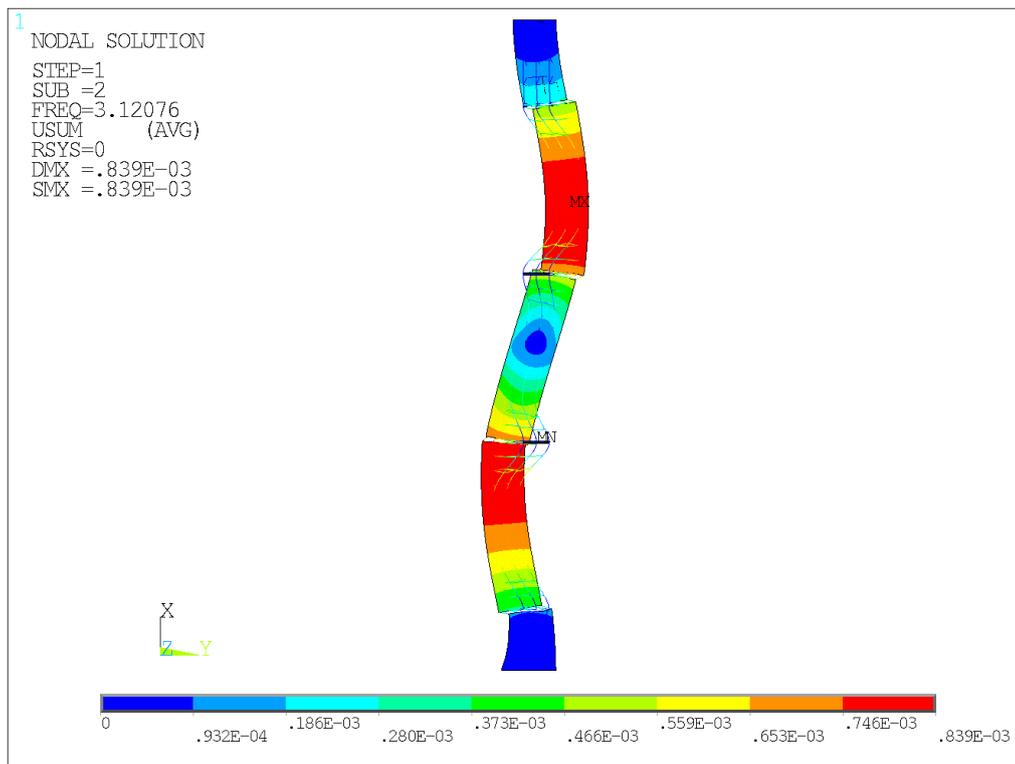


Figura 117.2° Modo F.E.M.-Vista nel piano X-Y.

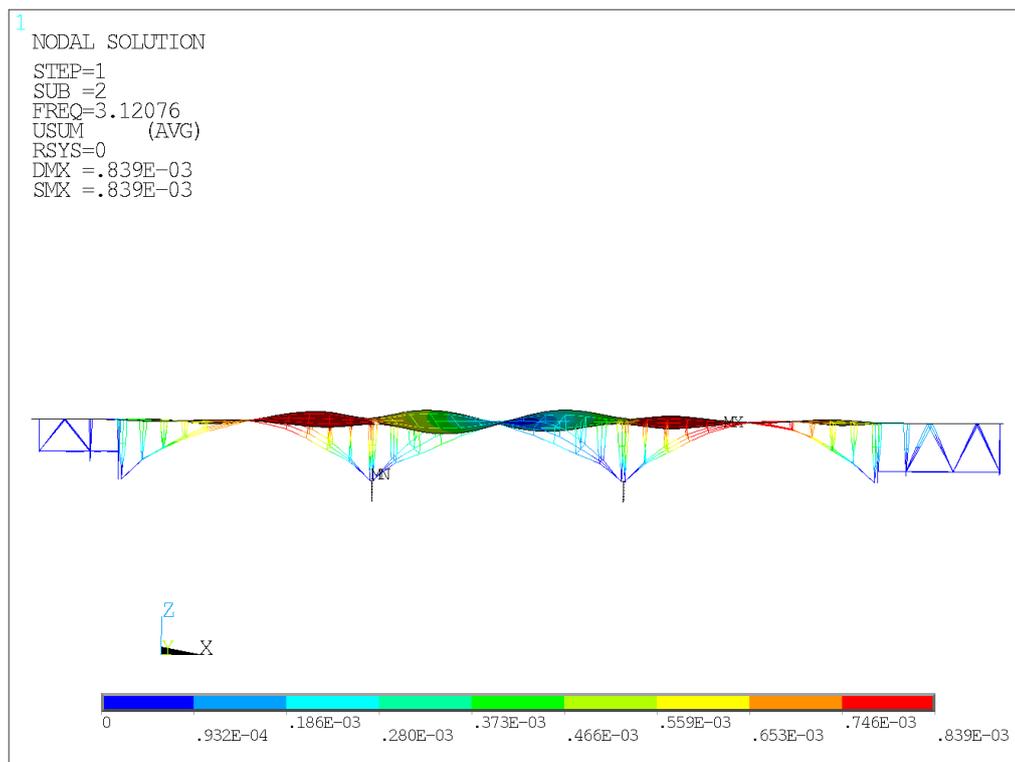


Figura 118.2° Modo F.E.M.-Vista nel piano verticale.

8.2.3. 3° Modo di vibrare F.E.M.

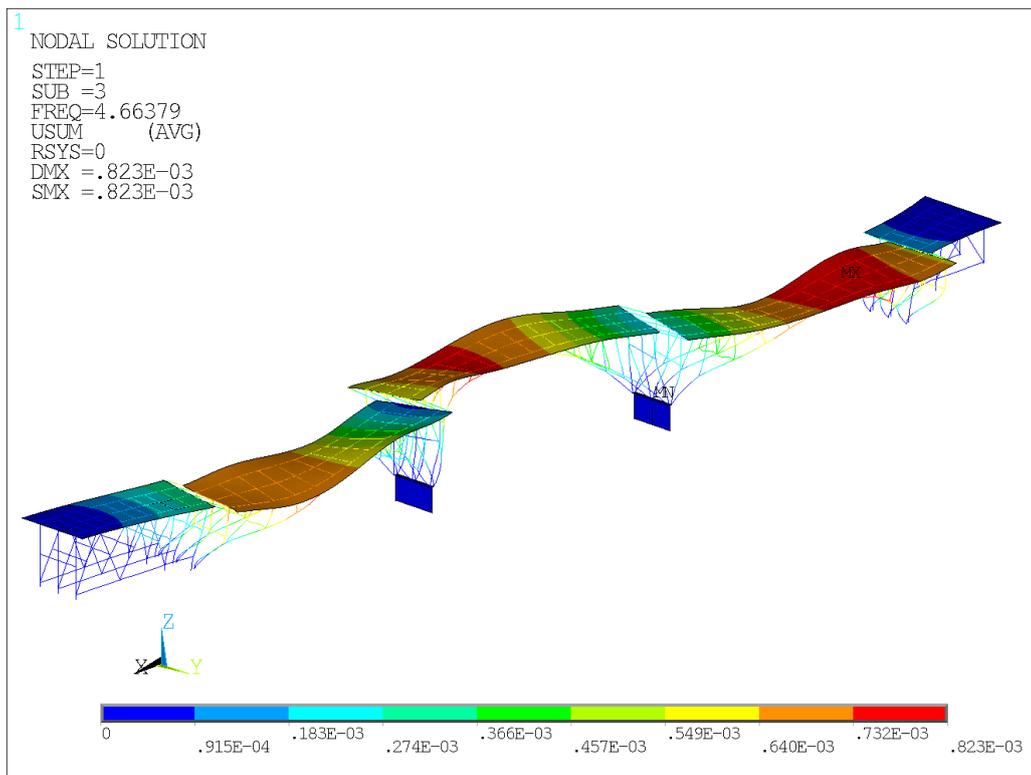


Figura 119. 3° Modo F.E.M.-Vista assonometrica.

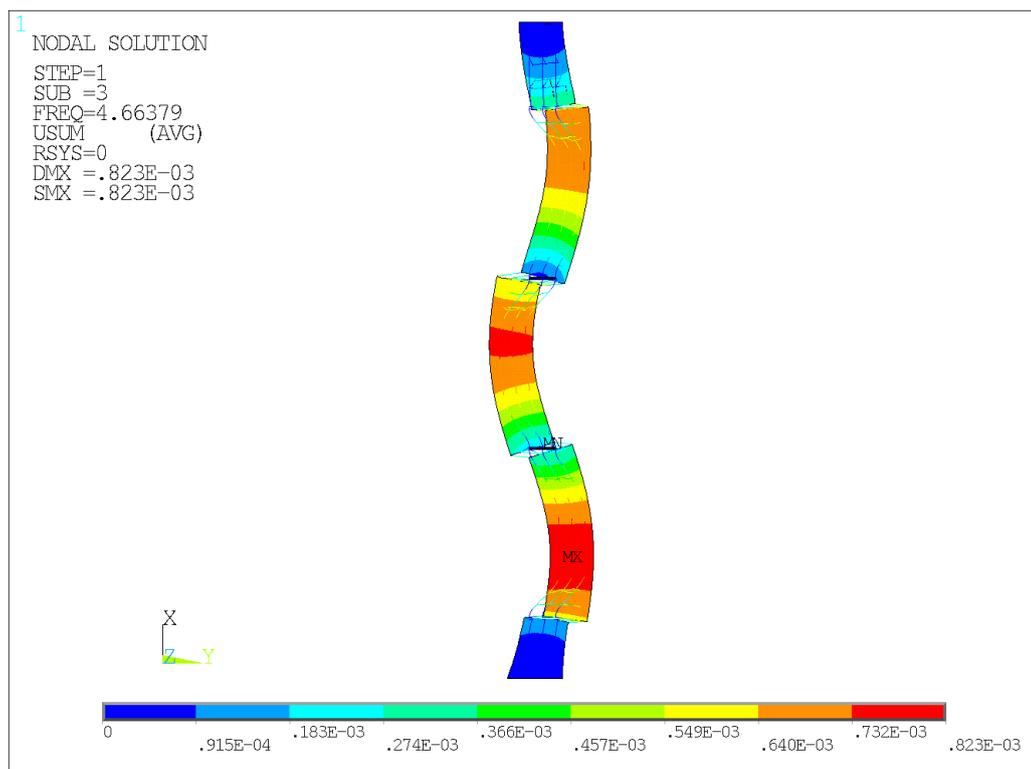


Figura 120. 3° Modo F.E.M.-Vista nel piano X-Y.

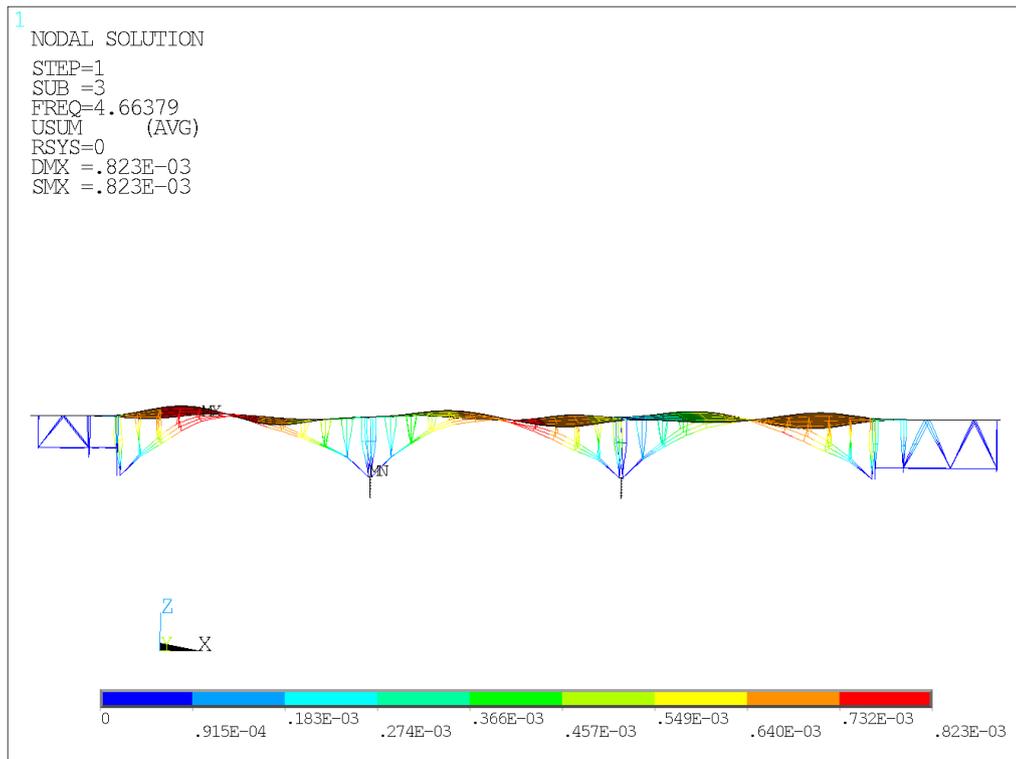


Figura 121.3° Modo F.E.M.-Vista nel piano verticale.

8.2.4. 4° Modo di vibrare F.E.M.

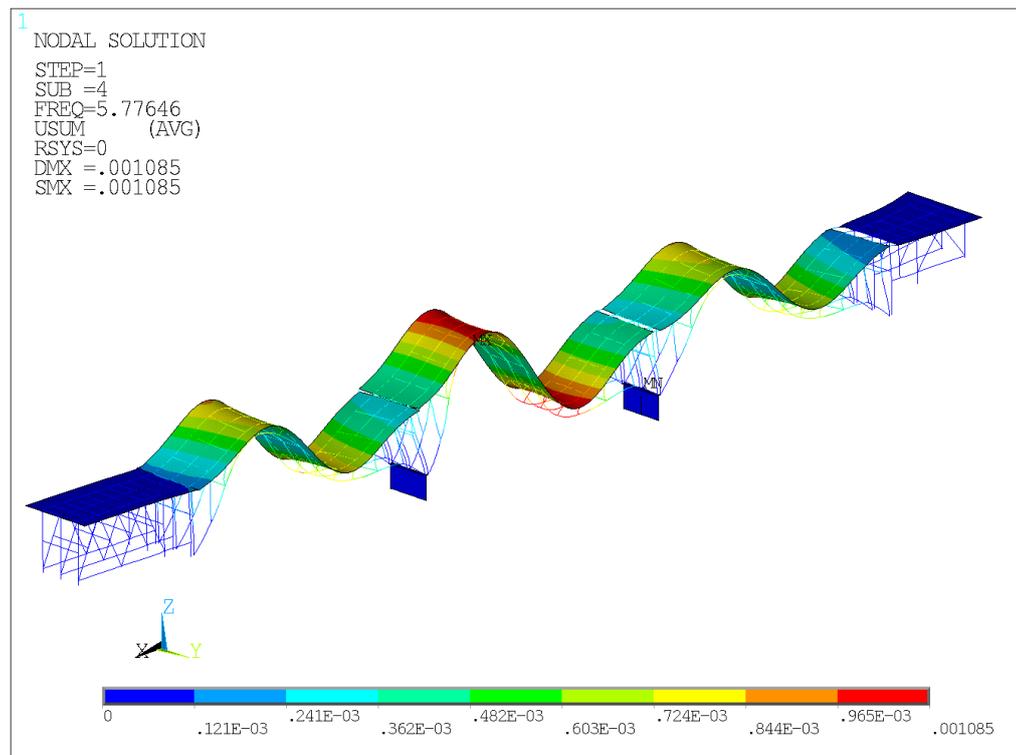


Figura 122. 4° Modo F.E.M.-Vista assometrica.

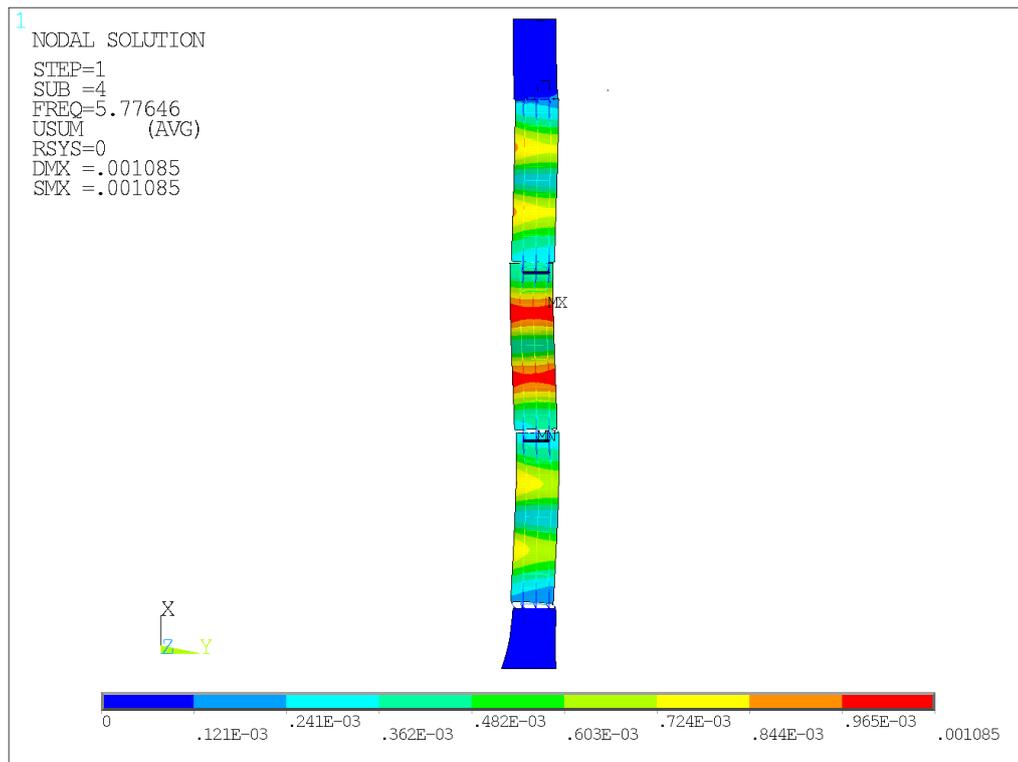


Figura 123. 4° Modo F.E.M.-Vista nel piano X-Y.

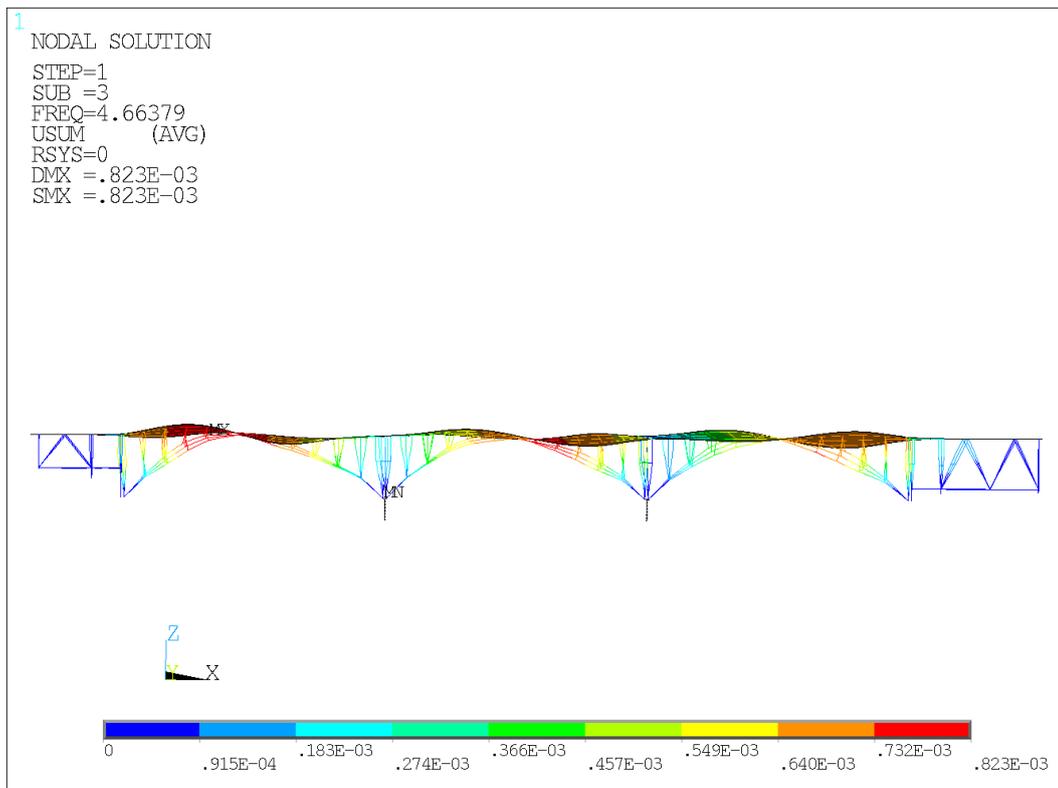


Figura 124. 4° Modo F.E.M.-Vista nel piano verticale.

8.2.5. 5° Modo di vibrare F.E.M.

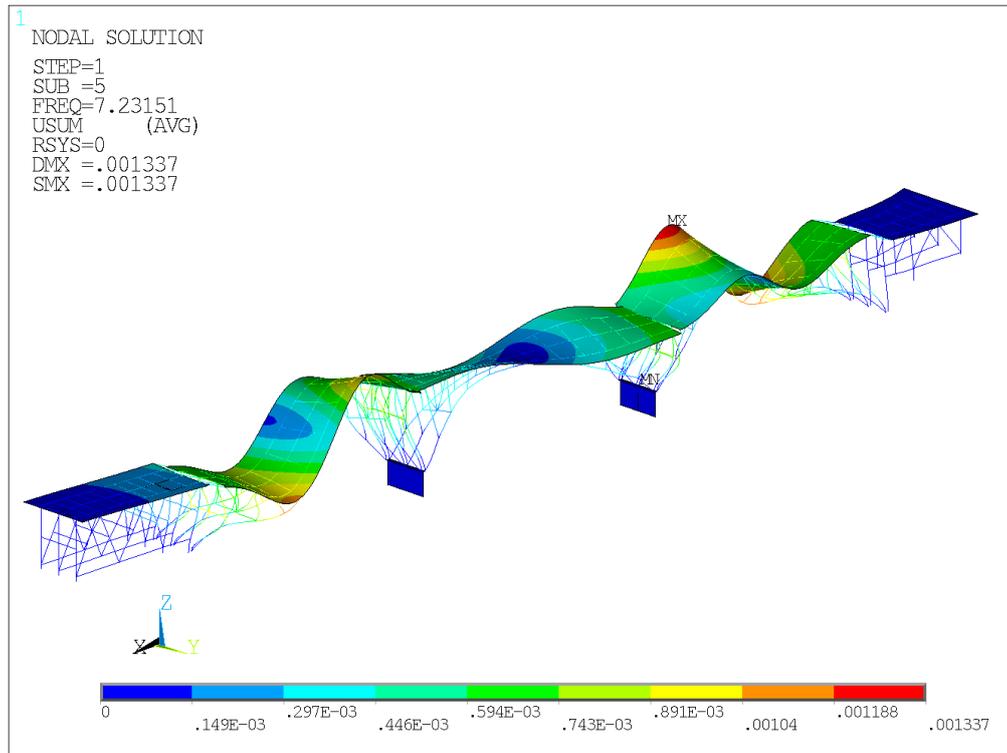


Figura 125. 5° Modo F.E.M.-Vista assometrica.

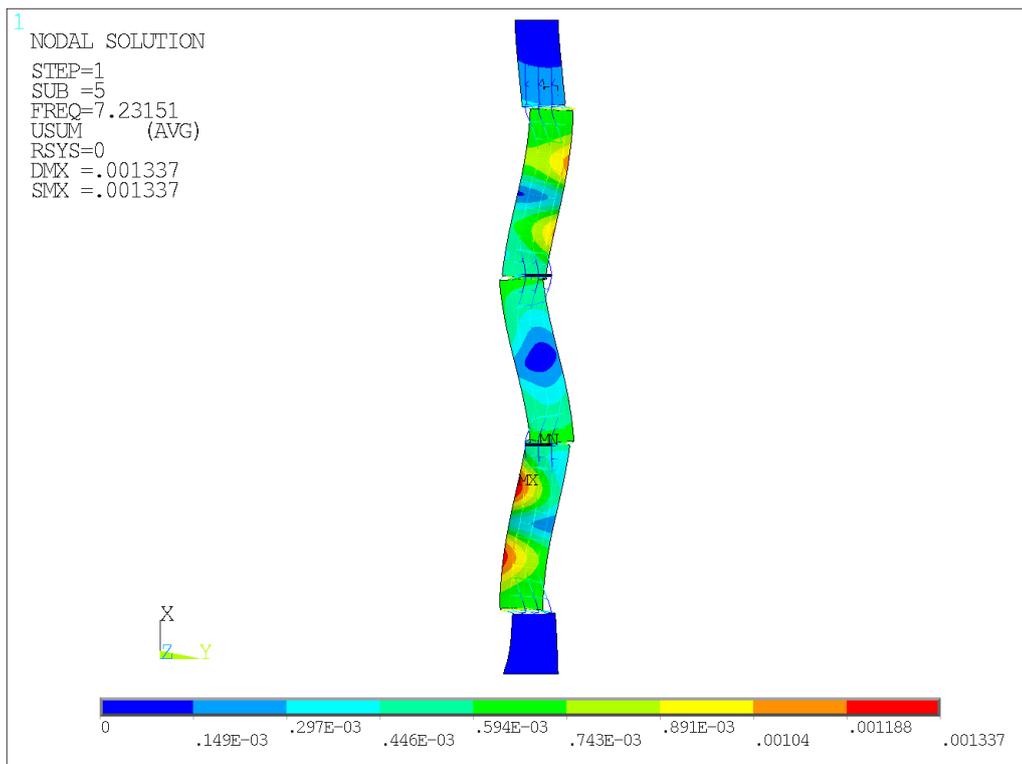


Figura 126. 5° Modo F.E.M.-Vista nel piano X-Y.

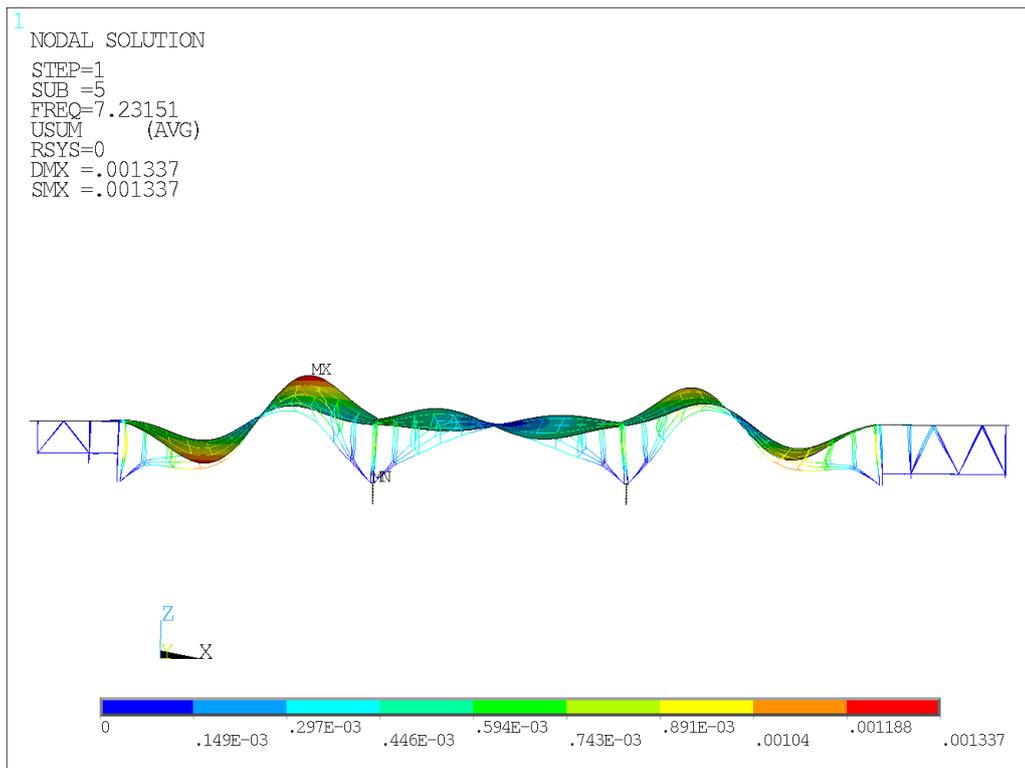


Figura 127. 5° Modo F.E.M.-Vista nel piano verticale.

8.2.6. 6° Modo di vibrare F.E.M.

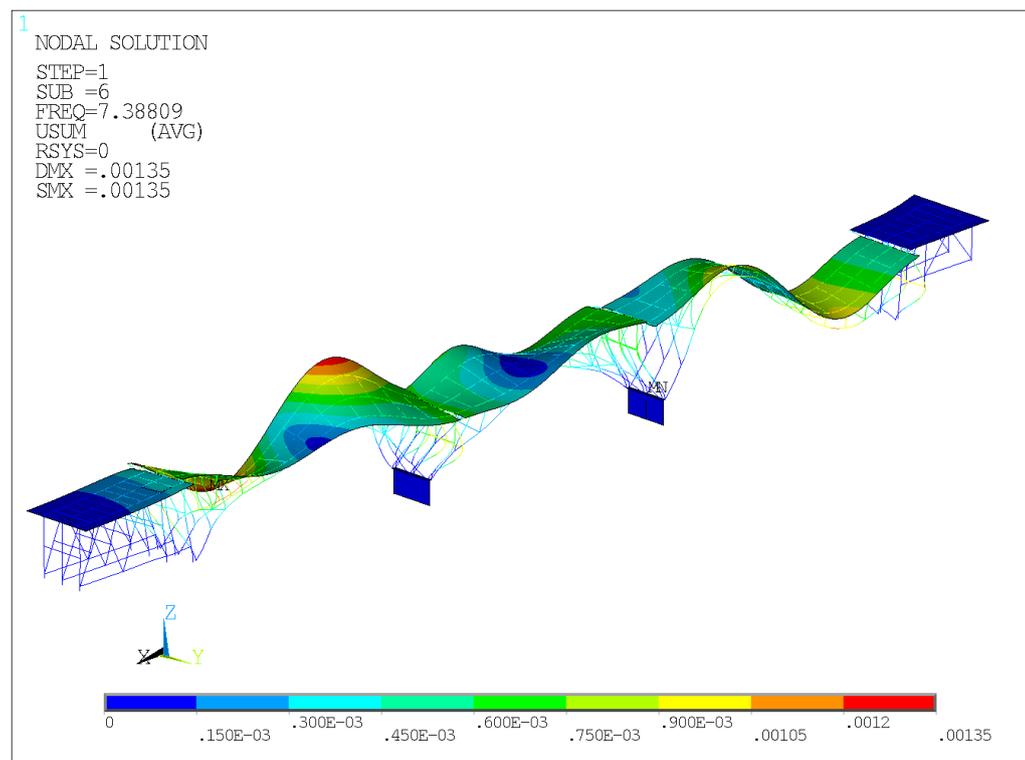


Figura 128. 6° Modo F.E.M.-Vista assometrica.

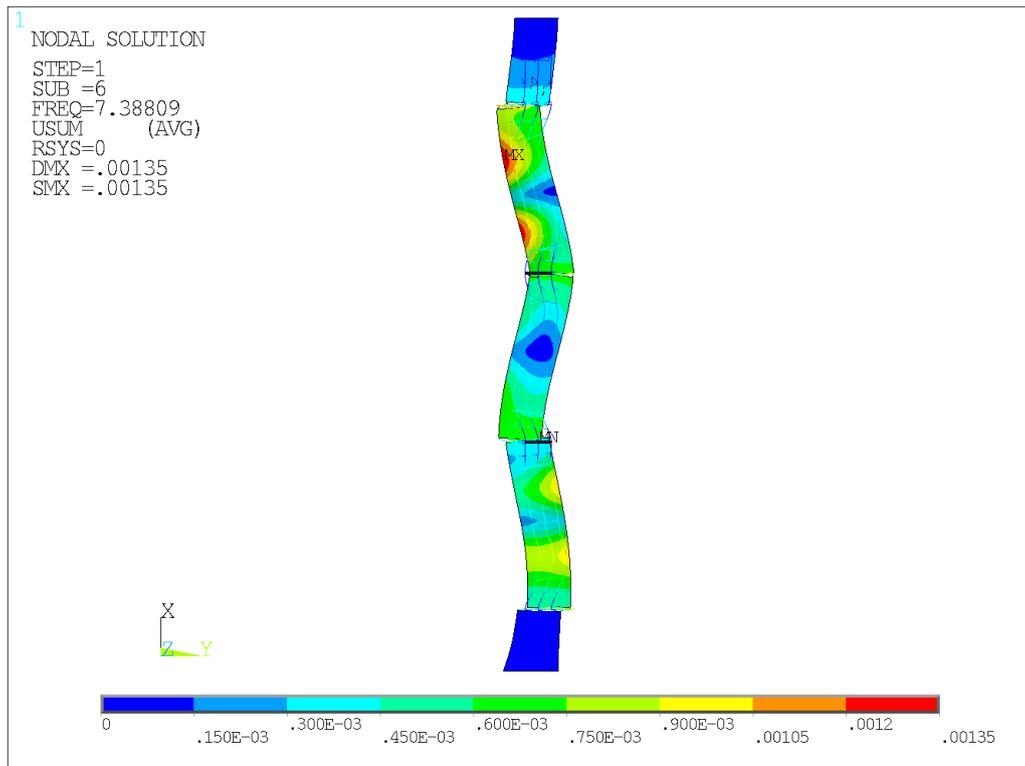


Figura 129. 6° Modo F.E.M.-Vista nel piano X-Y.

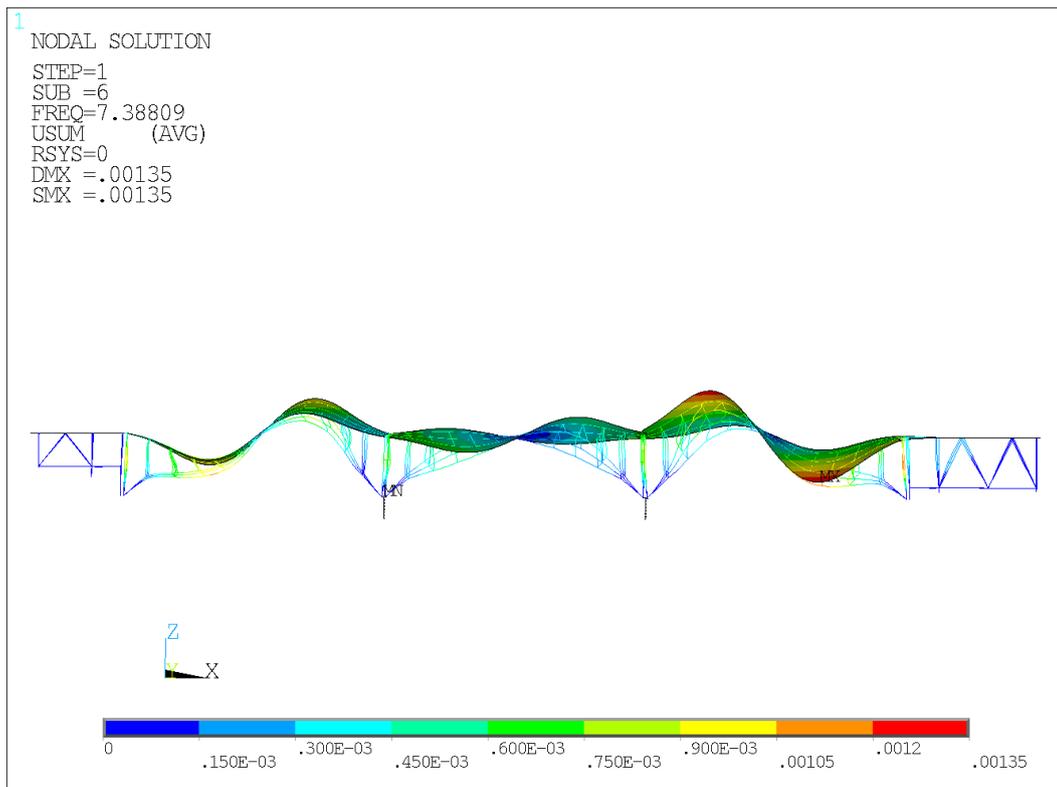


Figura 130. 6° Modo F.E.M.-Vista nel piano verticale.

9. CONCLUSIONI

Il monitoraggio strutturale, come già anticipato, costituisce indubbiamente uno strumento privilegiato per la diagnosi di danneggiamenti presenti sulle strutture esistenti e non immediatamente visibili nei casi in cui si manifesti la necessità di accrescere il livello di conoscenza di una costruzione tramite una caratterizzazione dinamica dei principali elementi strutturali, assicurando costi e livelli di invasività minimi. I setup specificatamente realizzati per il monitoraggio del ponte Lamberti hanno permesso di realizzare sia l'identificazione dinamica della struttura con l'estrazione dei relativi parametri modali che la taratura di un modello meccanico con capacità predittiva. A questo punto, il modello meccanico tarato è un valido strumento sia per l'individuazione di anomalie nel comportamento strutturale del ponte che, successivamente, per prevedere eventuali interventi di adeguamento da realizzare. Occorre inoltre evidenziare che la complessità della struttura legata alla presenza di un elevato numero di elementi pluri-connessi, le incertezze legate alla rigidità delle connessioni e il degrado abbiano comportato un discostamento tra il comportamento reale della costruzione e quello derivante dal modello numerico. Nonostante questi aspetti, l'ottimizzazione dei setup ha consentito di far corrispondere i principali modi di vibrare sperimentali e quelli numerici permettendo di formulare le seguenti considerazioni sul comportamento modale:

1. Il primo modo di vibrare orizzontale avente frequenza pari a 2,29 Hz indica una certa disomogeneità nel comportamento degli archi mostrando una deformabilità prevalentemente concentrata nei giunti di collegamento fra le diverse campate.
2. Il secondo modo orizzontale con frequenza pari a 3.11 Hz sembra rivelare un comportamento torsionale sui giunti più complesso rispetto a quanto simulato dal modello.
3. Il comportamento dei modi verticali sembra essere ben catturato dal modello FE. Questo fa pensare a un comportamento degli elementi sottoposti alle azioni verticali (archi in calcestruzzo) che conferma le previsioni del modello.
4. Gli smorzamenti associati ai diversi modi di vibrare invece si attestano intorno a valori alti compresi fra il 3% e il 6%.
5. Con riferimento al setup 1, gli spostamenti relativi tra le varie campate misurati in corrispondenza dei giunti dagli LVDT risultano avere valori massimi intorno ai 0.55mm in direzione Y e 1mm in direzione X al passaggio di mezzi pesanti e valori pari rispettivamente a 0.012mm e 0.0067 mm in condizioni ambientali.

Al termine del processo di Model Updating sulla base del comportamento del modello calibrato è possibile esprimere le seguenti valutazioni:

1. La deformabilità è concentrata prevalentemente nei giunti di collegamento fra le diverse campate, ai quali sono stati attribuiti in seguito al Model Updating delle dimensioni e un valore del modulo elastico fittizi.
2. La soletta, caratterizzata da un valore di modulo elastico leggermente inferiore rispetto a quello inizialmente ipotizzato, suggerirebbe la presenza di un degrado diffuso e uniforme su tutto l'impalcato. Il valore identificato per il modulo elastico medio, pari a circa 23 GPa, è comunque atteso in calcestruzzi dell'epoca.
3. Al termine della calibrazione il modello manifesta una certa variabilità nei valori dei moduli elastici dei pendini o pilastri verticali; in particolare i pilastri delle due campate esterne presentano un modulo di Young più basso rispetto a quelli della campata centrale, indicando un maggiore degrado.

Sulla base dei risultati delle prove di caratterizzazione meccanica e relativa calibrazione del modello, si formulano le seguenti considerazioni sullo stato di degrado e sulla vulnerabilità sismica del ponte Lamberti.

1. Il comportamento dinamico trasversale del ponte risulta caratterizzato dalla parzializzazione operata dai giunti. Questo tipo di funzionamento determina un sensibile incremento della deformabilità, sia verticale che trasversale, accelerando i fenomeni di degrado.
2. A causa dei giunti, il ponte dimostra una certa vulnerabilità e scarsa robustezza rispetto alle azioni sismiche trasversali. Inoltre, le dimensioni dei giunti sono tali da favorire importanti fenomeni di martellamento, rispetto alle azioni sismiche agenti sia longitudinalmente che trasversalmente.
3. Il quadro di vulnerabilità sismica propria delle strutture in cemento armato degli anni Trenta, caratterizzate da una ridotta armatura trasversale a taglio e da stadi molto avanzati di carbonatazione è aggravato dalle criticità precedentemente sottolineate.
4. I pilastri, o pendini, sembrano essere molto ammalorati, specie in corrispondenza delle due campate esterne, e dunque deformabili rispetto alle azioni orizzontali, sia quelle sismiche che quelle indotte dai mezzi pesanti.

5. Lo stato del sistema strutturale rispetto alle azioni verticali invece non sembra mostrare anomalie importanti. Ciò può essere dovuto sia all'attesa buona qualità dei materiali usati negli elementi principali, ossia gli archi, sia al fatto che questi elementi lavorano in compressione e non subiscono importante degrado ad eccezione di quello superficiale.

Indice delle figure

| | |
|---|----|
| Figura 1. Localizzazione Ponte Lamberti tramite Google Earth..... | 7 |
| Figura 2. Vista aerea Ponte Lamberti, Google Earth. | 8 |
| Figura 3. Ponte Lamberti. | 9 |
| Figura 4. Discontinuità dell'impalcato ed esposizione a fenomeni di martellamento in presenza di sisma. | 10 |
| Figura 5. Ponte Lamberti, spalling del copriferro in corrispondenza della campata centrale. | 11 |
| Figura 6. Barre d'armatura a taglio di una delle travi longitudinali esposte all'aria e corrose. | 11 |
| Figura 7. Distribuzione del modulo di Young sui diversi elementi della chiesa Madonna delle Nevi. | 14 |
| Figura 8. Torre campanaria del Duomo di Fossano. Capitolo 'Indagini dinamiche e monitoraggio sismico' (Rosario Ceravolo, Erica Lenticchia, 2017) tratto dal libro (Astrua F. 2017) | 15 |
| Figura 9. Paraboloide di Casale Monferrato. (G. D. Rosario Ceravolo 2019 (in corso di pubblicazione)). | 15 |
| Figura 10. Zarzuela Hippodrome a Madrid, Torroja 1935. | 19 |
| Figura 11. Palazzetto dello sport a Roma, Nervi 1957. | 20 |
| Figura 12. Ponte del risorgimento a Roma, Hennebique 1911. | 20 |
| Figura 13. Viadotto Polcevera a Genova, Morandi 1967. | 20 |
| Figura 14. Effetto del secondo ordine | 23 |
| Figura 15. Tavanasa Bridge, Danis (Svizzera), Maillart, 1905. | 24 |
| Figura 16. Arco a tre cerniere | 24 |
| Figura 17. Ponte Zuoz, Zernez (Svizzera), Maillart, 1901. | 25 |
| Figura 18. Ponte Salginatobel, Schiers (Svizzera), Maillart, 1930. | 26 |
| Figura 19. Ponte Schwandbach, Schwarzenburg (Svizzera), Maillart, 1933. | 26 |
| Figura 20. Serie di "ponti alla Maillart", Autostrada Napoli-Pompei (Iori 2015). | 27 |
| Figura 21. Ponte di Maria Pia sul fiume Douro, Porto (Portogallo), 1877. (Troyano, 2006). | 27 |
| Figura 22. Ponte de Los Tilos, La Palma, 2004 (Troyano, 2006). | 28 |
| Figura 23. Poligono funicolare e poligono delle forze | 29 |
| Figura 24. Spessori minimi dei copriferri (Norma UNI EN 1992-1-1 1991). | 34 |
| Figura 25. Grafico sulla velocità di Carbonatazione | 35 |
| Figura 26. Cause intrinseche ed esterne di ammaloramento (ANAS 2017). | 36 |
| Figura 29. Andamento coefficiente topografico (Ghizzoni 2013). | 38 |
| Figure 28. Parametri fondamentali relativi al Ponte Lamberti (Ghizzoni 2013). | 39 |
| Figura 29. Spettri di risposta elastici (Ghizzoni 2013). | 40 |
| Figura 32. Calcolo T_{INT} e T_R (Ghizzoni 2013). | 41 |
| Figura 31. Localizzazione ponti analoghi al "Lamberti, (Google Earth) | 42 |
| Figura 32. Ponte sull'Arno, Montelupo fiorentino, (Google Earth). | 43 |
| Figura 33. Vista prospettica e in pianta del ponte (Santarella L. 1932). | 43 |
| Figura 34. Viste in sezione (Santarella L. 1932). | 44 |
| Figura 35. Ponte sul Torrente Ondella, Armeno (Google Earth). | 44 |
| Figura 36. Vista in pianta e in prospettiva (Santarella L. 1932). | 45 |
| Figura 37. Armatura nell'arco e centina di costruzione (Santarella L. 1932). | 45 |
| Figura 38. Ponte sul Tanaro presso Bastia Mondovì, (Google Earth). | 46 |

| | |
|---|-----|
| Figura 39. Vista prospettica, distribuzione delle armature e vista in pianta (Santarella L. 1932)..... | 46 |
| Figura 40. Centina di costruzione del ponte (Santarella L. 1932)..... | 47 |
| Figura 41. Ponte Autostradale sul Brembo, Bergamo (Spea Engineering 2004-2011) | 47 |
| Figura 42. Prospetto del ponte (Santarella L. 1932). | 48 |
| Figura 43. Schema delle armature (Santarella L. 1932)..... | 48 |
| Figura 44. Statica grafica: Curva delle Pressioni (Santarella L. 1932)..... | 49 |
| Figura 45. Ponte canale sul fiume Brembo, Filago (www.ParcoBassoBrembo.it). | 49 |
| Figura 46. Prospetto e sezioni del ponte (Santarella L. 1932)..... | 50 |
| Figura 47. Ponte Gueroz, Vernayaz (Svizzera), 1933. | 50 |
| Figura 48. Ponte di Javroz, Charmey (Svizzera), 1950. (www.Espazium.ch) | 51 |
| Figura 49. Adeguamento del modello ai dati, processo di calibrazione (Brincker 2006)..... | 55 |
| Figura 50. Diagramma di flusso analisi modale sperimentale (Giovanni Fabbrocino 2007)... | 62 |
| Figura 54. Fasi Model Updating. | 63 |
| Figura 52. Diagramma di flusso sulle fasi di lavoro. | 68 |
| Figura 53. Tavole di rilievo: sezioni trasversali (B-B, C-C) del Ponte Lamberti (Allegato 2 - Tavole di rilievo 2013)..... | 69 |
| Figura 54. Tavole di rilievo: vista planimetrica Ponte Lamberti (Allegato 2 -Tavole di rilievo 2013)..... | 70 |
| Figura 55. Tavole di rilievo: sezione longitudinale A-A Ponte Lamberti (Allegato 2 -Tavole di rilievo 2013). | 71 |
| Figura 56. Modellazione del giunto con elementi beam. | 73 |
| Figura 57. Modellazione senza giunto. | 73 |
| Figura 61. Modello geometrico spaziale del Ponte Lamberti da Autocad 2018. | 77 |
| Figura 59. Beam 188..... | 81 |
| Figura 60. Shell 281 | 81 |
| Figura 61. FEM Ponte Lamberti continuo senza giunti. | 82 |
| Figura 62. FEM Ponte Lamberti discontinuo con giunti modellati attraverso elementi beam. | 83 |
| Figura 63. Modellazione del giunto con elementi beam..... | 83 |
| Figura 64. FEM Ponte Lamberti, modellazione senza giunto. | 84 |
| Figura 65. Modello senza giunti: Modo 1°. | 89 |
| Figura 66. Modello senza giunti: Modo 2°. | 89 |
| Figura 67. Modello senza giunti: Modo 4°. | 90 |
| Figura 68. Modello senza giunti: Modo 7°. | 90 |
| Figura 69. Modello senza giunti: Modo 20°. | 91 |
| Figura 70. Modello senza giunti: Modo 75°. | 91 |
| Figura 71. Modello con giunti: Modo 1°. | 92 |
| Figura 72. Modello con giunti: Modo 2°. | 93 |
| Figura 73. Modello con giunti: Modo 3°. | 93 |
| Figura 74. Modello con giunti: Modo 5°. | 94 |
| Figura 75. Modello con giunti: Modo 29°. | 94 |
| Figura 76. Esecuzione delle prove..... | 96 |
| Figura 77. Accelerometri mono-assiali PCB Trasduttori LVDT..... | 97 |
| Figura 78. Sezione interna dell'accelerometro in fase di lavoro. | 97 |
| Figura 79. Sistema di acquisizione..... | 98 |
| Figura 80. Fase di acquisizione. | 99 |
| Figura 81. Schema Setup 1. | 100 |

| | |
|---|-----|
| Figura 82.Schema Setup 1bis. | 101 |
| Figura 83.Schema setup 2. | 102 |
| Figura 84.Schema setup 2 bis | 103 |
| Figura 85. Cubetti con accelerometri da 1 a 3 (posizioni comuni). | 104 |
| Figura 86.Cubetti con accelerometri da 4 a 6 (posizioni comuni). | 104 |
| Figura 87. Cubetti con accelerometri da 7 a 9 (setup 2). | 105 |
| Figura 88.Cubetti con accelerometri da 10 a 12 (Setup 2). | 105 |
| Figura 89. Cubetti con accelerometri da 13 a 15 (Setup 2). | 105 |
| Figura 90.Cubetti con accelerometri da 16 a 18 (Setup 2). | 106 |
| Figura 91.LVDT in prossimità dei giunti (Setup 1 e Setup 1 bis). | 106 |
| Figura 92.Setup 1-Acquisizione ambientale..... | 113 |
| Figura 93.Setup 2-Acquisizione ambientale con passaggio di veicolo pesante. | 114 |
| Figura 94.Setup1- Acquisizione ambientale LVDT con passaggio di veicolo pesante. | 114 |
| Figura 95.Setup1-Acquisizione ambientale LVDT. | 115 |
| Figura 96.Schema con le posizioni. | 115 |
| Figura 97.Spostamenti relativi in posizione S1 al passaggio di un mezzo pesante: 0.39mm lungo X e 0.35mm lungo Y..... | 116 |
| Figura 98.Spostamenti relativi in posizione S2 al passaggio di un mezzo pesante: 0.04mm lungo X e -0.37mm lungo Y. | 116 |
| Figura 99.Spostamenti relativi in posizione S2 al passaggio di un mezzo pesante: 0.53mm lungo X e 0.98mm lungo Y..... | 116 |
| Figura 100.Spostamenti relativi in posizione S4 al passaggio di un mezzo pesante: 0.37mm lungo X e 0.35mm lungo Y..... | 117 |
| Figura 101.Setup 1: Separazione dei modi identificati in stabili e instabili nell'intervallo 2-12Hz..... | 120 |
| Figura 102.Setup1: Identificazioni stabili nell'intervallo 2-12Hz. | 120 |
| Figura 103.Setup 2 bis: Separazione dei modi identificati in stabili e instabili nell'intervallo 2-12Hz..... | 121 |
| Figura 104.Setup 2bis: Identificazioni stabili nell'intervallo 2-12Hz. | 121 |
| Figura 105.Setup1: Clustering. | 122 |
| Figura 106.Setup 2 bis: Clustering. | 122 |
| Figura 107.Rappresentazione qualitativa 1° modo sperimentale – Piano X-Y. | 124 |
| Figura 108.Rappresentazione qualitativa 2° modo sperimentale - Piano X-Y..... | 124 |
| Figura 109.Rappresentazione qualitativa 3° modo sperimentale - Piano X-Y..... | 125 |
| Figura 110.Rappresentazione qualitativa 4°modo sperimentale - Piano X-Y..... | 125 |
| Figura 111.Rappresentazione qualitativa 4°modo sperimentale – Vista assonometrica.... | 126 |
| Figura 112.Risultati qualitativi del model updating. | 131 |
| Figura 113. 1° Modo F.E.M.-Vista assonometrica. | 132 |
| Figura 114.1° Modo F.E.M.-Vista nel piano X-Y..... | 132 |
| Figura 115. 1° Modo F.E.M.-Piano verticale..... | 133 |
| Figura 116.2° Modo F.E.M.-Vista assonometrica. | 133 |
| Figura 117.2° Modo F.E.M.-Vista nel piano X-Y..... | 134 |
| Figura 118.2° Modo F.E.M.-Vista nel piano verticale. | 134 |
| Figura 119. 3° Modo F.E.M.-Vista assonometrica. | 135 |
| Figura 120.3° Modo F.E.M.-Vista nel piano X-Y..... | 135 |
| Figura 121.3° Modo F.E.M.-Vista nel piano verticale. | 136 |
| Figura 122. 4° Modo F.E.M.-Vista assonometrica. | 136 |
| Figura 123. 4° Modo F.E.M.-Vista nel piano X-Y..... | 137 |
| Figura 124. 4° Modo F.E.M.-Vista nel piano verticale. | 137 |

| | |
|--|-----|
| Figura 125. 5° Modo F.E.M.-Vista assonometrica. | 138 |
| Figura 126. 5° Modo F.E.M.-Vista nel piano X-Y. | 138 |
| Figura 127. 5° Modo F.E.M.-Vista nel piano verticale. | 139 |
| Figura 128. 6° Modo F.E.M.-Vista assonometrica. | 139 |
| Figura 129. 6° Modo F.E.M.-Vista nel piano X-Y. | 140 |
| Figura 130. 6° Modo F.E.M.-Vista nel piano verticale. | 140 |

Bibliografia

- A.Fiore, G.Porco. *Formulazione inversa per verifica strutturale mediante tecniche di acquisizione in campo dinamico*. Milano: Congresso nazionale AIPnD, 2007.
- Allegato 2 -Tavole di rilievo*. Busseto(PR): Studio Tecnico Ing. Maurizio Ghizzoni., 2013.
- ANAS. *I Quaderni Tecnici per la salvaguardia delle infrastrutture, Volume 2*. Direzione Rapporti Istituzionali e Relazioni Esterne Anas SpA, 2017.
- Astrua F., Nuelva R. *Manuale del recupero edilizio.Edifici in muratura e in cemento armato*. Maggioli Editore, 2017.
- Benvenuto, Edoardo. *La scienza delle costruzioni e il suo sviluppo storico*. Firenze: Sansoni, 1981.
- Billington, David P. *The Tower and the BRIDGE*. Princeton, New Jersey: Princeton University Press, 1985.
- Brincker, Palle Andersen e Rune. *Understanding Stochastic Subspace Identification*. Aalborg University,Denmark: University of Aalborg, 2006.
- Circolare di applicazione del D.M. 14 Gennaio 2008*. Gazzetta Ufficiale dello Stato, 2009.
- Coppola, Buoso. *Il restauro dell'architettura moderna in c.a*. Milano: Hoepli, 2015.
- Di Natale Ernesto, Di Paola Francesco, Seideta Monica e Urso Rosario. *Il materiale calcestruzzo armato dei primi del '900 tecnologia e durabilità*. Palermo: ASCI, 2006.
- Ghizzoni, Ing.Maurizio. *Verifiche tecniche dei livelli di sicurezza strutturale del Ponte Lamberti sul Torrente Ceno nei Comuni di Bardi e Varsi*. Busseto(PR): Studio Tecnico Ing.Maurizio Ghizzoni, 2013.
- Giovanni Fabbrocino, C. Rainieri, G.M. Verderame. «L'analisi dinamica sperimentale e il monitoraggio delle strutture esistenti.» Università degli Studi del Molise,Consorzio ReLUIS; Università degli Studi di Napoli,Consorzio ReLuis, 2007.
- Iori, Tullia e Poretti, Sergio. *Storia dell'Ingegneria Strutturale in Italia 2*. Roma: Gangemi Editore, 2015.
- J.Allemang, Randall. *Modal Assurance Criterion-Twenty years of use and abuse*. Cincinnati,Ohio: University of Cincinnati, 2006.

Caratterizzazione dinamica di ponti ad arco in cemento armato: sperimentazione del Ponte Lamberti sul fiume Ceno

- Maffeo, Marco. «Comportamento dinamico e sismico di cupole a pianta ovale in muratura.» s.d.
- Margiotta, Piercarlo. *I ponti ad arco in calcestruzzo sostenuti da cavi nelle fasi di costruzioni ed esercizio*. Palermo: Università degli Studi di Palermo, 2011.
- Massetto, Stefano. *ANALISI DINAMICA E SISMICA DELLA CHIESA DELLA "MADONNINA DELLA NEVE" A SAVIGLIANO (CN)*. Torino: Politecnico di Torino, 2011-2012.
- Mevel, Michael Döhler e Laurent. *Fast Multi-Order Stochastic Subspace Identification*. Rennes Cedex (France): INRIA, 2010.
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. *Norme Tecniche per le Costruzioni D.M.14/01/2008*. Roma: Gazzetta ufficiale della Repubblica Italiana, 2008.
- . *Norme Tecniche per le Costruzioni D.M.17/01/2018*. Roma: Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, 2018.
- Moor, Katrien De Cock e Bart De. *SUBSPACE IDENTIFICATION METHODS*. Belgio: Department of Electrical Engineering (ESAT-SCD), n.d.
- Norma UNI EN 1992-1-1*. Bruxelles: Comitato Europeo di Normazione, 1991.
- Regio Decreto n°832*. Gazzetta Ufficiale, 1932.
- Rosario Ceravolo, Giulia De Lucia, Gaetano Miraglia, Marica L.Pecorelli. “Thermo-mechanical model updating with application to monumental buildings.” 2017.
- Rosario Ceravolo, Giulia De Lucia, Erica Lenticchia, Gaetano Miraglia. *Seismic Structural Health Monitoring of Cultural Heritage structures*. Torino: Politecnico di Torino, 2019 (in corso di pubblicazione).
- Santarella L., Miozzi E. *Ponti italiani in cemento armato (seconda raccolta)*. Milano: Ulrico Hoepli, 1932.
- Spea Engineering*. 2004-2011.
- Troyano, L. F. *Terra sull'acqua, Atlante Storico Universale dei Ponti*. Dario Flaccovio Editore, 2006.

Sitografia

www.spea-engineering.it

www.ParcoBassoBrembo.it

Google Earth

www.Espazium.ch

www.stradeanas.it

Ringraziamenti:

Oggi dopo cinque anni, si conclude un capitolo molto importante e particolarmente significativo della mia vita che mi dà però la possibilità di fare delle riflessioni sulle esperienze maturate in questi anni e formulare i più sinceri ringraziamenti a chi mi ha accompagnato e sostenuto in questo percorso.

Innanzitutto, voglio esprimere la mia riconoscenza e ringraziamento ai relatori Prof. Rosario Ceravolo ed Prof.ssa Erica Lenticchia per i loro preziosi suggerimenti e per avermi messo a disposizione tutti gli strumenti necessari per portare a compimento questo lavoro di tesi. A tal proposito un grazie va anche a Gaetano, Giorgia, LiLi, Giulia e all'Ing. Quattrone che mi hanno affiancato in varie fasi e con i quali mi sono diverse volte interfacciato durante le giornate trascorse nel Laboratorio di Dinamica e Sismica del Politecnico di Torino.

Un particolare ringraziamento va soprattutto ai miei genitori e alla mia famiglia per aver assecondato e sostenuto le mie scelte. Siete sempre stati al mio fianco.

Vorrei ringraziare Francesca per il supporto e la vicinanza che non mi ha mai fatto mancare.

Per ultimi ma certamente non meno importanti, i miei amici la cui presenza ha impreziosito questo periodo della mia vita. Ci siamo sempre sostenuti a vicenda e con voi ho condiviso fatiche e soddisfazioni legate al raggiungimento dei traguardi.

Infine, un ringraziamento speciale e la dedica di questo risultato va a chi oggi non c'è più, i nonni Armando e Cristina. Il loro esempio mi ha guidato nelle scelte ed aiutato nei momenti più difficili.

“La scelta di un giovane dipende dalla sua inclinazione, ma anche dalla fortuna di incontrare dei buoni maestri”.

Rita Levi Montalcini.

Un sentito grazie a tutti!

Simone Rollo

Torino, 17 Aprile 2019.