

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTA' DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA SPECIALISTICA IN INGEGNERIA CIVILE

D.I.C.A.M.

Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali

TESI DI LAUREA

in

Progetti di strutture LS

**VALUTAZIONE SPERIMENTALE DEL
COMPORTAMENTO MECCANICO-
STRUTTURALE DI UN PONTE AD ARCO IN
MURATURA**

Elaborato di:
VALENTINA RINALDINI

Relatore:
Chiar.mo Prof. Ing. MARCO SAVOIA

Correlatore:
Prof. Ing. CLAUDIO MAZZOTTI

Anno Accademico 2010/11
Sessione II

Alla mia famiglia

INDICE

Introduzione	I-VI
---------------------------	------

CAPITOLO 1: CASO DI STUDIO

1.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	2
1.2 STATO DI CONSERVAZIONE DEL PONTE.....	9

CAPITOLO 2: STRUMENTAZIONE

2.1 ACCELEROMETRI.....	14
2.1.1 Descrizione dell'applicazione dell'accelerometro.....	17
2.2 LVDT (Linear Variable Differential Transformer).....	21
2.3 FLESSIMETRI.....	24
2.4 ESTENSIMETRI.....	27
2.4.1 Descrizione dell'applicazione degli estensimetri.....	33
2.5 TRASDUTTORI DI SPOSTAMENTO AD OMEGA.....	35
2.6 CLINOMETRI.....	37
2.7 SISTEMA DI ACQUISIZIONE.....	38

CAPITOLO 3: PROVE DI RESISTENZA SUI MATERIALI

3.1 PRELIEVO DEI CAMPIONI.....	44
3.2 PREPARAZIONE DEI CAMPIONI E MODALITA' DI PROVA.....	47

3.3	RISULTATI DELLE PROVE.....	50
3.3.1	Laterizi.....	50
3.3.2	Malte.....	52
3.3.3	Muratura.....	54

CAPITOLO 4: IDENTIFICAZIONE STRUTTURALE

4.1	ANALISI DEL SEGNALE.....	58
4.1.1	Caratteristiche dei fenomeni aleatori.....	59
4.1.2	Serie e Trasformata di Fourier.....	60
4.1.3	Funzione di autocorrelazione, Cross-correlazione, Autospettro e Cross-spettro.....	62
4.1.4	Funzione di Risposta in Frequenza (FRF).....	63
4.1.5	Funzione di Risposta in Frequenza per sistemi ad N-gradi di libertà.....	67
4.2	TECNICHE DI IDENTIFICAZIONE “OUTPUT-ONLY”.....	73
4.2.1	Identificazione con l’algoritmo Enhanced Frequency Domain Decomposition (EFDD).....	74
4.2.2	Matrice di densità spettrale di potenza.....	75
4.2.3	Decomposizione della matrice di densità di potenza spettrale della risposta.....	77
4.2.4	Selezione della campana spettrale.....	80
4.2.5	Identificazione delle frequenze proprie e degli smorzamenti..	81
4.2.6	Identificazione delle forme modali.....	82

CAPITOLO 5: PROVE DINAMICHE SPEDITIVE

5.1	STRUMENTAZIONE UTILIZZATA PER IL RILIEVO DELLE MISURE.....	87
5.2	MISURA DELLE VIBRAZIONI STRUTTURALI PRODOTTE DAL NORMALE TRAFFICO FERROVIARIO.....	96
5.3	FREQUENZA FONDAMENTALE DELLE DIECI CAMPATE.	97
5.4	FRECCE IN REGIME DINAMICO.....	103

CAPITOLO 6: PROVA DINAMICA COMPLETA

6.1	STRUMENTAZIONE UTILIZZATA PER IL RILIEVO DELLE MISURE.....	110
6.2	MISURA DELLE VIBRAZIONI STRUTTURALI PRODOTTE DAL NORMALE TRAFFICO FERROVIARIO.....	115

CAPITOLO 7: PROVA DI CARICO STATICO

7.1	STRUMENTAZIONE UTILIZZATA PER IL RILIEVO DELLE MISURE.....	129
7.2	MISURA DEGLI ABBASSAMENTI VERTICALI DELLA VOLTA E DELLO SPOSTAMENTO ORIZZONTALE DELLA PILA.....	130

CAPITOLO 8: PROVA DINAMICA SUI TIMPANI

8.1	STRUMENTAZIONE UTILIZZATA PER IL RILIEVO DELLE MISURE.....	146
-----	--	-----

8.2 MISURE EFFETTUATE: DEFORMAZIONE VERTICALE MEDIA E ROTAZIONE DEL PARAMENTO MURARIO.....	148
Risultati ottenuti.....	153
APPENDICE A.....	161
APPENDICE B.....	323
APPENDICE C.....	337
Bibliografia.....	345
Ringraziamenti	

INTRODUZIONE

Nel campo delle costruzioni edili, il ventesimo secolo è stato caratterizzato dall'affermarsi di nuove tecnologie e nuovi materiali, come per esempio le strutture intelaiate in acciaio o in cemento armato, a scapito delle costruzioni in muratura, che nella sua evoluzione ha caratterizzato la precedente storia del costruire. Negli ultimi anni si sta tuttavia affermando una sempre maggiore attenzione al problema della conservazione delle costruzioni storiche, in particolare, le attuali teorie del restauro pongono la loro attenzione non solo all'aspetto formale dell'opera d'arte ma anche al concetto di conservazione e mantenimento del ruolo strutturale originario degli elementi che la costituiscono. Questa impostazione ha quindi allargato l'attenzione dai soli monumenti a gran parte del costruito minore, come i centri storici, ed alle opere infrastrutturali che, anche se concepite con una finalità funzionale, sono oggi una testimonianza storica da preservare. I ponti ad arco in muratura appartengono a questa categoria di opere, infatti, rappresentano una parte considerevole del patrimonio infrastrutturale del nostro Paese, sia per quanto riguarda la loro presenza numerica, sia per le loro caratteristiche di efficienza prestazionale. Per giustificare la loro presenza, i ponti in muratura devono lavorare a pieno regime ed essere competitivi con le opere più moderne, prevedendo quindi incrementi delle azioni rispetto a quelle per le quali furono realizzati. Il peso permanente dei ponti ferroviari ad arco in muratura, è assai elevato ed insieme alle caratteristiche meccaniche proprie della struttura si traduce in una elevata resistenza e rigidità dell'opera nei confronti dei carichi mobili. Questo è quindi il maggior pregio di questi ponti, che consente a tale tipologia strutturale di mantenere in sicurezza e senza alcun intervento

delle strutture vecchie anche di secoli, che hanno spesso subito allargamento della sede viaria e che sono oggi sottoposti al traffico di veicoli e treni di peso molto maggiore rispetto a quello con cui sono stati progettati. Essi nel corso degli anni, sono stati in grado di adeguarsi ai continui mutamenti delle attività umane senza però manifestare, in molti casi, la necessità di modifiche strutturali o di crisi di resistenza. Inoltre, il loro costo di manutenzione è quasi esclusivamente circoscritto alle canalizzazioni delle acque superficiali ed al controllo della vegetazione, che può eventualmente radicarsi sui giunti della muratura in corrispondenza delle spalle o delle teste delle pile. La loro manutenzione è quindi limitata al controllo degli effetti del degrado sulla muratura indotti dagli agenti atmosferici, dal transito di correnti d'acqua fluviali o torrentizie e dal traffico insistente su di essi.

Oggi, con l'entrata in vigore delle nuove tecniche sulle costruzioni e con lo sviluppo tecnologico del sistema ferroviario dovuto alla realizzazione delle linee ad Alta Velocità, si è resa necessaria una valutazione sullo stato e sulla sicurezza di tali strutture.

In tale contesto, questa tesi si propone di approfondire, attraverso una cospicua campagna di prove, il comportamento meccanico e strutturale del ponte "storico" di attraversamento del fiume Reno, soggetto a traffico ferroviario ed interessato da lavori di ampliamento dell'impalcato per destinare uno dei binari alla linea TAV Bologna-Milano.

Il ponte in questione, è situato in prossimità della Stazione Ferroviaria di Bologna, sulla linea storica Bologna-Piacenza-Milano. In particolare, le linee Bologna-Piacenza e Bologna-Verona oltrepassano il fiume Reno attraverso tre viadotti paralleli fra loro: un ponte, denominato "storico" ed oggetto di questa tesi, costituito da quindici campate ad arco in muratura e due ponti di nuova costruzione, anch'essi costituiti da quindici campate ma realizzati in cemento armato precompresso. L'obiettivo, è quello di apprendere gli elementi necessari per la progettazione dell'intervento di ampliamento che subirà il ponte e delle modellazioni numeriche propedeutiche alla valutazione del comportamento attuale del manufatto in esercizio e alla formulazione del livello di vulnerabilità sismica dello stesso.

Nei mesi compresi tra Aprile e Luglio 2011 è stata progettata e programmata una campagna comprendente sia prove di tipo strutturale sul ponte, sia prove di tipo meccanico all'interno del Laboratorio di Ingegneria Strutturale e Geotecnica LISG dell'Università di Bologna.

Le attività di ricerca si articolano nelle seguenti parti:

- indagini per la valutazione delle proprietà meccaniche dei materiali che costituiscono le componenti strutturali del ponte;
- prove statiche e dinamiche per una esaustiva conoscenza del comportamento strutturale del ponte in campo statico e dinamico;
- sviluppo di modelli numerici in grado di descrivere il comportamento in esercizio ed allo stato limite ultimo del manufatto.

La presente dissertazione focalizzerà l'attenzione sulle prime due parti, ovvero sulla descrizione delle prove meccaniche sui materiali costituenti il ponte e le prove statiche e dinamiche, eseguite in situ, con elaborazione dei relativi record mediante identificazione strutturale al calcolatore.

La tesi si articola in otto capitoli.

Il *primo capitolo* introduce e descrive l'oggetto di studio: il ponte ferroviario storico di attraversamento del fiume Reno. Oltre a fornire le caratteristiche geometriche e strutturali del ponte, in questo primo capitolo, si vuole svolgere una indagine storica del manufatto, volta a ricostruire le fasi costruttive adottate in quel periodo storico, le successive trasformazioni, gli eventuali eventi traumatici subiti ed i conseguenti interventi di consolidamento.

Nel *secondo capitolo* si espongono i principali strumenti utilizzati durante le prove, mettendo in luce i principi di funzionamento, i campi di misura ed i loro limiti.

Nel *terzo capitolo*, si definiscono le modalità di prelievo dei campioni, la preparazione dei provini nonché l'iter procedurale delle prove sui materiali costituenti il ponte. Le prove meccaniche sono state svolte presso il Laboratorio di Ingegneria Strutturale e Geotecnica LISG dell'Università di

Bologna. In particolare si sono eseguite prove di resistenza a compressione sui laterizi e sulle malte. L'obiettivo di tali prove è stato quello di determinare i parametri meccanici degli elementi costituenti il ponte, per poi utilizzarli all'interno della modellazione numerica, ed infine individuarne il comportamento in esercizio e allo stato limite ultimo.

I *capitoli quarto e quinto* sono dedicati, rispettivamente, alle descrizioni delle prove dinamiche di tipo speditivo e alla prova dinamica completa. Tali prove hanno lo scopo di identificare le principali caratteristiche dinamiche della struttura, al fine di poter calibrare i parametri dei modelli numerici messi a punto per la valutazione della vulnerabilità sismica e validare le ipotesi assunte alla base degli stessi modelli. Nello specifico, le prove dinamiche speditive, sono state eseguite sulle dieci campate in muratura, mentre la prova dinamica completa è stata eseguita su una delle dieci campate in muratura. Per le prove speditive, l'obiettivo è stato quello di determinare la frequenza fondamentale delle campate monitorate e di verificarne, attraverso tale parametro, l'omogeneità del loro comportamento dinamico, e con la prova dinamica completa si è voluto approfondire i precedenti risultati per ottenere una stima esaustiva dei primi modi di vibrare della struttura. Si sono inoltre descritti i procedimenti di elaborazione numerica eseguiti attraverso il software LabView e il programma di calcolo Matlab.

Nel *capitolo sesto* viene descritta la procedura intrapresa per l'identificazione strutturale. In particolare, si sono richiamate alcune nozioni base della Dinamica delle Strutture e descritti i fondamenti dell'Analisi del segnale, necessari per ricavare le Funzioni di Risposta in Frequenza (FRF), ampiamente utilizzate nelle tecniche di tipo output-only fino alla decomposizione della matrice di densità spettrale di potenza, ed individuazione delle prime frequenze. Tale analisi è stata eseguita tramite l'algoritmo Enhanced Frequency Domain Decomposition (EFDD), basato essenzialmente sulla Trasformata Discreta di Fourier. Nello specifico, tale metodo è in grado di distinguere i picchi di frequenza direttamente dalla

matrice di densità spettrale associate ad ogni frequenza di interessa che si voglia valutare.

Nel *settimo capitolo* si espone la procedura utilizzata durante la prova di carico statico, eseguita su una delle dieci campate in muratura. Con questa tipologia di prova si è voluto studiare il comportamento statico in esercizio del ponte per monitorare le caratteristiche elasto-plastiche della struttura in termini di deformazione massima sotto carico.

Infine, nell'*ottavo capitolo* si illustrano le prove dinamiche eseguite sulla parete in muratura di contenimento del ballast, in particolare, la prova è stata eseguita sui timpani della pila P4 sul lato di monte del ponte oggetto di prova.

CAPITOLO 1

CASO DI STUDIO

L'oggetto di studio della presente tesi è il ponte ferroviario di attraversamento del fiume Reno, situato al Km 3+717.52, sulla linea storica Bologna-Piacenza-Milano, in prossimità della Stazione ferroviaria di Bologna. In particolare, le linee Bologna-Piacenza e Bologna-Verona scavalcano il fiume Reno attraverso tre distinti viadotti paralleli fra loro: due ponti sono stati costruiti nell'ultimo decennio e sono formati da quindici campate a travata a semplice appoggio in cemento armato precompresso, di luce netta pari a 20 metri circa, e un ponte definito "storico", oggetto di questa tesi, costituito anch'esso da 15 campate ad arco sempre di luci 20 metri.

I seguenti paragrafi vogliono dare una visione di insieme del caso che si andrà a studiare nel seguito.

1.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Definire una data di realizzazione del ponte sul fiume Reno non è semplice, in quanto le informazioni a riguardo non sono di facile reperimento. Si può però definire un arco temporale in cui il ponte è stato costruito. Infatti, la realizzazione della linea Bologna-Piacenza, di cui il ponte fa parte, è iniziata nel 1852 ed è stata ultimata nel 1859.

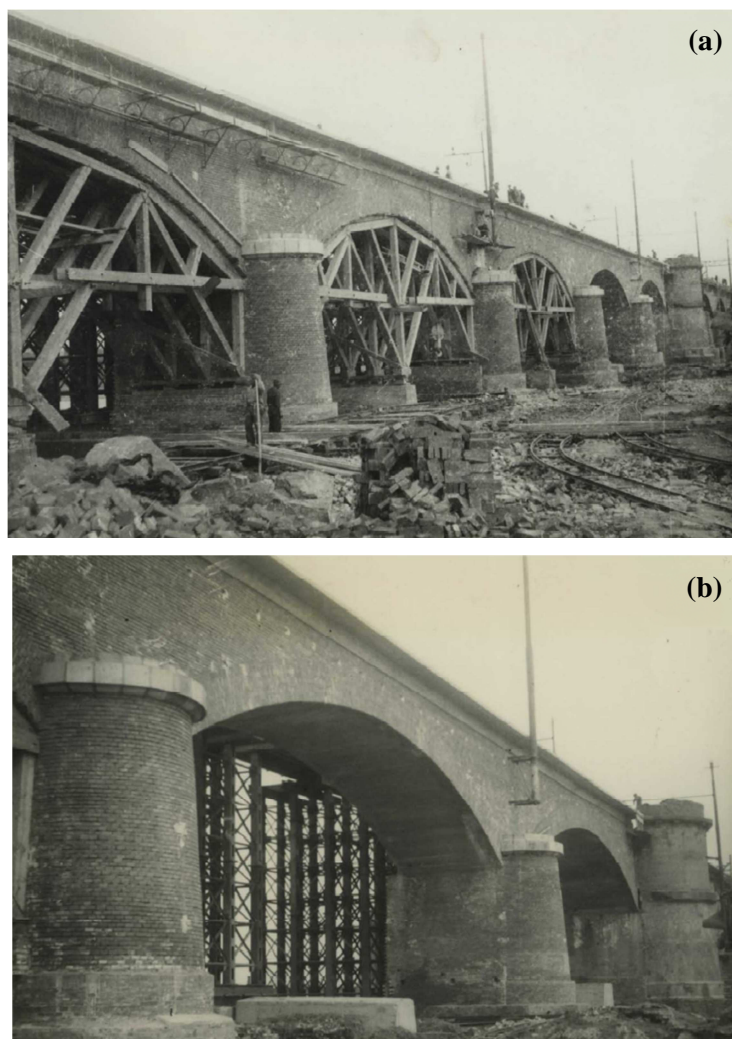


Figura 1.1 – Foto storiche del ponte: (a) durante la costruzione, (b) costruzione ultimata

In epoca successiva, probabilmente durante il ventennio fascista, il ponte originariamente più stretto, è stato allargato verso valle ampliando le pile ed affiancando alle volte esistenti nuove volte, quasi certamente senza alcun

collegamento trasversale tra le une e le altre, questo per ospitare una terza linea ferroviaria. Da una larghezza originaria di 8.70 m, si è passati alla larghezza attuale di 14.70 m (8.70+6.00). L'allargamento è ben visibile nella conformazione delle due spalle e soprattutto all'intradosso delle volte, come si evince dalle Figure 1.2, dove è possibile riconoscere le parti costruite in epoche diverse poiché i mattoni non sembrano ammorsati fra loro. È ipotizzabile che l'allargamento del ponte sia avvenuto andando semplicemente ad affiancare a quella esistente la nuova, necessaria a contenere l'ampliamento.



Figura 1.2 – (a) Ampliamento dell'impalcato del ponte, (b) particolare della volta

Come già accennato, il ponte è un manufatto realizzato in muratura di mattoni, costituito da 15 campate di luce netta pari a 20 m, lunghezza complessiva pari a 380 m, comprese le spalle, e larghezza di circa 14.70 m a livello dell'impalcato. Sul ponte, al momento delle prove, erano presenti tre binari.

Delle 15 campate di cui è formato il ponte, dieci sono realizzate in muratura di mattoni, mentre le ultime cinque, quelle verso Piacenza, forse a causa di un evento di piena del fiume o forse perché danneggiate dai bombardamenti della seconda guerra mondiale, sono state interamente ricostruite in calcestruzzo armato mantenendo comunque i timpani in muratura. La ricostruzione di queste arcate, è certamente successiva all'allargamento del ponte, in quanto, le volte in calcestruzzo non presentano la giunzione longitudinale che invece quelle in muratura presentano, o meglio, mostrano una giunzione, ma collocata a circa 3.85 m dal timpano di monte.

Le volte di cui è costituito il ponte, presentano identica geometria: sono archi a sesto ribassato con luce netta pari a 20 m, freccia di 3 m e sostenute da due spalle, dodici pile e due pile-spalle presenti ogni cinque campate.

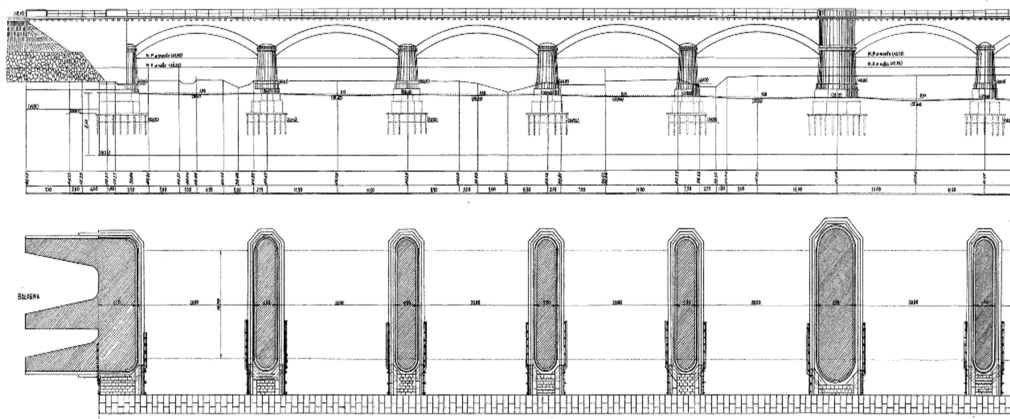


Figura 1.3 – Prime cinque campate lato Bologna del ponte sul fiume Reno estratto dalla tavola storica delle Ferrovie dello Stato del 1929

Lo spessore di ciascun arco risulta variabile e pari a 130 cm in chiave e 158 cm alle imposte. Il ricoprimento minimo, come mostrano i disegni di progetto, è pari a circa 70 cm. La zona di bordo delle volte in muratura, per una larghezza pari a quella dei timpani, pari a circa 1.00 m, presenta invece una spessore costante di circa 1.05 m, a formare quelle che usualmente si

chiamavano “*archi di testa*”. Il ricorso a tali archi di minor spessore, che conferisce alle volte un aspetto più snello, è consentito nell’ipotesi che i carichi ferroviari siano sufficientemente distanti da non insistere sulle zone di bordo, che in tal modo, risultano gravate dal solo peso permanente dei timpani.

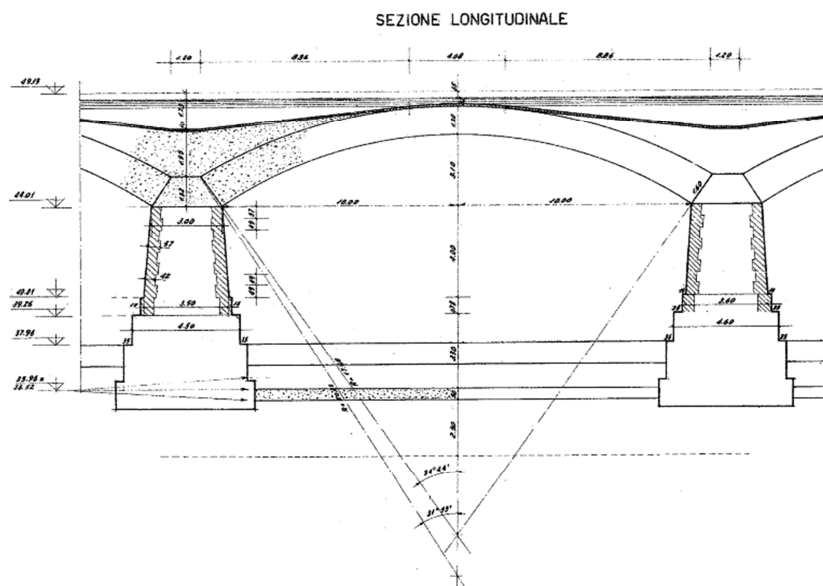


Figura 1.4 – Sezione longitudinale della generica arcata del ponte

La muratura di cui è composto il ponte sul Reno è il tipico mattone pieno Bolognese, tranne alcune parti, come ad esempio i timpani e le parti in sommità delle pile a valle, che, a causa dei recenti ammodernamenti del nodo ferroviario bolognese, sono state completamente rifatte e sostituite da muratura in mattoni forati.

Le pile sono di due tipi: quelle correnti hanno forma rettangolare smussata e presentano una larghezza di circa 3.00 m, una lunghezza, ortogonale all’impalcato, di circa 18.00 m ed altezza di 4.75 m dallo spiccato all’imposta dell’arco. Le pile maggiori, cosiddette pile-spalla, presentano pari altezza ma larghezza di 6.00 m circa e lunghezza di 20.00 m. Entrambe, pile e pile-spalla, sono fondate su plinti a gradoni e sostenuti presumibilmente da pali in legno, come si vede nella Figura 1.3.

Le pile, come anche le pile-spalle, sono rastremate e costruite a sacco, cioè presentano un involucro esterno di muratura di spessore circa 50 cm, al cui interno si trova del materiale granulare sciolto o parzialmente legato con

calcestruzzo che presenta discrete caratteristiche meccaniche. Tali elementi sono dotati di rostri semicircolari, la cui altezza denota il livello di massima piena del fiume e sono coronati in sommità da un pulvino in getto di calcestruzzo. Il rinfiango è presente sulle pile e sulle pile-spalle e provvede a zavorrare gli elementi strutturali spostando la risultante della spinta degli archi verso la verticale.



Figura 1.5 – Esempio di particolare (a) della pila, (b) della pila-spalla

Il riempimento, disposto sopra alla cappa, che realizza la quota del piano del ballast, è presumibilmente costituito da materiale granulare sciolto dalle scarse caratteristiche meccaniche.

La struttura originaria del ponte, come detto in precedenza, non è rimasta invariata dalla sua realizzazione nel 1856 ad oggi. Infatti, la sua posizione strategica e l'importanza del nodo Bolognese, unitamente alla realizzazione delle linee Bologna-Pistoia e Bologna-Verona, hanno comportato successivi ammodernamenti e ampliamenti dell'intera struttura. Sull'impalcato originario del ponte erano infatti presenti solo due binari, come si può vedere nella Figura 1.6, mentre, dopo il suo ampliamento, il ponte ha ospitato prima tre poi quattro binari, fino allo stato attuale in cui sono presenti tre binari ed il quarto, quello più prossimo al lato di valle del manufatto, è in fase di aggiornamento perché, a seguito del riassetto e potenziamento delle linee, le Ferrovie dello

Stato hanno in previsione di destinarlo al traffico AV/AC (Alta Velocità/Alta Capacità) quindi richiede:

- un aumento della velocità massima di transito, dagli attuali 120 Km/h a 160 Km/h;
- un aumento della distanza interbinario dagli attuali 3.60 m a 4.00 m.

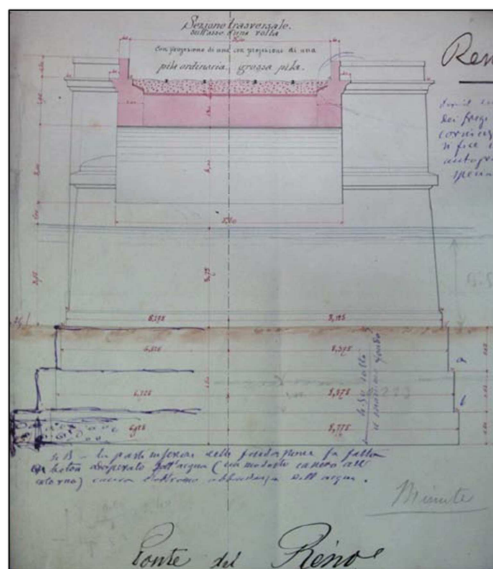


Figura 1.6 – Sezione trasversale sul volto originale (Tavola storica)

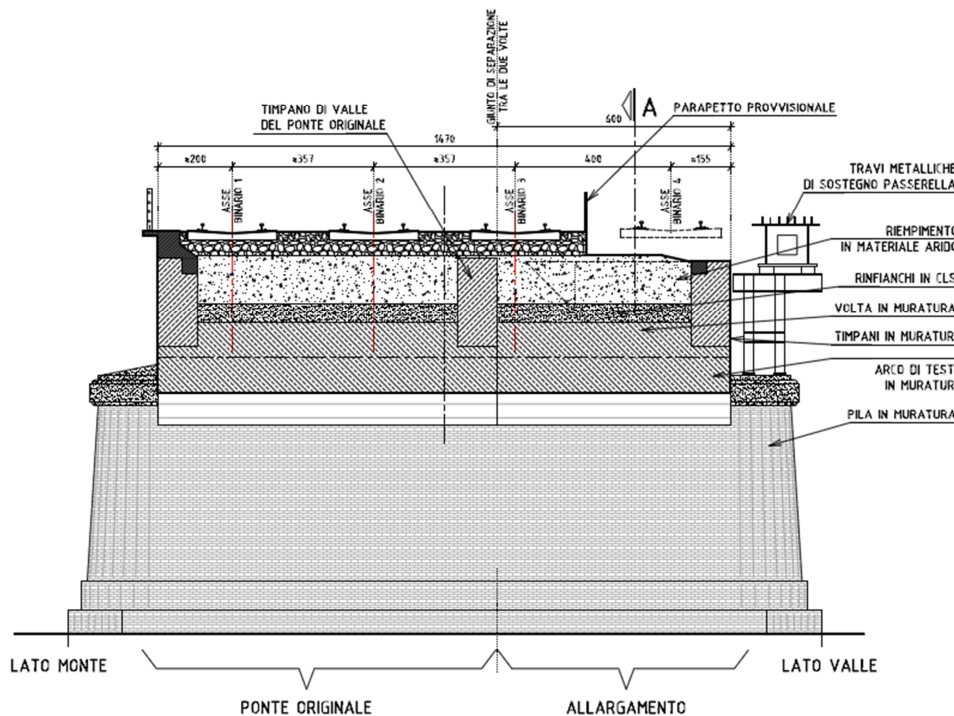


Figura 1.7 – Sezione trasversale sul volto (Tavola tecnica)

La scelta progettuale delle RFI è stata quindi quella di potenziare la linea, andando a disporre il quarto binario senza ampliare la struttura esistente. Tale scelta comporta però una mancanza di spazio sull'impalcato, sia per la collocazione del binario, che si troverebbe in prossimità del timpano, sia per la struttura portante del sistema di elettrificazione della linea, la quale non troverebbe spazio. È stata quindi collocata, come si vede in Figura 1.7, a fianco della struttura a lato valle, una trave cassone con la duplice funzione di:

- realizzare l'appoggio per la struttura portante del sistema di elettrificazione della linea;
- permettere, tramite la disposizione e fissaggio su di essa di un cassoncino paraghiaia, il contenimento del ballast del nuovo quarto binario che se no uscirebbe dal timpano.



Figura 1.8 – Vista dell'impalcato dove verrà disposto il quarto binario

La trave cassone trova gli appoggi fissi sulle spalle e sulle pile-spalla dove sono state realizzare opportune nicchie e opere di vincolamento, mentre gli appoggi intermedi sono stati collocati con strutture metalliche sul rostro di ciascuna pila.



Figura 1.9 – Ponte lato valle, vista della trave cassone

Per queste ragioni, la sommità dei rostri delle pile lato valle, è stata completamente rifatta, realizzando all'interno le opere di vincolamento del sistema di appoggi della trave cassone, mentre la parte sottostante è stata interessata da opere di consolidamento tramite l'inserimento di tiranti in acciaio disposti radialmente. Il timpano, lato a valle, è stato asportato parzialmente per permettere la collocazione sopra di esso del cassoncino paraghiaia, aggettante sulla trave a cassone.

1.2 STATO DI CONSERVAZIONE DEL PONTE

Ad un primo esame visivo, gli ammaloramenti riscontrati a livello diffuso del ponte sono sostanzialmente di tre tipi:

- fessurazione dei timpani;
- infiltrazione d'acqua nelle volte e nei timpani;
- disgregazioni e sfaldamento della muratura delle pile, delle volte e dei timpani.

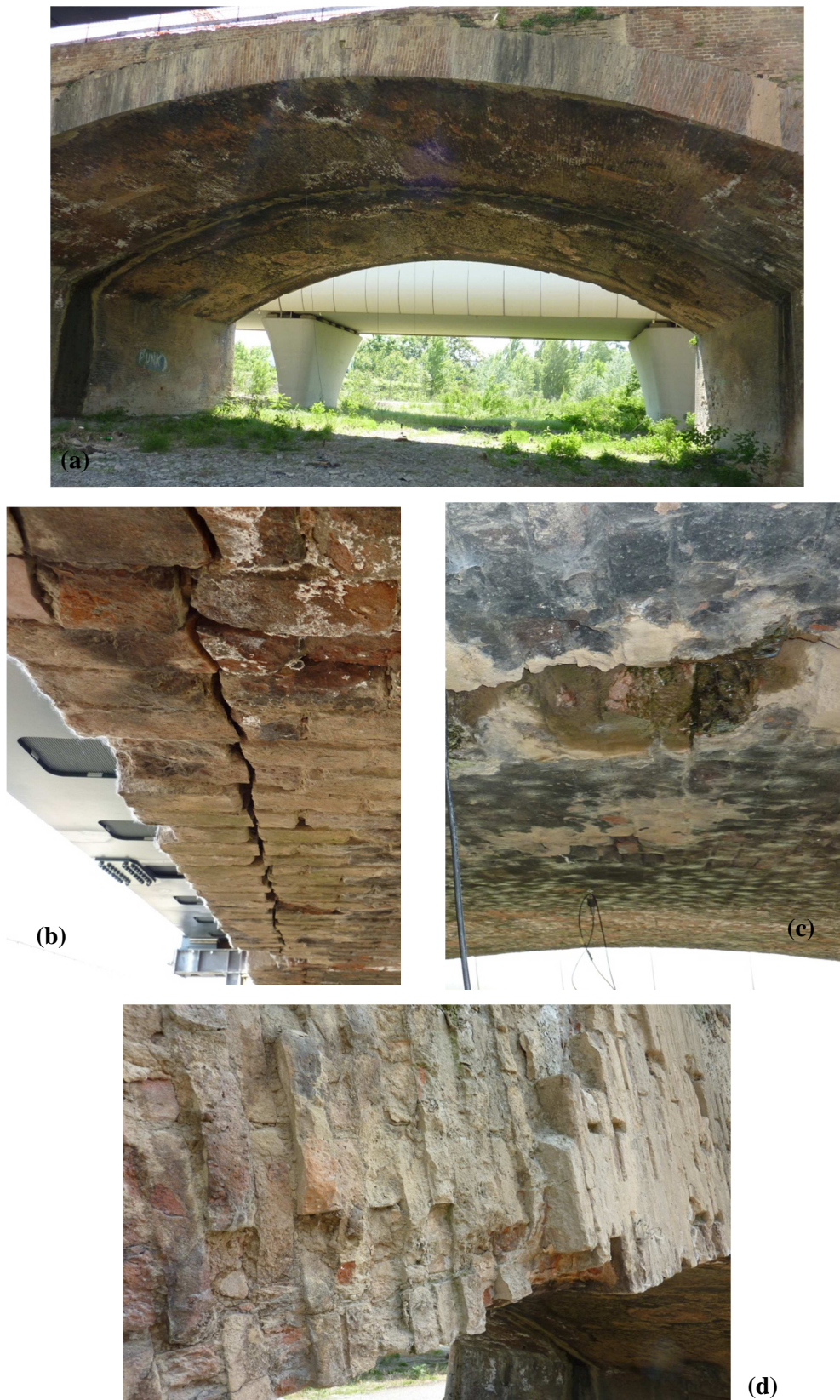


Figura 1.10 – Esempi (a) infiltrazioni di acqua nelle pile e nelle volte, (b) sfaldamento della muratura, (c) infiltrazione dell'acqua nelle volte, (d) disgregazione della muratura

Osservando le immagini di Figura 1.10, si può quindi affermare che, ad un diffuso stato di fessurazione minore, da ritenersi fisiologico data l'età del ponte, si associano lesioni più marcate di alcune parti del ponte, prevalentemente nei timpani ed all'imposta di questi sulle volte. Le infiltrazioni di acqua sono abbondanti e diffuse (presenti nell'intradosso delle campate, nelle pile e sui timpani). Le tracce di percolazione d'acqua sono così evidenti da far ritenere che l'impermeabilizzazione del ponte sia ormai quasi ovunque inesistente. La disgregazione dei mattoni, che in genere riguarda solo i primi centimetri dello spessore delle muratura, nel caso in esame ha portato, in svariati casi, al distacco di interi mattoni o addirittura a gruppi di essi, dalle volte e dalle pareti delle pile e dei timpani.

Le possibili cause di danneggiamento che si sono riscontrate sono da imputarsi, con ogni probabilità, alla ridotta distanza tra i binari più esterni e il cordolo su cui insistono. Tale distanza, infatti, risulta essere di 1.90-2.00 m anziché di 2.60 m, come si può ben vedere nelle figure di Figura 1.11; questo determina, soprattutto sui timpani, delle spinte orizzontali e delle sollecitazioni dinamiche maggiori rispetto a quelle originariamente previste.

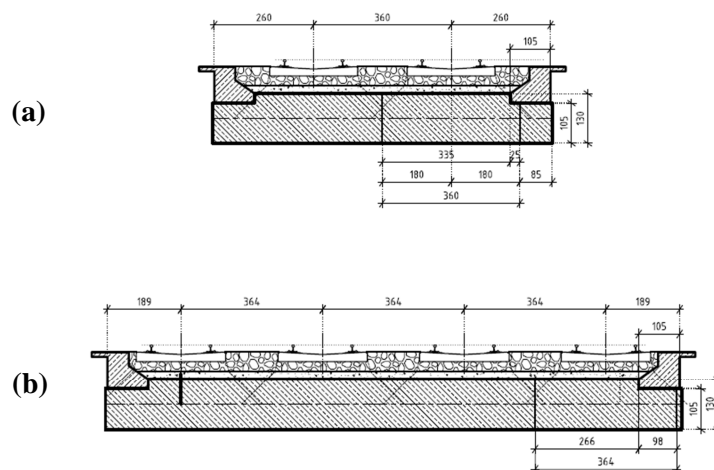


Figura 1.11 – (a) sezione dell'impalcato del ponte originario, (b) sezione dell'impalcato a seguito della costruzione del quarto binario

La situazione fessurativa attualmente riscontrata nel ponte risulta quindi la conseguenza, inevitabile, di molti fattori coesistenti: presenza sistematica dell'acqua all'interno della struttura, modesta qualità del materiale di

riempimento, precarie condizioni di conservazione della muratura assieme all'aggravio, non previsto, delle spinte orizzontali e delle vibrazioni.

Date le dimensioni, la tipologia strutturale e le condizioni di conservazione, risulta quindi necessario valutare in modo accurato sia le proprietà meccaniche dei materiali che le proprietà statiche e dinamiche della struttura. Questo può essere fatto solo attraverso:

- una campagna di indagine estesa ed approfondita sui materiali e sulle condizioni di degrado del ponte;
- una campagna di prove atte alla valutazione del comportamento dinamiche e statico del ponte;
- una modellazione numerica atta a descrivere il comportamento in esercizio e allo stato limite ultimo del manufatto.

CAPITOLO 2

STRUMENTAZIONE

Nel presente capitolo si fornirà una breve descrizione degli strumenti utilizzati, quali:

- accelerometri: per la misurazione delle accelerazioni,
- LVDT e flessimetri: per la valutazione degli abbassamenti verticali dell'intradosso delle campate e dello spostamento orizzontale assoluto di una pila;
- estensimetri e trasduttori di spostamento ad omega: per la misurazione della deformazione assiale media dinamica dei mattoni e dei giunti di malta relativi su di un timpano;
- clinometri: per il monitoraggio dell'inclinazione dinamica del timpano;
- sistema di acquisizione del segnale

2.1 ACCELEROMETRI

L'accelerometro è uno strumento di misura in grado di trasformare un segnale di ingresso, ovvero l'accelerazione locale di un punto della superficie sul quale viene applicato, in un segnale elettrico. Inoltre, dalla misura dell'accelerazione è possibile ricavare, attraverso tecniche di integrazione nel tempo, la relativa velocità e spostamento.

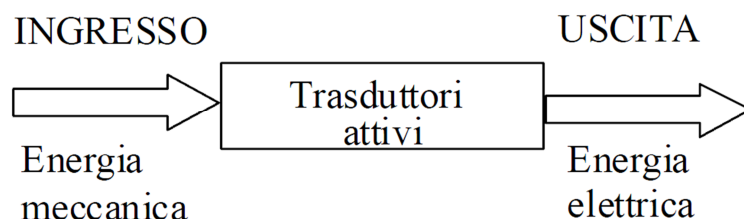


Figura 2.1 – Schema di funzionamento accelerometro

Un accelerometro è essenzialmente un sistema ad un grado di libertà, dove la massa viene sospesa ad un elemento elastico, mentre un qualche tipo di sensore ne rileva lo spostamento rispetto alla struttura fissa del dispositivo. In presenza di una accelerazione, la massa dotata di una propria inerzia, si sposta dalla propria posizione di riposo in modo proporzionale all'accelerazione rilevata. Il sensore trasforma questo spostamento in un segnale elettrico acquisibile dai moderni sistemi di misura.

Gli accelerometri possono classificarsi, in base al tipo di sensore che misura lo spostamento della massa, nelle seguenti categorie:

Accelerometri estensimetrici:

L'accelerometro a ponte estensimetrico sfrutta come principio di rilevazione, la variazione di resistenza di un estensimetro dovuta alla variazione della sua lunghezza.

La massa è sospesa su dei sottili lamierini, sui quali sono fissati degli estensimetri elettrici collegati a ponte di Wheatstone. In presenza di una

accelerazione, la massa si sposta flettendo i lamierini e conseguentemente gli estensimetri subiscono una deformazione. Con un voltmetro è possibile leggere una tensione di sbilanciamento del ponte di Wheatstone proporzionale all'accelerazione.

Accelerometri piezoresistivi

L'accelerometro a ponte piezoresistivo è una variante dell'accelerometro a ponte estensimetrico, dove al posto degli estensimetri sono utilizzati sensori piezoresistivi. Questi sensori si comportano in modo analogo agli estensimetri, ma permettono allungamenti e sensibilità superiori, pur avendo qualche problema di stabilità con la variazione di temperatura.

Spesso, in questi strumenti la massa viene sospesa su una membrana plastica, sulla quale sono stati attaccati gli elementi piezoresistivi.

Accelerometri LVDT

L'accelerometro LVDT sfrutta, come principio per la rilevazione dello spostamento della massa, un sensore LVDT integrato nella struttura dell'accelerometro stesso.

In questi dispositivi, la massa stessa costituisce il nucleo ferromagnetico del sensore LVDT, e scorre, sospesa su molle o altri elementi elastici, all'interno di un canale, attorno al quale sono avvolte le bobine destinate alla rilevazione della posizione della massa.

Un apposito circuito rileva la posizione del nucleo rispetto alle bobine e genera un segnale elettrico proporzionale allo spostamento rispetto alla posizione di riposo.

Accelerometri piezoelettrici

L'accelerometro piezoelettrico sfrutta, come principio per la rilevazione dello spostamento della massa, il segnale elettrico generato da un cristallo piezoelettrico quando è sottoposto ad una compressione.

La massa viene applicata ad un cristallo piezoelettrico, il quale costituisce sia il sensore, sia l'elemento elastico. In particolare, la piezoelettricità è la proprietà di alcuni cristalli di generare una differenza di potenziale quando soggetti ad una deformazione meccanica. In presenza di una accelerazione la massa, che presenta una certa inerzia, comprime il cristallo, il quale genera un segnale elettrico proporzionale alla compressione.

Visto che l'elemento elastico è un cristallo, le caratteristiche di questi dispositivi sono peculiari:

- presentano una sensibilità relativamente bassa;
- possono rilevare accelerazioni elevatissime senza danneggiarsi (anche 1000 g);
- non possono rilevare accelerazioni statiche.

Una considerazione di particolare rilievo sta nel fatto che i cristalli generalmente impiegati nella costruzione dell'elemento elastico, hanno un elevatissimo valore della costante elastica, il che ha una profonda influenza sull'equazione differenziale che governa il fenomeno vibratorio che coinvolge il sistema dello strumento.

Altra caratteristica da rimarcare, come già detto, è che il cristallo genera un segnale elettrico proporzionale alla compressione, ma se la compressione sul cristallo permane, il segnale generato tende a dissiparsi dopo un breve periodo. In conseguenza di questo fenomeno, detto *leakage*, questi accelerometri non sono in grado di rilevare un'accelerazione quasi statica, infatti, dopo qualche secondo dall'applicazione di una tale accelerazione, il segnale prima si "congela" e poi si dissipa, e in uscita non sarà presente alcun segnale. Ciò è dovuto all'elevata resistenza dell'accelerometro o, eventualmente, anche ad una errata impostazione della frequenza limite inferiore sul preamplificatore.

Questi accelerometri trovano impiego in applicazioni dove si deve rilevare accelerazioni dinamiche come quelle che si generano nelle vibrazioni e negli shock meccanici.

Per il monitoraggio della risposta dinamica delle diverse campate del ponte in termini di accelerazione, sono stati utilizzati gli *accelerometri*

piezoelettrici. Essi sono molto utilizzati nella pratica, in quanto offrono ottime prestazioni, un ampio range di sensibilità e di frequenze misurabili ma soprattutto presentano dimensioni contenute.

Gli accelerometri impiegati durante le tre prove dinamiche speditive e per la prova dinamica completa, sono riportati in Tabella 2.1:

Accelerometro	Marca	Modello	Sensibilità [V/g]	Costante di calibrazione
A1	PCB	393B12	10	93.67
A2	PCB	393B12	10	106.08
A3	PCB	393B12	10	96.21
A4	PCB	393B12	10	102.51
A5	PCB	393B12	10	99.39
A6	PCB	393B12	10	101.90
A7	PCB	393B12	10	98.38
A8	PCB	393B12	10	103.00
B1	Dytran Inst.	3191A1	10	9280.00
B2	Dytran Inst.	3191A2	10	9940.00
B3	Dytran Inst.	3191A3	10	10029.00
B4	Dytran Inst.	3191A4	10	9920.80

Tabella 2.1 – Modelli di accelerometri utilizzati durante le prove

2.1.1 Descrizione dell'applicazione dell'accelerometro

Il metodo di montaggio dell'accelerometro sul punto di misura rappresenta uno dei fattori più critici per l'accuratezza della misura. Un montaggio non corretto dà luogo ad una riduzione della frequenza di risonanza del trasduttore montato, che può limitare notevolmente il campo di frequenza utile dello strumento.

Si riportano nel seguito le fasi di posizionamento e collegamento dell'accelerometro sulla superficie oggetto della misura.

1. *Ricerca della superficie più adatta alla prova.* Prima di iniziare le fasi di tracciamento e montaggio dello strumento sulla superficie, si è provveduto, attraverso colpi di martello, a ricercare la porzione di volta dove collocare lo strumento, in quanto la struttura presentava evidenti segni di ammaloramento come mostrano le figure seguenti . Si è quindi ricercato quel particolare mattone con le caratteristiche di resistenza ed integrità per non ottenere delle misurazioni falsate.



Figura 2.2 – Particolari di pezzi di volta deteriorati

2. *Tracciatura dell'esatto posizionamento.* Si sono tracciate due linee perpendicolari l'una all'altra facendo attenzione che l'intersezione fosse sul mattone e non sul giunto di malta.
3. *Apertura del foro per l'inserimento della vite filettata.* Nell'intersezione delle due linee, si è praticato un foro mediante trapano elettrico con

punta avente le dimensioni della vite che si metterà in opera. Durante questa fase si è fatta attenzione nel mantenere il trapano in posizione perpendicolare rispetto alla superficie su cui si stava eseguendo il foro. Esso è stato successivamente pulito dalle polveri residue attraverso un getto d'aria.

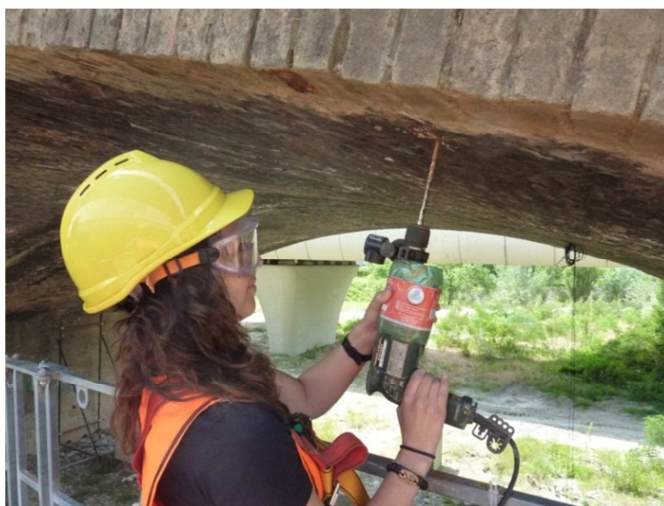


Figura 2.3 – Foratura del mattone per inserimento della vite

4. *Posizionamento della vite filettata.* Essa rappresenta il collegamento tra la struttura e lo strumento.



Figura 2.4 – Inserimento della vite nel foro

5. *Applicazione dell'accelerometro.* Lo strumento è stato avvitato e serrato alla vite.



Figura 2.5 – Inserimento dell'accelerometro

6. *Collegamento del cavo del sistema d'acquisizione alla terminazione dello strumento.*



Figura 2.6 – Collegamento dell'accelerometro con il sistema di acquisizione del segnale

2.2 LVDT (Linear Variable Differential Transformer)

Il Trasduttore lineare di posizione o LVDT è un dispositivo in grado di misurare lo spostamento di un punto prestabilito. Il fenomeno che sfrutta è l'induzione elettromagnetica e di fatto, esso non è altro che un trasformatore a nucleo mobile e, come tale, è in grado di manipolare solamente grandezze elettriche alternate. Le componenti fondamentali di cui è costituito un LVDT sono illustrate nella Figura 2.8.

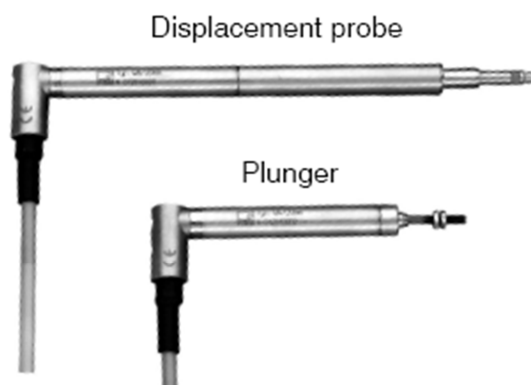


Figura 2.7 - Esempi di LVDT utilizzati nelle prove

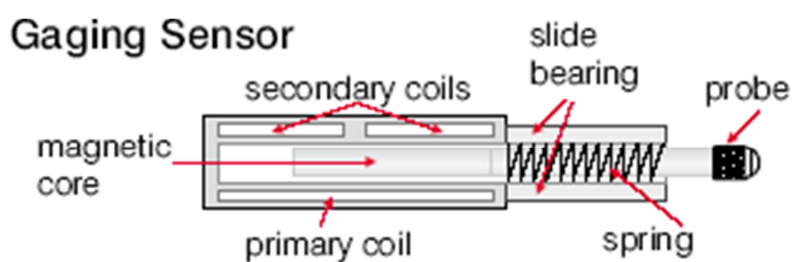


Figura 2.8 - Sezione longitudinale di un LVDT

Come mostrano le figure seguenti, l'LVDT viene collegato rigidamente ad un supporto esterno, formato, per le prove dinamiche spedite da un basamento in mattoni ed un telaio in acciaio, mentre per la prova statica sono stati appositamente posizionati dei blocchi di cls di 1x1 m come basamento e sopra

sono state disposte le intelaiature in acciaio per garantirne il corretto posizionamento.



Figura 2.9 – Setup LVDT durante le prove dinamiche speditive

La sonda dello strumento (*probe*) viene posta a contatto con un cilindro metallico (*induttivo*), posizionato mediante filo a piombo, collegato alla struttura mediante un cavetto di acciaio *Invar* e ancorato alla volta mediante attorcigliamento attorno ad un gancio fissato ad un mattone con semplici tasselli ad espansione, in corrispondenza del punto del quale si vuole misurare lo spostamento.



Figura 2.10 - Setup LVDT durante la prova statica

Quando la campata strumentata è soggetta a transito ferroviario, ovvero è posta sotto carico, l'LVDT permette di rilevare lo spostamento dell'elemento al quale la sonda, durante lo sviluppo di tale spostamento, continua ad essere a contatto grazie all'azione della molla interna (spring). Lo spostamento della sonda viene trasformato in una variazione di potenziale elettrico che può essere rilevata dal sistema di acquisizione. Il circuito è costituito da un solenoide (*coil*) principale (P) e da due secondari avvolti in controfase l'uno rispetto all'altro (S1, S2), vedi Figura 2.11; l'asse di tali solenoidi coincide con quello di un nucleo (*core*) ferromagnetico, anche se nella figura non si è rappresentata tale coincidenza di assi per maggiore chiarezza. Il solenoide P è percorso da corrente alternata e dunque si viene a generare un campo d'induzione magnetica, tale campo, concatenato ai due solenoidi secondari, è variabile nel tempo e perciò induce in essi correnti alternate. Il campo magnetico generato determina anche la magnetizzazione del nucleo ferromagnetico e dunque quando esso occupa una posizione tale da conferire "simmetria" al trasformatore, si ha che il flusso concatenato da S1 è identico a quello concatenato da S2 e quindi $V_{S1} = -V_{S2}$, quindi la tensione tra i due estremi del circuito secondario, che rappresenta l'output del trasduttore, è nulla.

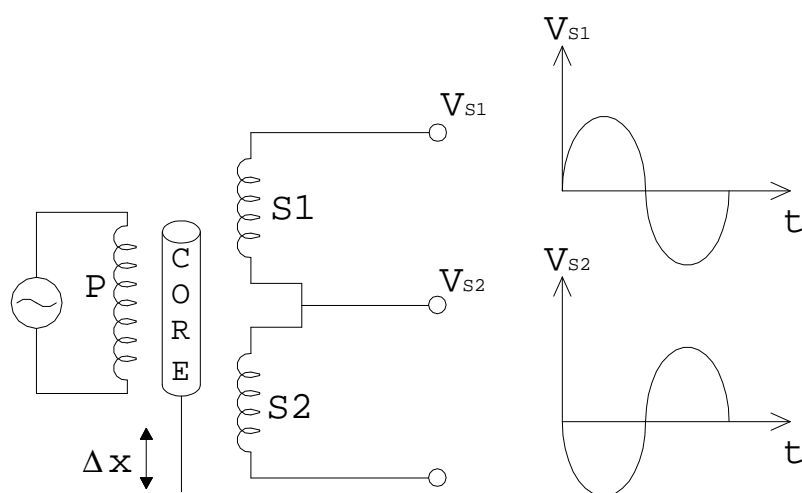


Figura 2.11 - Schema del circuito elettromagnetico alla base del funzionamento di un LVDT



Figura 2.12 - Taratore per LVDT

Al contrario, se il nucleo si muove dalla posizione di zero, il voltaggio indotto sul solenoide al quale si è avvicinato aumenta (l'avvicinamento del nucleo determina un aumento del campo magnetico concatenato) a discapito dell'altro che diminuisce generando così un output diverso da zero e linearmente proporzionale allo spostamento del nucleo (Δx).

Prima di poter utilizzare tali strumenti, occorre effettuare la taratura al fine di conoscere la costante di proporzionalità tra la differenza di potenziale [mV] in uscita e lo spostamento registrato dallo strumento.

Tale operazione consiste in pratica nell'assegnare ciclicamente spostamenti noti agli LVDT, tramite lo strumento rappresentato in Figura 2.12, e nel rilevare le differenze di potenziale in uscita. Successivamente i dati vengono interpolati ricavando la pendenza e l'intercetta della retta che rappresenta la proporzionalità tra le due grandezze in esame.

2.3 FLESSIMETRI

Il flessimetro, o comparatore meccanico, è uno strumento di misura utilizzato per misure di spostamento lineare come gli LVDT prima descritti,

ma con lettura manuale. Lo strumento basa il suo funzionamento sulla lettura dello spostamento di un'asta cilindrica mobile che scorre all'interno di una guida tubolare. L'estremità dell'asta, chiamata tastatore, è a contatto con la superficie dell'oggetto sottoposto a misura. Una molla spinge costantemente l'asta verso l'esterno del corpo del comparatore, assicurando così che il tastatore sia perennemente in contatto con l'oggetto di misura. Quando la superficie si sposta nella direzione dell'asse dell'asta, avvicinandosi o allontanandosi, anche quest'ultima si muove. Un sistema di lettura amplifica e visualizza questo spostamento rendendo disponibile la misura.

I flessimetri normalmente vengono realizzati con corse utili comprese tra 1 e 100 mm, mentre la risoluzione è normalmente centesimale (0,01 mm), anche se vengono realizzati comparatori di precisione bimillesimali (risoluzione 0,002 mm).

Il comparatore è utilizzato per molti scopi:

- misurare lo spostamento di un oggetto;
- rilevare errori di parallelismo;
- verificare la planarità o la perpendicolarità di una superficie rispetto ad un piano di riferimento;
- verificare la cilindricità di una circonferenza rispetto ad un asse;
- rilevare differenze di quota tra un pezzo in esame ed un campione;
- controllare deformazioni di un pezzo.

In particolare, esso è molto utilizzato per l'esecuzione di prove di carico statiche su solai, travi, ponti, strutture metalliche oppure per controlli dimensionali in officina o in laboratorio.

A seconda del sistema di lettura, il comparatore viene classificato nelle seguenti tipologie.

Flessimetro a quadrante

In questo tipo di comparatore la lettura si esegue grazie ad un quadrante ad orologio: minimi spostamenti assiali dell'asta si traducono in grandi movimenti rotazionali dell'indice. Essi vengono normalmente realizzati in modo che un

giro completo di indice equivale ad uno spostamento assiale di 1 mm, ma nei comparatori di precisione, può corrispondere ad uno spostamento di soli 0,2 mm. Sulla circonferenza del quadrante viene stampata una scala opportunamente graduata. Il quadrante è mobile: può essere ruotato per regolare la scala ad un valore arbitrario rispetto all'indice e spesso è presente una vite di bloccaggio che impedisce di ruotarlo accidentalmente dopo la regolazione iniziale. In alcuni



Figura 2.13 – Flessimetro a quadrante

comparatori, nella cornice del quadrante, vengono inseriti degli indici mobili destinati a indicare minimi e massimi di una tolleranza prestabilita. Quasi sempre il comparatore ha una corsa utile molto più grande di quella leggibile in un giro completo dell'indice, pertanto è presente un secondo quadrante, più piccolo, all'interno del quadrante principale, destinato a contare i giri di indice. Nei comuni comparatori, un piccolo quadrante è destinato a contare i millimetri di spostamento, mentre nel quadrante più grosso si possono apprezzare i centesimi di mm.

Flessimetro digitale

Nei flessimetri digitali la lettura si esegue direttamente su un indicatore elettronico digitale. Esso funziona sullo stesso principio del comparatore a quadrante, con la differenza che gli ingranaggi movimentano un piccolo encoder collegato ad un contatore elettronico. Minimi spostamenti dell'asta si traducono così in impulsi elettrici conteggiabili da un indicatore elettronico.

Nelle nostre prove si sono utilizzati in particolare 2 flessimetri a quadrante. Il posizionamento di tali strumenti è uguale al procedimento descritto nel paragrafo precedente per gli LVDT.



Figura 2.14 - Setup flessimetro durante la prova statica

2.4 ESTENSIMETRI

L'estensimetro, o *strain gauges*, è uno strumento atto a misurare la deformazione locale della superficie del corpo sul quale viene applicato.

Gli estensimetri possono classificarsi, secondo il loro principio di funzionamento, nelle seguenti categorie:

- estensimetri a resistenza elettrica
- estensimetri meccanici
- estensimetri acustici
- estensimetri pneumatici
- estensimetri ottici

Gli estensimetri di nostro interesse, appartengono alla prima categoria e quindi si basano sull'effetto piezoresistivo del materiale conduttore utilizzato, ossia sulla variazione di resistenza che il materiale stesso subisce quando si deforma. Gli estensimetri elettrici più comuni sono quelli metallici costituiti da un filo di lega speciale, generalmente manganina (84% Cu, 12% Mn, 4% Ni) o costantina (60% Cu, 40%Ni), di resistenza elettrica nota e di diametro molto piccolo (da 0.01 a 0.03 mm), disposto a serpentina su un supporto di carta o resina sintetica al quale aderisce. Il supporto viene a sua volta incollato con un opportuno adesivo sulla superficie del corpo nella zona in cui si desidera misurare la deformazione.

Le principali componenti di un estensimetro elettrico sono mostrate nelle Figure 2.15 e 2.16.

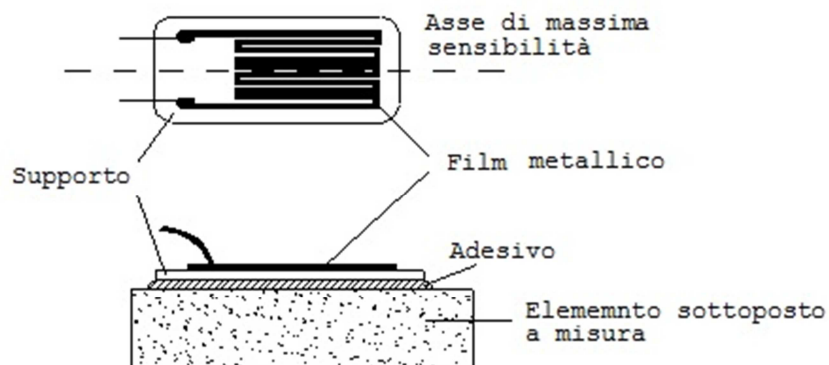


Figura 2.15 - Schema di un estensimetro

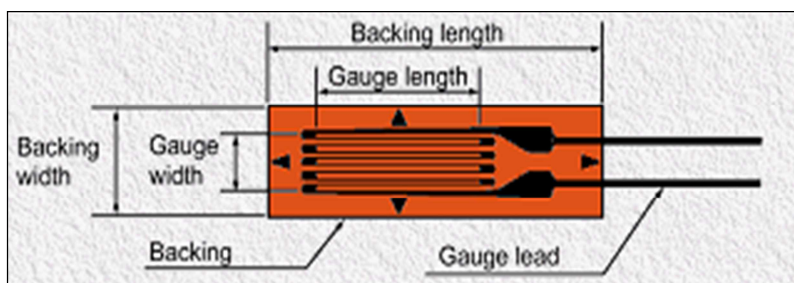


Figura 2.16 - Componenti principali di un estensimetro

La lunghezza del film metallico lungo la direzione principale (*gauge length*) è detta base dell'estensimetro: essa non va confusa con l'ingombro longitudinale dell'estensimetro (*backing length*), che è sempre maggiore della base a causa delle maggiori dimensioni del supporto e della presenza dei terminali della resistenza.

Per quanto riguarda il principio di funzionamento, dopo aver incollato l'estensimetro sulla superficie di cui si vuole definire la deformazione, lo si collega elettricamente ad un circuito opportunamente alimentato e si mette sotto carico la struttura, che sarà quindi soggetta ad un certo stato deformativo. Tale deformazione interesserà anche l'estensimetro: questo determina una variazione della resistenza elettrica del filo conduttore e di conseguenza una variazione della tensione d'uscita che viene percepita dall'apparecchiatura inserita nel circuito. Questa, essendo stata precedentemente tarata, permette di risalire dalla variazione della grandezza elettrica alla deformazione che è stata la causa della suddetta variazione. In pratica la misura che si effettua è quella del valor medio della deformazione $\varepsilon = \frac{\Delta l}{l}$ che la superficie del corpo subisce nella zona adiacente la base dell'estensimetro. Ne deriva che, qualora si abbiano a temere concentrazioni di sforzi in determinate zone, sarà opportuno impiegare estensimetri con una base piccola, in modo da avvicinarsi il più possibile al valore locale reale della deformazione. Per contro, minore è la base e maggiore è l'amplificazione necessaria per ottenere la medesima sensibilità dello strumento, col rischio di aumentare eccessivamente gli errori. Per questo motivo sarà necessario di volta in volta, scegliere il valore della base in modo da ottenere un compromesso accettabile fra le due contrapposte esigenze. Molto spesso la scelta di una maggiore o minore lunghezza della base è dettata dalle caratteristiche della superficie sulla quale deve essere applicato l'estensimetro. Le lunghezze della base possono variare notevolmente, generalmente da un minimo di 3 mm ad un massimo di 120 mm, anche se questi sono soltanto valori indicativi. Anche il tipo di adesivo utilizzato per l'incollaggio deve essere opportunamente scelto in funzione della superficie sulla quale si intende operare.

Gli estensimetri a resistenza vengono impiegati in moltissimi campi di applicazione; infatti dalla misura della deformazione è possibile risalire alla misura di altre grandezze fisiche quali tensione, forza, coppia, pressione, spostamento, ecc.. In questo senso possono essere considerati come trasduttori per ciascuna delle grandezze fisiche che in determinate condizioni di utilizzo riescono a misurare, ossia strumenti in grado di trasformare una grandezza in un segnale elettrico. Questa trasformazione è in genere conveniente in quanto, le grandezze elettriche sono molto più comode da maneggiare, sia per quanto concerne la loro amplificazione, che per quanto riguarda la loro misura.

Se il corpo al quale viene applicato l'estensimetro si deforma, anche l'estensimetro subirà la stessa deformazione e si modificherà di conseguenza il valore della resistenza elettrica del filo. Questa variazione avviene a causa di due fenomeni distinti:

- dall'allungamento (o accorciamento) che il filo subisce, deformazione che è accompagnata da una diminuzione (o aumento) di sezione,
- dalla variazione di resistività elettrica che si ha in un materiale conduttore al variare della sollecitazione.

Data la disposizione del filo conduttore, caratterizzata da tratti lunghi e sottili raccordati da altri ad essi perpendicolari, molto più corti e larghi, l'estensimetro non ha un'uguale sensibilità alle dilatazioni nelle due direzioni: esso risulta molto più sensibile alle dilatazioni lungo la direzione parallela ai tratti lunghi e poco alle dilatazioni in direzione perpendicolare a questa. Perciò esso andrà evidentemente montato in modo che la direzione di maggiore sensibilità coincida con quella della dilatazione da misurare. Il fatto che l'estensimetro sia sensibile anche alle dilatazioni che avvengono nella direzione parallela ai tratti più corti è evidentemente un fenomeno di disturbo della misura, perché diminuisce in definitiva la sensibilità nella direzione principale, per cui si preferisce realizzare tali brevi tratti di collegamento tra i lati più lunghi con materiale di elevata conduttività elettrica (cioè di resistenza molto bassa) in modo che le variazioni di resistenza, anche percentuali, di questi tratti risultino trascurabili.

Uno dei problemi principali relativi all'utilizzo degli estensimetri è quello di minimizzare gli effetti di variazione di resistenza indotte dalla temperatura. Per questo motivo vengono utilizzate leghe a basso TCR (coefficiente di temperatura della resistenza), ad esempio rame/nichel, e viene scelto un substrato avente stesso coefficiente di dilatazione termica della lega utilizzata, in modo da evitare che variazioni di temperatura inducano stress nel film metallico.

I dispositivi che si trovano comunemente in commercio hanno una sensibilità alla temperatura inferiore ai $5 \mu\epsilon/C^\circ$, con un Gauge Factor (GF: rappresenta il rapporto tra la variazione di resistenza e la deformazione) compreso tra 1.8 e 2.3.

Prova	Estensimetri utilizzati [mm]	K_G
Prova di resistenza a compressione sui laterizi	6	2.10
Prove sui timpani	10	2.12

Tabella 2.3 – Gauge Factor per le prove eseguite

Una parziale compensazione degli effetti della temperatura può essere ottenuta utilizzando la configurazione a ponte di Wheatstone: in questo caso si ha un'indipendenza della tensione d'uscita dalla variazione della resistenza degli estensimetri dovuta a variazioni di temperatura, ovviamente solo sotto l'ipotesi che tutti gli estensimetri siano sottoposti alla stessa temperatura ed abbiano stesso TCR. In tal modo, solo a causa di sforzi (compressioni o trazioni) si avvertirà un cambiamento della tensione d'uscita. Per tale motivo e per amplificare l'output di un singolo estensimetro, che altrimenti sarebbe estremamente piccolo, nelle prove effettuate si sono utilizzati questi particolari tipi di reti elettriche detti appunto *ponti di Wheatstone* il cui schema è riportato nella figura 2.17.

Prima di poter utilizzare gli estensimetri, occorre ricondurre il sistema alla condizione d'equilibrio effettuando il così detto “annullamento del ponte”,

ossia individuando quel valore di resistenza, assunto incognito, che fa sì che la differenza di potenziale V_{CD} sia nulla e che quindi ogni deformazione degli estensimetri comporti una variazione della configurazione d'equilibrio di partenza.

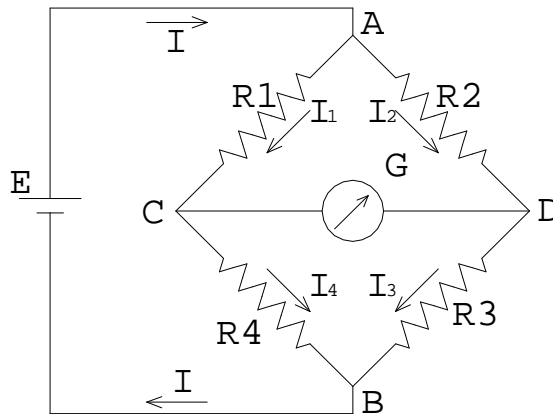


Figura 2.17 - Schema del Ponte di Wheatstone

Applicando i principi di Kirchoff al ponte, quando è verificata la condizione d'equilibrio, si ha:

equazione al nodo C:

$$I_1 = I_4 \quad (2.1)$$

equazione al nodo D:

$$I_2 = I_3 \quad (2.2)$$

equazione alla maglia ACD:

$$R_1 \cdot I_1 - R_2 \cdot I_2 = 0 \Rightarrow I_1 = \frac{R_2}{R_1} \cdot I_2 = \frac{R_2}{R_1} \cdot I_3 \quad (2.3)$$

equazione alla maglia BCD:

$$R_4 \cdot I_4 - R_3 \cdot I_3 = 0 \Rightarrow I_3 = \frac{R_4}{R_3} \cdot I_4 = \frac{R_4}{R_3} \cdot \frac{R_2}{R_1} \cdot I_2 \quad (2.4)$$

Dall'ultima equazione si ottiene:

$$R_1 \cdot R_3 = R_4 \cdot R_2 \quad (2.5)$$

In pratica l'uguaglianza del prodotto delle resistenze in croce definisce la condizione d'equilibrio; tale relazione ci permette di trovare, quando il ponte è in equilibrio, il valore di una resistenza incognita una volta note le altre tre inserite nel circuito.

La calibrazione del ponte viene effettuata variando la resistenza di un lato del ponte e rilevando l'indicazione dello strumento G. Si procede finché il ponte raggiunge l'equilibrio, che viene indicato da un segnalatore di zero, null detector, posto nel circuito.

2.4.1 Descrizione dell'applicazione dell'estensimetro

Si riportano di seguito le fasi del collegamento dell'estensimetro sui mattoni costituenti il timpano della campata 4.

1. *Preparazione della superficie d'attacco attraverso la smerigliatura.* In tal modo si ha un livellamento ed un'omogeneizzazione della superficie.



Figura 2.18 – Smerigliatura della superficie soggetta alla prova

2. *Tracciatura dell'esatto posizionamento dell'estensimetro.* Si tracciano 2 linee perpendicolari l'una all'altra, di cui una di esse è orientata nella direzione della misura.
3. *Condizionamento della superficie.* La superficie sulla quale verrà posizionato lo strumento deve essere accuratamente pulita mediante un opportuno solvente e strofinata con vari stecchetti in cotone.
4. *Neutralizzazione.* L'acidità superficiale, che si ha a seguito del condizionamento, deve essere ridotta strofinando con garze imbevute di neutralizzatore.
5. *Asciugatura della superficie.* Si riscalda la superficie con un asciugacapelli per accelerare l'evaporazione. Durante questa fase è sorto il problema dell'infiltrazione dell'acqua proveniente dal ballast (presumibilmente), infatti i mattoni erano pieni di umidità e quindi non si è riusciti ad ottenere una superficie completamente asciutta.
6. *Applicazione del collante a base epossidica.*
7. *Posizionamento dell'estensimetro sopra il collante.*
8. *Applicazione di una pellicola trasparente sull'estensimetro premendo a lungo per favorire l'incollaggio.*
9. *Fissaggio della terminazione per estensimetri.* La funzione importante delle terminazioni è quella di proteggere l'estensimetro da eventuali strappi o rotture per tiraggio dei cavi. Essenzialmente sono disponibili due serie principali di terminazioni, quella con supporto solido a cubo, e quelle ricavate da *foil*, simili agli stessi estensimetri. Le terminazioni utilizzate durante la prova appartengono a questa seconda categoria.

10. *Collegamento dei fili conduttori dell'estensimetro alla terminazione mediante stagnatura.*
11. *Collegamento del cavo del sistema d'acquisizione alla terminazione mediante stagnatura.*



Figura 2.19 – Particolare del collegamento del filo conduttore con gli estensimetri e il trasduttore di spostamento ad omega

2.5 TRASDUTTORI DI SPOSTAMENTO AD OMEGA

I trasduttori di spostamento ad omega sono strumenti in grado di misurare lo spostamento relativo tra due punti. Per fare questo trasformano l'allungamento dell'arco in una deformazione di un ponte di Wheatstone resistivo. Infatti nella parte superiore, da dove esce il cavo che andrà poi collegato al sistema d'acquisizione, sono presenti degli estensimetri collegati a ponte intero come mostrano le figure seguenti.

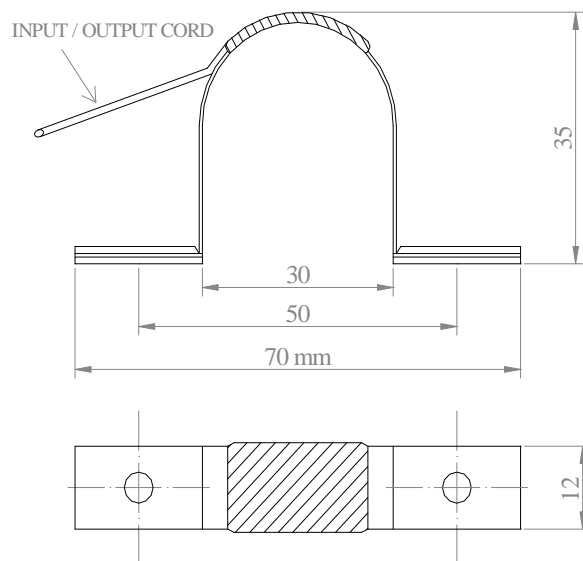


Figura 2.20 – Trasduttore di spostamento ad omega

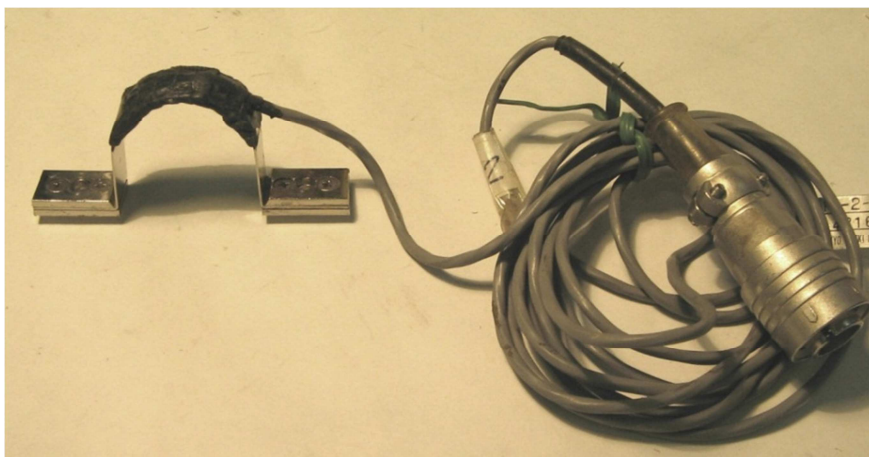


Figura 2.21 - Strumento con cavo di collegamento

Il principio di funzionamento di tale strumento è abbastanza semplice, infatti, l'allontanamento o l'avvicinamento dei due punti in cui lo strumento è collegato al provino, determinano una variazione della curvatura, ovvero nasce uno stato deformativo, della parte inarcata dell'omega, che viene percepita dagli estensimetri incollati ad essa (non visibili a causa del nastro isolante nero) attraverso una variazione della propria resistenza che determina uno squilibrio nel ponte.

Per concludere si danno alcuni dati tecnici relativi agli omega utilizzati nelle prove:

- Type: PI-2-50;
- Range: ± 2 mm;
- Temperature Range: $0 \div 40$ °C;
- Resistance: 350Ω ;
- Exciting Voltage: $1 \div 2$ V.

2.6 CLINOMETRI

I clinometri sono strumenti ad alta risoluzione, che permettono di rilevare e misurare la variazione di inclinazione delle strutture in ampiezza e direzione nel tempo. Le applicazioni di tale strumento includono:

- il monitoraggio delle rotazioni dei muri di sostegno e dei pilastri,
- il monitoraggio del comportamento delle strutture sotto carico.

Il clinometro è composto da un sensore di inclinazione elettrolitico sistemato in un involucro compatto e impermeabile. Il sensore è una bolla di livello di precisione in grado di rilevare elettricamente il cambiamento di inclinazione attraverso una resistenza a ponte. I segnali di uscita dal ponte risultano proporzionali al voltaggio del sensore.



Figura 2.22 – Setup di prova del clinometro

Il clinometro viene fissato alla struttura tramite un profilo metallico ad L (vedi Figura 2.22) e collegato tramite cavi al sistema di acquisizione. Viene poi azzerato e successivamente le letture vengono registrate in concomitanza del passaggio dei convogli ferroviari sui binari soprastanti.

2.7 SISTEMA DI ACQUISIZIONE

Tutti i vari strumenti descritti nei paragrafi precedenti, sono stati collegati per mezzo di cavi, al sistema d'acquisizione attraverso il quale è stato possibile esprimere numericamente la variazione delle grandezze monitorizzate durante lo svolgimento delle prove.

L'acquisizione è avvenuta collegando tutti gli strumenti ad un sistema gestito attraverso il software *LabView*, che ha permesso di acquisire dati ad intervalli di tempo ravvicinati dell'ordine del secondo. Nelle Figure 2.23 e 2.24 si mostrano i vari componenti del sistema di acquisizione che verranno brevemente descritti di seguito.

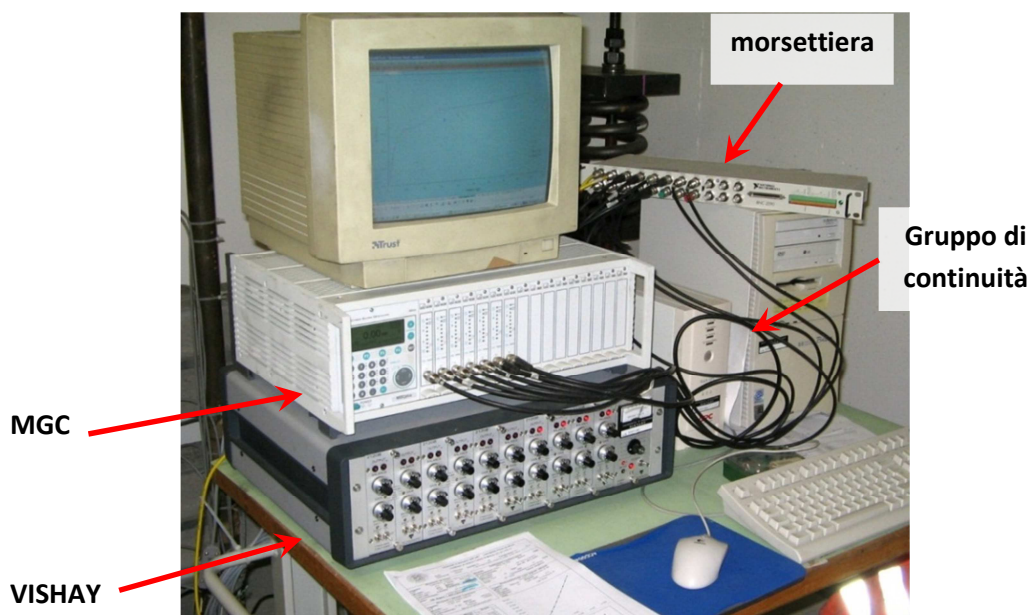


Figura 2.23 - Sistema d'acquisizione (vista anteriore)



Figura 2.24 - Sistema d'acquisizione (vista posteriore)

Vishay

È un sistema d'amplificazione al quale possono essere connessi solo gli accelerometri. Nella parte posteriore vengono inseriti i connettori posti all'estremità dei cavi di collegamento degli strumenti e al di sotto di ciascuno di essi si diparte un cavo d'uscita che va ad inserirsi nella morsettiera. Prima dell'inizio di ogni prova è necessario definire, per ciascun strumento, il voltaggio, ovvero l'alimentazione, e si procede poi inserendo le costanti di taratura di ciascuno strumento all'interno del software Labview.

Vishay 2110

È anch'essa un sistema di amplificazione al quale però posso essere connessi solo quegli strumenti che hanno un funzionamento di tipo resistivo (estensimetri, celle di carico). Anche in questo caso, è necessario, prima dell'inizio di ogni prova, definire per ciascun strumento il *voltaggio* ed in più regolare il *Gain* ruotando la manopola nera posta più in basso, infatti attraverso il Gain si definisce il grado d'amplificazione del segnale d'uscita, e *bilanciare il ponte di Wheatstone* ruotando la manopola nera posta più in alto, il ponte è bilanciato quando entrambi i led posti sopra alla manopola sono

spenti. Si procede poi inserendo le costanti di taratura di ciascuno strumento all'interno del software.

MGC

È un sistema d'amplificazione al quale possono essere connessi sia gli strumenti che hanno un funzionamento di tipo resistivo (estensimetri, omega, celle di carico) che quelli con funzionamento induttivo (LVDT). Nella parte posteriore vengono inseriti i connettori posti all'estremità dei cavi di collegamento degli strumenti e anteriormente a ciascuno di essi si diparte un cavo d'uscita che va ad inserirsi nella morsettiera. Le regolazioni sono analoghe a quelle descritte per la 2100 però il tutto è digitalizzato (non sono presenti manopole di regolazione).

Morsettiera

Essa da una parte raccoglie tutti i cavi che fuoriescono dalle Vishay e dall'MGC e dall'altra si collega, mediante un unico cavo, al case del computer. Per chiarire le idee, la sua funzione è analoga a quella di una "presa elettrica multipla" utilizzata quando ad un'unica "presa a muro" si devono collegare più apparecchi elettrici. Nel caso in esame non sarebbe pensabile che ogni cavo d'uscita dalla Vishay e dall'MGC, visto il loro numero elevato, fosse direttamente collegato al case e proprio per ovviare a ciò si utilizza la morsettiera.

Gruppo di Continuità

Esso ha la funzione di garantire la continuazione dell'acquisizione dei dati anche nel caso di salti o mancanze temporanee di corrente.

Software LabView™:

LabView è un programma della National Instruments che permette l'acquisizione dei dati ottenuti con l'attività sperimentale. La programmazione è lasciata all'utente, in modo da personalizzare l'intera esperienza, fin dal

momento dell'acquisizione dei dati. Tutto ciò è possibile grazie al fatto che l'utilizzatore ha a portata di mano tutta una serie di informazioni che gli permettono di controllare la corretta esecuzione della prova e di comandare le macchine attraverso due interfacce:

- *diagram* (diagramma a blocchi), interfaccia grafica dalla quale si governano le operazioni da condurre;
- *panel* (pannello di comando), interfaccia grafica di comando per l'acquisizione dei dati.

Il diagram e il panel sono strettamente correlati tra loro, infatti i grafici che permettono la visualizzazione dell'evoluzione dell'esperienza devono ovviamente essere presenti nel diagramma a blocchi ed esiste la possibilità di passare da una schermata all'altra per riconoscere gli elementi della facciata di comando nel diagram e verificare eventuali problemi.

Una volta terminata l'acquisizione, i dati vengono salvati su disco rigido mediante file dati.

CAPITOLO 3

PROVE DI RESISTENZA SUI MATERIALI

In questo capitolo verranno descritte le attività svolte per la valutazione delle proprietà meccaniche dei materiali costituenti il ponte ferroviario di attraversamento del fiume Reno. In particolare, vengono descritte le prove, ed i relativi risultati, effettuate sui laterizi e sulle malte costituenti la muratura oggetto di studio. Come già detto precedentemente, il ponte è costituito da 15 campate ad arco, di cui dieci realizzate in muratura e cinque ricostruite dopo la seconda guerra mondiale in calcestruzzo armato. Sono state oggetto di prova solo i campioni prelevati dalle sole campate realizzate in muratura.

3.1 PRELIEVO DEI CAMPIONI

Allo scopo di valutare la resistenza dei materiali costituenti la muratura del ponte e quindi della muratura stessa, nei giorni 19 e 20 Aprile 2011 si è proceduto al prelievo e al carotaggio di diversi campioni di muratura, individuati e prelevati in modo tale da offrire una caratterizzazione significativa della muratura.

In corrispondenza della chiave di volta delle arcate costituenti le campate C1, C3, C5, C7 e C9, sono stati prelevati pacchetti di muratura di altezza pari a 2-3 corsi di mattoni, lunghezza pari a 2-3 mattoni e spessore pari a circa 1-2 teste, per dimensioni complessive dei pacchetti di circa 20 x 50 x 20 cm, Figure 3.1-3.5.



Figura 3.1 - Punto di prelievo e campione prelevato dalla campata C1



Figura 3.2 - Punto di prelievo e campione prelevato dalla campata C3



Figura 3.3- Punto di prelievo e campione prelevato dalla campata C5



Figura 3.3. Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato. **3 -** Punto di prelievo e campione prelevato dalla campata C7



Figura 3.3 - Punto di prelievo e campione prelevato dalla campata C9

Al fine di valutare l'omogeneità e lo stato di conservazione della muratura e di effettuare una stima diretta della resistenza a compressione della muratura stessa, si è proceduto al prelievo di 29 carote, aventi diametro di 10 cm e

lunghezza variabile a seconda del punto di prelievo, vedi Figure 3.6 - 3.8. In particolare, sono state prelevate 25 carote dalle arcate delle campate C1-C10, effettuando almeno due prelievi per campata, una carota dalla spalla del ponte verso Bologna, una dalla prima pila-spalla, fra le campate C5 e C6, e due dalla pila fra le campate C3 e C4.



Figura 3.6 – Esempio di carote prelevate da una volta



Figura 3.7 – Esempio di carota prelevata da una spalla



Figura 3.8 – Esempio di carota prelevata da una pila-spalla

3.2 PREPARAZIONE DEI CAMPIONI E MODALITÀ DI PROVA

Dai pacchetti di muratura prelevati in situ, sono stati ricavati campioni di laterizi e di malte su cui effettuare prove di resistenza a compressione. Per i laterizi, la metodologia di prova utilizzata fa riferimento alla *Norma UNI EN 772-1 “Metodi di prova per elementi di muratura – Determinazione della resistenza a compressione” 2011*. Per ogni campata, sono stati ricavati da tre a sei mattoni, dai quali sono poi stati intagliati dei provini cubici di lato 4 cm, per un totale di 54 provini. Le due facce di ciascun campione, poste a contatto con le piastre della pressa, sono state preventivamente spianate tramite rettifica, in modo da rispettare le tolleranze di planarità e di parallelismo richiesta dalla norma di riferimento.

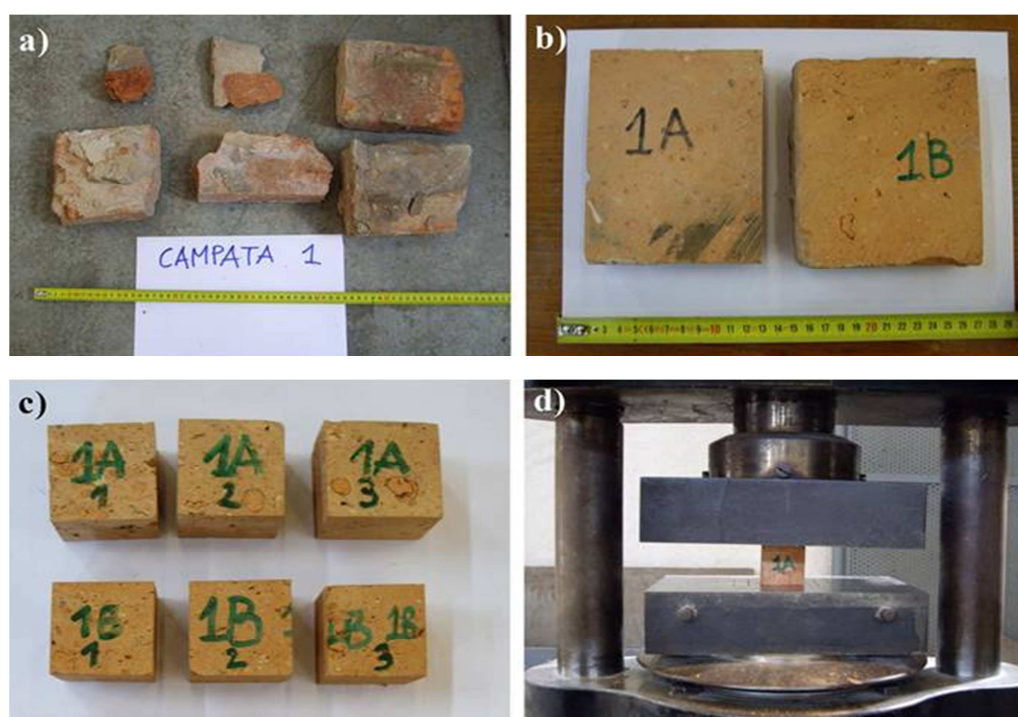


Figura 3.9 - Mattoni ricavati dai pacchetti di muratura (a), mattoni dopo rettifica dei lati (b), provini cubici (c) e modalità di prova (d)

Il carico di rottura per compressione viene quindi determinato posizionando ciascun provino tra le due piastre della pressa ed applicando un carico uniformemente distribuito, incrementandolo in modo continuo fino alla rottura. In particolare, i provini sono stati testati a compressione applicando il carico parallelamente alla direzione di sollecitazione nella muratura (vedi Figura 3.9 (d)). Due dei 54 provini, uno proveniente dalla campata C1 ed uno dalla campata C3, sono stati sottoposti a prova di rottura a compressione con misura delle deformazioni, mediante applicazione di estensimetri su due facce opposte di ogni provino, al fine di valutare il modulo elastico statico del materiale.

Per quanto riguarda le malte, per ogni prelievo sono stati ricavati dai cinque ai sei provini, per un totale di 28 campioni, aventi dimensioni approssimativamente di 4 x 4 cm e spessore variabile da 8 a 17 mm, in funzione dello spessore del giunto di malta nel punto di prelievo. I provini sono quindi stati rotti a compressione per doppio punzonamento, Figura 3.10, utilizzando due punzoni circolari di diametro 20 mm, secondo il metodo proposto da *Henzel e Karl* denominato “*double punch test*”.

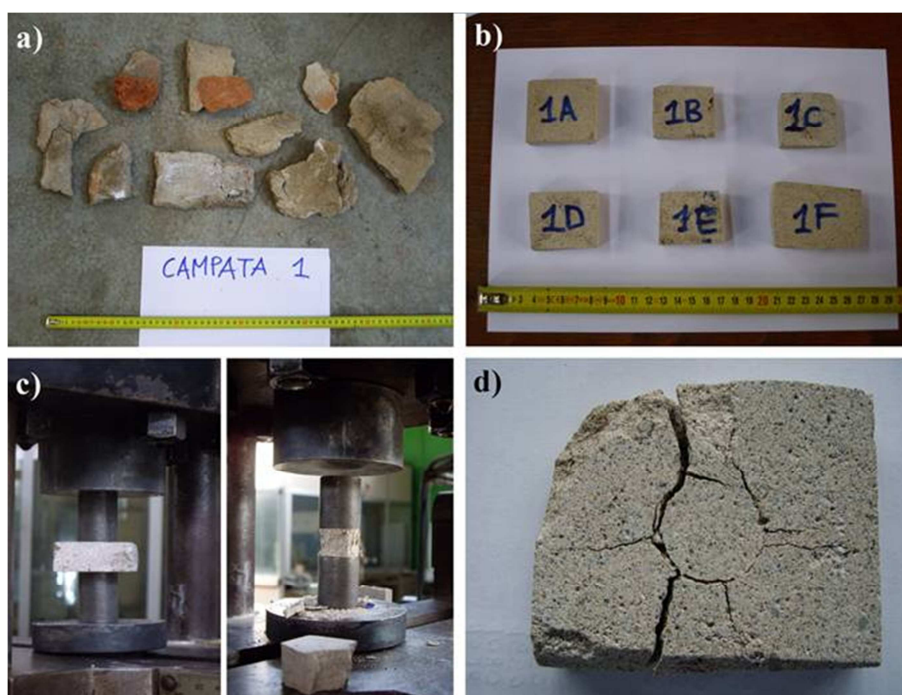


Figura 3.10 - Campioni di malta ricavati dai pacchetti di muratura (a), provini dopo rettifica delle facce (b), modalità di prova (c), provino dopo rottura per doppio punzonamento (d)

Per le carote estratte dalla muratura, si è innanzitutto provveduto a selezionare quelle in cui il giunto di malta fosse approssimativamente in corrispondenza del diametro della carota e fossero presenti un mattone al di sotto e uno o due mattoni al di sopra del giunto stesso. Dopodiché, le carote sono state tagliate, in corrispondenza delle caratteristiche volute, per ricavarne campioni di altezza pari a 15 cm. Per valutare la resistenza a compressione dei campioni nella stessa direzione in cui la muratura è sollecitata nella struttura originale (applicando quindi il carico perpendicolarmente all'asse longitudinale delle carote), sono stati eseguiti due getti orizzontali di malta ad alta resistenza sopra e sotto la carota, Figura 3.11, in modo da ottenere una distribuzione delle tensioni più uniforme. I campioni così ottenuti sono stati sottoposti a prova di rottura per schiacciamento.

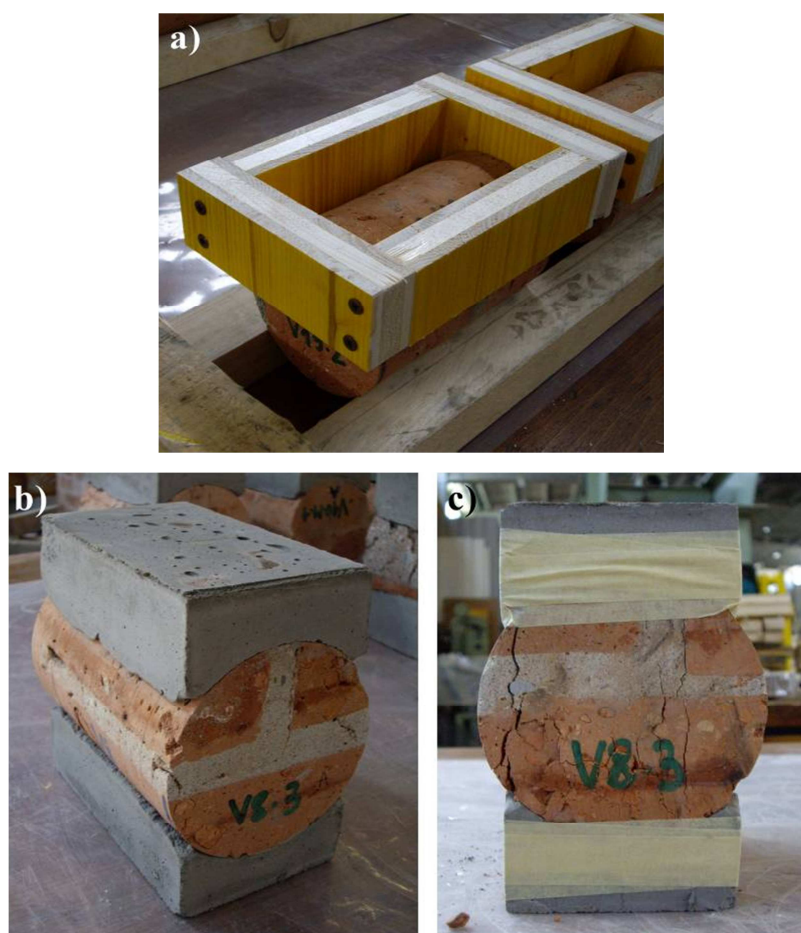


Figura 3.11 - Cassaforma utilizzata per il getto (a), aspetto finale del campione prima (b) e dopo la rottura a per schiacciamento a compressione (c)

3.3 RISULTATI DELLE PROVE

3.3.1 Laterizi

I valori di resistenza cubica a compressione f_c dei 54 provini in laterizio testati sono riportati in Tabella 3.1.

LATERIZI						
	Campione	f_c [MPa]		Campione	f_c [MPa]	
C1	1A-1	20,42	C5	5B-1	21,04	
	1A-2	17,65		5B-2	25,13	
	1A-3	19,91		5B-3	25,03	
	1B-1	29,27		5C-1	38,19	
	1B-2	27,03		5C-2	38,12	
	1B-3	30,33		5C-3	36,21	
	1C-1	20,63		5D-1	21,88	
	1C-2	25,35		5D-2	31,01	
	1C-3	22,35		5D-3	19,61	
	1D-1	32,71		C7	7A-1	44,03
	1D-2	36,87			7A-2	33,29
	1D-3	33,10			7A-3	40,45
C3	3A-1	23,01	7B-1		16,17	
	3A-2	24,36	7B-2		19,48	
	3A-3	25,15	7B-3		20,90	
	3B-1	23,62	7C-1	21,26		
	3B-2	25,23	7C-2	25,79		
	3B-3	17,92	C9	9A-1	47,47	
	3C-1	18,88		9A-2	47,90	
	3C-2	19,92		9A-3	49,08	
	3C-3	19,62		9B-1	36,35	
	3D-1	27,86		9B-2	32,93	
	3D-2	25,62		9B-3	25,51	
	3D-3	28,69		9C-1	36,14	
	3E-1	26,74				
	3E-2	28,55				
	3E-3	26,11				
3F-1	26,87					
3F-2	28,82					
3F-3	24,72					

Tabella 3.1 - Resistenza cubica a compressione f_c dei 54 provini

Il valore medio e la deviazione standard per le singole campate e per le 5 campate considerate complessivamente, sono riportate nella Tabella 3.2.

	LATERIZI	MALTE	
	f_{cm} [MPa]	$f_{cm,dp}$ [MPa]	f_{cm} [MPa]
C1	26,3 (\pm 6,2)	31,3 (\pm 5,2)	20,4 (\pm 2,9)
C3	24,5 (\pm 3,4)	41,4 (\pm 12,3)	26,0 (\pm 6,8)
C5	28,5 (\pm 7,5)	33,0 (\pm 6,0)	21,4 (\pm 3,3)
C7	27,7 (\pm 10,4)	28,2 (\pm 5,7)	18,7 (\pm 3,2)
C9	39,3 (\pm 9,0)	44,8 (\pm 5,4)	28,0 (\pm 3,0)
Totale	28,0 (\pm 6,5)	35,5 (\pm 9,5)	22,8 (\pm 5,3)

Tabella 3.2 - Resistenza cubica a compressione media f_{cm} , resistenza media a compressione per doppio punzonamento $f_{cm,dp}$ e rispettive deviazioni standard (fra parentesi) per i campioni di laterizio e malta

Com'è possibile osservare, la resistenza cubica a compressione media f_{cm} di tutte e cinque le campate risulta abbastanza elevata, essendo pari a 28,0 MPa. Tuttavia, mentre le campate C1, C3, C5 e C7 hanno fornito risultati sostanzialmente analoghi, i campioni provenienti dalla campata C9, che ad un primo esame visivo si presentavano come più scuri rispetto agli altri, hanno fornito valori di resistenza marcatamente maggiori rispetto agli altri: la resistenza media ottenuta da tali campioni è stata di 39,3 MPa, a fronte di una media di 26,7 MPa per le altre 4 campate analizzate. Questa disomogeneità è probabilmente attribuibile al fatto che le ultime due campate in muratura, la C9 e la C10, sono state ricostruite in epoca successiva alle precedenti con muratura differente. Pertanto, nel calcolo della deviazione standard complessiva dei valori di resistenza dei provini, non sono stati considerati i valori misurati per la campata C9 in quanto ritenuta disomogenea rispetto alle altre. I risultati delle prove di rottura con misura delle deformazioni sono riportati nel Grafico 3.1. Il modulo elastico è stato calcolato, in accordo con la Norma UNI 9739/90 "Elementi di laterizio per solai – Metodi di prova 1990", come pendenza della retta definita dai valori di tensione e deformazione corrispondenti al 20% e al 40% del valore massimo del carico. Il valore del

modulo elastico per i due campioni analizzati è rispettivamente pari a 5.90GPa per la campata C1 e 9.76GPa per la campata C3, ed il valor medio risulta essere quindi pari a 7.83 GPa.

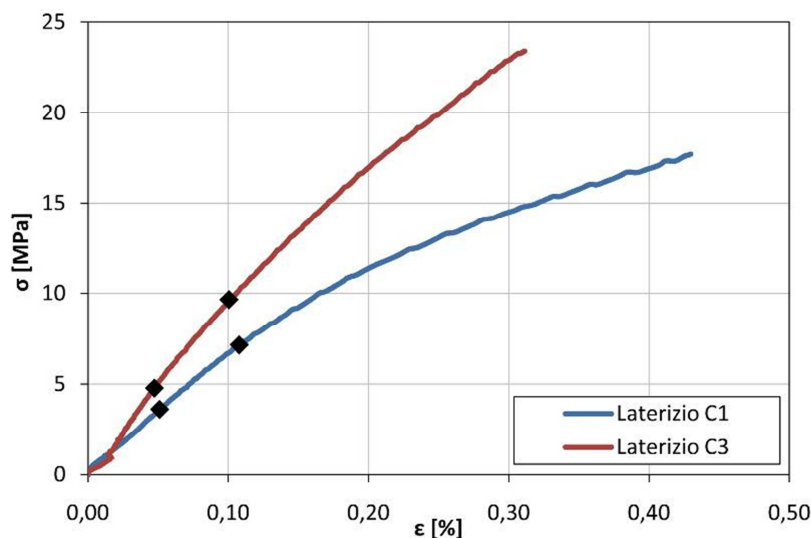


Grafico 3.1 - Grafico Tensione - Deformazione per due provini delle campate C1 e C3

	C1	C3
$\sigma_{20\%}$ [MPa]	3.60	4.77
$\sigma_{40\%}$ [MPa]	7.14	9.65
$\epsilon_{20\%}$	0.0005	0.0005
$\epsilon_{40\%}$	0.0011	0.001
E [GPa]	5.90	9.76

Tabella 3.3 – Valori relativi al grafico Tensione - Deformazione

3.3.2 Malte

I valori di resistenza a compressione per doppio punzonamento $f_{c,dp}$ dei 28 provini testati sono riportati in Tabella 3.4. Utilizzando la relazione tra la resistenza cubica a compressione media f_{cm} della malta e il valore di resistenza a compressione media ottenuta per doppio punzonamento $f_{cm,dp}$, proposta da Pascale G., Bonfiglioli B., Colla C. (2005), in “*Tecniche di indagine non*

distruttiva per la diagnostica strutturale della muratura, alla luce delle recenti normative antisismiche:

$$f_{cm} = 0,5552 f_{c,dp} + 3,0678 \text{ [MPa]} \quad (3.1)$$

sono stati calcolati i corrispondenti valori di resistenza cubica a compressione delle malte f_{cm} , (vedi Tabella 3.4). Il valore medio e la deviazione standard per le singole campate e per le cinque campate considerate complessivamente sono riportate sempre in Tabella 3.4.

MALTE							
	Campione	$f_{c,dp}$ [MPa]	f_c [MPa]		Campione	$f_{c,dp}$ [MPa]	f_c [MPa]
C1	1A	36,7	23,4	C5	5A	30,2	19,9
	1B	32,1	20,9		5B	41,5	26,1
	1C	22,1	15,4		5C	36,9	23,6
	1D	35,9	23,0		5D	28,2	18,7
	1E	30,9	20,2		5E	28,0	18,6
	1F	29,9	19,7		7A	24,5	16,7
C3	3A	50,9	31,3	C7	7B	37,3	23,8
	3B	34,4	22,2		7C	31,4	20,5
	3C	49,3	30,5		7D	29,4	19,4
	3D	52,5	32,2		7E	22,0	15,3
	3E	40,5	25,6		7F	24,4	16,6
	3F	20,6	14,5		9A	38,9	24,7
				C9	9B	49,7	30,6
					9C	39,5	25,0
					9D	50,4	31,0
					9E	45,7	28,4

Tabella 3.4 – Resistenza a compressione per doppio punzonamento $f_{c,dp}$ e corrispondente resistenza cubica a compressione f_c dei 28 provini

Il valor medio per le cinque campate è pari a 22,8 MPa e, così come è successo per i laterizi, anche per le malte i campioni provenienti dalla campata C9, che ad un esame visivo presentavano un colore grigio più scuro rispetto ai provini provenienti dalle altre campate, hanno fornito valori di resistenza sensibilmente maggiori: si è ottenuto infatti una resistenza cubica a compressione media di tali provini pari a 28,0 MPa, a fronte di una media di 21,6 MPa per le altre 4 campate analizzate.

3.3.3 Muratura

In accordo con quanto previsto dal *D.M. 14/01/08 del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti - "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni"*, sulla base dei valori di resistenza cubica a compressione media della malta $f_{cm,malta}$ e di resistenza a compressione caratteristica dei laterizi $f_{ck,lat}$, è possibile dedurre indirettamente il valore di resistenza a compressione caratteristica della muratura $f_{ck,mur}$.

$$\begin{aligned} f_{cm,malta} &= 22.8 \text{MPa} \\ f_{ck,lat} &= f_{cm,lat} - k \cdot s = 28.0 - 1.93 \cdot 6.5 = 15.5 \text{MPa} \end{aligned} \quad (3.2)$$

dove:

- $f_{cm,lat}$ resistenza cubica a compressione media dei laterizi;
- s deviazione standard;
- k costante pari a 1.93 perché il num. di provini è maggiore di 20

La resistenza a compressione caratteristica della muratura può essere stimata come:

$$f_{ck,mur} = 8,2 \text{MPa} \quad (3.3)$$

In accordo con il sopracitato *D.M. 14/01/08*, il modulo di elasticità normale secante della muratura E , può essere assunto, sulla base del valore di resistenza a compressione caratteristica $f_{ck,mur}$, come:

$$E = 1000 \cdot f_{ck,mur} = 8.2 \text{GPa} \quad (3.4)$$

Una stima più diretta, ma attualmente non prevista dalle norme tecniche nazionali ed internazionali, del valore di resistenza caratteristico della muratura $f_{ck,mur}$, è stata effettuata sulla base dei risultati delle prove di rottura a compressione delle carote di muratura e riportati in Tabella 3.5. Il valore di resistenza a compressione $f_{c,mur}$ è stato calcolato rapportando il valore del carico di rottura all'area del giunto di malta della singola carota. Il valore di resistenza caratteristico $f_{ck,mur}$ risulta essere pari a:

$$f_{ck,mur} = f_{cm,mur} - k \cdot s = 12.56 - 2.33 \cdot 1.25 = 9.65 \text{ MPa} \quad (3.5)$$

dove:

- $f_{cm,mur}$ resistenza a compressione media delle carote;
- s deviazione standard;
- k costante pari a 2.33 perché il num. di provini è maggiore di 6

CAROTE IN MURATURA			
Punto di prelievo	campione	N [kg]	fc [MPa]
C1	V1-N-2	16950	11,77
	V2-1	17800	12,23
	V2-2	18700	12,85
C3	V5-1B	16920	15,77
C4	V8-3A	21850	14,86
	V8-3B	19680	13,67
C5	V10-M-4A	19950	13,43
	V10-M-4B	19200	12,93
C9	V17-1	28500	19,39
C10	V19-2	23800	16,88
Spalla verso Bologna	S1-1A	20600	14,46
	S1-1B	18700	13,35
	S1-3	20350	13,99
Pila-Spalla fra le campate C4 e C5	PS1-7A	15500	10,88
	PS1-7B	16550	11,86
	PS1-7C	15200	11,49
Pila fra le campate C3 e C4	P1M-5A	17850	12,93
	P1M-5B	16300	11,81
	P1M-5C	16200	11,37
Valor medio $f_{cm,mur}$ (deviazione standard s)			12.56 (1.25)

Tabella 3.5 – Resistenza a compressione delle 19 carote in muratura

Il valore di resistenza caratteristica della muratura così ottenuto risulta sostanzialmente in linea, in particolare leggermente maggiore, con il valore calcolato indirettamente dai valori di resistenza dei laterizi e delle malte costituenti la muratura stessa, offrendo con ciò conferma dei risultati precedentemente ottenuti.

CAPITOLO 4

IDENTIFICAZIONE STRUTTURALE

Un sistema viene definito *dinamico* quando le azioni variano nel tempo in modo da generare forze di inerzia non trascurabili, per questo motivo la risposta di un sistema soggetto ad azioni esterne deve essere seguita nella sua evoluzione temporale.

Per la descrizione della risposta di sistemi dinamici si possono utilizzare approcci di tipo deterministico oppure aleatorio o stocastico, la scelta dipende molto spesso dalle caratteristiche dell'azione che si considera. Si adotta prevalentemente un metodo deterministico se l'azione è nota nella sua evoluzione, sia essa periodica o non periodica, mentre se l'azione è di tipo casuale, si utilizza un approccio non deterministico.

Oltre alla descrizione della risposta, vi sono altri problemi legati al sistema dinamico, in particolare si distinguono problemi diretti e inversi. I problemi diretti consistono nella costruzione di un modello analitico tramite cui è possibile valutare la risposta del sistema dinamico soggetto ad una assegnata

forzante esterna, mentre nei problemi inversi la risposta del sistema dinamico costituisce una informazione nota.

Per problemi di identificazione strutturale si intendono anche quei casi in cui la risposta della struttura è nota ma non si conosce l'azione che l'ha prodotta. Questo è il tipo di analisi che verrà descritta in questo capitolo, ovvero l'identificazione dei *sistemi output-only*, dove si è a conoscenza della fonte delle vibrazioni rilevate, che nel caso in esame, è il traffico ferroviario gravante sulla struttura, ma non conosciamo il suo andamento temporale e tanto meno l'energia associata, abbiamo quindi solo dei dati sulla risposta strutturale.

4.1 ANALISI DEL SEGNALE

I modelli di identificazione strutturale si distinguono in parametrici e non parametrici. I primi costruiscono il modello matematico sulla base di un set di parametri che vengono stimati durante l'identificazione stessa, mentre nei secondi, gli strumenti matematici utilizzati nell'analisi sfruttano essenzialmente le trasformate di Fourier.

Nei modelli non parametrici si possono distinguere le seguenti analisi:

- *analisi transitoria*, applicata quando la risposta del sistema è generata da un impulso;
- *analisi di frequenza*, applicata quando l'eccitazione è deterministica e periodica o pseudo-casuale e periodica. La misura dell'eccitazione e la corrispondente risposta della struttura sono trasformate nel dominio delle frequenze e la funzione di risposta in frequenza è ottenuta dal rapporto tra la trasformata della risposta e la trasformata dell'eccitazione;
- *analisi di correlazione*;
- *analisi spettrale*.

Le analisi di correlazione e spettrali sono applicate a sistemi stazionari eccitati stocasticamente. In questi casi l'eccitazione e la risposta del sistema sono

caratterizzate dalla funzione di correlazione nel dominio del tempo e dalla densità spettrale nel dominio delle frequenze.

Si richiamano nel seguito alcune nozioni di analisi del segnale necessarie per la definizione della Funzione di Risposta in Frequenza FRF, a partire dalla quale, i metodi operanti nel dominio delle frequenze sono in grado di ottenere le caratteristiche dinamiche delle strutture.

4.1.1 Caratteristiche dei fenomeni aleatori

Un fenomeno fisico e i dati che lo rappresentano vengono considerati *casuali* quando l'evoluzione futura del fenomeno non può essere predetta utilizzando unicamente i dati di un esperimento. In tali casi la storia registrata in un esperimento costituisce solo una delle realizzazioni fisiche che il fenomeno poteva avere. Concettualmente, per poter studiare un tale fenomeno, si dovrebbe considerare l'insieme $\{x(t)\}$ di tutte le possibili storie $x_i(t)$ che possono essere prodotte. Per un fenomeno è possibile calcolare un numero infinito di medie, a partire dal semplice valore medio, il valore quadratico medio, fino a tutte le possibili medie di ordine superiore.

Nel caso in cui uno o più dei valori medi di interesse rimangono costanti nel tempo il fenomeno è detto *stazionario*. Col termine *ergodico*, invece, si indica un processo stazionario in cui le medie fatte su una singola funzione campione al variare del tempo sono indipendenti dalla funzione campione; in altre parole, una funzione campione è completamente rappresentativa dell'insieme delle funzioni campione.

Per i fenomeni stazionari, il *valore medio* calcolato sull'insieme degli $x_i(t)$ coincide con il valore medio calcolato sul tempo, da una singola storia o realizzazione del fenomeno, che analiticamente si scrive:

$$\mu_x(t) = \lim_{N \rightarrow \infty} \frac{1}{N} \sum_{t=1}^N x(t) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t) dx \quad (4.1)$$

in cui $x(t)$ è un'arbitraria realizzazione del fenomeno.

Poiché questo capitolo focalizzerà la sua attenzione sui metodi di identificazione tipo output-only, dove la risposta del sistema è misurata in condizioni di normale funzionamento della struttura senza quindi una eccitazione ben definita, per cui la risposta può essere considerata come un dato di tipo casuale, risulta necessario definire e classificare questi tipi di dati, introducendo gli strumenti con i quali essi vengono caratterizzati. Per questo motivo oltre al valore medio, si definiscono anche il *valore quadratico medio* in accordo con la seguente espressione:

$$\Psi_x^2 = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x^2(t) dt \quad (4.2)$$

la *varianza* del segnale:

$$\sigma_x^2 = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T [x(t) - \mu_x]^2 dt \quad (4.3)$$

e la *funzione di densità di probabilità*, che è la probabilità che la variabile $x(t)$ assuma un determinato valore all'interno dell'intervallo $[x, x + \Delta x]$.

$$p_x = \lim_{\Delta x \rightarrow \infty} \frac{\text{prob}[x < x(t) < x + \Delta x]}{\Delta x} = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{1}{\Delta x} \left[\lim_{T \rightarrow \infty} \frac{T_x}{T} \right] \quad (4.4)$$

In termini di funzione di densità di probabilità μ_x e Ψ_x^2 si scrivono rispettivamente:

$$\mu_x = \int_{-\infty}^{\infty} x \cdot p(x) dx \quad (4.5)$$

$$\Psi_x^2 = \int_{-\infty}^{\infty} x^2 \cdot p(x) dx \quad (4.6)$$

4.1.2 Serie e Trasformata di Fourier

Un segnale si definisce *periodico* se $x(t) = x(t + T_0)$ per ogni istante di tempo t , essendo T_0 il periodo. I segnali periodici possono essere scritti come somma, in genere finita, di funzioni armoniche, attraverso le *serie di Fourier*:

$$x(t) = \sum_{k=-\infty}^{\infty} X_k(\omega) e^{jk\omega t} \quad (4.7)$$

dove i coefficienti X_k sono ricavati dalla seguente espressione:

$$X_k(\omega) = \frac{1}{T_0} \int_{-\frac{T_0}{2}}^{\frac{T_0}{2}} x(t) \cdot e^{-jk\frac{2\pi}{T_0}t} dt \quad (4.8)$$

La *trasformata di Fourier* è una generalizzazione dello sviluppo in serie di Fourier nel caso in cui la funzione $x(t)$ non sia periodica (ovvero sia di periodo infinito). La trasformata di Fourier di una funzione $x(t)$ è data da:

$$X_k(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) \cdot e^{-j\omega t} dt \quad (4.9)$$

Per calcolare il coefficiente di Fourier corrispondente alla k -esima armonica attraverso passi discreti Δt , occorre approssimare la formula (4.9) nel seguente modo:

$$X_k = \frac{1}{N\Delta t} \sum_{n=0}^{N-1} x(n\Delta t) \cdot e^{-jk\frac{2\pi}{N\Delta t}n\Delta t} = \frac{1}{N} C_k \quad (4.10)$$

dove:

$$C_k = \sum_{n=0}^{N-1} x(n\Delta t) \cdot e^{-\frac{i2\pi kn}{N}} \quad (4.11)$$

è la *trasformata veloce di Fourier* FFT o trasformata discreta.

Si noti che la trasformata per $n=0$:

$$X_0 = \frac{1}{N} \sum_{n=0}^{N-1} x(n\Delta t) \quad (4.12)$$

non è altro che il valor medio del segnale x .

4.1.3 Funzione di Autocorrelazione, Cross-correlazione, Autospettro e Cross-spettro

Dato un segnale $x(t)$ si definisce *autocorrelazione* la funzione:

$$R_{xx}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t) x(t + \tau) dt \quad (4.13)$$

ed indica quanto il segnale acquisito ad istanti diversi è correlato con se stesso. L'autocorrelazione di una funzione periodica è periodica, mentre quella relativa ad un segnale casuale tende a zero per τ non nulli.

Essa è inoltre legata a μ_x e Ψ_x dalle seguenti relazioni:

$$\mu_x = \sqrt{R_{xx}(\infty)} \quad (4.14)$$

$$\Psi_x = R_{xx}(0) \quad (4.15)$$

La trasformata di Fourier della funzione di autocorrelazione $R_{xx}(\tau)$ viene chiamata *densità di potenza spettrale* PSD o *autospettro*:

$$S_{xx}(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} R_{xx}(\tau) e^{-j2\pi\omega\tau} d\tau \quad (4.16)$$

essa descrive la composizione in frequenze del dato in termini di densità spettrale del suo valore quadratico medio, ovvero la composizione in frequenze dell'intensità del dato.

La funzione $S_{xx}(\omega)$ è legata alla trasformata di Fourier $X(\omega)$ di $x(t)$ dalla seguente relazione:

$$S_{xx}(\omega) = X(\omega)^* X(\omega) \quad (4.17)$$

dove con il termine $X(\omega)^*$ si è indicato il complesso coniugato di $X(\omega)$. Essa è una funzione reale e contiene le informazioni sulle frequenze presenti in $x(t)$ ma non quelle sulle fasi, in quanto è stata ottenuta dal solo modulo di $X(\omega)$.

Si definisce, invece, *correlazione incrociata* o *cross-correlazione* di due segnali $x(t)$ e $y(t)$ la funzione:

$$R_{xy}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x(t)y(t+\tau)dt \quad (4.18)$$

ed indica quanto i due segnali sono correlati tra loro.

La trasformata di Fourier della funzione di cross-correlazione R_{xy} è chiamata *cross-spettro* CSD ed è indicata usualmente con $S_{xy}(\omega)$:

$$S_{xy}(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} R_{xy}(\tau) e^{-j2\pi\omega\tau} d\tau \quad (4.19)$$

La funzione $S_{xy}(\omega)$ è legata alla trasformata di Fourier di $x(t)$ e $y(t)$ dalla relazione:

$$S_{xy}(\omega) = X(\omega)^* Y(\omega) \quad (4.20)$$

la (4.20) risulta essere una funzione complessa contenente informazioni sia in frequenze sia sulle fasi.

4.1.4 Funzione di risposta in frequenza (FRF)

Il metodo tradizionale utilizzato per legare la risposta di un sistema $x(t)$ alla forza eccitante $f(t)$, consiste nel risolvere l'equazione differenziale del moto con le effettive condizioni iniziali, non tutti i problemi, però, sono facilmente risolvibili mediante semplice integrazione dell'equazione del moto. Risulta quindi conveniente cercare la soluzione mediante altri metodi, in particolare con il metodo delle *funzioni di risposta in frequenza FRF* o *funzioni di trasferimento*. Esse sono definite dal rapporto tra la trasformata di Fourier della generica funzione di risposta e la trasformata di Fourier del modulo della forzante applicata al sistema. In particolare si definisco le seguenti FRF:

- *recettanza* $\alpha(\omega)$, è il rapporto tra la trasformata dello spostamento di un punto del sistema X e la trasformata della forza eccitante F :

$$\alpha(\omega) = \frac{X}{F} \quad (4.21)$$

- *mobilità* $Y(\omega)$, il rapporto tra la trasformata della velocità di un punto V e la trasformata della forzante F :

$$Y(\omega) = \frac{V}{F} \quad (4.22)$$

- *inerzanza* $H(\omega)$, il rapporto tra la trasformata dell'accelerazione di un punto A e la trasformata della forzante F :

$$H(\omega) = \frac{A}{F} \quad (4.23)$$

L'inerzanza è legata alla recettanza mediante la seguente espressione:

$$H(\omega) = -\omega^2 \cdot \alpha(\omega) \quad (4.24)$$

Successivamente si farà riferimento in particolar modo all'inerzanza, direttamente ottenibile dalle registrazioni sperimentali e utilizzata in questa tesi per le elaborazioni sperimentali.

Le caratteristiche dinamiche di un sistema lineare a parametri costanti possono essere descritte dalla *funzione peso* $h(\tau)$ che è definita come la risposta del sistema ad un impulso unitario applicato ad un istante precedente τ . Per ogni input arbitrario $f(t)$, la risposta del sistema $y(t)$ è data dall'integrale di convoluzione:

$$y(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} h(\tau) \cdot f(t-\tau) d\tau \quad (4.25)$$

che indica che la risposta $y(t)$ è data da una somma pesata sull'intera storia temporale dell'input $f(t)$.

Si può quindi introdurre per altra via la FRF in grado di caratterizzare il comportamento dinamico del sistema, definita come la trasformata di Fourier della risposta ad un impulso unitario:

$$H(\omega) = \int_0^{\infty} h(t) \cdot e^{-j2\pi\omega t} dt \quad (4.26)$$

nella quale $h(t) = 0$ per $t < 0$.

Indicando quindi con $f(t)$ l'eccitazione della struttura e con $y(t)$ la sua risposta, dalla definizione (4.26) si ricava che la FRF è ottenibile per ogni coppia di registrazioni eccitazione-risposta mediante il rapporto tra la trasformata di Fourier della risposta $Y(\omega)$ e la trasformata di Fourier della forzante $F(\omega)$:

$$Y(\omega) = H(\omega) \cdot F(\omega) \quad (4.27)$$

$$H(\omega) = \frac{Y(\omega)}{F(\omega)} \quad (4.28)$$

Per dati casuali, il prodotto tra la risposta $y(t)$ e la stessa prodotta all'istante $t + \tau$ (ossia $y(t + \tau)$) è data da:

$$y(t)y(t + \tau) = \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} h(\xi)h(\eta)x(t - \xi)x(t + \tau - \eta) d\xi d\eta \quad (4.29)$$

dove la parte a destra del segno di uguaglianza non è altro che la definizione della funzione di autocorrelazione (4.13):

$$R_{yy} = \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} h(\xi)h(\eta)x(t - \xi)x(t + \tau - \eta) d\xi d\eta \quad (4.30)$$

Facendone la trasformata di Fourier, si ottiene l'importante relazione:

$$S_{yy}(\omega) = H(\omega)^T S_{xx}(\omega) H(\omega) = |H(\omega)|^2 S_{xx} \quad (4.31)$$

Con passaggi del tutto analoghi, si ottiene un'altra importante relazione riferita

alle funzioni incrociate:

$$S_{xy}(\omega) = H(\omega)S_{xx}(\omega) \quad (4.32)$$

Analogamente, il prodotto tra la risposta $y(t)$ e l'input valutato all'istante $t + \tau$ è dato da:

$$y(t)x(t + \tau) = \int_0^{\infty} h(\xi)x(t)x(t + \tau - \xi) d\xi \quad (4.33)$$

che, per la definizione (4.18), coincide con la funzione di cross-correlazione R_{xy} . Applicando la trasformata di Fourier alle due espressioni appena trovate, e ricordando le definizioni delle funzioni di densità spettrale, è possibile ricavare espressioni alternative per la Funzione di Risposta in Frequenza.

Si ha quindi lo stimatore H_1 definito come:

$$H_1(\omega) = \frac{S_{fx}(\omega)}{S_{ff}(\omega)} \quad (4.34)$$

che minimizza gli effetti dei disturbi sull'uscita.

In alternativa si può utilizzare l'estimatore H_2 definito come:

$$H_2(\omega) = \frac{S_{xx}(\omega)}{S_{xf}(\omega)} \quad (4.35)$$

che invece riduce gli effetti dei disturbi all'ingresso.

In assenza di errori di misura sarebbe verificata l'identità:

$$H_1(\omega) = H_2(\omega) = H(\omega) \quad (4.36)$$

Infine, per verificare l'attendibilità della misura effettuata e controllare la congruenza tra gli stimatori (4.34) e (4.35), si può usare la *funzione di coerenza* $\gamma^2(\omega)$ definita dalla seguente espressione:

$$\gamma^2(\omega) = \frac{|S_{fx}(\omega)|^2}{S_{ff}(\omega)S_{xx}(\omega)} \quad (4.37)$$

che indica quanto la risposta è coerente con l'eccitazione.

Se $\gamma^2(\omega) < 0.75$ i dati sperimentali tendono ad essere poco attendibili, nel senso che il rapporto segnale/rumore è basso. Anche la presenza di eccitazioni non misurate o il comportamento non lineare del sistema sono cause che possono dare luogo a bassi valori della coerenza.

4.1.5 Funzione di risposta in frequenza nei sistemi ad N-gradi di libertà

Si consideri inizialmente un sistema ad N gradi di libertà non smorzato e sollecitato da un sistema di N forzanti esterne applicate ad ogni grado di libertà. Si ottiene un sistema di equazioni del moto, che può essere riscritto in forma matriciale:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{K}\mathbf{x} = \mathbf{f}(t) \quad (4.38)$$

dove \mathbf{M} e \mathbf{K} sono rispettivamente la matrice delle masse e la matrice delle rigidità, di dimensioni $N \times N$ ed \mathbf{x} e $\mathbf{f}(t)$ sono i vettori degli spostamenti e delle forze di dimensioni $N \times 1$.

Una possibile soluzione della (4.38) può essere:

$$\mathbf{x}(t) = \mathbf{x}_0 e^{i\omega t} \quad (4.39)$$

Nel caso in cui il sistema non sia sollecitato da forzanti esterne:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{K}\mathbf{x} = 0 \quad (4.40)$$

L'equazione (4.40) rappresenta un sistema lineare omogeneo di N equazioni in N incognite, denominato *problema agli autovalori*. Il sistema ammette soluzione diversa da quella banale se e solo se il determinante della matrice dei coefficienti risulta nullo, ovvero:

$$(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M})\mathbf{x}_0 e^{i\omega t} = 0 \quad (4.41)$$

$$\det|\mathbf{K} - \omega^2\mathbf{M}| = 0 \quad (4.42)$$

In tal caso, si ottengono le N -soluzioni, ovvero gli N -autovalori $\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_N$ ed i relativi N -autovettori $\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_N$ degli N -modi di vibrare della struttura.

Si definisce *matrice modale* Φ la matrice che raccoglie tutti gli N -autovettori:

$$\Phi = [\phi_1 \ \phi_2 \ \dots \ \phi_N] \quad (4.43)$$

Riprendendo il caso iniziale di sistema sollecitato da un sistema di N -forzanti sinusoidali del tipo $f(t) = f_0 e^{i\omega t}$ $f(t) = f_0 e^{i\omega t}$, l'equazione del moto (4.41) diventa:

$$(\mathbf{K} - \omega^2\mathbf{M})\mathbf{x}_0 e^{i\omega t} = \mathbf{f}_0 e^{i\omega t} \quad (4.44)$$

da cui:

$$\mathbf{x}_0 = (\mathbf{K} - \omega^2\mathbf{M})^{-1} \cdot \mathbf{f}_0 \quad (4.45)$$

$$\mathbf{x}_0 = \alpha(\omega) \cdot \mathbf{f}_0 \quad (4.46)$$

dove

$$\alpha(\omega) = (\mathbf{K} - \omega^2\mathbf{M})^{-1} \quad (4.47)$$

è la *matrice di recettanza* di dimensioni $N \times N$. Si può notare che la sua forma è del tutto equivalente al caso di sistema ad un grado di libertà:

$$\alpha(\omega) = \frac{x}{f} \quad \Leftrightarrow \quad \alpha_{ij}(\omega) = \frac{x_i}{f_j} \quad (4.48)$$

Pre-moltiplicando e post-moltiplicando la (4.47) per la matrice modale si ottiene:

$$\Phi^T \cdot \alpha(\omega) \cdot \Phi = \Phi^T \cdot (\mathbf{K} - \omega^2\mathbf{M})^{-1} \cdot \Phi \quad (4.49)$$

$$\Phi^T \cdot (\mathbf{K} - \omega^2\mathbf{M}) \cdot \Phi = \Phi^T \cdot \alpha(\omega)^{-1} \cdot \Phi \quad (4.50)$$

Utilizzando le proprietà di ortogonalità dei modi di vibrare rispetto alle masse e alle rigidità, la (4.50) si può riscrivere:

$$\left| \omega_r^2 - \omega^2 \right| = \mathbf{\Phi}^T \mathbf{\alpha}(\omega)^{-1} \mathbf{\Phi} \quad (4.51)$$

dove ω_r è la r-esima frequenza propria.

Dalla (4.51) si ricava l'espressione della matrice di recettanza:

$$\mathbf{\alpha}(\omega) = \mathbf{\Phi} \left| \omega_r^2 - \omega^2 \right|^{-1} \mathbf{\Phi}^T \quad (4.52)$$

dove l'elemento jk della matrice è:

$$\alpha_{jk}(\omega) = \sum_{r=1}^N \frac{\phi_{rk} \cdot \phi_{rj}}{\omega_r^2 - \omega^2} \quad (4.53)$$

Usando la (4.53), l'inertanza risulta essere:

$$H_{jk}(\omega) = -\omega^2 \alpha_{jk}(\omega) = -\sum_{r=1}^N \frac{(\phi_{rk} \cdot \phi_{rj}) \cdot \omega^2}{\omega_r^2 - \omega^2} = -\sum_{r=1}^N \frac{(R_{jk})_r \cdot \omega_r^2}{\omega_r^2 - \omega^2} \quad (4.54)$$

dove il prodotto $(\phi_{rk} \cdot \phi_{rj}) = R_{jk}$ ($\phi_{rk} \cdot \phi_{rj}$) = R_{jk} è definito *residuo*.

Si consideri ora un sistema ad N -gradi di libertà con smorzamento di tipo viscoso, l'equazione del moto assume la forma:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K}\mathbf{x} = \mathbf{f}(t) \quad (4.55)$$

ed ancora una volta, la soluzione è del tipo (4.39), qui di seguito riscritta per comodità:

$$\mathbf{x}(t) = \mathbf{x}_0 e^{i\omega t} \quad (4.56)$$

Applicando la trasformata di Fourier (4.12) ad entrambi i membri si ottiene:

$$\int_{-\infty}^{+\infty} \left(\mathbf{M}\mathbf{x} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K}\mathbf{x} \right) e^{-i\omega t} dt = \int_{-\infty}^{+\infty} \mathbf{f} \cdot e^{-i\omega t} dt \quad (4.57)$$

da cui:

$$\left(-\omega^2 \mathbf{M} + i\omega \mathbf{C} + \mathbf{K} \right) \mathbf{X}(\omega) = \mathbf{F}(\omega) \quad (4.58)$$

essendo $\mathbf{X}(\omega)$ e $\mathbf{F}(\omega)$ rispettivamente le trasformate di Fourier dello spostamento $x(t)$ e della forzante $f(t)$.

La *recettanza* è quindi definita come:

$$\boldsymbol{\alpha}(\omega) = \frac{1}{(-\omega^2 \cdot \mathbf{M} + i\omega \cdot \mathbf{C} + \mathbf{K})} \quad (4.59)$$

Facendo uso della *matrice modale* Φ , le cui colonne sono gli *autovettori* ϕ_n , e utilizzando le note espressioni derivanti dall'ortogonalità dei modi di vibrare, si ottengono le seguenti relazioni:

$$- \quad \Phi^T \mathbf{K} \Phi = \text{diag}(\omega_r^2) \quad (4.60)$$

$$- \quad \Phi^T \mathbf{M} \Phi = \mathbf{I} \quad (4.61)$$

$$- \quad \Phi^T \mathbf{C} \Phi = \text{diag}(2\xi_r \omega_r) \quad (4.62)$$

Si può quindi scrivere:

$$\begin{aligned} \Phi^T \boldsymbol{\alpha}(\omega)^{-1} \Phi &= \Phi^T (-\omega^2 \mathbf{M} + i\omega \mathbf{C} + \mathbf{K}) \Phi = \\ &= \text{diag}(\omega_r^2 - \omega^2 + 2i\xi_r \omega_r \omega) \end{aligned} \quad (4.63)$$

da cui si ricava la recettanza:

$$\boldsymbol{\alpha}(\omega) = \Phi^T \text{diag}(\omega_r^2 - \omega^2 + 2i\xi_r \omega_r \omega) \Phi \quad (4.64)$$

che, in termini di componenti, risulta essere:

$$\alpha_{jk}(\omega) = \sum_{r=1}^N \frac{\phi_{rj} \cdot \phi_{rk}}{(\omega_r^2 - \omega^2 + 2i\xi_r \omega_r \omega)} \quad (4.65)$$

La (4.65) può anche essere riscritta nel seguente modo:

$$\alpha_{jk}(\omega) = - \sum_{r=1}^N \frac{\omega^2 \cdot (R_{jk})_r}{(\omega_r^2 - \omega^2 + 2i\xi_r \omega_r \omega)} \quad (4.66)$$

dove si è introdotto il *residuo* R_{jk} , ottenuto dal prodotto degli autovettori.

L'inertanza viene ricavata tramite la (4.54):

$$\begin{aligned} H_{jk}(\omega) &= -\omega^2 \alpha_{jk}(\omega) = -\sum_{r=1}^N \frac{(\phi_{rj} \cdot \phi_{rk}) \cdot \omega^2}{(\omega_r^2 - \omega^2 + 2i\xi_r \omega_r \omega)} = \\ &= -\sum_{r=1}^N \frac{(R_{jk})_r \cdot \omega_r^2}{(\omega_r^2 - \omega^2 + 2i\xi_r \omega_r \omega)} \end{aligned} \quad (4.67)$$

il cui modulo è:

$$|H_{jk}(\omega)| \cong -\frac{C_1 \omega^2 \cdot \phi_{rj} \phi_{rk}}{\sqrt{(\omega_r^2 - \omega^2)^2 + (2i\xi_r \omega_r \omega)^2}} \quad (4.68)$$

dove C_1 è una costante.

L'equazione del moto può convenientemente anche essere espressa nella forma di stato:

$$\dot{\mathbf{x}}(t) = \mathbf{A}_c \mathbf{x}(t) + \mathbf{B}_c \mathbf{u}(t) \quad (4.69)$$

ottenuta dalla classica equazione del moto del secondo ordine (4.55) introducendo il vettore degli stati $\mathbf{x}(t)$ e le matrici \mathbf{A}_c e \mathbf{B}_c così definite:

$$\mathbf{x}(t) = \begin{bmatrix} \mathbf{v}(t) \\ \dot{\mathbf{v}}(t) \end{bmatrix} \quad (4.70)$$

$$\mathbf{A}_c = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C} \end{bmatrix} \quad (4.71)$$

$$\mathbf{B}_c = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{M}^{-1} \end{bmatrix} \quad (4.72)$$

$$\mathbf{u}(t) = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{f}(t) \end{bmatrix} \quad (4.73)$$

Il sistema (4.69) è un sistema di $2N$ -equazioni differenziali del primo ordine, le corrispondenti equazioni del moto libero si scrivono ponendo uguale a zero in ogni istante il vettore delle forze esterne $\mathbf{u}(t)$, da cui risulta:

$$\dot{\mathbf{x}}(t) = \mathbf{A}_c \mathbf{x}(t) \quad (4.74)$$

Assumendo una *soluzione di tipo armonico*:

$$\mathbf{x}(t) = \boldsymbol{\psi} e^{\lambda t} \quad (4.75)$$

si ottiene il problema agli autovalori associato alla matrice \mathbf{A}_c :

$$\boldsymbol{\psi} \mathbf{A}_c = \lambda \boldsymbol{\psi} \quad (4.76)$$

dove $\boldsymbol{\psi}$ è un vettore complesso di dimensioni $2N$, mentre λ è un parametro complesso.

Considerando una forzante armonica e la conseguente risposta anch'essa armonica, si ottiene la seguente espressione:

$$(i\omega \mathbf{I} - \mathbf{A}_c) \mathbf{X} e^{i\omega t} = \mathbf{B}_c \mathbf{U} e^{i\omega t} \quad (4.77)$$

La FRF in termini di spostamento, è quindi data da:

$$\boldsymbol{\alpha}(\omega) = (i\omega \mathbf{I} - \mathbf{A}_c)^{-1} \quad (4.78)$$

Pre-moltiplicando e post-moltiplicando entrambi i membri per l'autovettore $\boldsymbol{\psi}$ ottenuto dalla risoluzione del moto libero si ottiene:

$$\boldsymbol{\psi} \boldsymbol{\alpha}(\omega)^{-1} \boldsymbol{\psi} = \boldsymbol{\psi} (i\omega \mathbf{I} - \mathbf{A}_c) \boldsymbol{\psi} \quad (4.79)$$

Utilizzando le proprietà di ortogonalità dei modi di vibrare e scrivendo la (4.79) in termini di componenti si ottiene:

$$\alpha_{jk}(\omega) = \sum_{r=1}^{2N} \frac{\psi_{jr} \psi_{kr}}{(i\omega - \lambda_r)} \quad (4.80)$$

La sommatoria nella (4.80) è estesa a $2N$ in quanto l'equazione (4.69) ha $2N$ componenti. Essendo i $2N$ autovalori complessi coniugati, la (4.80) è esprimibile come:

$$\alpha_{jk}(\omega) = \sum_{r=1}^N \left[\frac{\psi_{jr} \psi_{kr}}{(i\omega - \lambda_r)} - \frac{\psi_{jr}^* \psi_{kr}^*}{(i\omega - \lambda_r^*)} \right] \quad (4.81)$$

avendo indicato con $*$ il complesso coniugato.

4.2 TECNICHE DI IDENTIFICAZIONE “OUTPUT-ONLY”

Si ha una identificazione di tipo “output-only” quando le proprietà modali del sistema sono identificate da misure della sola risposta. L’identificazione modale permette di determinare i parametri modali mediante l’acquisizione di dati sperimentali. I parametri che più interessano a noi sono:

- frequenze naturali
- rapporti di smorzamento
- forme modali

Nell’identificazione modale “input-output” i parametri modali sono determinati mediante un apposito modello che definisce la funzione di risposta in frequenza, ovvero una funzione che mette in relazione l’eccitazione con la risposta. Quando l’identificazione modale è basata su misure della sola risposta si hanno due problemi di fondo: l’eccitazione è sconosciuta e/o la risposta è spesso rumorosa.

L’assunzione alla base di tale procedura di identificazione modale è che la forzante non nota abbia le caratteristiche di un *rumore bianco*.

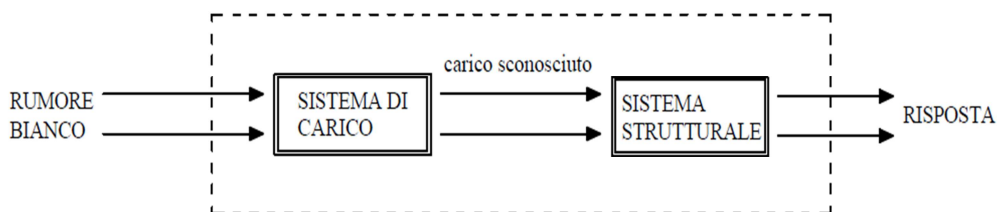


Figura 4.1 – schema di carico virtuale per i sistemi “output-only”

Tale ipotesi si considera soddisfatta quando le dimensioni dei segnali registrati sono superiori a 2000 volte il periodo fondamentale della struttura.

Con tali modelli è possibile identificare tutti i modi e distinguere quelli della struttura da quelli del rumore e dell'eccitazione.

I vantaggi di questo tipo di analisi sono:

- l'analisi è conveniente e rapida, in quanto non è necessario l'equipaggiamento per l'eccitazione della struttura;
- l'analisi non interferisce con il normale funzionamento della struttura;
- la risposta misurata è rappresentativa delle condizioni di funzionamento della struttura.

4.2.1 Identificazione con l'algoritmo Enhanced Frequency Domain Decomposition (EFDD)

Nell'approccio spettrale classico, la stima delle frequenze proprie è guidata dall'individuazione dei picchi degli autospettri e degli spettri incrociati, ad esempio mediante il metodo noto in letteratura scientifica come *Peak Picking Frequency* PPF. Questa metodologia conduce a stime attendibili nelle ipotesi di basso smorzamento e frequenze principali sufficientemente distanziate. Infatti, per un sistema debolmente smorzato e sottoposto a forzante casuale tipo rumore bianco, sia gli autospettri sia i cross-spettri presentano un massimo locale (*picco*) in corrispondenza delle frequenze dei modi propri. Per questo motivo, per modi sufficientemente spazati, la matrice di densità spettrale, può essere approssimata nell'intorno della frequenza modale f_r dalla:

$$\mathbf{S}(f_r) \approx \mathbf{A}\boldsymbol{\phi}\boldsymbol{\phi}^H \quad (4.82)$$

dove A rappresenta una sorta di fattore scala, ovvero una costante.

Con questo approccio si ottengono stime ragionevoli delle frequenze naturali e delle forme modali se però i modi risultano ben separati, mentre, nei casi in cui i modi risultano accoppiati, la loro determinazione risulta difficoltosa, e

anche quando si riesce a darne una stima, la loro correttezza risulta essere alquanto incerta, inoltre la determinazione dello smorzamento è spesso inaffidabile.

La procedura *Frequency Domain Decomposition* FDD rimuove questi svantaggi. Essa è basata sulla decomposizione dei valori singolari, *Singular Value Decomposition* SVD, della matrice spettrale in corrispondenza di ogni frequenza. In questo modo la matrice spettrale viene decomposta in un set di auto-funzioni di densità spettrali, ciascuna corrispondente ad un sistema ad un solo grado di libertà. Il risultato che si ottiene è esatto nel caso in cui il carico sia rumore bianco, la struttura sia leggermente smorzata e le forme modali dei modi accoppiati sono ortogonali. Se queste ipotesi non sono soddisfatte, la decomposizione in sistemi ad un grado di libertà risulta approssimata, ma comunque il risultato che si ottiene è significativamente più accurato rispetto a quelli ottenuti dai metodi classici. L'approccio FDD presenta considerevoli miglioramenti rispetto al tradizionale PPF in quanto:

- la SVD rappresenta un metodo efficace per regolarizzare la matrice spettrale e quindi migliorare la stima delle deformate modali;
- la valutazione delle forme modali è automatica e significativamente più semplice;
- modi con frequenze ravvicinate possono identificarsi in base ai vettori singolari corrispondenti a valori singolari non trascurabili;
- l'estensione del metodo, denominata Enhanced Frequency Domain Decomposition EFDD, consente anche la stima degli smorzamenti modali.

4.2.2 Matrice di densità spettrale di potenza

L'algoritmo di identificazione appena descritto ha come primo step la creazione della matrice di densità spettrale di potenza per ogni set di misure registrate, di dimensioni $r \times r$, dove r è il numero di strumenti di misura a disposizione:

- $S_{y_i y_i}$, è la funzione di densità spettrale,
- $S_{y_i y_j}$, è la funzione di densità spettrale incrociata.

$$S_{yy}(\omega) = \begin{bmatrix} S_{y_1 y_1}(\omega) & S_{y_1 y_2}(\omega) & \dots & S_{y_1 y_r}(\omega) \\ S_{y_2 y_1}(\omega) & S_{y_2 y_2}(\omega) & \dots & S_{y_2 y_r}(\omega) \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ S_{y_r y_1}(\omega) & S_{y_r y_2}(\omega) & \dots & S_{y_r y_r}(\omega) \end{bmatrix} \quad (4.83)$$

Per l'individuazione delle funzioni di densità spettrale, si suddividono le time history misurate $y_i(t)$ in più serie di assegnata lunghezza (s valori per ogni serie), selezionate con una adeguata percentuale di sovrapposizione (nel caso in esame si è utilizzata una sovrapposizione di 1/3 rispetto alla finestra fatta):

$$y_i(t) = y_1 \cup y_2 \cup \dots \cup y_k \cup \dots \cup y_n \quad (4.84)$$

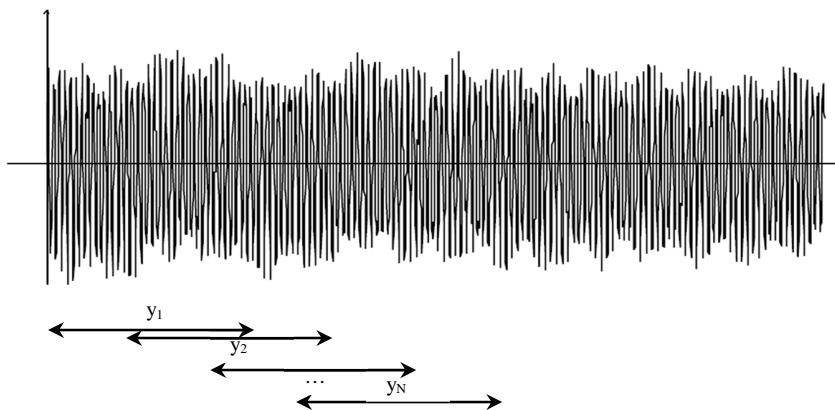


Figura 4.2 – Sovrapposizione degli intervalli

Ciascuna delle serie $y_i(t)$ viene inizialmente trattata in modo da risultare centrata sul valore medio nullo, dopodiché viene depurata da eventuali trend. Per ciascuna serie, viene calcolata la trasformata discreta di Fourier:

$$\begin{aligned} \tilde{y}_1 &\Leftrightarrow \tilde{Y}_1 \\ \tilde{y}_2 &\Leftrightarrow \tilde{Y}_2 \\ &\dots \\ \tilde{y}_k &\Leftrightarrow \tilde{Y}_k \\ &\dots \\ \tilde{y}_n &\Leftrightarrow \tilde{Y}_n \end{aligned}$$

Infine, si mediano le trasformate appena calcolate:

$$Y_i = \sum_{k=1}^n \tilde{Y}_k \quad (4.85)$$

Dalle trasformate di Fourier si ricavano le funzioni di densità autospettrali e le funzioni di densità spettrali incrociate di potenza dalle ampiezze delle trasformate al quadrato e dalla media di tutte le trasformate delle serie, nel modo seguente:

$$S_{y_i y_i} = \frac{2\Delta t}{n \cdot s} |Y_i|^2 \quad (4.86)$$

$$S_{y_i y_j} = \frac{2\Delta t}{n \cdot s} |\overline{Y_i Y_j}|^2 \quad \text{con } i \neq j \quad (4.87)$$

4.2.3 Decomposizione della matrice di densità di potenza spettrale della risposta

Come detto in precedenza, si consideri che la forzante non nota sia costituita da solo *rumore bianco*, allora la corrispondente matrice *Power Spectral Density* PSD risulta essere una matrice costante:

$$\mathbf{S}_{\mathbf{xx}}(\omega) = \mathbf{C} \quad (4.88)$$

La funzione di densità di potenza spettrale può essere riscritta nella forma:

$$\mathbf{S}_{\mathbf{yy}}(\omega) = \sum_{k=1}^n \sum_{s=1}^n \left[\frac{R_k}{i\omega - \lambda_k} + \frac{\overline{R_k}}{i\omega - \overline{\lambda_k}} \right] \mathbf{C} \left[\frac{R_s}{i\omega - \lambda_s} + \frac{\overline{R_s}}{i\omega - \overline{\lambda_s}} \right]^H \quad (4.89)$$

in cui:

- $\lambda_k = \omega_k \left(-\xi_k + i\sqrt{1 - \xi_k^2} \right) = -\sigma_k + i\omega_k$
- $\overline{\lambda_k} = \omega_k \left(-\xi_k - i\sqrt{1 - \xi_k^2} \right) = -\sigma_k - i\omega_k$

sono i poli, σ_k è il fattore di smorzamento, ω_k è la frequenza naturale smorzata e R_k sono i residui del k-esimo modo definiti nel modo seguente:

$$\mathbf{R}_k = \boldsymbol{\phi}_k \cdot \boldsymbol{\gamma}_k^T \quad (4.90)$$

dove $\boldsymbol{\gamma}_k$ è il vettore di partecipazione modale.

Si giunge quindi alla relazione:

$$\mathbf{S}_{yy}(\omega) = \sum_{k=1}^n \frac{A_k}{i\omega - \lambda_k} + \frac{\overline{A_k}}{i\omega - \lambda_k} + \frac{B_k}{-i\omega - \lambda_k} + \frac{\overline{B_k}}{-i\omega - \lambda_k} \quad (4.91)$$

dove A_k è la k-esima matrice dei residui della PSD delle risposte:

$$A_k = R_k C \left[\sum_{s=1}^n \frac{\overline{R_s^T}}{-\lambda_k - \lambda_s} + \frac{R_s^T}{-\lambda_k - \lambda_s} \right] \quad (4.92)$$

Il contributo dell'elemento k-esimo è dato da:

$$A_k = \frac{R_k C \overline{R_k^T}}{2\sigma_k} \quad (4.93)$$

Nel caso di piccolo smorzamento il termine A_k diventa dominante, infatti:

$$A_k \propto R_k C \overline{R_k^T} = \boldsymbol{\phi}_k \boldsymbol{\gamma}_k^T C \boldsymbol{\gamma}_k \boldsymbol{\phi}_k^T = d_k \boldsymbol{\phi}_k \boldsymbol{\phi}_k^T \quad (4.94)$$

dove d_k è uno scalare costante.

Ad una data frequenza ω solo un numero limitato di modi contribuisce significativamente. Indicando questo insieme di modi con $Sub(\omega)$, la risposta del sistema può essere scritta nella forma:

$$S_{yy}(\omega) = \sum_{k \in Sub(\omega)}^n \frac{d_k \boldsymbol{\phi}_k \boldsymbol{\phi}_k^T}{i\omega - \lambda_k} + \frac{\overline{d_k \boldsymbol{\phi}_k \boldsymbol{\phi}_k^T}}{i\omega - \lambda_k} \quad (4.95)$$

Questa è la *decomposizione modale della matrice spettrale*.

Il secondo passo è quindi compiere la decomposizione modale meglio nota come *Singular Values Decomposition* SVD. Tale decomposizione conduce alla determinazione della matrice diagonale \mathbf{G} che ha sulla diagonale principale i valori singolari della $\mathbf{S}_{yy}(\omega)$ di partenza e in una matrice di *singular vectors* \mathbf{U} :

$$\mathbf{S}_{yy}(\omega) = \mathbf{U}\mathbf{G}\mathbf{U}^H \quad (4.96)$$

dove:

$$\mathbf{G} = \begin{bmatrix} G_1 & & & \\ & G_2 & & \\ & & \dots & \\ & & & G_r \end{bmatrix} \quad (4.97)$$

$$\mathbf{U} = \begin{bmatrix} u_{11} & u_{12} & \dots & u_{1r} \\ u_{21} & u_{22} & \dots & u_{2r} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ u_{r1} & u_{r2} & \dots & u_{rr} \end{bmatrix} \quad (4.98)$$

È da notare che il numero di tali valori singolari è pari al rango della matrice di densità spettrale di partenza e che di questa, rappresenta quindi il numero di righe o di colonne che sono linearmente indipendenti tra di loro.

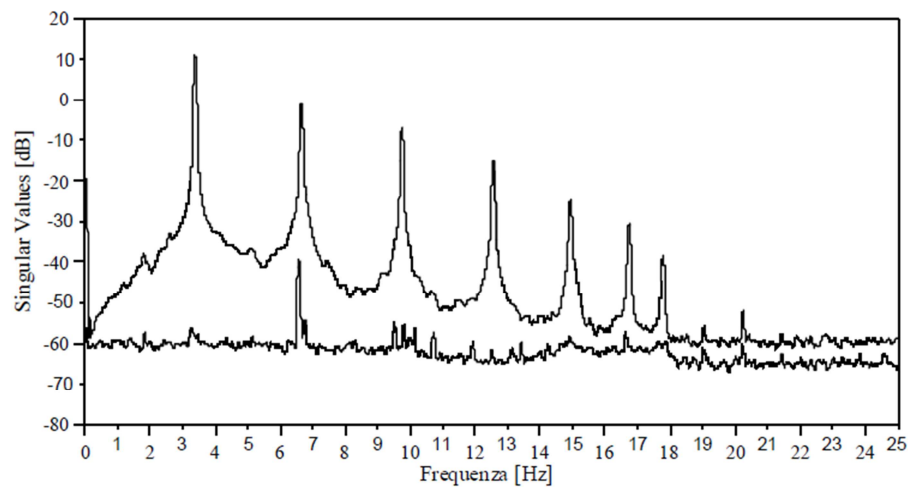


Figura 4.3 – Singular Values di un set di dati

La curva così rappresentata risulta normalizzata, e il fattore di normalizzazione corrisponde all'area al di sotto della curva del primo valore singolare:

$$S_{v1_{nor}} = \frac{S_{v1}}{A_{1_{tot}}} \quad (4.99)$$

$$S_{v2_{nor}} = \frac{S_{v2}}{A_{1_{tot}}} \quad (4.100)$$

dove $A_{1_{tot}}$ rappresenta l'area racchiusa dalla prima curva e dall'asse delle ascisse.

Si considerano perciò, tutte le curve dei valori singolari appartenenti ad ogni set di misura. Esse sono mediate in modo da ottenere una rappresentazione che fornisca delle informazioni su tutti i possibili modi da identificare. Queste operazioni sono eseguite su dei range di frequenza dove si reputa possano essere presenti gli autovalori del sistema e plottando i valori che si trovano sulla diagonale della matrice \mathbf{G} , rappresentati la funzione di densità autospettrale del relativo sistema ad un grado di libertà, per ogni valore di frequenza. Il grafico che si ottiene contiene le informazioni relative a tutti i canali presenti nella prova. Le frequenze proprie si potranno quindi identificare su questo grafico tramite la procedura di ricerca del picco, riuscendo inoltre a distinguere modi anche molti vicini tra di loro.

4.2.4 Selezione della campana spettrale

L'identificazione della campana spettrale rappresentante il sistema ad un singolo grado di libertà realizzata utilizzando come vettore di riferimento il singular vector corrispondente al singular value di picco che si vuole analizzare e applicando un'analisi di correlazione basata sul criterio MAC, *Modal Assurance Criterion*. Infatti, estrapolando dal grafico la porzione di diagramma corrispondente al suddetto grado di libertà, che corrisponde ad una determinata forma modale, si verificherà che le forme modali associate ai

punti che formano il picco stesso non siano troppo differenti rispetto alla forma modale che si sta considerando.

$$MAC(\phi_r, \phi_i) = \frac{(\phi_r^H \phi_i)^2}{(\phi_r^H \phi_r) \cdot (\phi_i^H \phi_i)} \quad (4.101)$$

dove:

- ϕ_r , è il singular vector di riferimento,
- ϕ_i , rappresenta i singular vectors riferiti ai singular values nell'intorno del picco.

Fissato un valore di riferimento per il MAC, si procede al confronto. Se nel confronto con l'i-esimo vettore si ottiene un MAC maggiore o uguale al livello prescelto, allora questo vettore viene selezionato e il corrispondente singular value contribuisce alla definizione della campana, mentre se si ottiene un MAC minore rispetto a quello prescelto viene scartato, infatti, se si scelgono valori di MAC troppo bassi, si otterranno delle campane più ampie e quindi una minore precisione sull'individuazione del sistema ad un grado di libertà.

4.2.5 Identificazione delle frequenze proprie e degli smorzamenti

Dalla Figura 4.3 si esegue il peak-picking: per ogni picco che si voglia identificare, la procedura prevede che la campana spettrale, individuata attraverso il criterio MAC, sia trasformata dal dominio delle frequenze al dominio del tempo mediante un algoritmo basato sulla *trasformata inversa di Fourier* IDFT, ottenendo un grafico che rappresenta la risposta del sistema SDOF. La risposta ottenuta avrà un andamento del tipo in Figura 4.4, in cui si osserva un andamento decrescente nel tempo.

Sul grafico della risposta si stabiliscono dei punti di correlazione minimi e massimi in modo da individuare una finestra all'interno della quale calcolare il fattore di smorzamento e le frequenze del sistema.

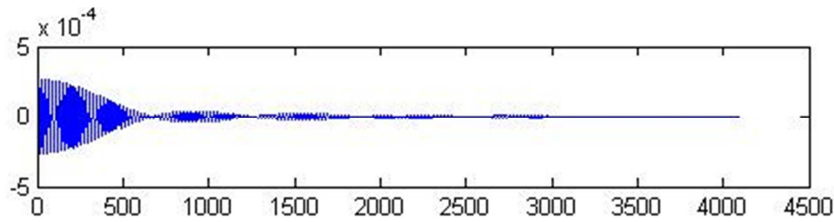


Figura 4.4 – Funzione di autocorrelazione

La stima del fattore di smorzamento viene determinata attraverso la tecnica del decremento logaritmico:

$$\delta = \frac{2}{k} \ln \frac{r_0}{|r_k|} \quad (4.102)$$

dove r_0 è il valore iniziale della risposta ed r_k è il k -esimo estremo. Il *fattore di smorzamento* si ottiene quindi dalla relazione:

$$\xi = \frac{\delta}{\sqrt{\delta^2 + 4\pi^2}} \quad (4.103)$$

Infine, la frequenza viene determinata mediante regressione lineare tra gli intervalli misurati all'intersezione con l'asse dei tempi e gli intervalli corrispondenti agli estremi.

$$f = \frac{f_d}{\sqrt{1 - \xi^2}} \quad (4.104)$$

dove f_d e f sono rispettivamente la frequenza smorzata e non smorzata.

Le frequenze e i fattori di smorzamento vengono calcolati per ogni set di dati e mediati per fornire il valore identificato.

4.2.6 Identificazione delle forme modali

La tecnica EFDD permette anche la determinazione delle forme modali. Infatti, oltre alla matrice diagonale \mathbf{G} , si ottiene anche la matrice \mathbf{U} , la quale è formata dai singular vectors. La forma modale viene perciò identificata

facendo una media pesata di tutti i singular vectors appartenenti alla campana selezionata, moltiplicandoli per i rispettivi singular values in modo tale da dare più peso ai singular vectors più vicini al picco rispetto a quelli più distanti.

Per cui si può affermare che, nel picco riguardante il k-esimo modo, il corrispondente singular vector rappresenta con buona approssimazione la forma modale:

$$\phi_k = u_k \tag{4.105}$$

CAPITOLO 5

PROVE DINAMICHE SPEDITIVE

In questo capitolo vengono descritte le prove dinamiche di tipo speditivo effettuate sulle dieci campate in muratura. L'obiettivo di questa tipologia di prove è stato quello di determinare la frequenza fondamentale delle campate monitorate e di verificarne, attraverso tale parametro, l'omogeneità del loro comportamento dinamico. Durante tali prove sono state anche misurate le frecce in regime di sollecitazione dinamica, relative a due delle dieci campate investigate, in particolare le campate C2 e C4.

Lo svolgimento di tali prove si è articolato in tre giornate diverse:

- Il 3 Maggio 2011 sono state monitorate le campate C1, C2 e C3;
- Il 5 Maggio 2011 sono state monitorate le campate C4, C5 e C6;
- Il Maggio 2011 sono state monitorate le campate C7, C8, C9 e C10.

L'individuazione delle campate è riportata nella figura 3.1, in cui:

- C → Campata
- P → Pila
- PS → Pila-Spalla

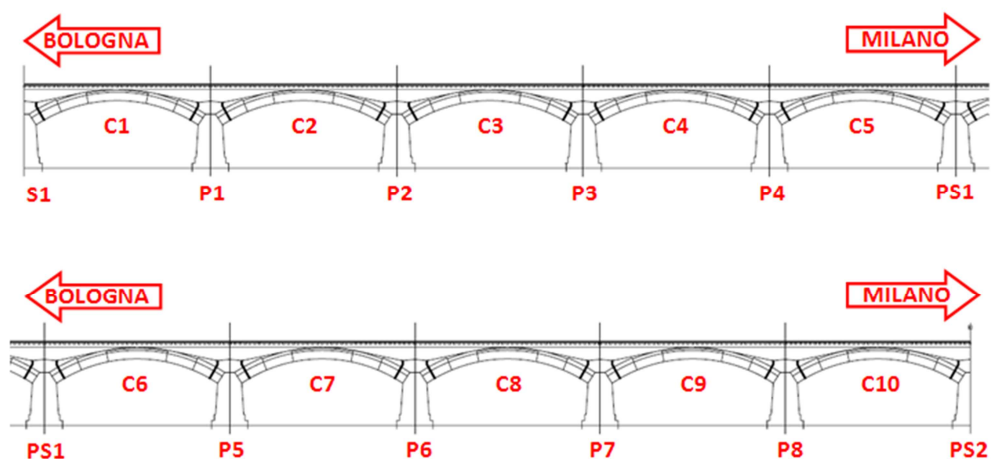


Figura 5.1 – Numerazione delle campate, pile e pile-spalla costituenti la parte di ponte in muratura



Figura 5.2 – Ponte di nuova costruzione adiacente al ponte oggetto di valutazione

Le prove dinamiche di tipo speditivo sono state eseguite valutando le accelerazioni verticali registrate nelle mezzerie dell'intradosso delle dieci campate in muratura, prodotte dal normale traffico ferroviario insistente sul ponte in esame e sui ponti ad esso adiacenti. Inoltre, come già anticipato, per le campate C2 e C4 sono stati misurati anche gli abbassamenti verticali.

5.1 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA PER IL RILIEVO DELLE MISURE

La strumentazione utilizzata per il monitoraggio della risposta dinamica delle diverse campate del ponte, in termini di accelerazione, è consistita in nove/dodici accelerometri piezoelettrici per ogni prova. La disposizione dei punti di misura è stata progettata in modo da avere la possibilità di valutare il comportamento in esercizio della struttura. A tale fine sono stati disposti tre accelerometri per ogni campata investigata, allineati in corrispondenza della mezzeri. Le caratteristiche, la numerazione e la posizione dei sensori di misura sono riportate nelle Tabelle 5.1 – 5.3. Le esatte posizioni degli accelerometri e degli LVDT sulle diverse campate sono invece riportate nelle Figure 5.3-5.15.

Strumento	Tipo di Accelerometro	Sigla Identificativa	Canale di registrazione	Campata
A1	PCB/393B12	A1	0	C1
A2	PCB/393B12	A2	1	C1
A3	PCB/393B12	A3	2	C1
A4	PCB/393B12	A4	3	C2
A5	PCB/393B12	A5	4	C2
A6	PCB/393B12	A6	5	C2
A7	PCB/393B12	A7	6	C3
A8	PCB/393B12	A8	7	C3
A9	Dytran Instrument 3191A1	B1	8	C3
LVDT	WA_10	L1	9	C2
LVDT	WA_10	L2	10	C2

Tabella 5.1 – Disposizione strumenti e canali nella prova del 3/05/2011

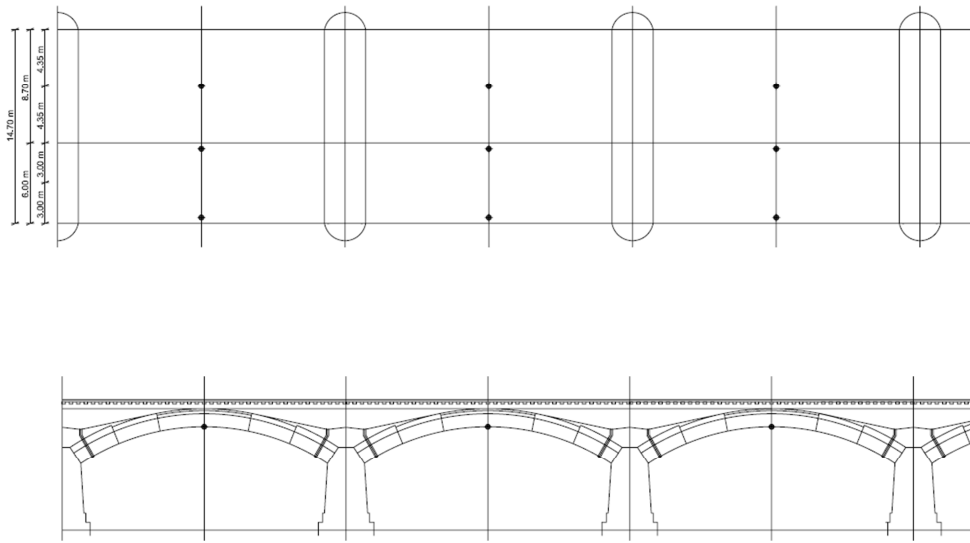


Figura 5.3 - Posizioni degli strumenti nella prova del 3/05/2011

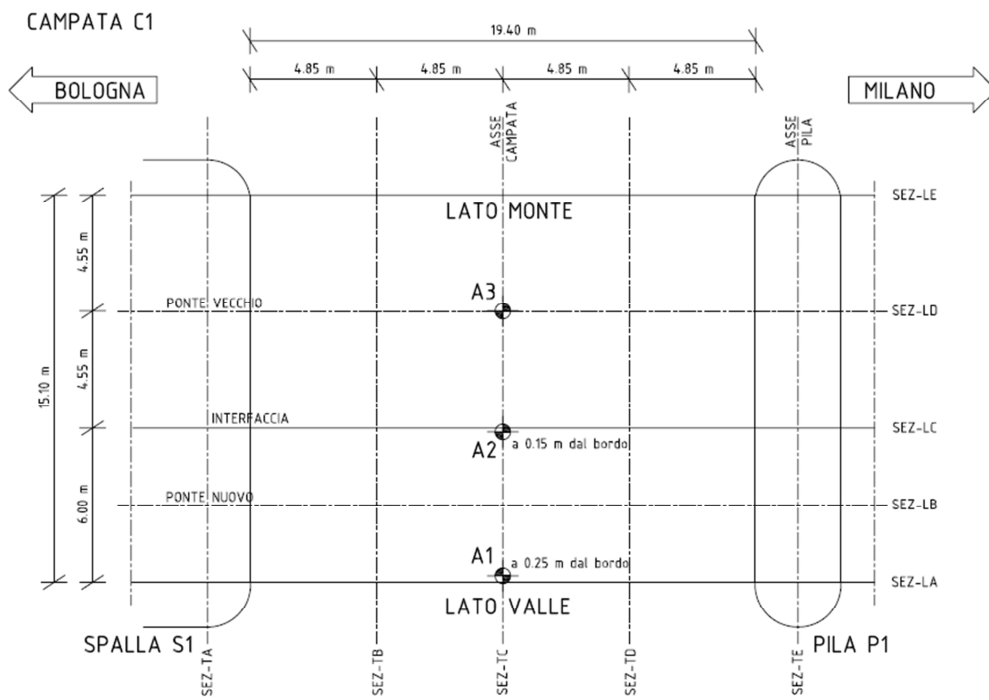


Figura 5.4 - Posizioni degli strumenti sulla campata C1

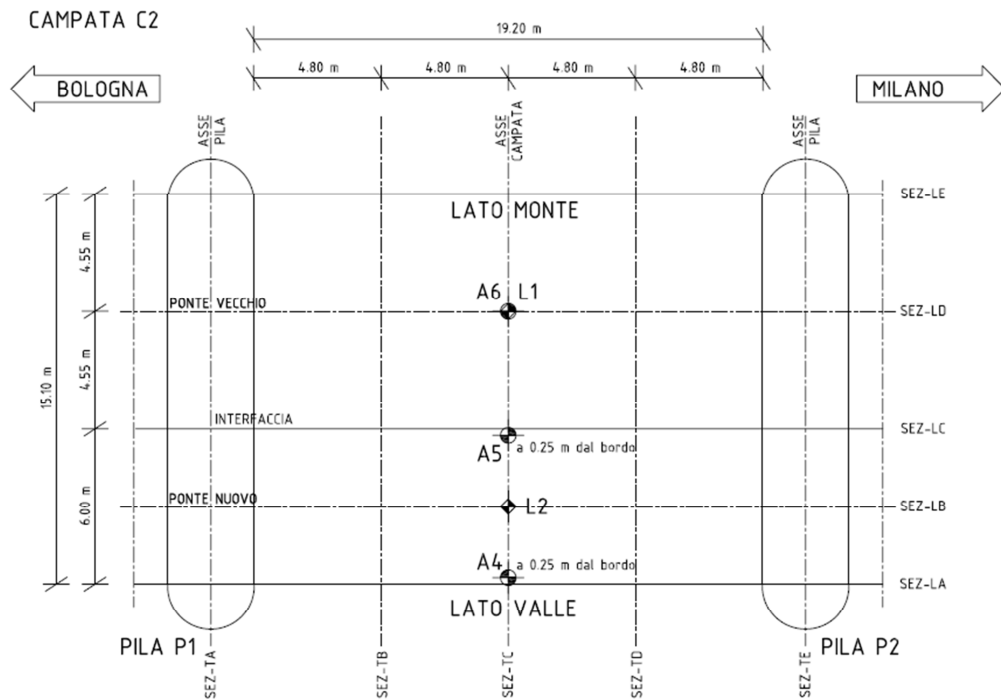


Figura 5.5 - Posizioni degli strumenti sulla campata C2

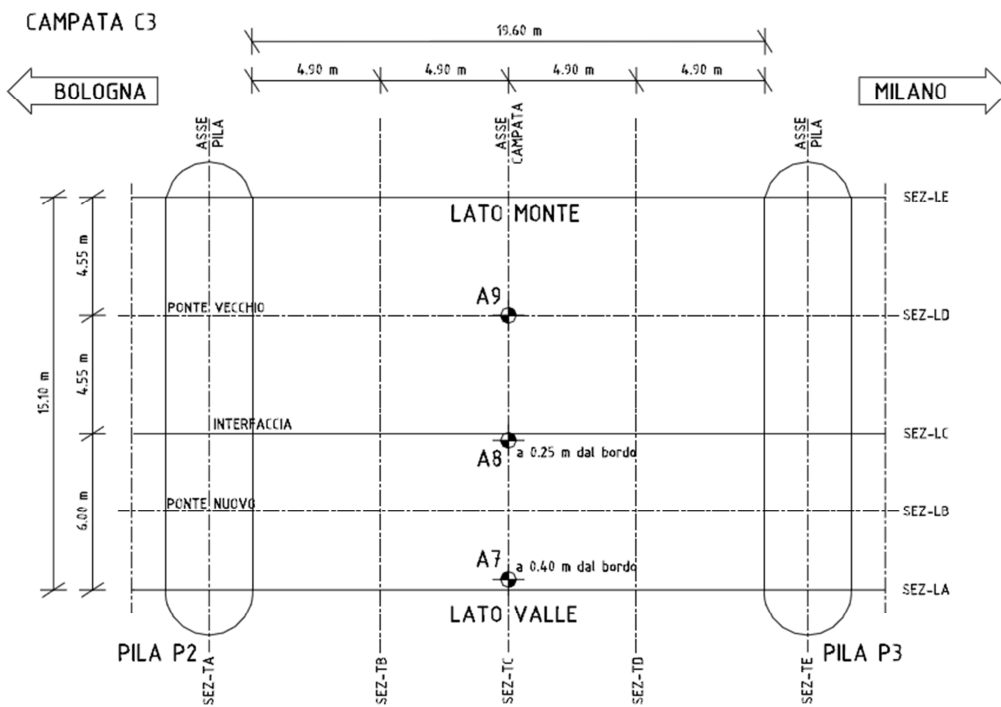


Figura 5.6 - Posizioni degli strumenti sulla campata C3

Strumento	Tipo di Accelerometro	Sigla Identificativa	Canale di registrazione	Campata																																	
A1	PCB/393B12	A1	0	C4																																	
A2	PCB/393B12	A2	1	C4																																	
A3	PCB/393B12	A3	2	C4																																	
A4	PCB/393B12	A4 </tr <tr> <td>A5</td> <td>PCB/393B12</td> <td>A5</td> <td>4</td> <td>C5</td> </tr> <tr> <td>A6</td> <td>PCB/393B12</td> <td>A6</td> <td>5</td> <td>C5</td> </tr> <tr> <td>A7</td> <td>PCB/393B12</td> <td>A7</td> <td>6</td> <td>C6</td> </tr> <tr> <td>A8</td> <td>PCB/393B12</td> <td>A8</td> <td>7</td> <td>C6</td> </tr> <tr> <td>A9</td> <td>Dytran Instrument 3191A1</td> <td>B1</td> <td>8</td> <td>C6</td> </tr> <tr> <td>LVDT</td> <td>WA_10</td> <td>L1</td> <td>9</td> <td>C4</td> </tr> <tr> <td>LVDT</td> <td>WA_10</td> <td>L2</td> <td>10</td> <td>C4</td> </tr>	A5	PCB/393B12	A5	4	C5	A6	PCB/393B12	A6	5	C5	A7	PCB/393B12	A7	6	C6	A8	PCB/393B12	A8	7	C6	A9	Dytran Instrument 3191A1	B1	8	C6	LVDT	WA_10	L1	9	C4	LVDT	WA_10	L2	10	C4
A5	PCB/393B12	A5	4	C5																																	
A6	PCB/393B12	A6	5	C5																																	
A7	PCB/393B12	A7	6	C6																																	
A8	PCB/393B12	A8	7	C6																																	
A9	Dytran Instrument 3191A1	B1	8	C6																																	
LVDT	WA_10	L1	9	C4																																	
LVDT	WA_10	L2	10	C4																																	

Tabella 5.2 – Disposizione strumenti e canali nella prova del 5/05/2011

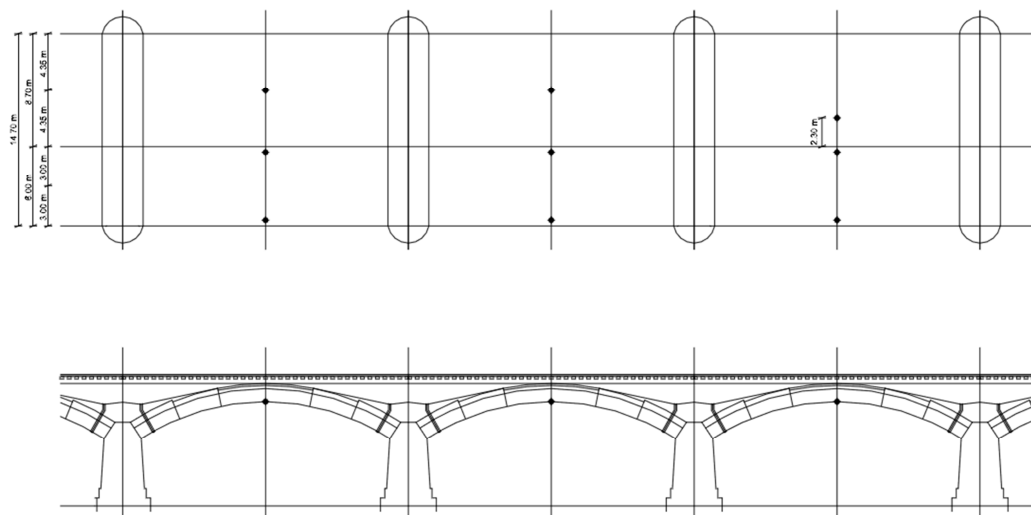


Figura 5.7 - Posizioni degli strumenti nella prova del 5/05/2011

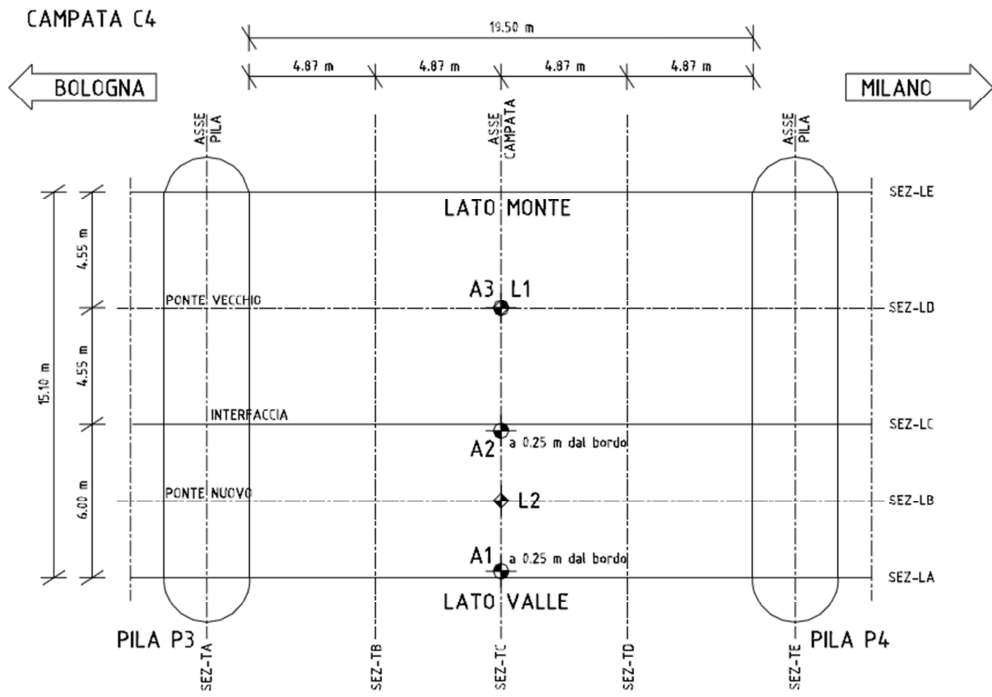


Figura 5.8 - Posizioni degli strumenti sulla campata C4

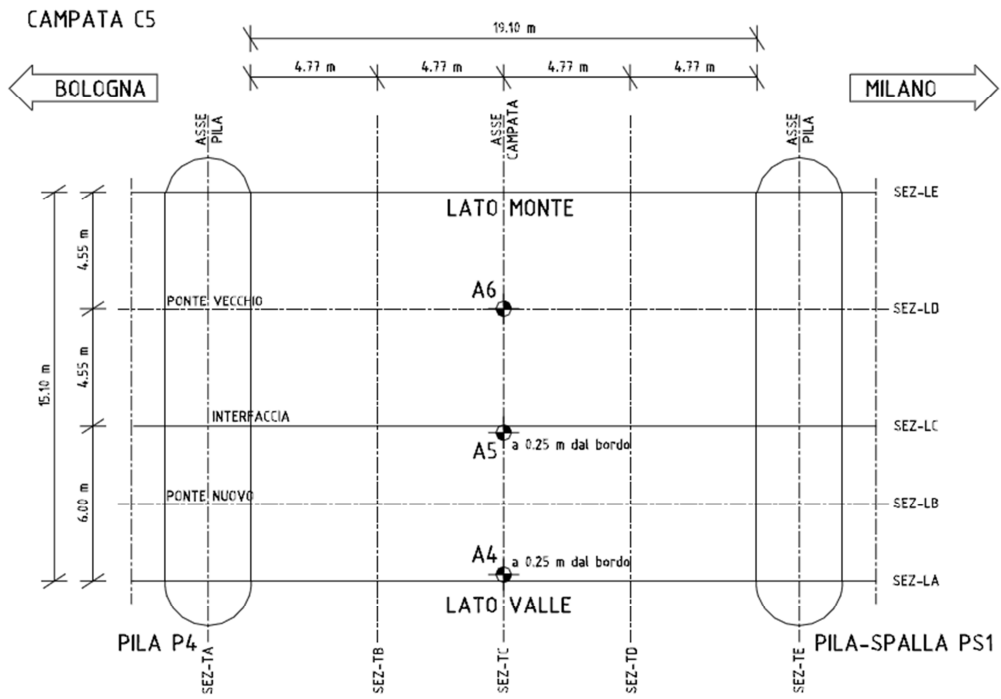


Figura 5.9 - Posizioni degli strumenti sulla campata C5

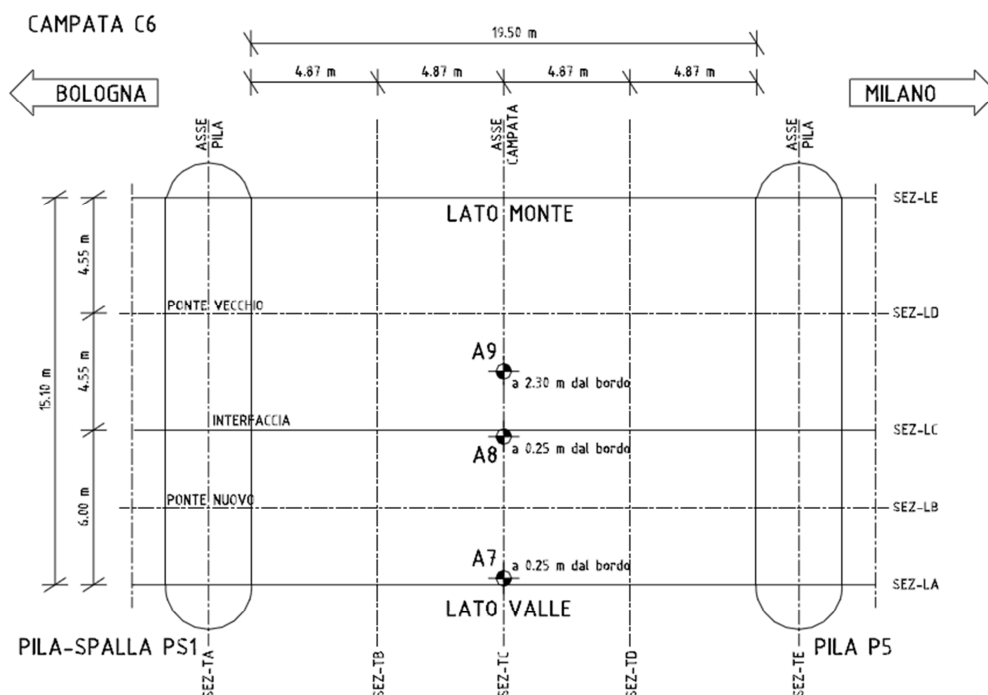


Figura 5.10 - Posizioni degli strumenti sulla campata C6

Strumento	Tipo di Accelerometro	Sigla Identificativa	Canale di registrazione	Campata
A1	PCB/393B12	A1	0	C7
A2	PCB/393B12	A2	1	C7
A3	PCB/393B12	A3	2	C7
A4	PCB/393B12	A4	3	C8
A5	PCB/393B12	A5	4	C8
A6	PCB/393B12	A6	5	C8
A7	PCB/393B12	A7	6	C9
A8	PCB/393B12	A8	7	C9
A9	Dytran Instrument 3191A1	B1	8	C9
A10	Dytran Instrument 3191A1	B2	9	C10
A11	Dytran Instrument 3191A1	B3	10	C10
A12	Dytran Instrument 3191A1	B4	11	C10

Tabella 5.3 – Disposizione strumenti e canali nella prova del 10/05/2011

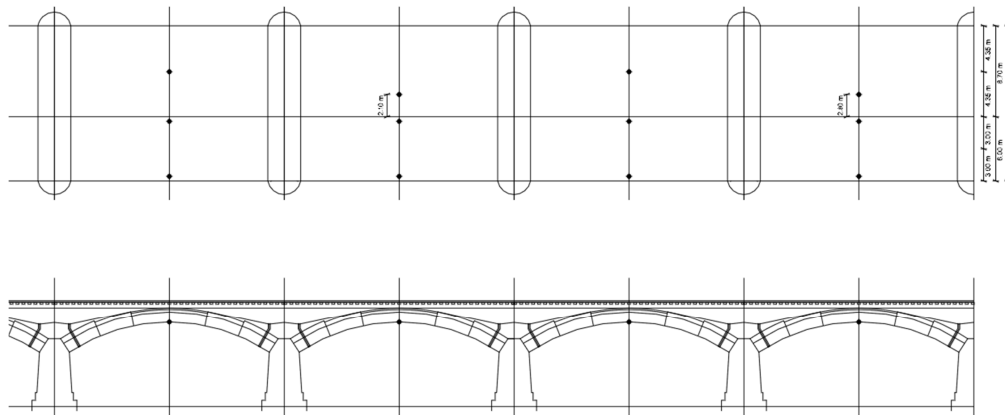


Figura 5.11 - Posizioni degli strumenti nella prova del 10/05/2011

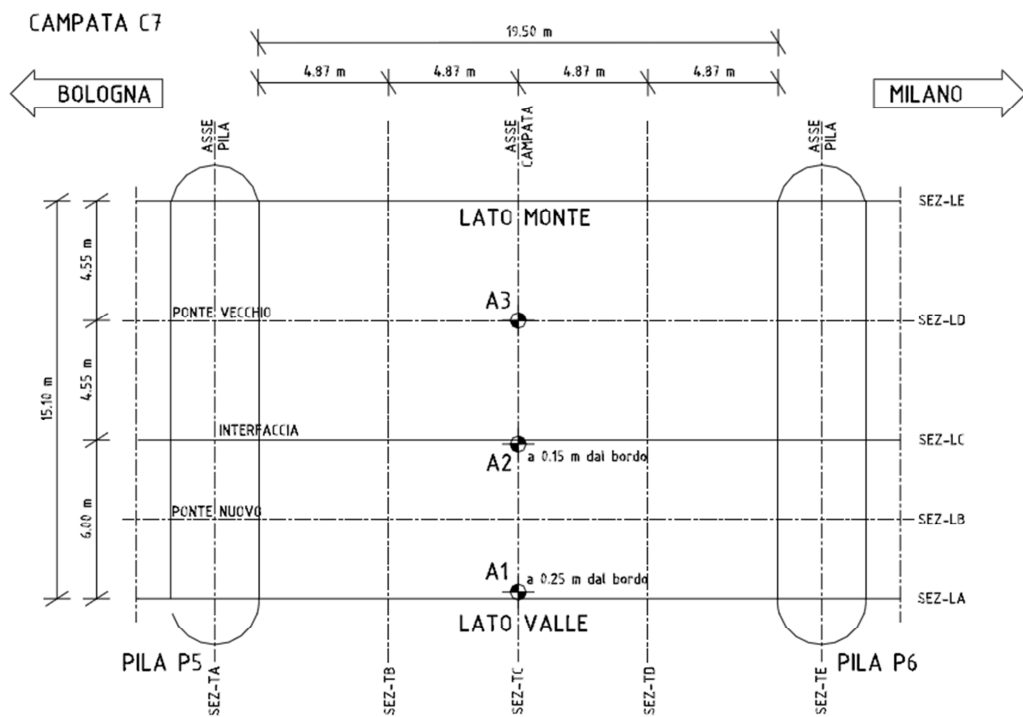


Figura 5.12 - Posizioni degli strumenti sulla campata C7

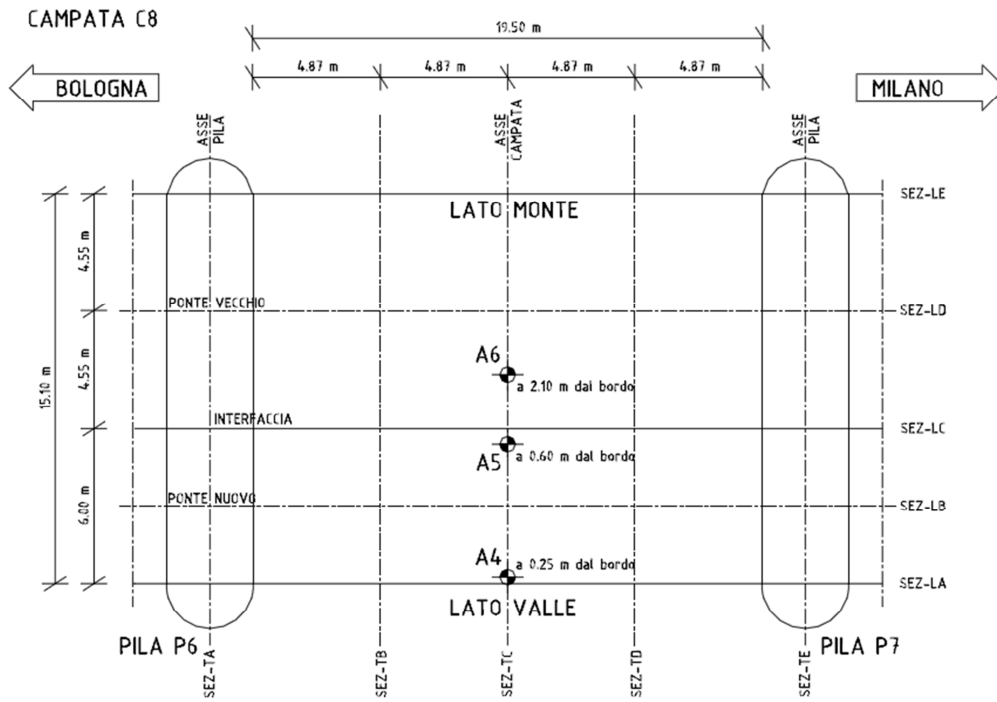


Figura 5.13 - Posizioni degli strumenti sulla campata C8

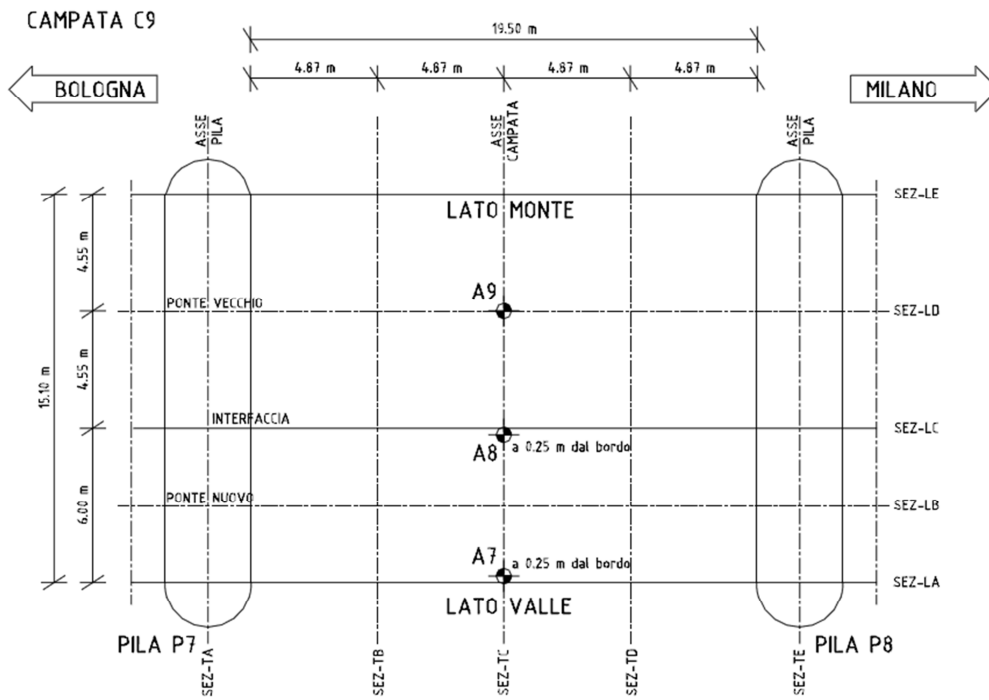


Figura 5.14 - Posizioni degli strumenti sulla campata C9

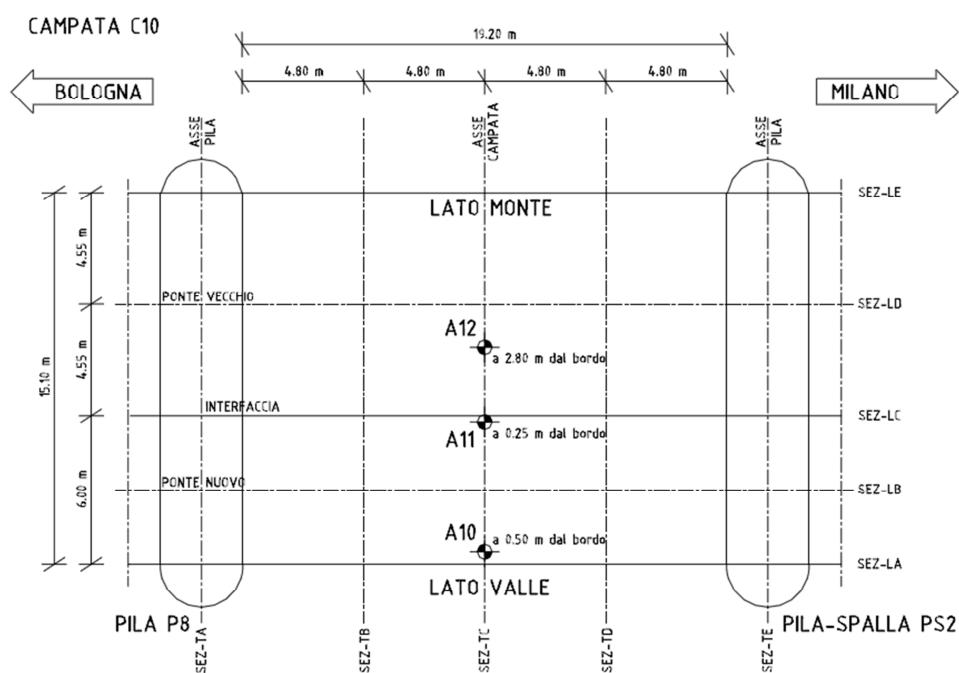


Figura 5.151 - Posizioni degli strumenti sulla campata C10



Figura 5.16 – Particolare della disposizione degli accelerometri

Gli strumenti, dopo essere stati posizionati sull'intradosso delle campate, sono stati collegati, attraverso cavi, al sistema di acquisizione tramite una morsettiera. Il software di gestione delle acquisizioni utilizzato in tutte le prove è stato LabView. Prima di incominciare l'acquisizione dei dati, si è provveduto ad impostare come frequenza di campionamento 200 Hz e per ogni strumento la relativa costante di calibrazione.

5.2 MISURA DELLE VIBRAZIONI STRUTTURALI PRODOTTE DAL NORMALE TRAFFICO FERROVIARIO

In ognuna delle tre giornate di prova, sono stati acquisiti dalle venti alle venticinque registrazioni, relative al transito di convogli ferroviari in corrispondenza delle campate monitorate e sui ponti adiacenti al ponte oggetto di studio, in modo tale da ottenere un numero sufficiente di accelerogrammi per poter identificare correttamente la frequenza fondamentale di vibrazione delle diverse campate.

Per ogni registrazione è stata dedotta la corrispondente Trasformata veloce di Fourier FFT mediante elaborazione automatica con il programma di calcolo LabView. Per l'individuazione della frequenza fondamentale di ogni campata, si sono utilizzate le registrazioni accelerometriche provenienti dall'allineamento dei tre accelerometri presenti all'intradosso delle volte. L'analisi in frequenza è stata quindi effettuata nella parte di registrazione corrispondente a quando la struttura si trovava in *regime di oscillazioni libere smorzate*. Delle registrazioni acquisite, quelle ritenute maggiormente significative ai fini dell'identificazione del modo fondamentale delle volte ad arco, sono state quelle indotte dai convogli ferroviari transitanti lungo i due viadotti adiacenti al ponte monitorato. Infatti in questo caso, la forzante dinamica, ovvero il transito del treno, non è direttamente applicata all'oggetto monitorato e il segnale accelerometrico risulta più pulito. Mentre, le registrazioni indotte dai convogli ferroviari transitanti sul ponte oggetto delle prove, diventavano significative solo quando la forzante abbandonava le campate strumentate, ossia quando esse oscillavano in regime di oscillazioni libere smorzate e non quando il treno si trovava sulle campate strumentate perché gli accelerometri risultavano sovraeccitati.

Nella Figura 5.17, si riporta a titolo di esempio, una registrazione relativa al transito di due convogli ferroviari in successione: la prima parte riguarda un

convoglio transitato sul viadotto adiacente al ponte, mentre la seconda riguarda un convoglio transitante sul ponte in esame. Si noti come per il secondo treno gli accelerometri risultano più sollecitati rispetto al primo treno.

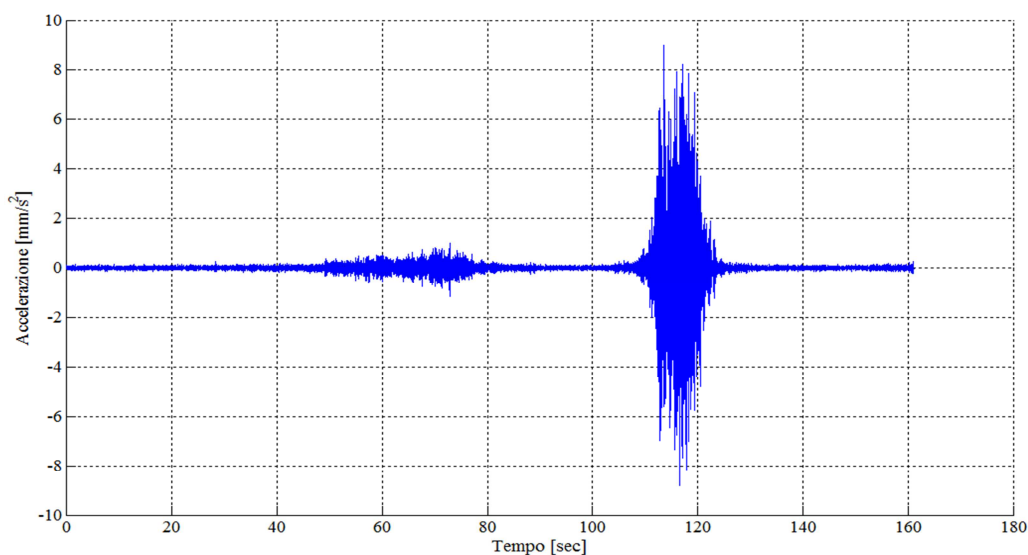


Figura 5.172 – Accelerogramma relativo al transito di convogli ferroviari sul ponte in esame e sul ponte ad esso adiacente

5.3 FREQUENZA FONDAMENTALE DELLE DIECI CAMPATE

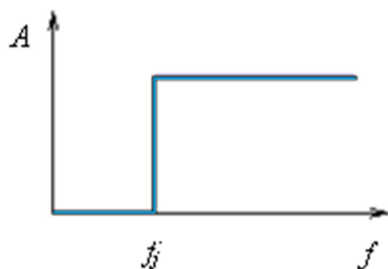
La frequenza fondamentale delle diverse campate è stata individuata in una prima analisi con il software LabView. Per ogni record acquisito nelle tre giornate di prova, l'analisi è consistita nella procedura seguente:

- 1) Richiamo del file dati da analizzare
- 2) Inserimento valori

Per tutte le analisi eseguite si sono utilizzati i seguenti valori:

- *Numero di medie = 10*

- *Sfalsamento* = 10
- Riquadro “*frequenza di acquisizione*”:
 - *Frequenza di acquisizione* = 200 Hz, questo valore è stato impostato andando a spostare la levetta da AUTO a MAN e scrivendo il valore effettivo della frequenza utilizzata durante le prove dinamiche dentro alla casella corrispondente
 - *Intervallo in frequenza* = 0
 - *Intervallo in tempo* = 0.005
 questi ultimi due valori sono stati ottenuti dall’aver impostato la frequenza di acquisizione a 200 Hz
- Riquadro “*filtro*”:
 - *Order* = 6
 - *Filter type* = high pass
 quello che si andava a variare di caso in caso era il valore di “*low cutoff frequency*”, comunque mai superiore a 3 Hz.



Come appena detto, nell’analisi si è utilizzato un filtro “high pass”, ovvero un *filtro passa alto*. Questo tipo di filtro amplifica del fattore α tutte le componenti spettrali da $f=f_j$ a $f=\infty$, dove f_j è la frequenza di taglio, mentre tutte le componenti comprese tra 0 e f_j vengono moltiplicate per zero.

3) Pre-analisi.

La pre-analisi è stata utile per individuare la parte di segnale sul quale calcolare la FFT, innanzitutto, perché ogni record è caratterizzato da una lunghezza temporale diversa, ma anche perché, se si vuole ottenere una FFT significativa, si devono scartare quelle parti di segnale in cui il convoglio risultava essere sopra alle campate strumentate. Questo è stato fatto andando ad impostare nella casella “*lunghezza intervallo*” 32768, che corrisponde al numero di punti che si sta visualizzando, e come “*punto di partenza*” 0, in modo da visualizzare una finestra temporale molto grande per poi poter

scegliere l'intervallo in cui procedere con il calcolo della FFT. Se poi il record era caratterizzato da una lunghezza superiore, si visualizzava la finestra temporale successiva, considerando sempre una “*lunghezza intervallo*” di 32768 ma con “*punto di partenza*” non più 0 ma 32700, e così via fino ad arrivare alla fine del file registrato. In generale, per tutti i file analizzati, non si sono fatte più di 2 finestre temporali per la pre-analisi.

4) Calcolo della Trasformata veloce di Fourier

L'operatore matematico Trasformata di Fourier consente di passare, per un qualunque segnale continuo $x(t)$, dal dominio del tempo al dominio delle frequenze ottenendo lo spettro delle ampiezze $X(f)$ del segnale medesimo. Poiché il calcolo analitico della Trasformata di Fourier può essere di difficile esecuzione, per segnali reali ci si avvale dell'algoritmo di calcolo denominato Fast Fourier Transform (FFT), che consente di calcolare rapidamente la trasformata discreta di Fourier di un insieme N di campioni del segnale.

Nel nostro caso, per le registrazioni in cui il convoglio ferroviario transitava sopra al ponte strumentato, si sono considerate due finestre temporali: prima del passaggio del treno e dopo che il treno aveva abbandonato le campate monitorate. Si è quindi scartato il pezzo di accelerogramma in cui la forzante dinamica si trovava sulle arcate studiate, in quanto la presenza del “sistema treno”, ovvero le rotaie e il loro moto, induceva la struttura ad un regime di oscillazioni forzate e il relativo grafico della FFT risultava essere più sporco. Si sono quindi studiati solo quei pezzi di accelerogramma in cui la struttura risultava essere in regime di oscillazioni libere smorzate.

Per quanto riguarda i record relativi al passaggio dei treni sui viadotti adiacenti, poiché la forzante non interessava direttamente la struttura esaminata, si è analizzato in questo caso proprio il tratto di accelerogramma in cui il convoglio risultava essere in corrispondenza delle arcate strumentate, ovvero dove il ponte risultava maggiormente eccitato dalla forzante.

Operativamente si è proceduto nel modo seguente:

- come “*lunghezze di intervallo*” si sono considerate perlopiù delle finestre piccole, ossia di 1024 o 2048 punti, in quanto, considerando

finestre temporali di ampiezza maggiore, si andava a mediare troppo la FFT, ossia considerando più punti, la FFT risultava attenuata, mentre, considerando finestre temporali più piccole, si sono ottenute delle curve più spigolose ma più vicine alla realtà;

- a seconda di dove e quando passava il convoglio, si è imposto il punto di partenza;
- per tutte le analisi eseguite si sono impostati i valori precedentemente scritti, l'unico valore che di volta in volta si imponeva era il valore di "low cutoff frequency" compreso tra 0.5 – 3 Hz

Immessi tutti i valori, si è proceduto con l'analisi, trovando il grafico della FFT. Terminata l'analisi, il software di calcolo chiedeva di scegliere, mediante finestra, tra "termina" e "calcola". Se si sceglieva "termina" si poteva solo visualizzare il grafico della FFT, mentre se si sceglieva "calcola" il programma procedeva nel calcolare e graficare anche la fase relativa.

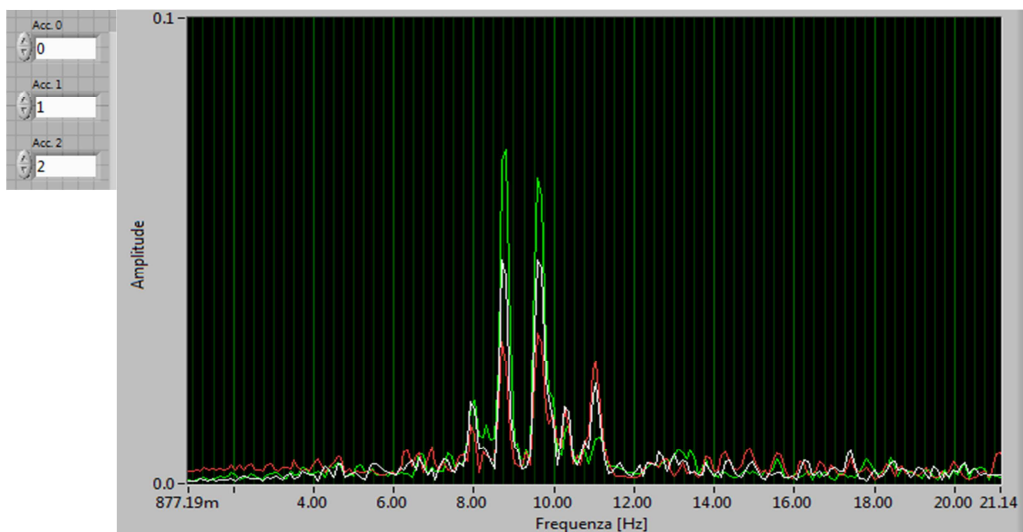


Figura 5.18 – Esempio di grafico della FFT

5) Ricerca dei picchi significativi

Dal grafico della FFT, di cui un esempio è riportato in Figura 5.18, tramite ricerca dei picchi, si sono individuati graficamente i valori di frequenza relativi ai picchi più significati per la struttura in esame, ovvero quelli compresi nel range 7-15 Hz.

	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9
	8.5	8.15	8.2	9.8	9.8	9.1	10.05	9.9	10.4
	8.4	8.2	9.4	9.3	8.95	9.7	10.1	10.1	13.2
	8.3	8.5	8.7	8.2	9.5	9.4	9.4	10.25	10.13
	9.5	8.3	8.75	8.4	8.8	8.9	10.18	10.18	9.75
	8.7	9.5	8.6	9.45	9.6	9.6	9.65	9.7	10.35
	8	8.7	9.25	9.3	9.5	9.5	10	10.7	10.3
	11.8	8.05	8.9	8.4	9.3	9.5	9.35	8.8	10.4
	7.1	8.45	8.5		8.7	10	9.6	11	9.95
	8.25	10.85	9.4			9.9	8.75	10.2	
	10.65	12.8	10				9.75	9.95	
	8.1	11.8	8.5				10.2		
	10.4	8.9	8.75						
	7.25	8.45	8.6						
	8.7	9.4	8.5						
	8.7		8.7						
	7.55		8.9						
	9.68								
MEDIA	9.01	9.29	8.85	8.99	9.27	9.52	9.73	10.08	10.56
MEDIA	8.77	9.10	8.85	9.11	9.27	9.52	9.73	10.22	10.56

Tabella 5.4 – Valori di picco relativi alle campate del ponte di monte e relative medie

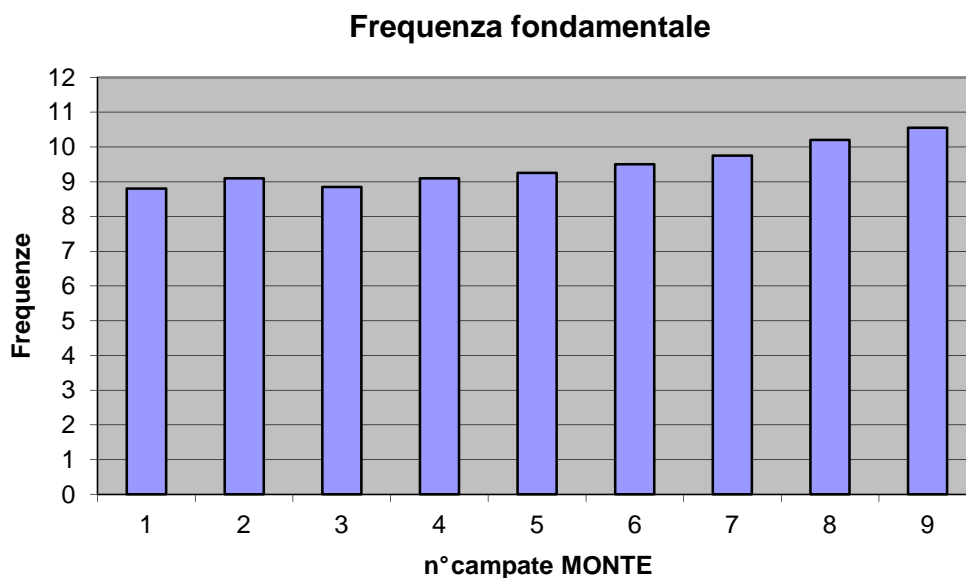


Figura 5.19– Valori di picco relativi alle campate del ponte di monte

	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10
	10.2	8.2	9.2	10.75	10.95	11.25	10.05	10.2	10.4	11.15
	8.4	8.2	8.15	8.9	11.2	10.75	11.8	11.25	10.8	13.1
	8.35	8.55	9.6	9.35	9.35	9.4	10.25	10.25	11.8	12.45
	8.3	8.25	10.6	9.7	8.8	9.35	10.18	11.8	9.75	9.7
	9.5	9.55	8.7	8.4	8.6	9.6	9.65	9.55	9.9	11.3
	8.7	9.5	11.2	8.6	9.6	9.5	10.65	10.7	11.6	11.6
	11.05	9.4	8.6	9.45	10.75	10.8	11.55	8.75	11.1	11.1
	11.3	11.2	9.65	9.2	9.2	10	8.7	11	11.5	12.55
	8	9.45	10.25	8.4	8.7	9.85	9.6	11.55	11.9	11.95
	11.8	8.45	10.95	9.7	10.15		11.1	11.85		
	8.45	10.95	9.4							
	8.25	10.55	9.9							
	10.35	10.5	9.9							
	8.1	9.95	9.95							
	10.1	8	10.75							
	7.55	8.45	8.55							
	8.7	9.3	8.1							
	8.7		10.75							
	8									
	8.5									
MEDIA	9.21	9.32	9.68	9.25	9.73	10.06	10.34	10.69	10.97	11.66
MEDIA	8.89	9.20	9.59	9.08	9.39	9.91	10.48	10.91	11.30	11.66

Tabella 5.5 – Valori di picco relativi alle campate del ponte di valle e relative medie

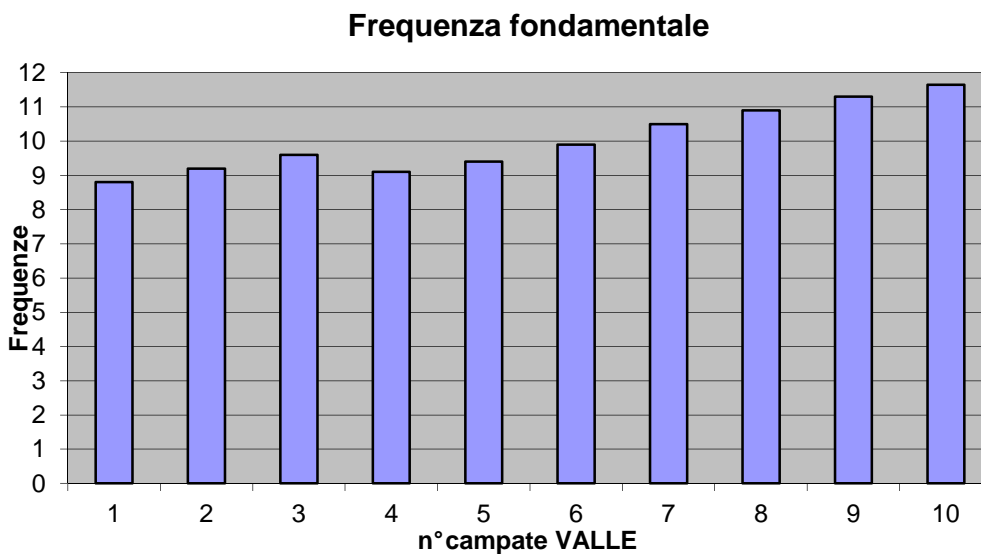


Figura 5.20 – Valori di picco relativi alle campate del ponte di valle

Nelle Tabelle 5.4 e 5.5 si riportano solo i valori relativi al picco più significativo per ogni record analizzato. Si è fatta anche la distinzione tra ponte di monte e ponte di valle, ovvero il ponte costruito in origine e quello di più recente costruzione.

Dai grafici delle Figure 5.19 e 5.20, si osserva che le campate relative al ponte di monte risultano avere comportamento dinamico più omogeneo rispetto a quelle del ponte di valle. Il range di variazione di frequenze fondamentali va da 8.85 Hz, relativa alla campata C1 che risulta essere la campata più deformabile, a 11.30 Hz, relativa alla campata C9 che risulta essere la campata più rigida.

PRIMA FREQUENZA FLESSIONALE		
Campata	Ponte nuovo	Ponte vecchio
C1	9.21	9.01
C2	9.32	9.29
C3	9.68	8.85
C4	9.25	8.98
C5	9.73	9.27
C6	10.06	9.51
C7	10.34	9.73
C8	10.69	10.08
C9	10.97	10.56
C10	11.66	-

Tabella 5.6 – Frequenze fondamentali proprie delle 10 campate in muratura

5.4 FRECCE IN REGIME DINAMICO

Le frecce in regime dinamico sono state misurate per le campate C2 e C4, attraverso il posizionamento di due LVDT: uno nella mezzeria del ponte di monte (ponte vecchio) e uno nella mezzeria del ponte di valle (ponte nuovo)

come si può vedere nella Figura 5.5, per la prova del 3/05 e nella Figura 5.8 per la prova del 10/05.



Figura 5.21 – Posizione degli LVDT durante le prove dinamiche speditive

Dagli andamenti temporali degli abbassamenti verticali dei sensori L1 e L2, sono stati individuati i valori massimi misurati per le due campate e riportati nella Tabella 5.7.

Campata	Freccia dinamica [mm]	
	Ponte nuovo	Ponte vecchio
C2	0.07	0.18
C4	0.01	0.20

Tabella 5.7 – Valori massimi misurati delle frecce in regime dinamico per le campate C2 e C4

Il valore massimo della freccia è stato registrato nella campata C4 del ponte vecchio, mentre il ponte nuovo ha manifestato valori di spostamento in regime dinamico trascurabili. Va però fatta una osservazione: sul ponte oggetto di studio sono presenti tre assi ferroviari, di cui solo uno interessa il ponte di monte, bisogna quindi tenere in considerazione che il traffico ferroviario interessa maggiormente il ponte di monte rispetto a quello di valle.

Si riportano nelle Figure 5.23 – 5.26, a titolo di esempio, gli andamenti temporali delle frecce in regime dinamico misurate per le campate C2 e C4.



Figura 5.22 – Disposizione dei binari sul Ponte di attraversamento del fiume Reno

Relativamente all'entità degli abbassamenti verticali registrati, va precisato che, la modalità di misurazione mediante filo Invar di rimando e contrappeso, rende i valori ottenuti affetti da un certo margine di errore, in quanto la velocità del transito ferroviario produce oscillazioni del filo e del contrappeso, che potrebbero introdurre degli errori di lettura difficilmente identificabili. Le frecce misurate devono quindi essere considerate come delle grandezze indicative per la valutazione degli abbassamenti subiti dalle volte.

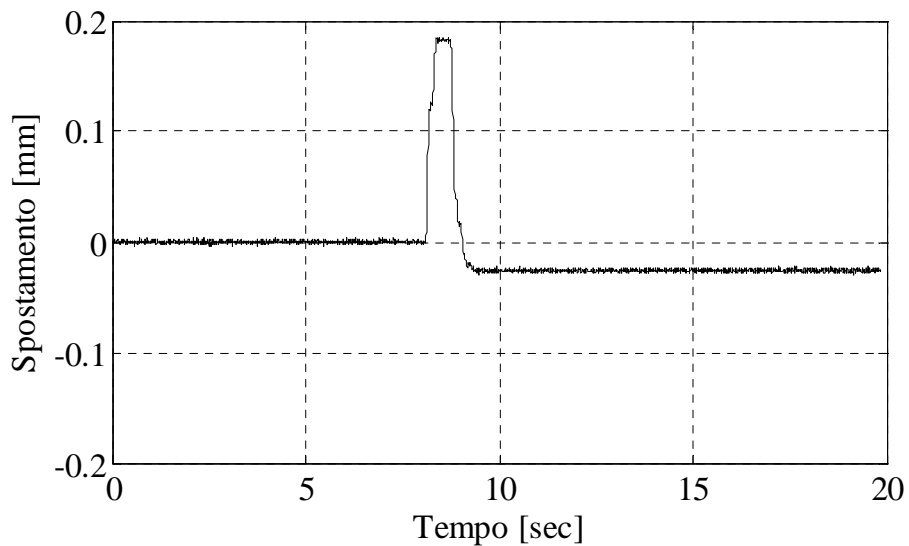


Figura 5.23 - Freccia in regime dinamico campata C2 - ponte vecchio

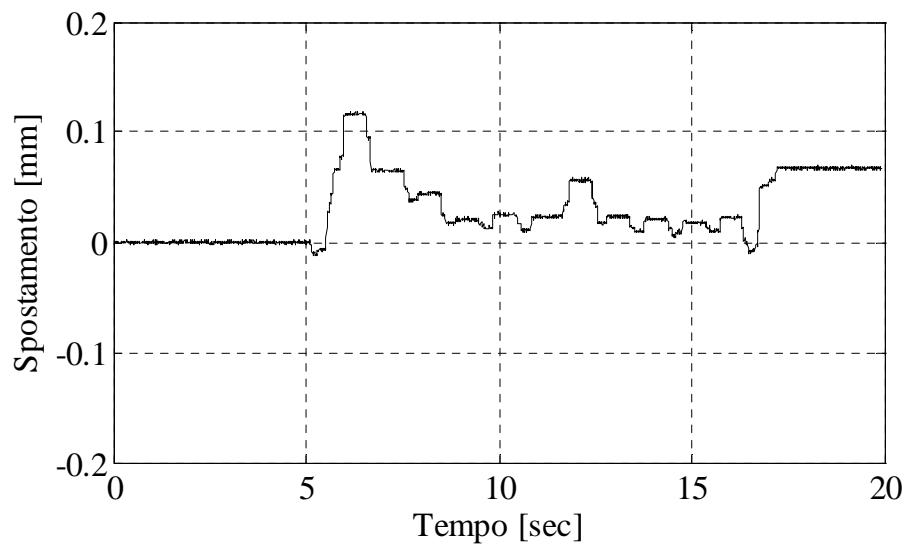


Figura 5.24 - Freccia in regime dinamico campata C2 - ponte nuovo

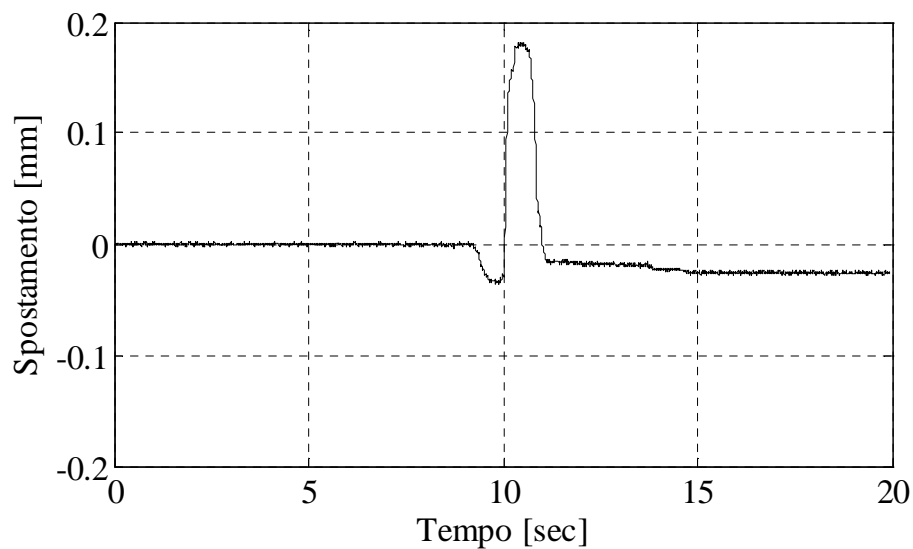


Figura 5.25 - Freccia in regime dinamico campata C4 - ponte vecchio

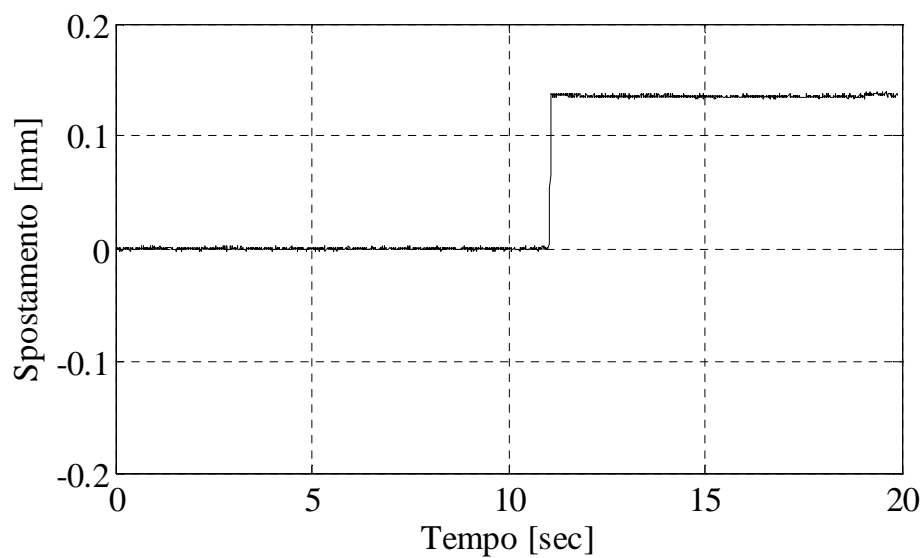


Figura 5.26 - Freccia in regime dinamico campata C4 - ponte nuovo

CAPITOLO 6

PROVA DINAMICA COMPLETA

In questo capitolo viene descritta la prova dinamica completa eseguita su una delle dieci campate in muratura. L'obiettivo di questa prova è stato quello di determinare, in maniera più completa rispetto alle prove precedenti, i primi modi propri di vibrare di una delle dieci campate in muratura. In particolare si è scelto di strumentare la campata C4. Lo svolgimento e l'acquisizione dei dati sperimentali è stato svolto nell'unica giornata del 31 Maggio 2011.

La prova dinamica completa è stata eseguita valutando le accelerazioni radiali all'intradosso dell'arco, nelle sezioni di mezzeria della campata e ad un quarto della luce della stessa, prodotte dal normale traffico ferroviario. Durante la giornata di prova sono state eseguite trentadue registrazioni in modo tale da ottenere un numero sufficiente di accelerogrammi per poter identificare correttamente le frequenze proprie della campata oggetto di prova.

6.1 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA PER IL RILIEVO DELLE MISURE

La strumentazione utilizzata per il monitoraggio della risposta dinamica della campata C4, in termini di accelerazione, è consistita in dodici accelerometri piezoelettrici per ogni prova. Le caratteristiche, la numerazione e i canali di registrazione dei sensori di misura sono riportati in Tabella 6.1. Gli accelerometri sono stati posizionati a gruppi di quattro, lungo tre allineati trasversali dell'intradosso: sezione di mezzeria, sez. TC, e sezioni ai quarti della luce della campata, sezione TB e sezione TD di Figura 6.1. Tutti gli strumenti sono stati fissati in direzione ortogonale al paramento murario; questo significa che gli accelerometri posizionati ai quarti della luce sono inclinati di circa 15° rispetto alla verticale. Le esatte posizioni della strumentazione sono riportate in Figura 6.1.

Strumento	Tipo di Accelerometro	Sigla Identificativa	Canale di registrazione
A1	PCB/393B12	A1	0
A2	PCB/393B12	A2	1
A3	PCB/393B12	A3	2
A4	PCB/393B12	A4	3
A5	PCB/393B12	A5	4
A6	PCB/393B12	A6	5
A7	PCB/393B12	A7	6
A8	PCB/393B12	A8	7
A9	Dytran Instrument 3191A1	B1	8
A10	Dytran Instrument 3191A1	B2	9
A11	Dytran Instrument 3191A1	B3	10
A12	Dytran Instrument 3191A1	B4	11

Tabella 6.1 – Disposizione strumenti e canali di prova

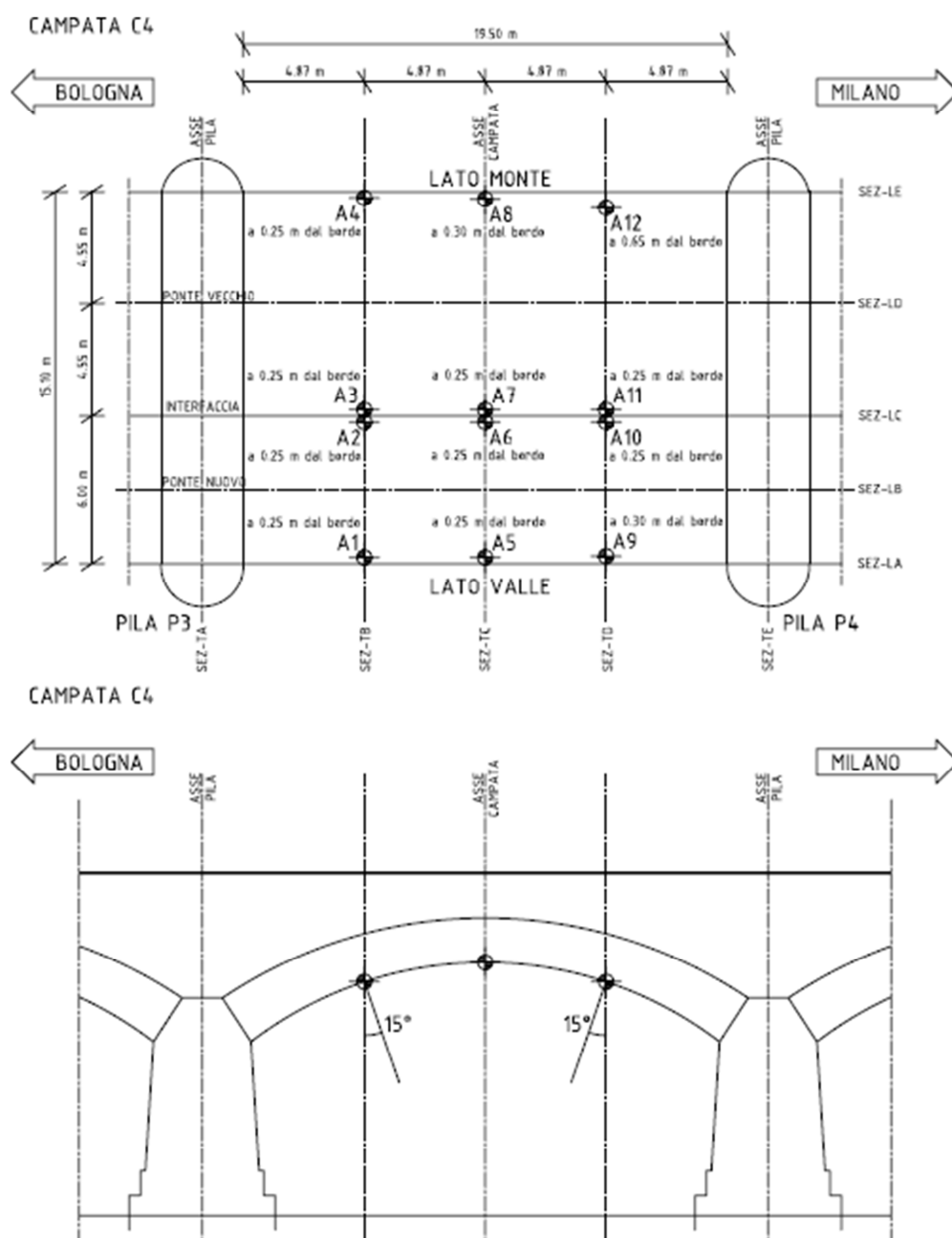


Figura 6.1 - Posizioni degli strumenti nella prova dinamica completa

Gli strumenti sono stati poi collegati, mediante apparecchiatura di amplificazione del segnale, ad un elaboratore elettronico per la gestione e la registrazione dei dati e gestiti con il software LabView.

Allineamento corrispondente alla sezione TB:



Figura 6.2 - Accelerometro A1



Figura 6.3 - Accelerometro A4

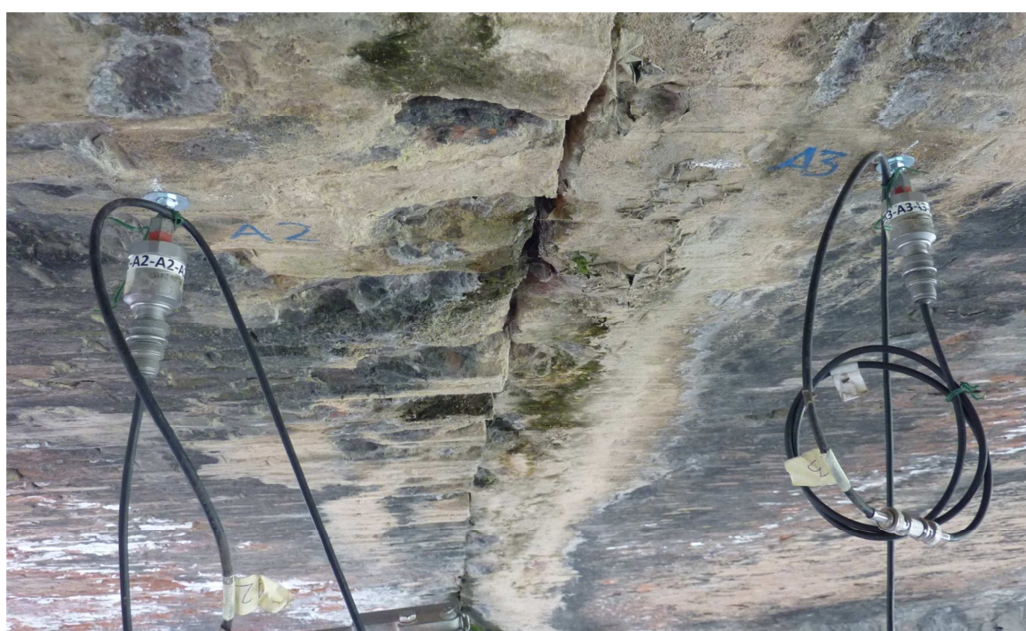


Figura 6.4 - Accelerometri A2 e A3

Allineamento corrispondente alla sezione TC:



Figura 6.5 - Accelerometro A5



Figura 6.6 - Accelerometro A8



Figura 6.7 - Accelerometri A6 e A7

Allineamento corrispondente alla sezione TD:



Figura 6.8 - Accelerometro A9



Figura 6.9 - Accelerometro A12



Figura 6.10 - Accelerometri A9 e A10

6.2 MISURA DELLE VIBRAZIONI STRUTTURALI PRODOTTE DAL NORMALE TRAFFICO FERROVIARIO

La prova dinamica è stata eseguita registrando le accelerazioni prodotte all'intradosso della campata C4 dal normale traffico ferroviario insistente sul ponte. Durante la giornata di prova, sono stati registrati trentadue set di accelerogrammi. Per ogni registrazione è stata dedotta la corrispondente trasformata veloce di Fourier mediante elaborazione automatica con specifico programma di calcolo come spiegato nel capitolo sulle prove dinamiche speditive.

Allo scopo di individuare le frequenze proprie di vibrare della struttura, l'analisi in frequenza è stata effettuata nella parte di registrazione corrispondente alle oscillazioni libere smorzate. Nello specifico, le registrazioni indotte da convogli ferroviari transitanti lungo i due viadotti adiacenti al ponte monitorato, sono risultate più significative di quelle prodotte dal traffico ferroviario insistente sul ponte oggetto di prova, per i motivi chiariti al capitolo 3. Da queste ultime, è stato comunque possibile ricavare informazioni sui modi propri di vibrare, utilizzando la parte di registrazione in cui il convoglio ferroviario aveva già abbandonato la campata oggetto di prova.

Si riporta nel seguito la procedura svolta per la determinazione delle frequenze proprie della campata C4, riguardante il record 1257 relativo al transito di un convoglio ferroviario sul ponte oggetto di studio, svolta tramite tecnica di identificazione strutturale EFDD con algoritmo Matlab descritto nel capitolo 4.

1) Scelta del file.

Visualizzazione degli accelerogrammi relativi al record esaminato per l'analisi e valutazione della dimensione della finestra temporale sulla quale eseguire l'identificazione.

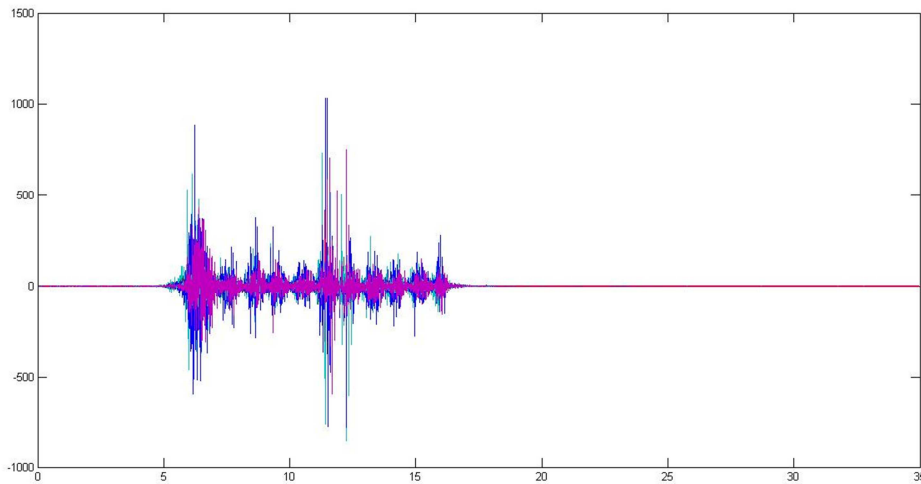


Figura 6.11 – Set completo di accelerogrammi relativi al record 1257

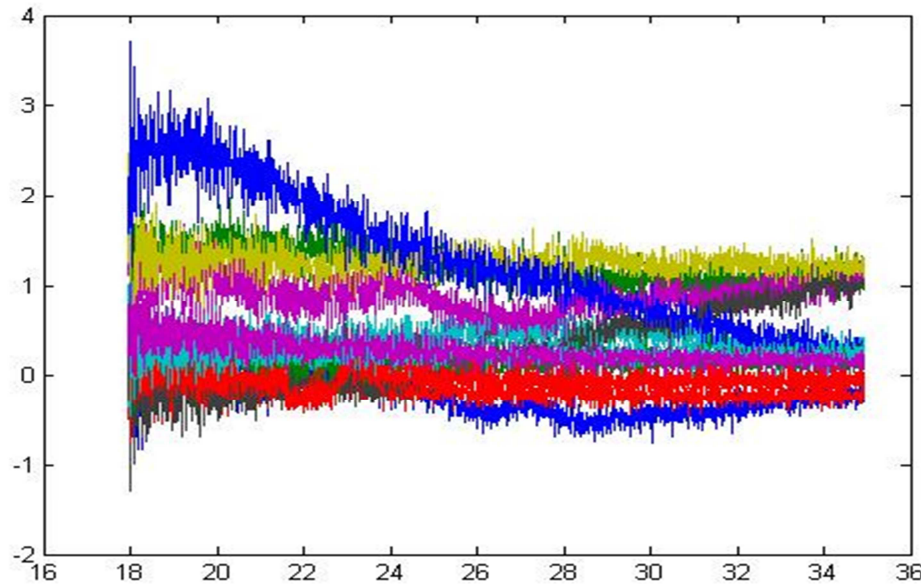
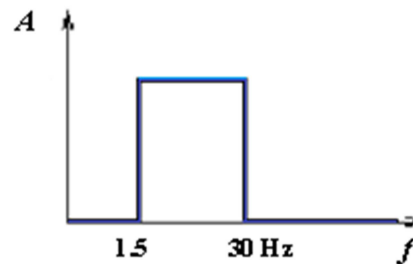


Figura 6.12 – Finestra temporale 18-35 sec degli accelerogrammi relativi al record 1257

2) *Filtro passa banda.*

Il filtro passa-banda permette di amplificare tutte le componenti spettrali all'interno dell'intervallo di frequenze prescelto, per il nostro caso 1,5 – 30 Hz, mentre quelle esterne vengono eliminate, ovvero vengono moltiplicate per 0.



3) *Calcolo della PSD*

La funzione di densità spettrale di potenza rappresenta la composizione in frequenze dell'intensità del dato. Si ottiene calcolando la trasformata di Fourier della funzione di autocorrelazione.

Nelle Figure 6.13 – 6.24 si riportano gli spettri di potenza degli accelerogrammi precedentemente riportati, ossia, si riportano in diagramma i valori del quadrato delle ampiezze delle diverse componenti armoniche di accelerazione in funzione della rispettiva frequenza.

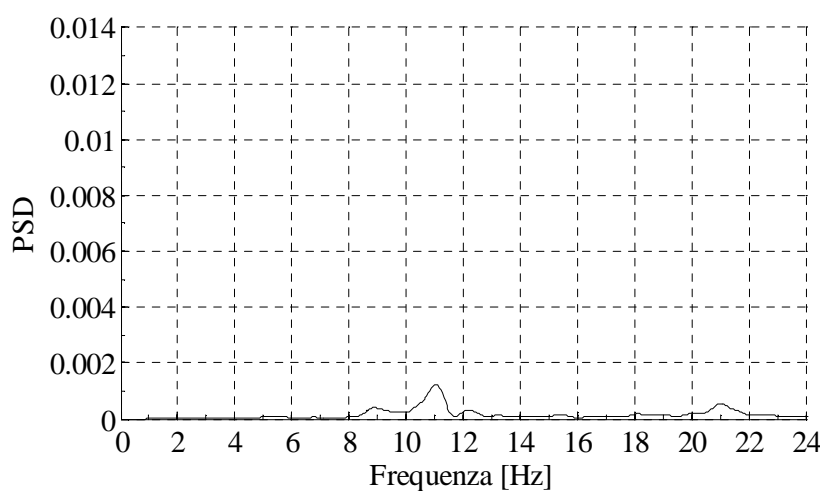


Figura 6.13 – Spettro di potenza del segnale dell'accelerometro A1

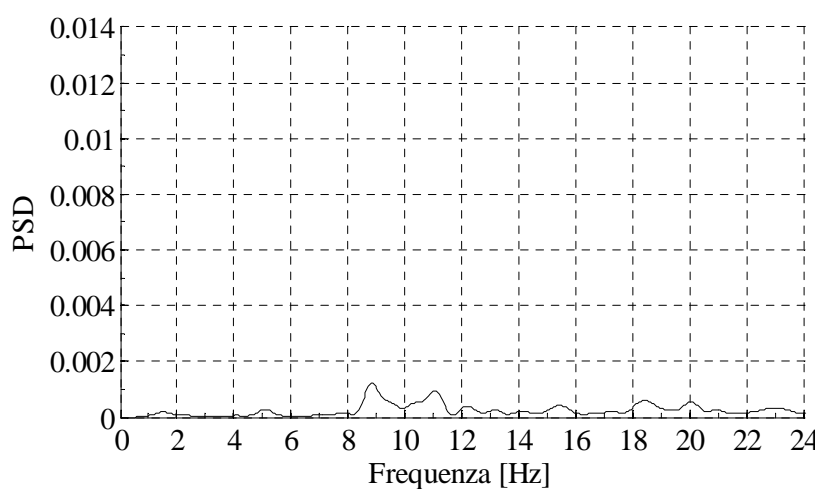


Figura 6.14 – Spettro di potenza del segnale dell'accelerometro A2

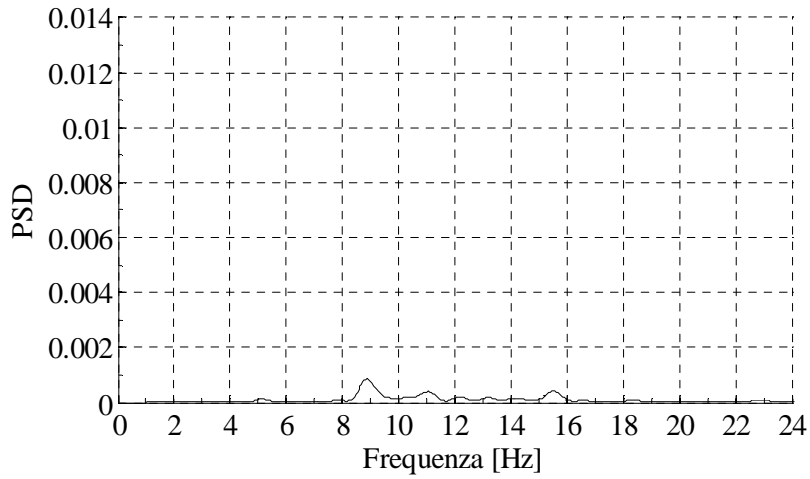


Figura 6.15 – Spettro di potenza del segnale dell'accelerometro A3

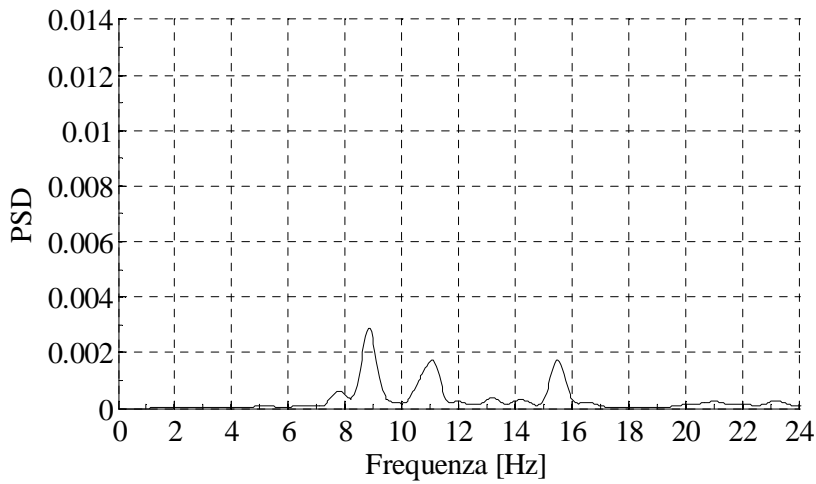


Figura 6.16 – Spettro di potenza del segnale dell'accelerometro A4

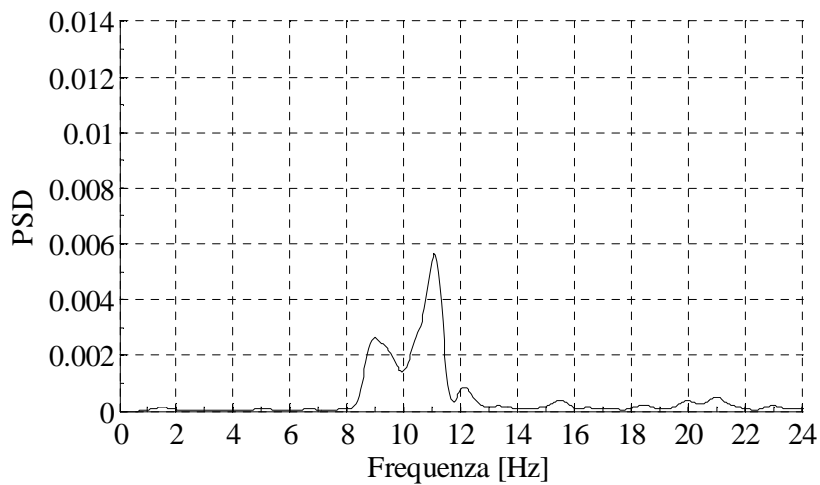


Figura 6.17 – Spettro di potenza del segnale dell'accelerometro A5

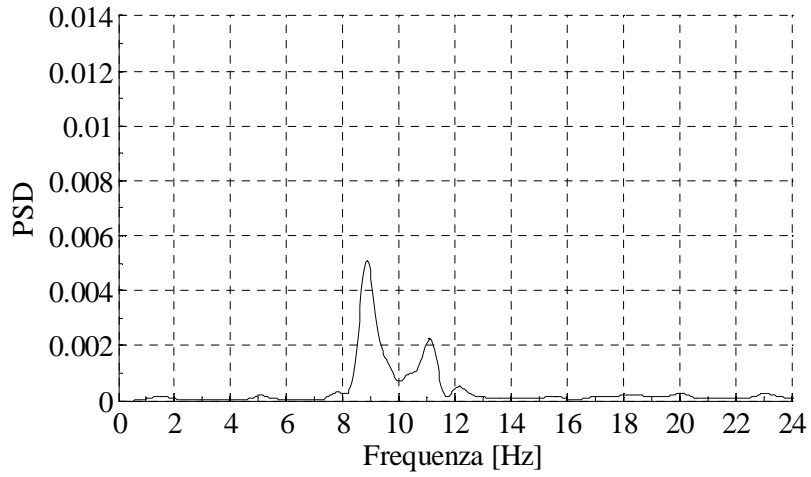


Figura 6.18 – Spettro di potenza del segnale dell'accelerometro A6

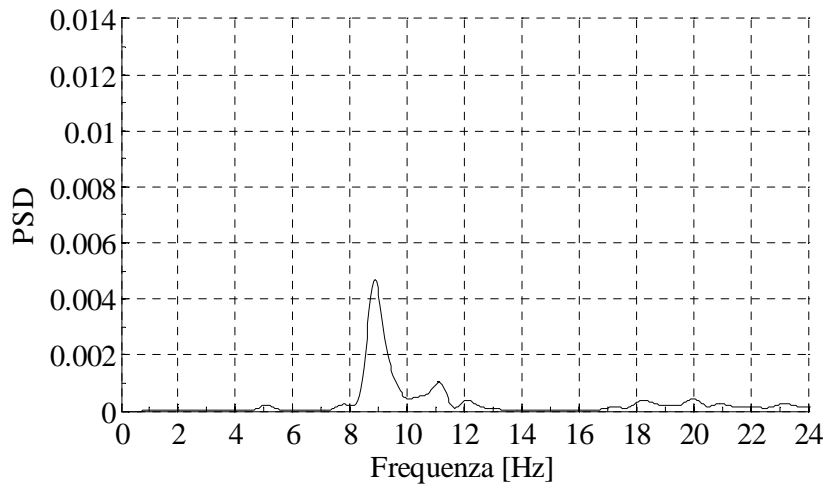


Figura 6.19 – Spettro di potenza del segnale dell'accelerometro A7

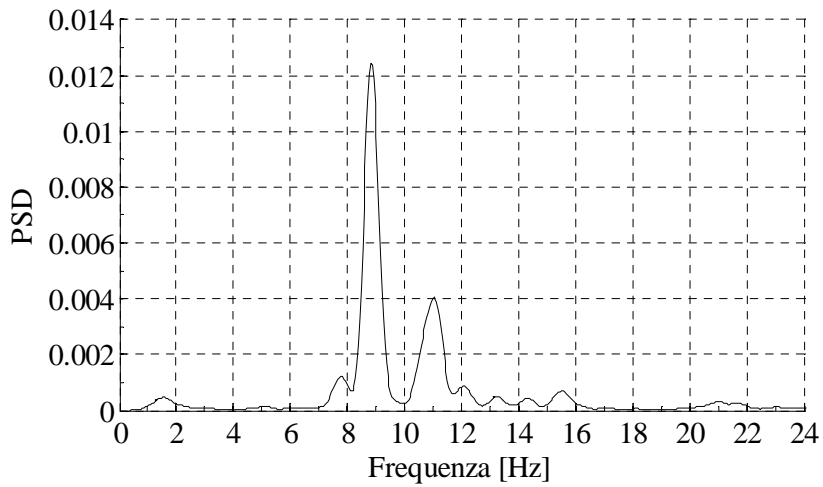


Figura 6.20 – Spettro di potenza del segnale dell'accelerometro A8

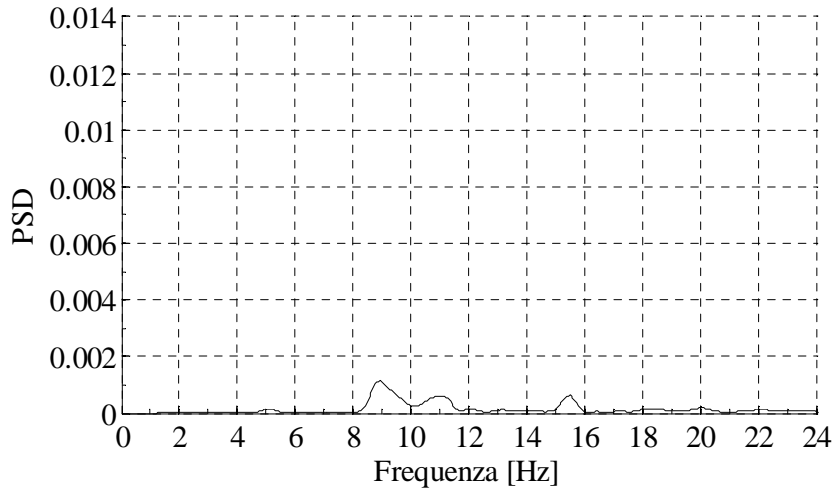


Figura 6.21 – Spettro di potenza del segnale dell'accelerometro A9

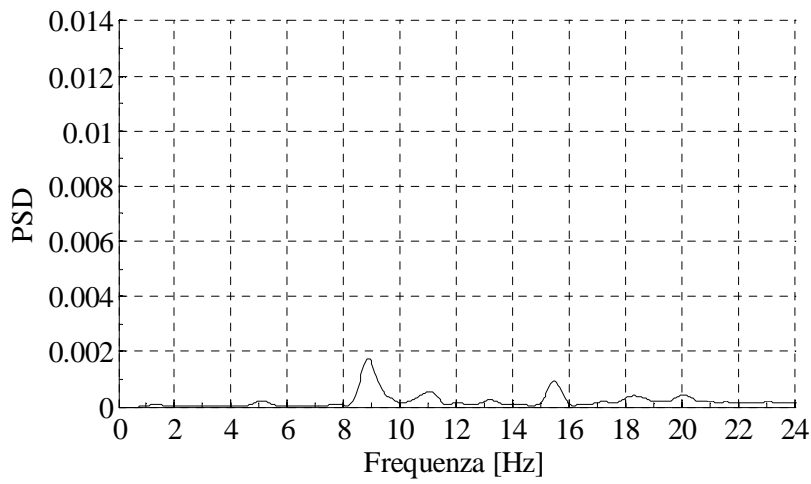


Figura 6.22 – Spettro di potenza del segnale dell'accelerometro A10

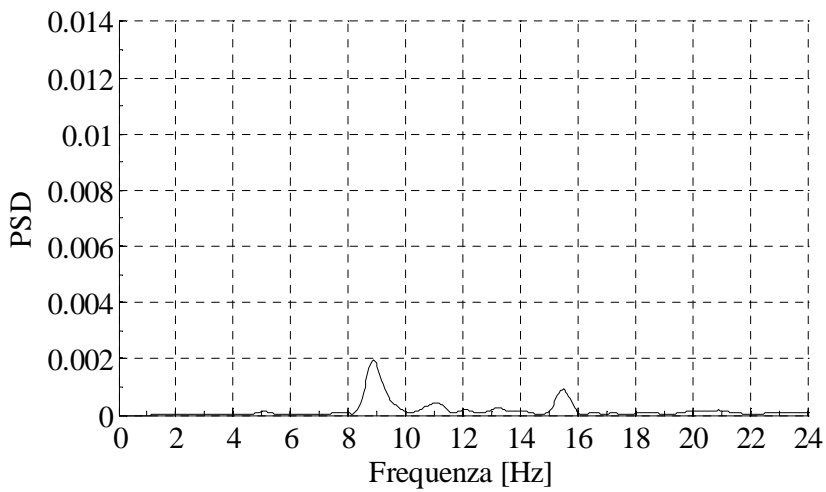


Figura 6.23 – Spettro di potenza del segnale dell'accelerometro A11

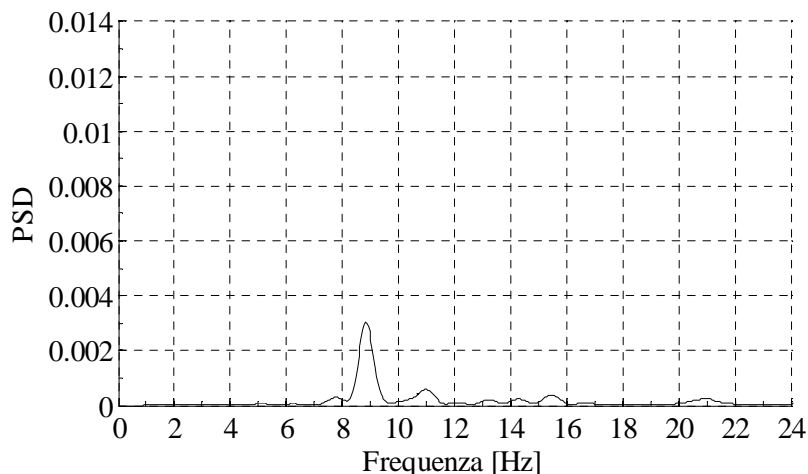


Figura 6.24 – Spettro di potenza del segnale dell'accelerometro A12

4) *Decomposizione ai valori singolari*

Mediante la decomposizione dei valori singolari la matrice spettrale viene decomposta in un set di auto-funzioni di densità spettrali, ciascuna corrispondente ad un sistema ad un solo grado di libertà al quale corrisponde una determinata frequenza propria. Con tale procedura è possibile individuare anche modi molto vicini tra loro.

5) *Ricerca dei picchi significativi e selezione della campana spettrale*

Le frequenze proprie della campata oggetto di prova sono individuabili in corrispondenza dei picchi dello spettro di potenza delle accelerazioni.

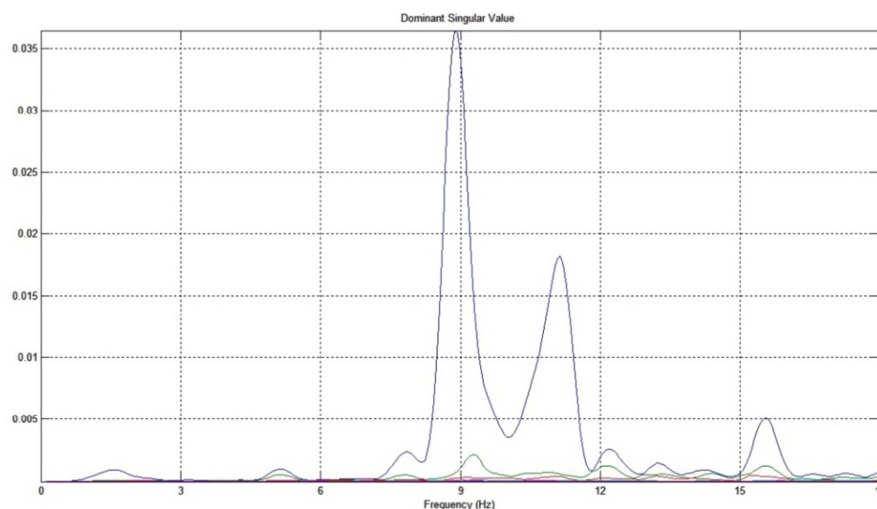


Figura 6.24 – Dominant singular value

6) *Calcolo del fattore di smorzamento e delle forme modali*

Le forme modali associate ai primi modi di vibrare della struttura possono essere ricostruite a partire dagli spettri di potenza di ogni accelerogramma in corrispondenza dei picchi stessi. Inoltre, per ogni picco studiato, si calcola il relativo fattore di smorzamento, relativo alla campana spettrale, mediante la tecnica del decremento logaritmico.

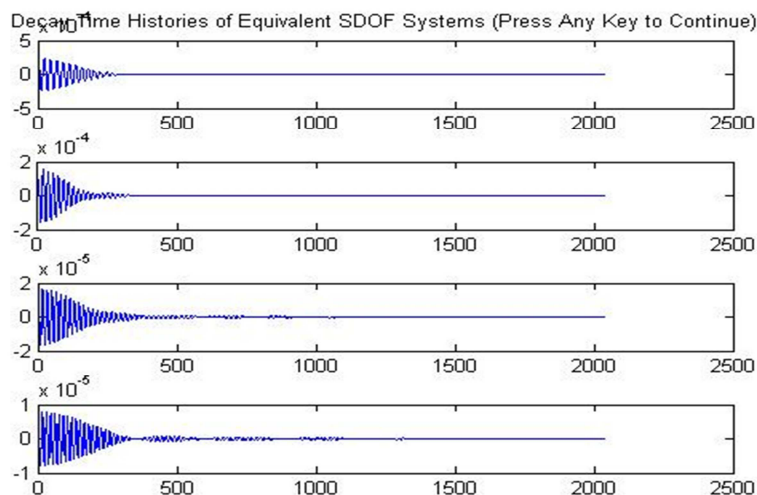


Figura 6.25 – Decremento logaritmico dei 4 modi individuati

Deformata modale - Frequenza = 8.92 Hz; Smorzamento = 4.99%

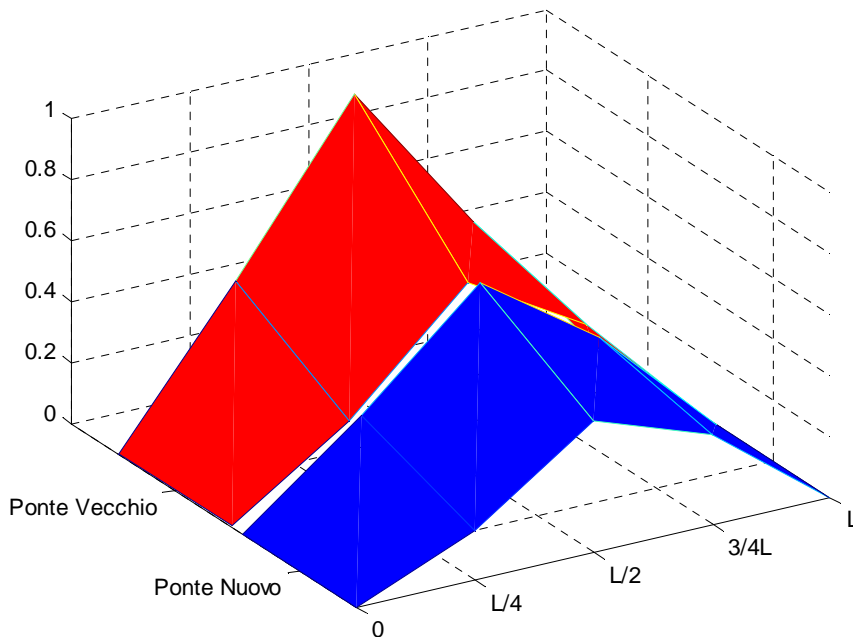


Figura 6.26 – Schematizzazione della prima forma modale (8.92 Hz)

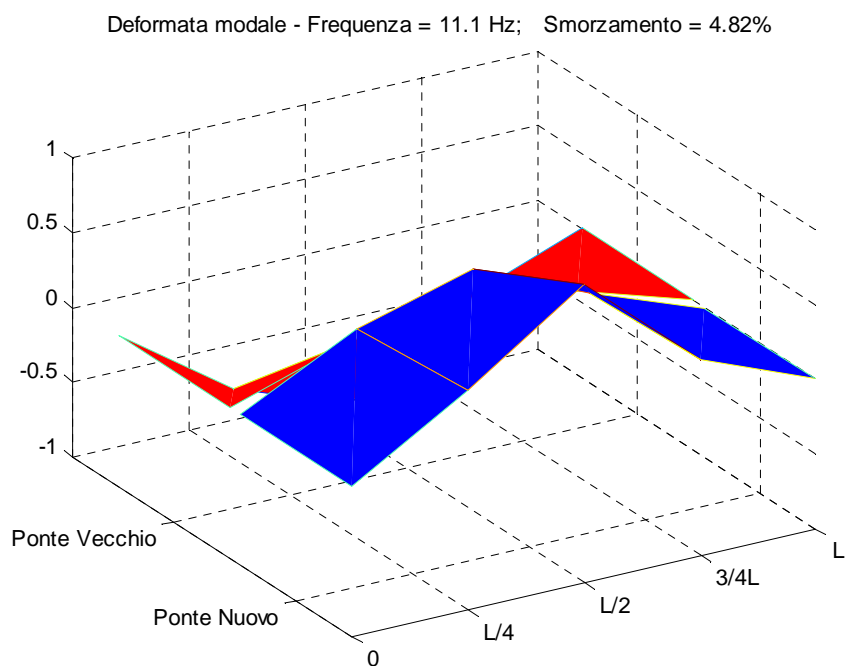


Figura 6.27 – Schematizzazione della seconda forma modale (11.10 Hz)

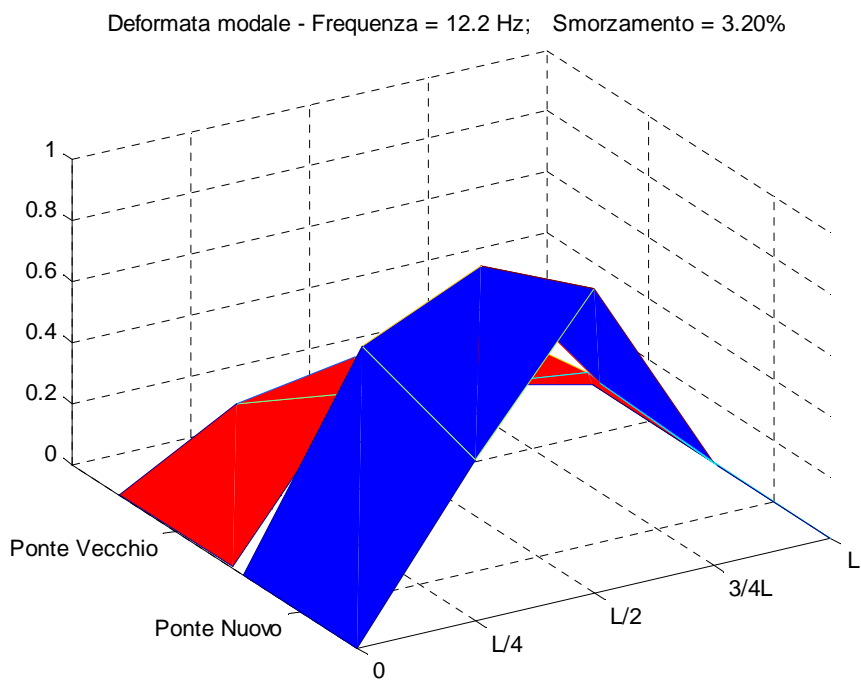


Figura 6.28 – Schematizzazione della terza forma modale (12.20 Hz)

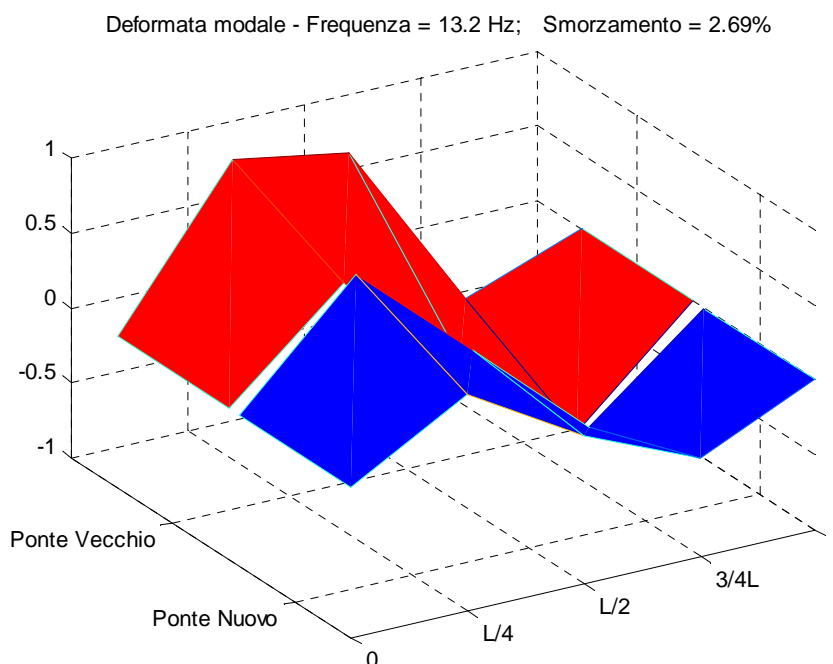


Figura 6.29 – Schematizzazione della quarta forma modale (13.20 Hz)

Una rappresentazione semplificata delle deformate modali ricostruite sperimentalmente è riportata graficamente nelle Figure 6.26 – 6.29. Queste quattro tipologie di forme modali sono comuni a molte registrazioni con differenze modeste nelle frequenze e nelle componenti modali.

Il primo modo, con frequenza 8.92 Hz, risulta essere flessionale prevalentemente verticale. Si osserva in particolare che la parte vecchia del ponte, ossia quella di monte, produce accelerazioni maggiori rispetto alla parte più nuova. Nel terzo modo, con frequenza 12.20 Hz, invece, il ponte di valle risulta essere quello con accelerazioni maggiori. I due impalcati oscillano in fase per entrambi i modi appena descritti.

Il secondo modo, con frequenze 11.10 Hz, è il primo modo torsionale della struttura, mentre il quarto modo, con frequenza 13.20 Hz, è un modo flessionale superiore con lunghezza d'onda di circa la metà della lunghezza della luce.

Nella Tabella 6.2 sono riportate le frequenze associate ai picchi dello spettro di potenza delle accelerazioni, i corrispondenti fattori di smorzamento e le

componenti modali (normalizzate rispetto alla massima) dei primi quattro modi di vibrare.

		1°modo	2°modo	3°modo	4°modo
Frequenza [Hz]		8.82	11.12	12.20	13.23
Fattore di smorzamento [%]		4.99	4.83	3.20	2.70
Accelerometri	A1	0.1566	0.4616	0.5264	0.4465
	A2	0.2949	0.3926	0.6574	0.7600
	A3	0.2549	0.2413	0.4792	0.6586
	A4	0.4742	-0.5358	0.2060	1.0000
	A5	0.4297	1.0000	1.0000	-0.142
	A6	0.6413	0.6235	0.8320	0.0785
	A7	0.6187	0.4131	0.6438	-0.0259
	A8	1.0000	-0.8181	0.2694	0.8653
	A9	0.2971	0.3157	0.3407	-0.3439
	A10	0.3731	0.2812	0.3604	-0.6177
	A11	0.3927	0.2358	0.3690	-0.6940
	A12	0.4912	-0.2883	0.0855	-0.2805

Tabella 6.2 – Frequenze di oscillazione della campata C4 rilevate operando la trasformata di Fourier delle acquisizioni accelerometriche con i relativi smorzamenti e le componenti modali

CAPITOLO 7

PROVA DI CARICO STATICO

Lo studio del comportamento statico in esercizio del ponte oggetto della campagna di prove è stato effettuato svolgendo una prova di carico statico su una delle dieci campate in muratura.

Le prove di carico sui ponti e sui viadotti sono finalizzate al controllo delle caratteristiche elasto-plastiche delle strutture, in termini di deformazione massima sotto carico e di percentuale di deformazione residua dopo rimozione del carico. Esse vanno eseguite adottando carichi che inducano, di norma, le sollecitazioni di progetto dovute ai carichi mobili verticali nello stato limite di esercizio controllando che le deformazioni residue dopo il primo ciclo di carico non risultino superiori al 15% di quelle massime misurate, ovvero successive prove di carico dimostrino che le deformazioni residue tendano ad esaurirsi nel tempo.

La prova di carico statico è stata eseguita sulla medesima campata oggetto della prova dinamica completa, campata C4, mediante l'utilizzo di tre locomotori a sei assi: due locomotori del tipo E632 del peso di 1030 KN e uno del tipo E622 del peso di 1200 KN. I tre locomotori sono stati collocati in

posizioni diverse sulla campata oggetto di prova, realizzando in totale tredici fasi di carico, comprese anche le fasi di completo scarico della campata. Nelle diverse fasi di carico sono stati registrati gli abbassamenti verticali dell'intradosso della volta in nove punti e lo spostamento orizzontale di una delle pile.

L'acquisizione dei dati sperimentali si è svolta nella notte del 13 Maggio 2011.



Figura 7.1 – Prova di carico statico: (a) posizionamento strumenti di misura, (b) posizionamento dei locomotori sui binari, (c) particolare dell'allineamento dei tre locomotori

7.1 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA PER IL RILIEVO DELLE MISURE

La strumentazione utilizzata per il monitoraggio della risposta statica della campata C4 è consistita in otto LVDT e due flessimetri. Gli LVDT sono stati collegati, mediante apparecchiature di amplificazione del segnale ad un elaboratore elettronico per la gestione e la registrazione dei dati. Per le misure dei flessimetri è stata effettuata una lettura ed una registrazione “manuale” dei dati in corrispondenza delle diverse fasi di carico.

Gli strumenti utilizzati per la misurazione degli abbassamenti verticali dell'intradosso della campata sono stati posizionati lungo tre allineamenti trasversali: sei sensori lungo la sezione di mezzeria, sezione TC, e due gruppi da due sensori nelle sezioni ai quarti della luce della volta, sezione TB e sezione TD, vedi Figura 7.2. L'unico strumento utilizzato per la misurazione dello spostamento orizzontale assoluto della pila P3 è stato installato in sommità della pila stessa in corrispondenza della mezzeria longitudinale del ponte vecchio, sezione LD, usando come riscontro un telaio esterno in acciaio. Le esatte posizioni ed i canali di acquisizione della strumentazione utilizzata nella prova di carico statica sono sintetizzati in Tabella 7.1 ed indicate in Figura 7.2.

Strumento		Sigla identificativa	Canale di prova
LVDT	WA_10_1	L1	0
	WA_10_8	L2	1
	WA_10_3	L3	2
	WA_10_4	L4	3
	WA_10_L5	L5	4
	WA_10_6	L6	5
	WA_20_L7	L7	6
	WA_20_6	L8	7
Flessimetri	a quadrante	F1	-
	a quadrante	F2	-

Tabella 7.1 – Disposizione strumenti e canali nella prova di carico statico

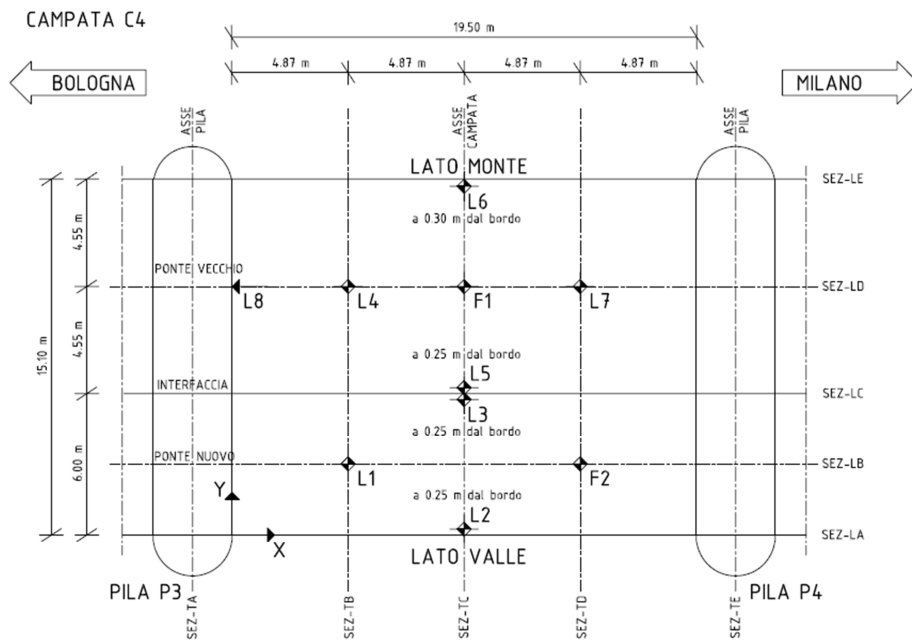


Figura 7.2 – Disposizione degli strumenti nella prova di carico statico

7.2 MISURA DEGLI ABBASSAMENTI VERTICALI DELLA VOLTA E DELLO SPOSTAMENTO ORIZZONTALE DELLA PILA

La prova di carico statica è stata effettuata misurando gli abbassamenti verticali dell'intradosso della campata C4 e lo spostamento orizzontale della pila P3 a seguito dell'applicazione di carichi statici attraverso la sosta programmata di tre locomotori. Variando e combinando le posizioni dei suddetti locomotori sono state realizzate tredici fasi di carico:

- *Fase 1*: campata scarica.
- *Fase 2*: un locomotore da 1030 KN sul binario 1 centrato sulla mezzeria della campata (sezione TC).

- Fase 3: due locomotori da 1030 KN rispettivamente sui binari 1 e 2, centrati sulla mezzeria della campata (sezione TC).
- Fase 4: tre locomotori, due da 1030 KN ed uno da 1200 KN, rispettivamente sui binari 1, 2 e ,3 centrati sulla mezzeria della campata (sezione TC).
- Fase 5: campata scarica
- Fase 6: tre locomotori, due da 1030 KN ed uno da 1200 KN, rispettivamente sui binari 1, 2 e 3, centrati sulla pila lato Bologna (sezione TA).
- Fase 7: tre locomotori, due da 1030 KN ed uno da 1200 KN, rispettivamente sui binari 1, 2 e 3, centrati ad un quarto della luce della campata lato Bologna (sezione TB).
- Fase 8: campata scarica.
- Fase 9: un locomotore da 1200 KN sul binario 3 centrato sulla mezzeria della campata (sezione TC).
- Fase 10: tre locomotori, due da 1030 KN ed uno da 1200 KN, rispettivamente sui binari 1, 2 e 3, centrati sulla mezzeria della campata (sezione TC).
- Fase 11: tre locomotori, due da 1030 KN ed uno da 1200 KN, rispettivamente sui binari 1, 2 e 3, centrati ad un quarto della luce della campata lato Milano (sezione TD).
- Fase 12: tre locomotori, due da 1030 KN ed uno da 1200 KN, rispettivamente sui binari 1, 2 e 3, centrati rispettivamente sulle sezioni TD, TC e TB.
- Fase 13: campata scarica.

Nelle Figure 7.3 – 7.15, si riportano le tredici fasi della prova di carico statico con indicate le esatte posizioni dei locomotori.

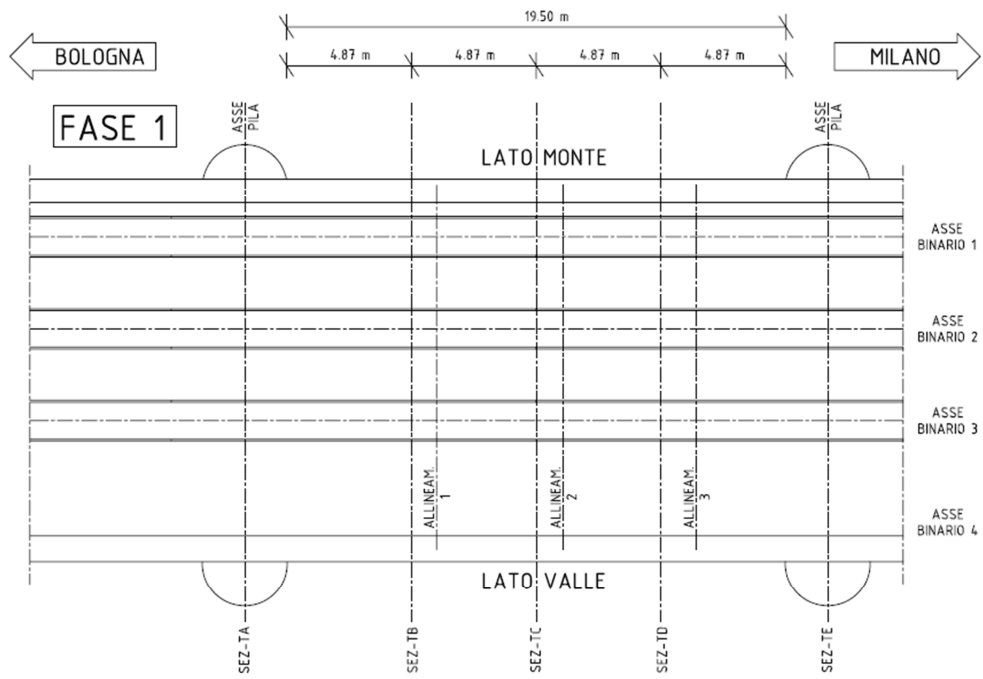


Figura 7.3 – Fase 1

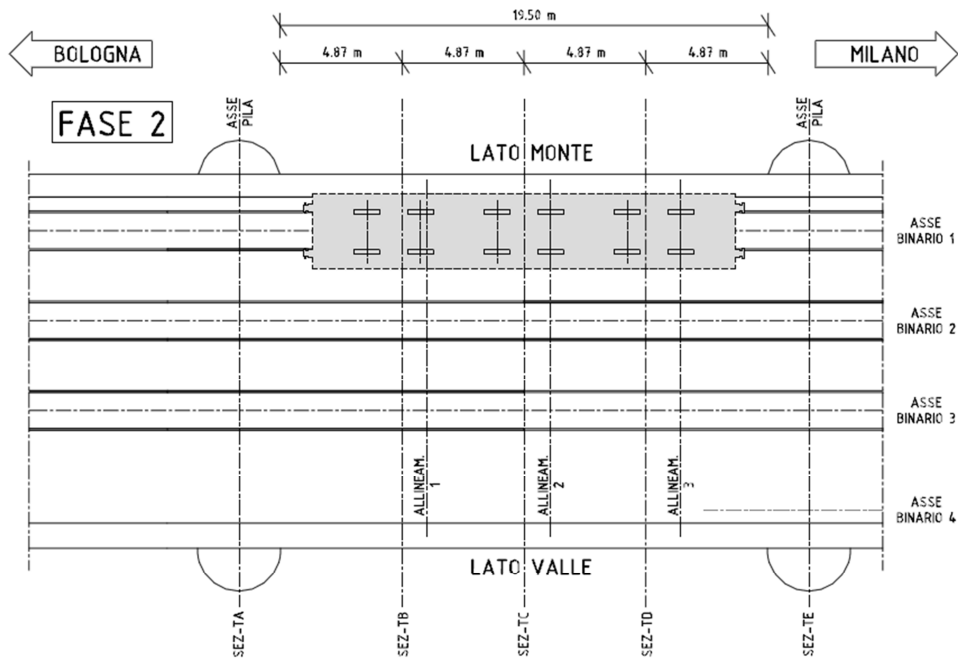


Figura 7.4 – Fase 2

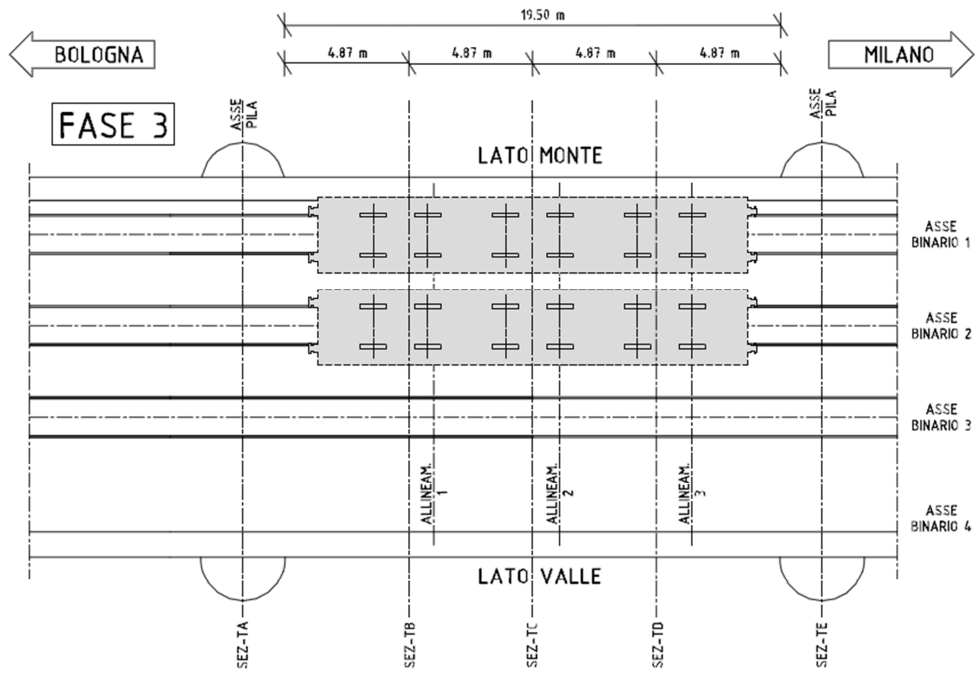


Figura 7.5 – Fase 3

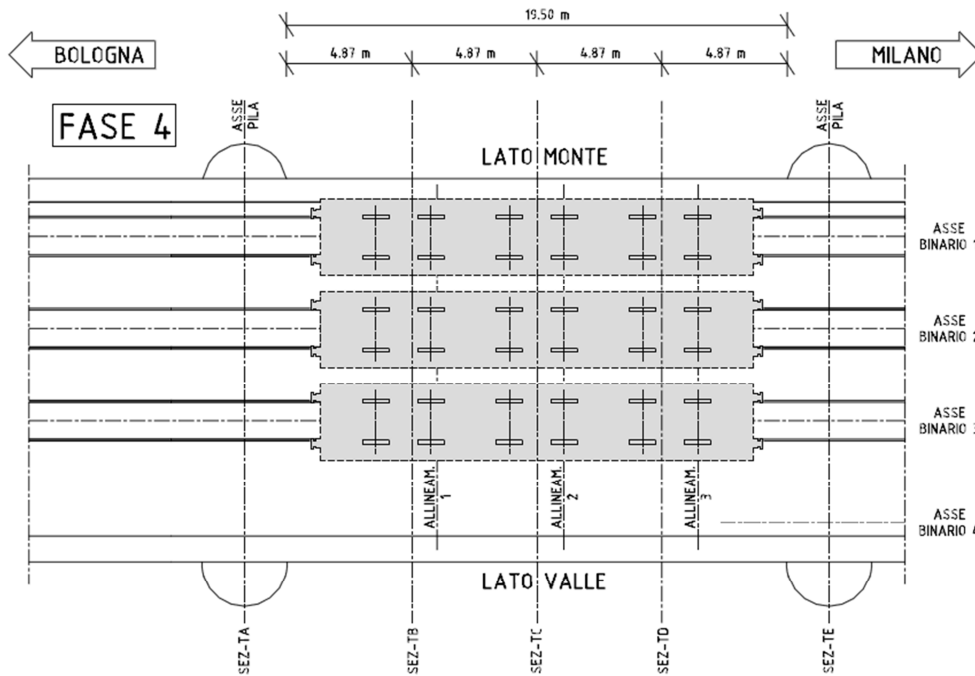


Figura 7.6 – Fase 4

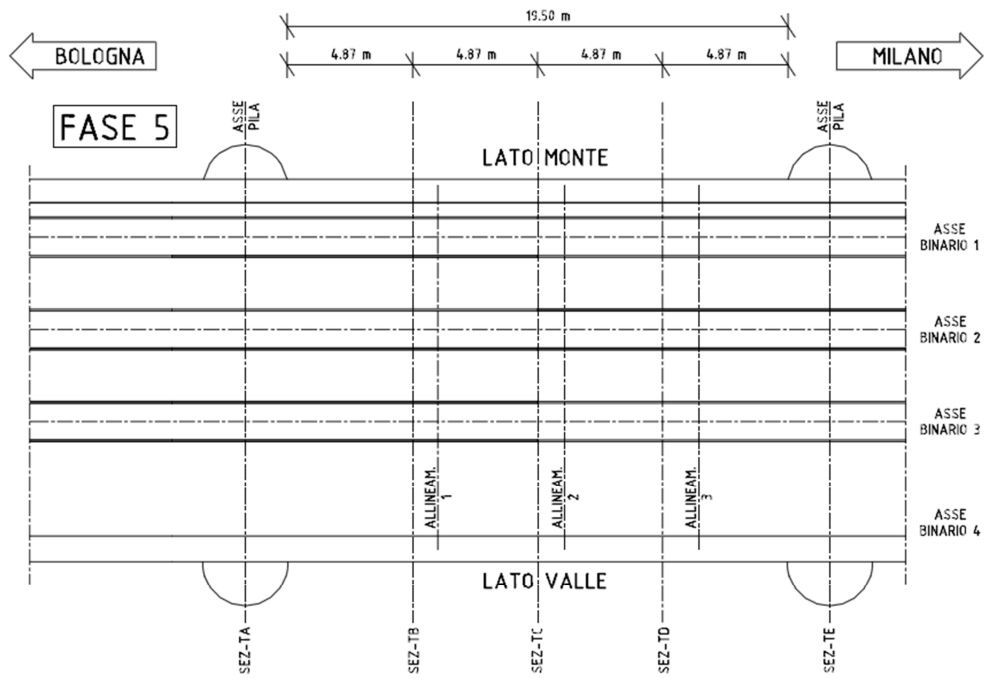


Figura 7.7 – Fase 5

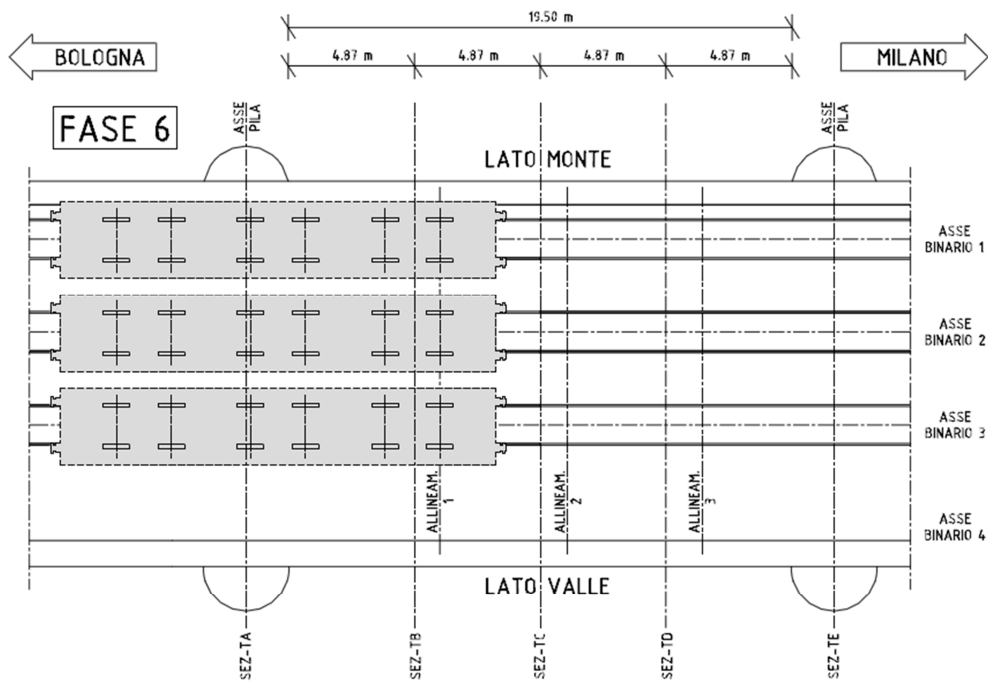


Figura 7.8 – Fase 6

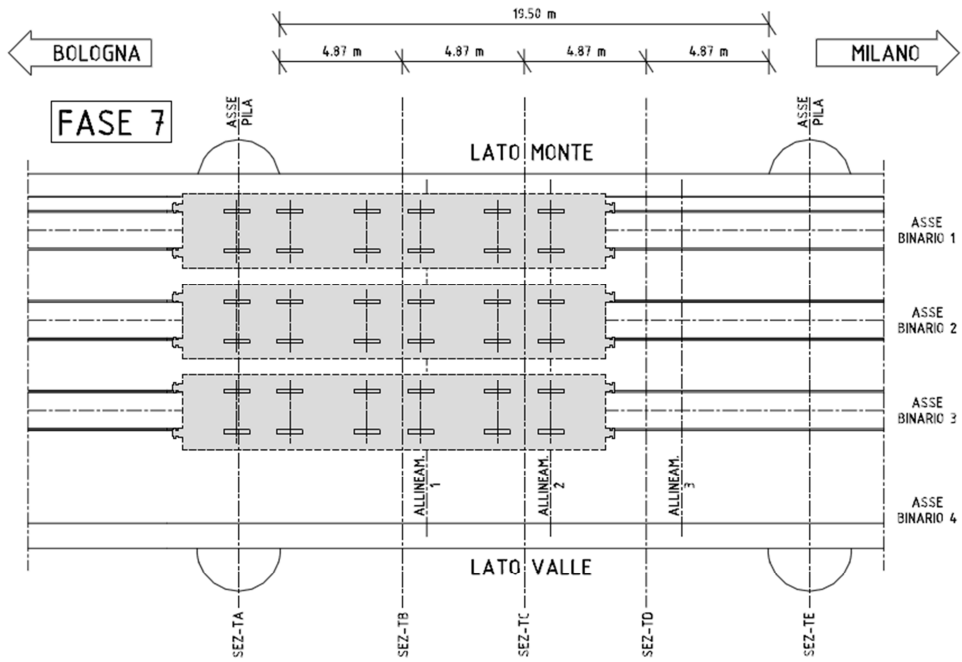


Figura 7.9 – Fase 7

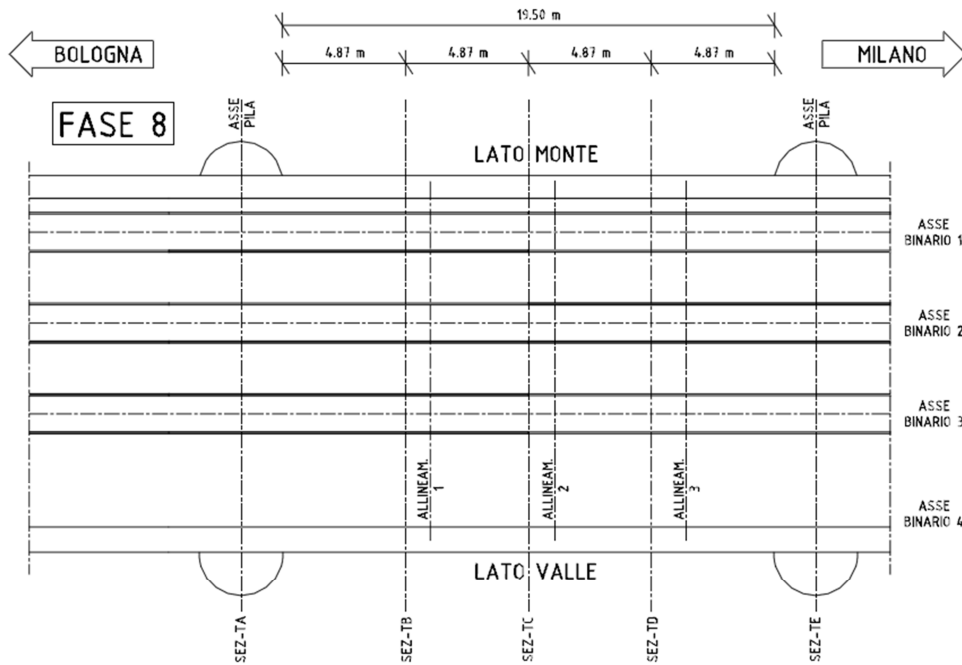


Figura 7.10 – Fase 8

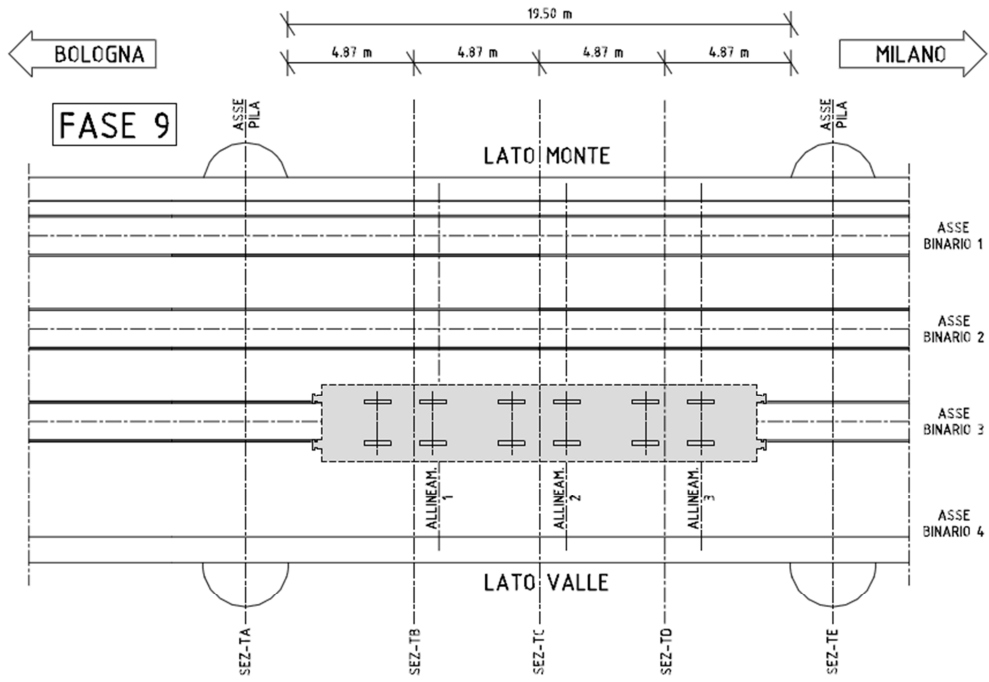


Figura 7.11 – Fase 9

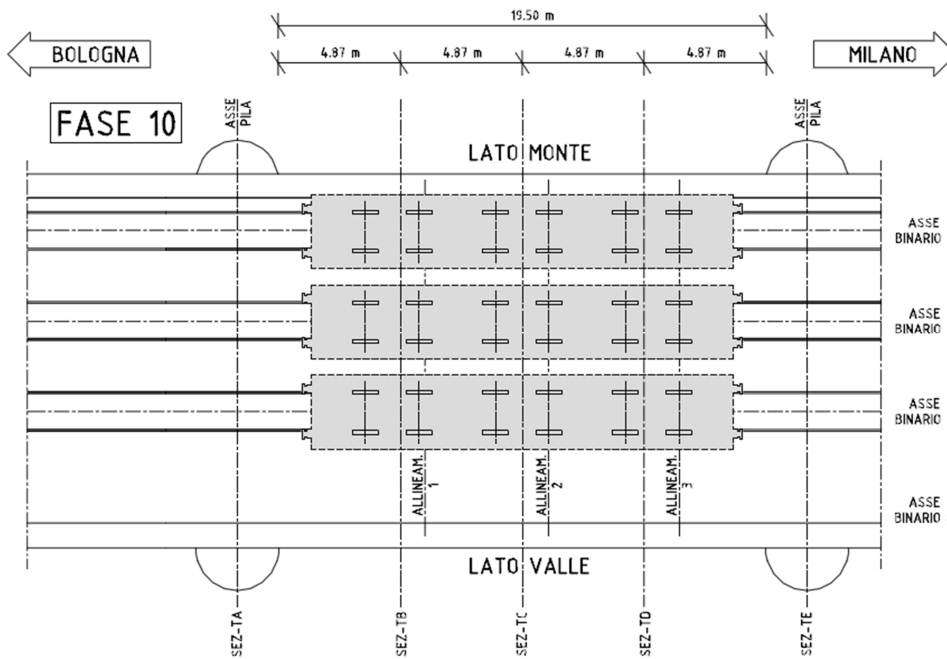


Figura 7.12 – Fase 10

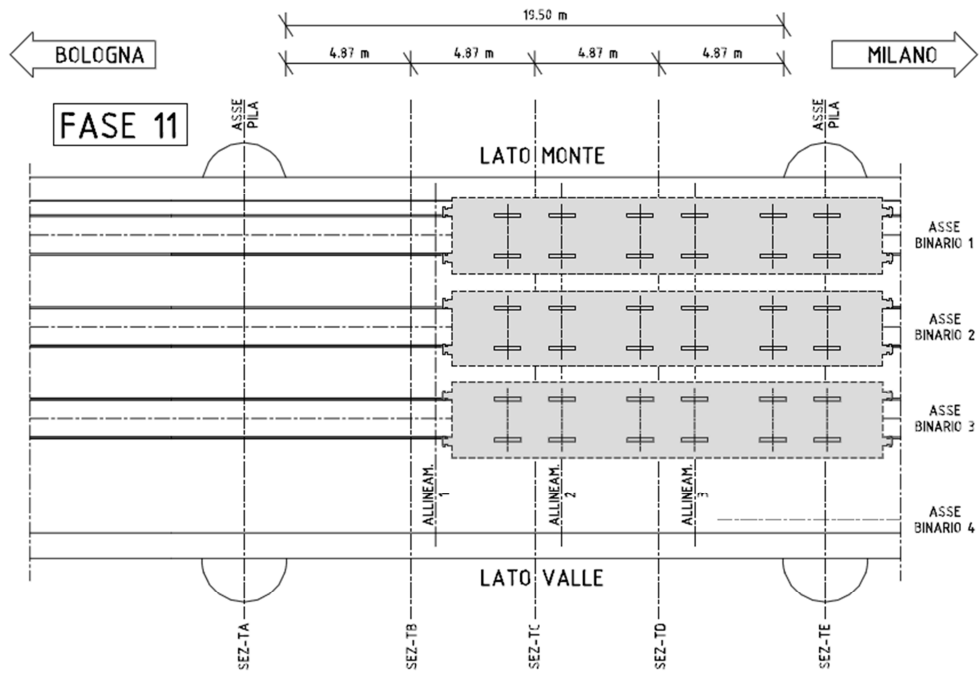


Figura 7.13 – Fase 11

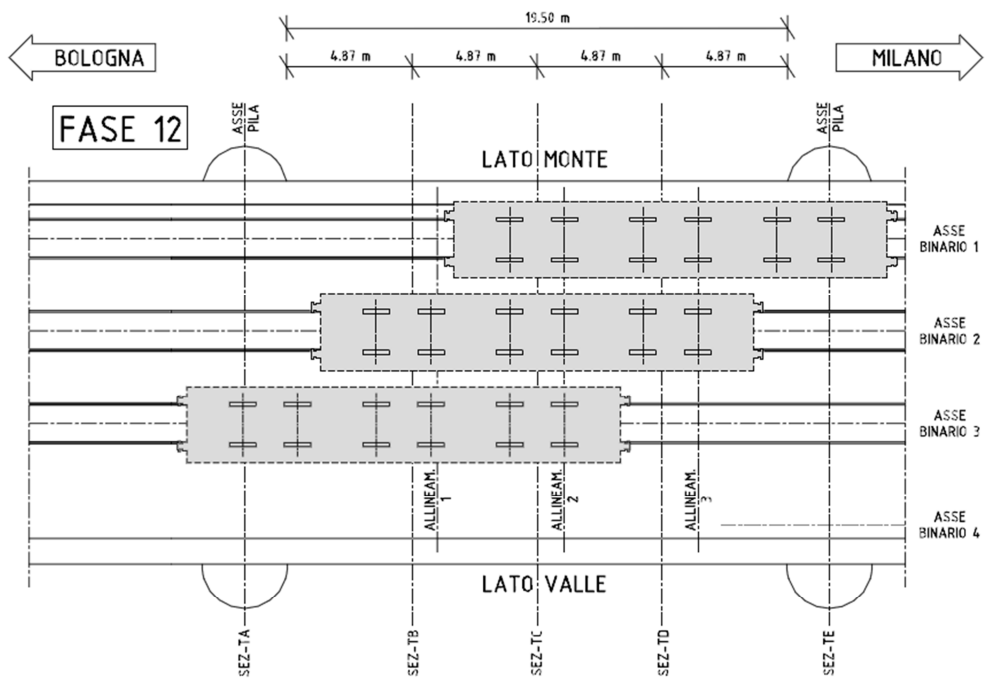


Figura 7.14 – Fase 12

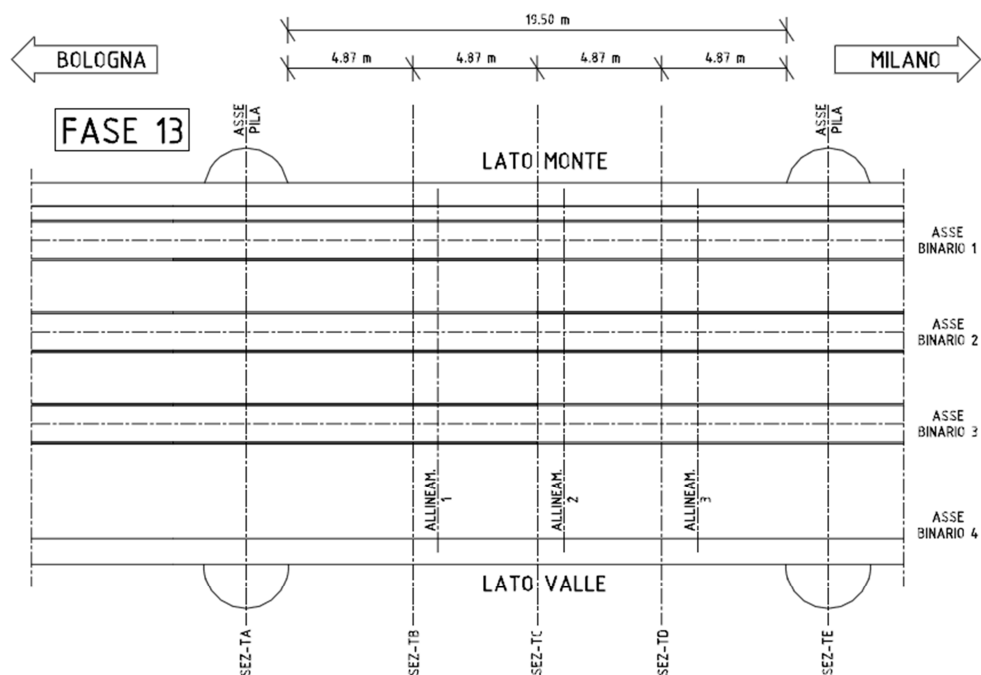


Figura 7.15 – Fase 13

Fase	Spostamento [mm]									
	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	F1	F2
1	0.000	0.000	0.000	-0.000	-0.000	0.000	0.000	-0.000	-0.000	-0.000
2	0.002	0.010	0.081	0.254	0.145	0.790	0.238	-0.064	0.440	0.020
3	0.120	0.122	0.318	0.551	0.589	1.152	0.508	-0.101	0.950	0.100
4	0.412	0.484	1.069	0.744	1.145	1.316	0.689	-0.143	1.126	0.400
5	-0.066	-0.041	-0.033	-0.045	-0.020	-0.005	-0.027	-0.028	-0.050	-0.040
6	0.313	0.084	0.243	0.398	0.273	0.328	0.000	0.037	0.260	0.000
7	0.351	0.349	0.833	0.730	0.889	1.042	0.316	-0.065	0.960	0.130
8	0.000	-0.002	-0.001	-0.001	-0.002	-0.001	0.001	-0.007	0.000	0.000
9	0.214	0.279	0.592	0.173	0.410	0.027	0.050	-0.030	0.260	0.300
10	0.362	0.468	1.080	0.750	1.154	1.313	0.647	-0.148	1.125	0.370
11	0.362	0.468	1.080	0.750	1.154	1.313	0.647	-0.148	1.125	0.370
12	0.341	0.385	0.949	0.584	1.003	1.163	0.598	-0.140	1.110	0.220
13	-0.104	-0.069	-0.039	-0.061	-0.011	-0.018	-0.061	-0.048	-0.050	-0.100

Tabella 7.2 – Abbassamenti verticali della volta C4 e spostamento orizzontale delle pile P3

In Tabella 7.2 sono riportati i valori degli abbassamenti verticali dell'intradosso della campata C4, relativi agli strumenti L1 – L7 e F1 – F2, e lo spostamento orizzontale della pila P3, relativo allo strumento L8, in funzione delle diverse fasi di carico. Si può osservare che ad ogni fase di scarico (fasi 1, 5, 8 e 13) le deformazioni vengono completamente recuperate dalla struttura, testimoniando un comportamento per carichi di esercizio sostanzialmente reversibile.

Gli spostamenti verticali ottenuti durante la prova di carico statico, sono stati sintetizzati nei Grafici 7.1 – 7.6. Essi rappresentano le deformate longitudinali semplificate relative alle diverse fasi di carico, delle due porzioni di campata: ponte vecchio – sezione LB e ponte nuovo – sezione LD, della Figura 7.2.

Si riportano anche i grafici relativi alle deformate della sezione trasversale di mezzeria, sezione TC.

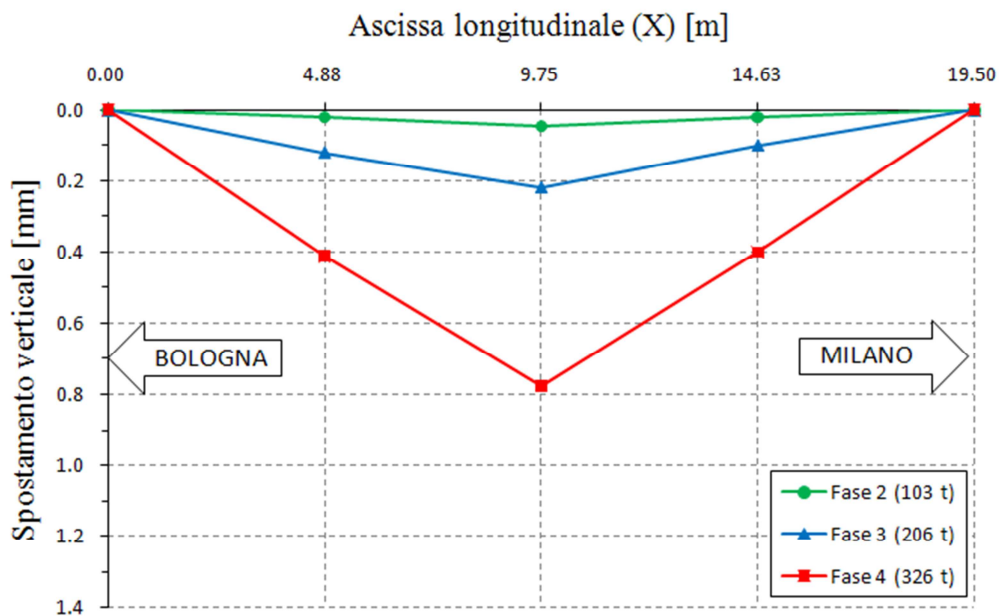


Grafico 7.1 - Deformata statica della sezione LB per le fasi di carico 2, 3 e 4

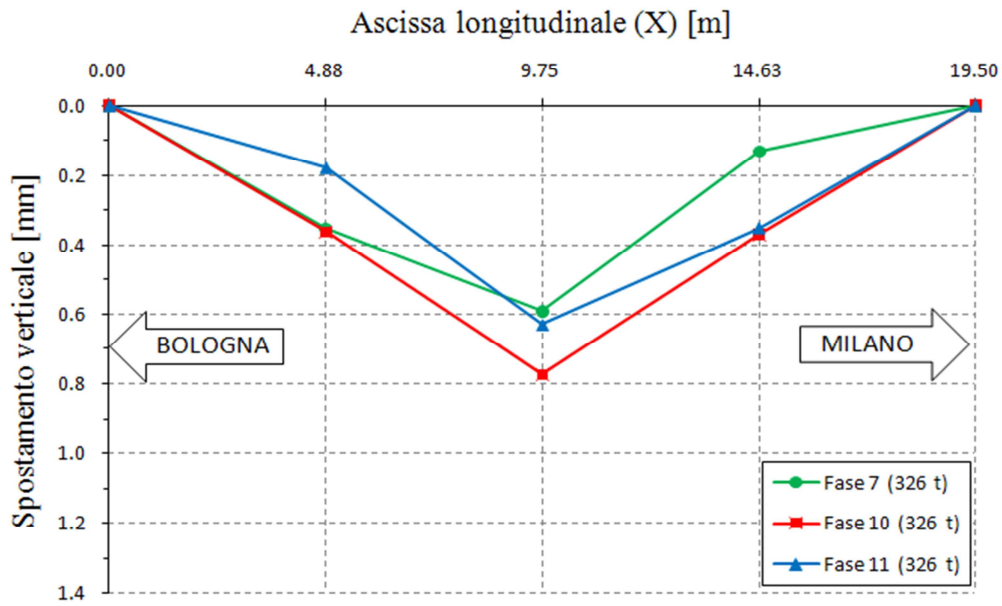


Grafico 7.2 - Deformata statica della sezione LB per le fasi di carico 7, 10 e 11

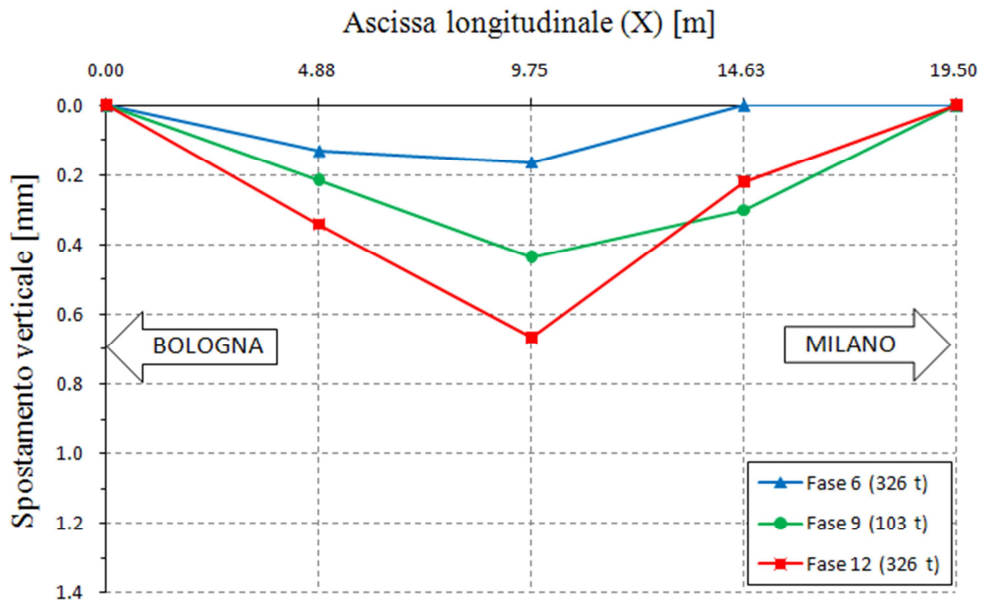


Grafico 7.3 - Deformata statica della sezione LB per le fasi di carico 6, 9 e 12

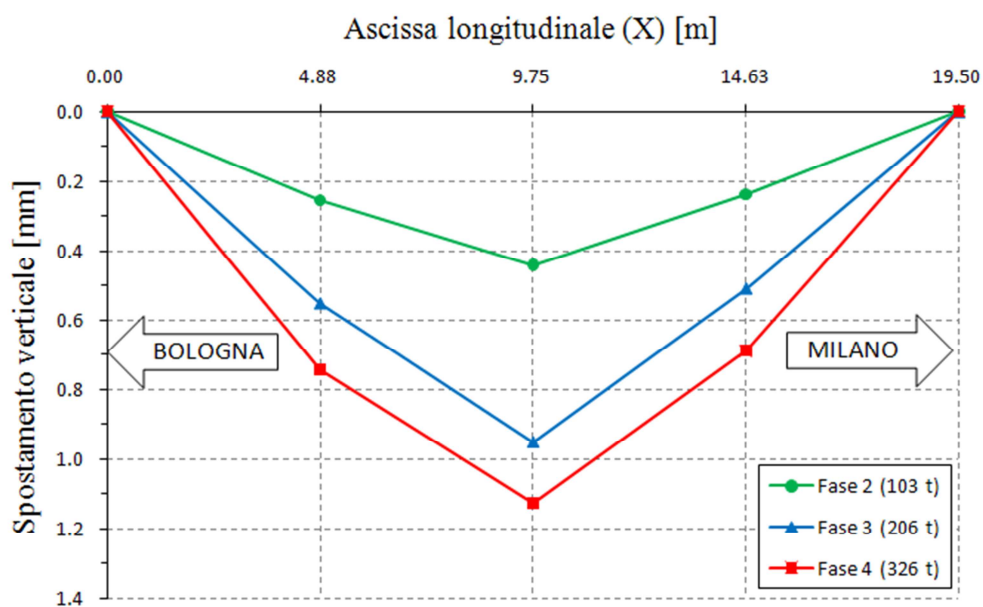


Grafico 7.4 - Deformata statica della sezione LD per le fasi di carico 2, 3 e 4

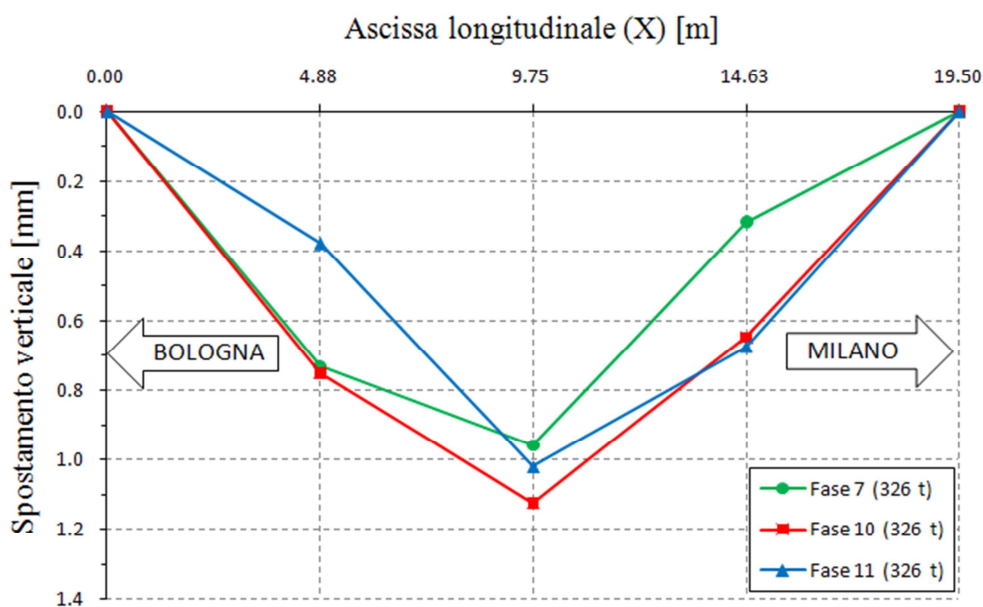


Grafico 7.5 - Deformata statica della Sez. LD per le fasi di carico 7, 10 e 11

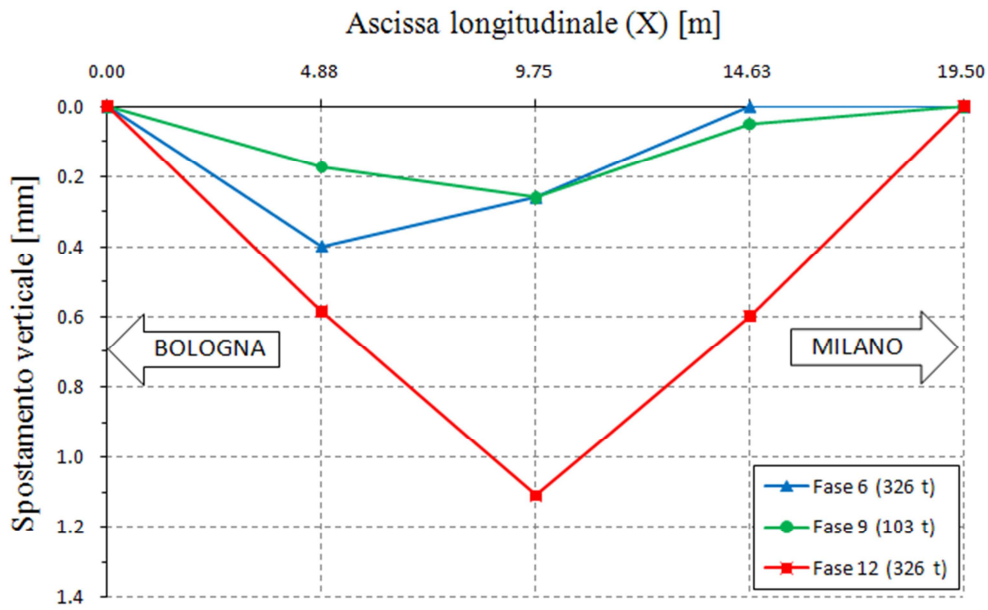


Grafico 7.6 - Deformata statica della sezione LD per le fasi di carico 6, 9 e 12

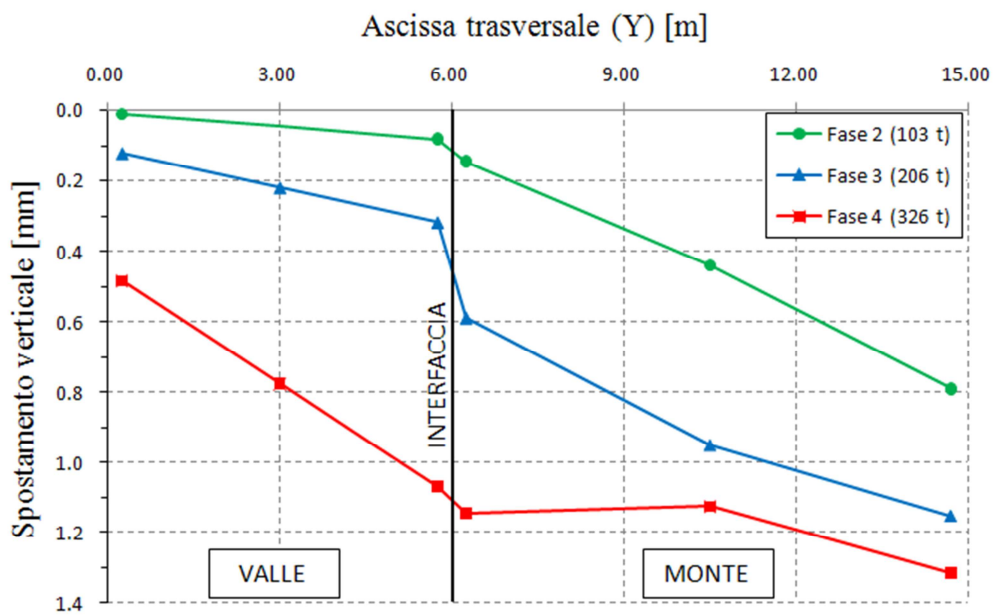


Grafico 7.7 - Deformata statica della sezione TC per le fasi di carico 2, 3 e 4

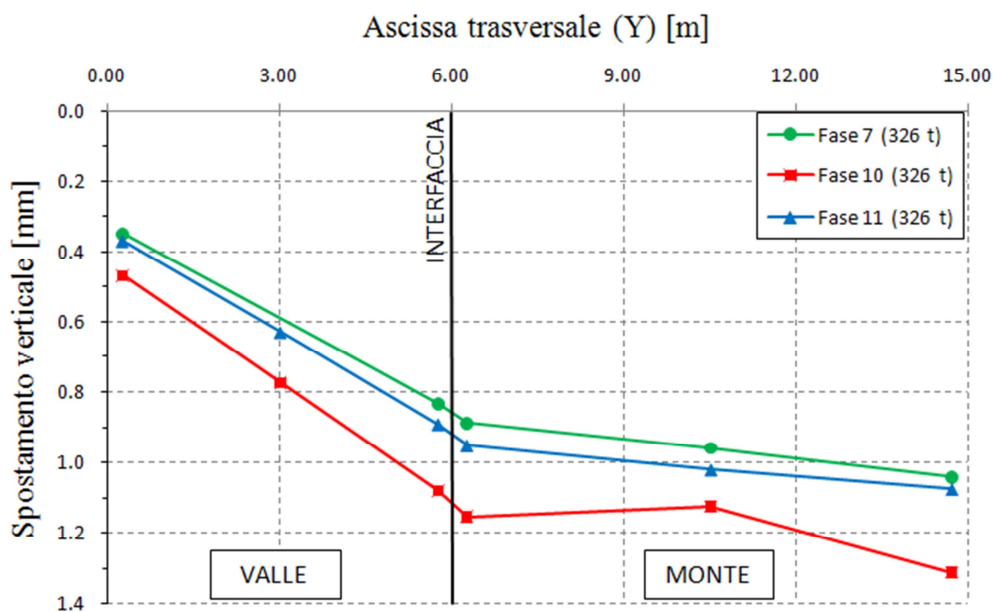


Grafico 7. - Deformata statica della sezione TC per le fasi di carico 7, 10 e 11

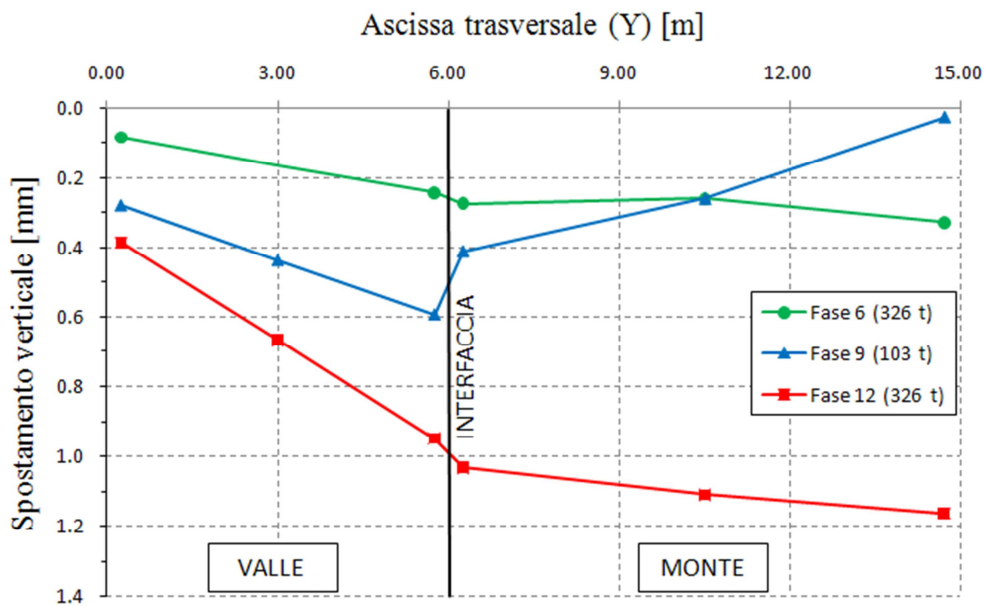


Grafico 7.9 - Deformata statica della sezione TC per le fasi di carico 6, 9 e 12

Dall'analisi del comportamento trasversale della campata in corrispondenza della sezione TC, si osserva che le due porzioni di ponte adiacenti collaborano

tra di loro anche quando non insistono carichi applicati direttamente sul binario comune, binario 3. Ciò suggerisce che il riempimento sovrastante la volta in muratura e le due porzioni di volta stesse, in corrispondenza della sezione di interfaccia, siano in grado di trasmettere sollecitazioni taglienti. Le singole porzioni di volta presentano quindi una sezione trasversale deformata che si mantiene sostanzialmente rettilinea mentre la sezione complessiva assume la forma di una spezzata. Inoltre, in corrispondenza dell'interfaccia si osservano degli scorrimenti verticali tra le due parti della volta che arrivano fino a circa 0.30 mm in corrispondenza delle condizioni più sfavorevoli (vedi Grafico 7.7, fase di carico 3).

CAPITOLO 8

PROVA DINAMICA SUI TIMPANI

I timpani hanno il compito di contenere il riempimento che insiste sulla volta e sui rinfianchi, ovvero di assorbire le spinte orizzontali delle voltine di alleggerimento longitudinali.

In questo capitolo vengono descritte le prove dinamiche eseguite sulla parete in muratura di contenimento del ballast. Nello specifico, la prova è stata eseguita sui timpani della pila P4 del lato di monte del ponte oggetto di prova. L'obiettivo di tale prova è stato quello di valutare la deformazione verticale media del paramento murario di contenimento del ballast e la rotazione fuori dal piano alla sommità dello stesso quando sollecitato dal normale transito ferroviario. Le misure, in particolare, hanno interessato le porzioni di timpano posizionate sul lato di monte delle campate C4 e C5 e lo studio del comportamento deformativo del timpano è stato eseguito al passaggio dei convogli ferroviari, monitorando le due porzioni del timpano.

Le misurazioni sono avvenute nell'unica giornata del 20 Giugno 2011, e sono state acquisite tredici registrazioni, relative ad altrettanti transiti, in modo tale da valutare anche la variabilità delle misurazioni fatte.

8.1 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA PER IL RILIEVO DELLE MISURE

La strumentazione utilizzata per il monitoraggio dei timpani sotto l'azione del traffico ferroviario è consistita in: quattro estensimetri e due trasduttori di spostamento ad omega, per la misurazione della deformazione assiale media dei mattoni e dei giunti di malta, rispettivamente; e due clinometri per il monitoraggio della rotazione fuori dal piano della sommità dei timpani. Gli strumenti sono stati collegati, mediante apparecchiature di amplificazione del segnale, ad un elaboratore elettronico per la gestione e la registrazione dei dati.

Strumento	Sigla Identificativa	Canali di prova	Campata
Estensimetri	E1	0	C5
	E2	1	C5
	E3	2	C4
	E4	3	C4
Trasduttori ad Omega	$\Omega 1$	4	C5
	$\Omega 2$	5	C4
Clinometri	CL1	6	C5
	CL2	7	C4

Tabella 8.1 – Disposizione strumenti e canali nella prova del 20/06/2011

I sensori sono stati installati lungo due allineamenti verticali, riportati nella Figura 8.1 rispettivamente nelle sezioni VA e VB, appartenenti ai timpani delle campate C4 e C5. Per ogni allineamento, sono stati disposti due estensimetri, installati su due mattoni sovrapposti, un trasduttore di spostamento ad omega, posizionato a cavallo del giunto di malta compreso tra i mattoni strumentati con gli estensimetri, ed un clinometro collocato subito al di sotto del cordolo di coronamento del timpano in c.c.a.

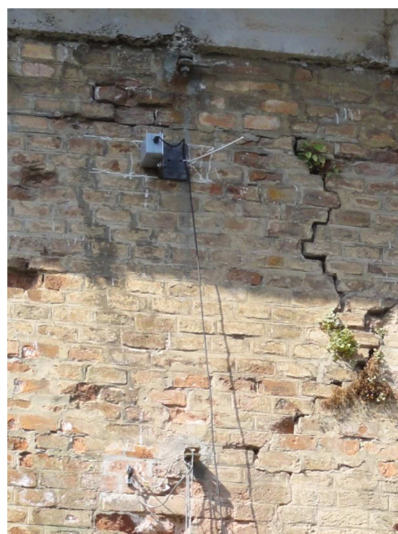
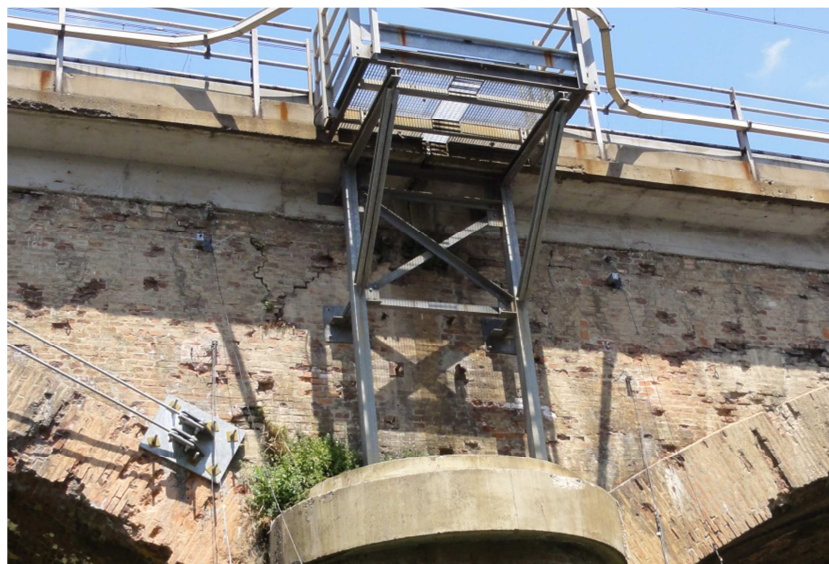
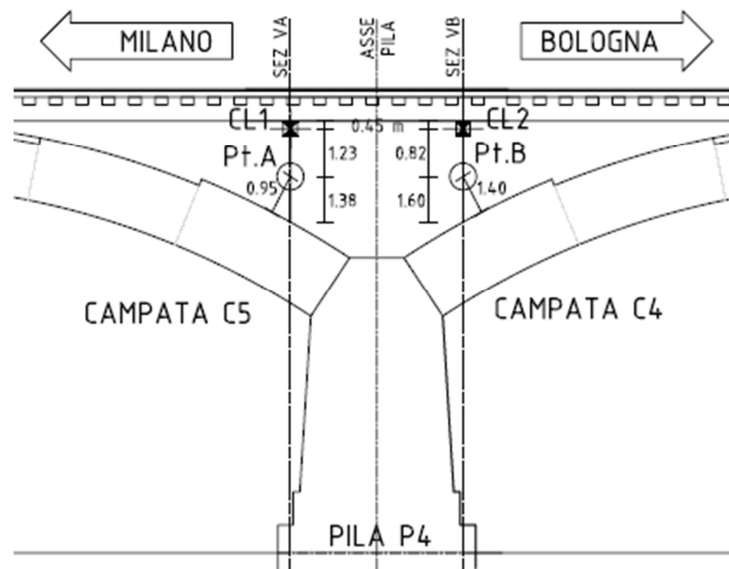


Figura 8.1- Posizione degli strumenti sui due timpani

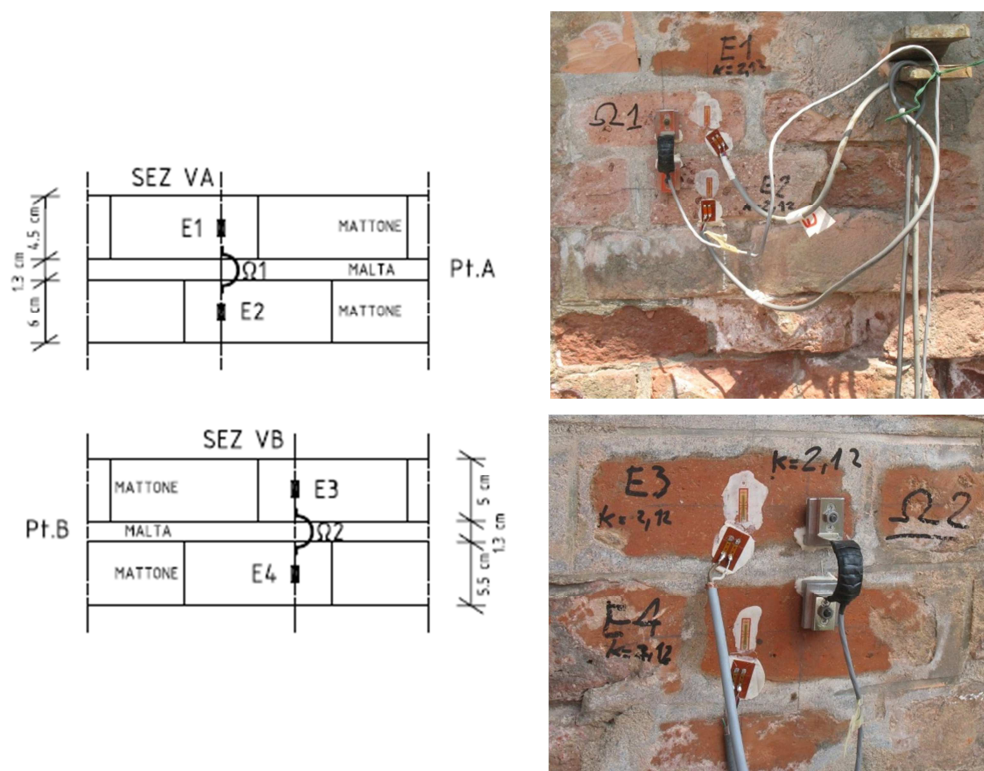


Figura 8.2- Particolari degli estensimetri e dei trasduttori omega sui due timpani

8.2 MISURE EFFETUATE: DEFORMAZIONE VERTICALE MEDIA E ROTAZIONE DEL PARAMENTO MURARIO

Nell'unica giornata di prova sono state acquisite tredici registrazioni relative al transito di convogli ferroviari in corrispondenza del timpano monitorato. A titolo di esempio, si riportano nei Grafici 8.1 e 8.2 gli sviluppi temporali delle deformazioni registrate dai quattro estensimetri durante il transito di un convoglio ferroviario. Poiché molti dei record acquisiti non hanno portato a delle deformazioni rilevanti nei materiali, nel seguito si farà riferimento solo ai risultati riguardanti i valori di deformazione massima all'interno del set di misure registrate.

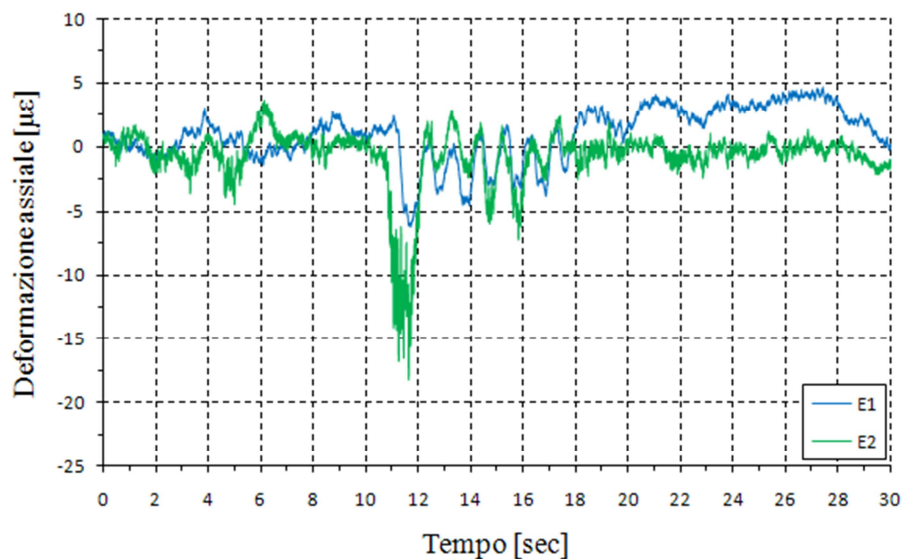


Grafico 8.1 - Andamento temporale della deformazione assiale del mattone misurata attraverso gli estensimetri E1 e E2

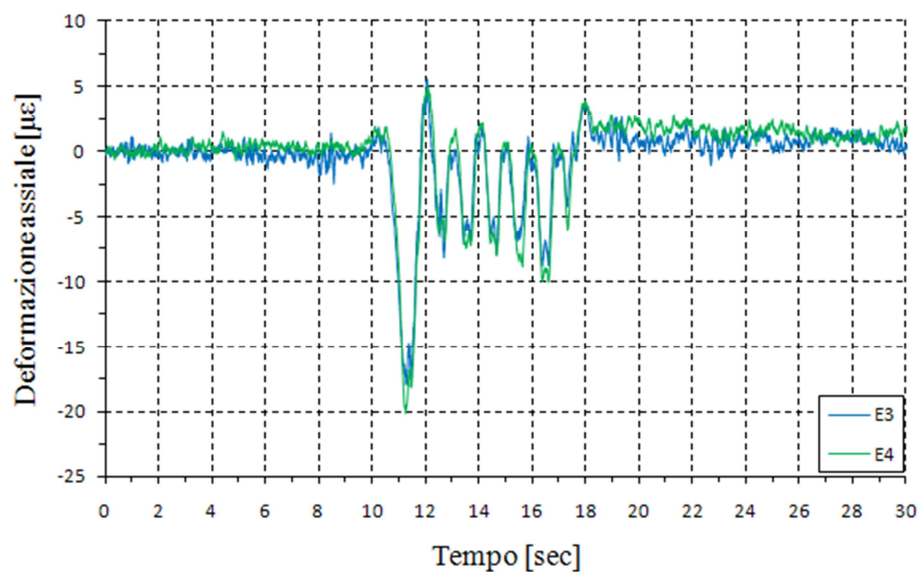


Grafico 8.2 - Andamento temporale della deformazione assiale del mattone misurata attraverso gli estensimetri E3 e E4

La deformazione assiale media dei mattoni durante la sollecitazione indotta dal passaggio dei convogli ferroviari non ha mai superato infatti il valore di circa 20 $\mu\epsilon$. Tale valore di picco è stato ottenuto filtrando i dati acquisiti per eliminare il disturbo indotto dalle vibrazioni ad alta frequenza. Nelle due sezioni monitorate si è osservato un comportamento deformativo analogo. Dai

Grafici 8.1 e 8.2, si osserva inoltre che la massima deformazione si registra al passaggio del locomotore (inizio o fine della registrazione).

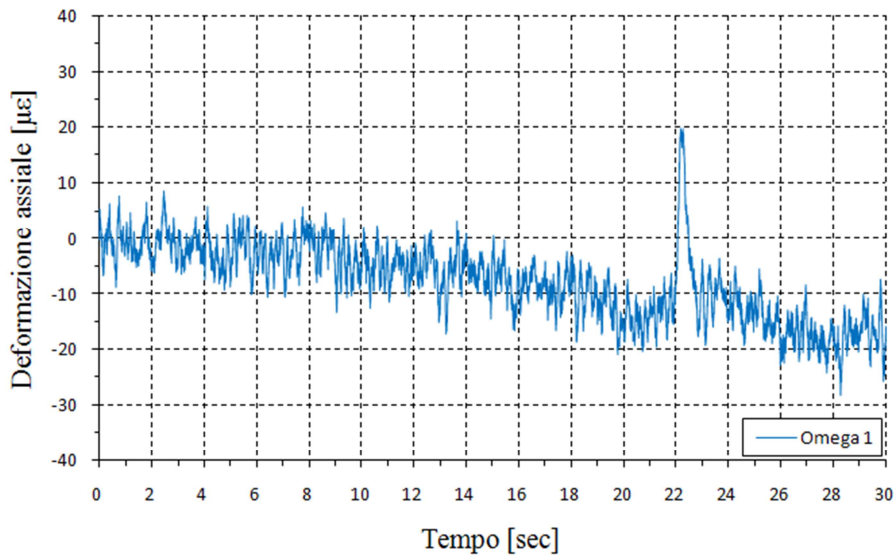


Grafico 8.3 - Andamento temporale della deformazione assiale della malta misurata attraverso il trasduttore Omega 1

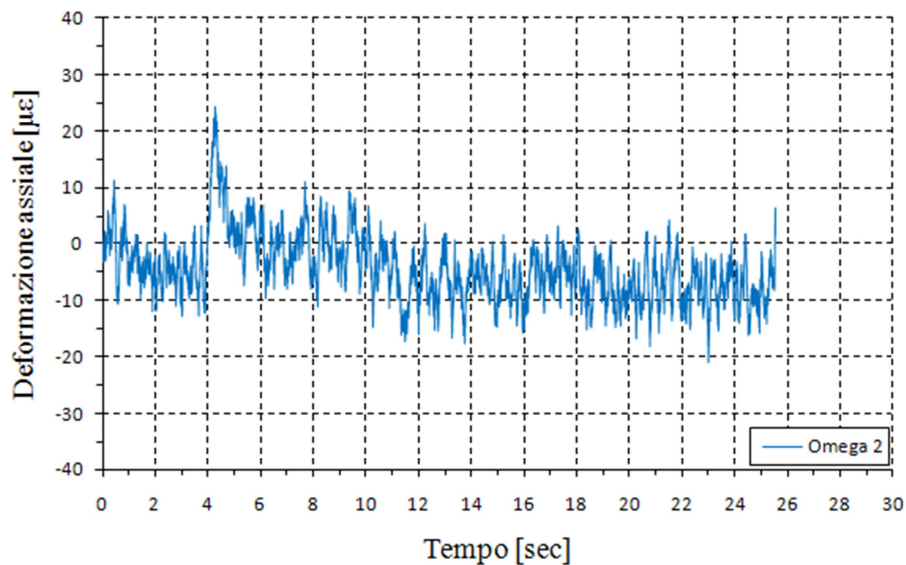


Grafico 8.4 - Andamento temporale della deformazione assiale della malta misurata attraverso il trasduttore Omega 2

I trasduttori di spostamento ad Omega hanno fornito valori di picco di circa 0.0005 mm; essendo la base di misura di 20 mm, allo spostamento citato corrisponde un picco di deformazione assiale media dei giunti di malta pari a

25 $\mu\epsilon$, come si può notare nei Grafici 8.3 e 8.4. Anche in questo caso, le due sezioni monitorate hanno fornito un comportamento analogo.



Figura 8.3- Transito di un convoglio ferroviario sul binario più a monte

A partire dai valori di deformazione, è stato possibile stimare il corrispondente livello tensionale indotto sul paramento esterno del timpano dal passaggio dei convogli ferroviari, ipotizzando un comportamento elastico lineare dei materiali. A questo scopo è stato necessario valutare il modulo elastico degli stessi: per i mattoni sono state effettuate due prove di compressione su provini cubici estratti da mattoni prelevati dall'arco delle stesse campate. Si è ottenuto un valore medio del modulo elastico $E_b=8000$ MPa. Sebbene la prova su provini cubici per la stima del modulo non sia formalmente corretta, si ritiene che tale valore sia sufficientemente affidabile. Per la malta, non essendo possibile effettuare prove di modulo, è stata adottata una formula predittiva di letteratura basata sulla conoscenza della resistenza a compressione, secondo l'espressione:

$$E_m = 900 \cdot f_{cm} \quad (8.1)$$

dalla quale si ottiene un valore di circa 20000 MPa.

Moltiplicando le deformazioni per i corrispondenti moduli elastici, si ottengono i seguenti valori di tensione normale media:

$$\sigma_{mat} = E_{mat} \varepsilon_{mat} = 0.16 \text{MPa} \quad (8.2)$$

$$\sigma_{malta} = E_{malta} \varepsilon_{malta} = 0.50 \text{MPa} \quad (8.3)$$

Tenuto conto che la deformazione della malta è stata dedotta da una misurazione di 0.0005 mm, quantità estremamente piccola, si ritiene più affidabile la misura ottenuta sui mattoni. Per tale ragione e tenendo conto delle numerose approssimazioni e semplificazioni introdotte per giungere al livello tensionale dei materiali, si ritiene che l'estradosso del paramento murario del timpano, nella posizione misurata, sia soggetto ad un incremento del regime tensionale di 0.2-0.3 MPa, in corrispondenza del passaggio dei convogli ferroviari.

La misurazione dell'inclinazione dei timpani fuori dal loro piano medio non ha prodotto valori apprezzabili. Le misure relative alle sezioni VA e VB non hanno mostrato apprezzabili variazioni di misura tra prima, durante e dopo il transito dei convogli ferroviari.

RISULTATI OTTENUTI

In questo elaborato di tesi, è stata eseguita un'indagine sperimentale sul comportamento meccanico e strutturale di un ponte ad arco in muratura. In particolare si è fatto riferimento al caso del ponte "storico" di attraversamento del fiume Reno sito in Bologna, al Km 3+717.52, facente parte la linea storica Bologna-Piacenza-Milano e costituito da quindici campate ad arco.

In questo lavoro si sono descritti i risultati ottenuti attraverso una ricca campagna di prove, realizzate nel periodo tra Aprile e Giugno 2011, sulle prime dieci campate del ponte, lato Bologna, costruite in muratura. Le informazioni acquisite dalle prove dinamiche e statiche eseguite sul ponte, sono state poi completate con i risultati ottenuti attraverso le indagini di caratterizzazione dei materiali costituenti la muratura e svolte presso il Laboratorio di Ingegneria Strutturale e Geotecnica LISG dell'Università di Bologna. Tali prove si sono rese necessarie a seguito del generale riassetto e potenziamento delle linee presenti nello snodo Bolognese, associato anche all'attivazione delle tratte ad Alta Velocità/Alta Capacità che le Ferrovie dello Stato hanno in previsione di destinare su uno dei binari presenti sull'impalcato del ponte, oggi a servizio della linea storica.

La valutazione del comportamento in esercizio del ponte è stata eseguita analizzando le registrazioni acquisite inizialmente mediante prove dinamiche speditive effettuate sulle dieci campate in muratura e completate attraverso prova dinamica completa su di una sola campata allo scopo di individuare i parametri modali della struttura, e successivamente, attraverso la prova di carico statico eseguita anch'essa su di un'unica campata e volta all'individuazione del comportamento tenso-deformativo del ponte.

Le prove dinamiche speditive hanno previsto il posizionamento di tre accelerometri lungo un allineamento coincidente con la mezzeria di ogni campata investigata e registrando il transito dei convogli ferroviari sul ponte oggetto di studio e sui viadotti adiacenti ad esso. Si è proceduto, tramite metodo grafico di ricerca del picco, all'identificazione della frequenza fondamentale individuando, per ogni record acquisito, il picco più significativo compreso nel range di frequenze di interesse, ossia nell'intervallo 7 – 15 Hz. Nella seguente tabella si riportano le frequenze fondamentali ottenute. Tali valori sono stati determinati, per ogni campata investigata, compiendo la media delle frequenze fondamentali ottenute dalle varie registrazioni. Si è anche fatta la distinzione tra ponte “vecchio”, corrispondente all'impalcato originario, e ponte “nuovo”, relativo alla parte di impalcato costruito in seguito.

PRIMA FREQUENZA FLESSIONALE		
Campata	Ponte nuovo	Ponte vecchio
C1	9.21	9.01
C2	9.32	9.29
C3	9.68	8.85
C4	9.25	8.98
C5	9.73	9.27
C6	10.06	9.51
C7	10.34	9.73
C8	10.69	10.08
C9	10.97	10.56
C10	11.66	-

Dai risultati conseguiti, si osserva una discreta omogeneità del comportamento dinamico delle dieci campate in muratura, che varia tra 8.85 Hz, relativa alla campata C3 che risulta la più deformabile, e 10.97 Hz, relativa alla campata C9 che invece risulta quella più rigida.

Con la prova dinamica completa si è voluto approfondire il comportamento dinamico di una campata “tipo”. L'obiettivo di tale prova è stato quindi quello

di determinare in maniera più estesa le frequenze proprie relative alla campata investigata, ed approssimativamente sono risultate essere in linea con quelle ottenute attraverso le prove dinamiche speditive, ed i corrispondenti fattori di smorzamento e le componenti modali dei relativi modi di vibrare. Dai risultati conseguiti, è stato possibile ottenere una rappresentazione grafica semplificata delle deformate modali relative ai primi modi. Nello specifico, per molti record analizzati, il primo modo ottenuto è risultato essere prevalentemente flessionale verticale e variabile tra gli 8.90 Hz e 9.40 Hz, in cui la parte “vecchia” del ponte, ossia quella di monte, ha prodotto delle accelerazioni maggiori rispetto alla parte più “nuova”. Si sono ottenuti anche altri modi flessionali, in cui le accelerazioni maggiori si sono riscontrate nell’impalcato di valle, ma comunque, per entrambe le forme modali, i due impalcati sono risultati essere sempre in oscillazione di fase. Oltre alle forme modali di tipo flessionale appena descritte, si sono trovate anche forme di tipo torsionale, in generale intorno a 11 Hz, e delle forme flessionali superiori, circa 13.20 Hz, con lunghezza d’onda di circa la metà della lunghezza della luce della campata.

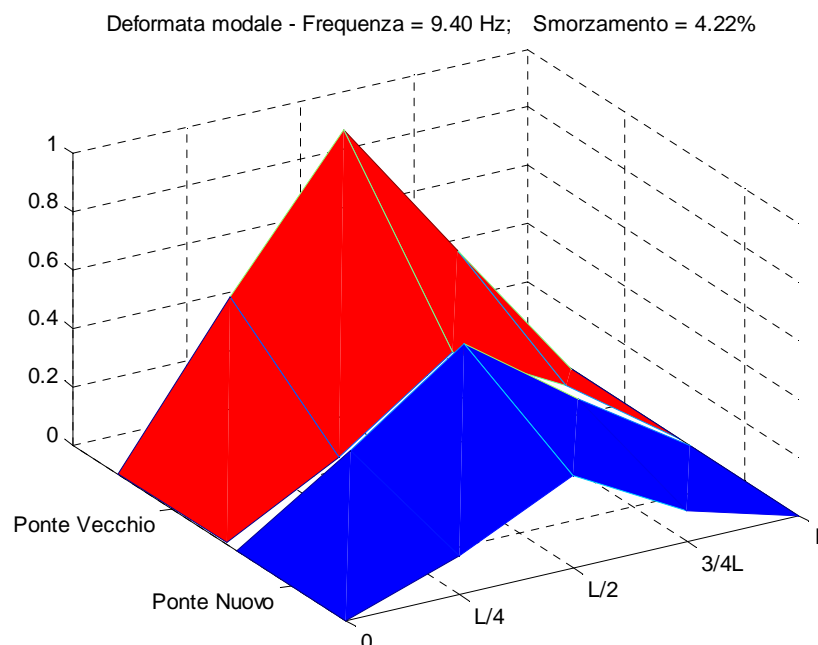


Figura 1 – Primo modo flessionale verticale

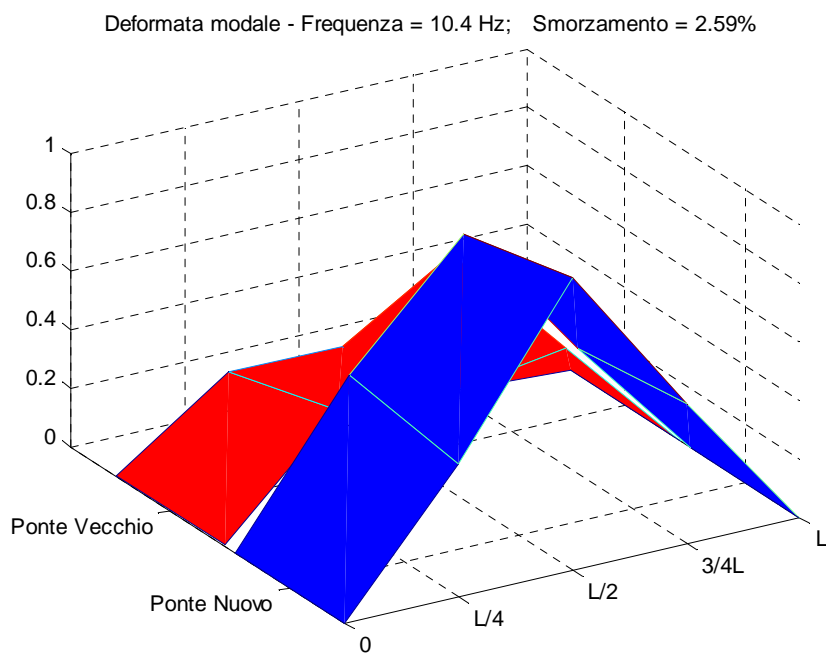


Figura 2 – Secondo modo flessionale verticale

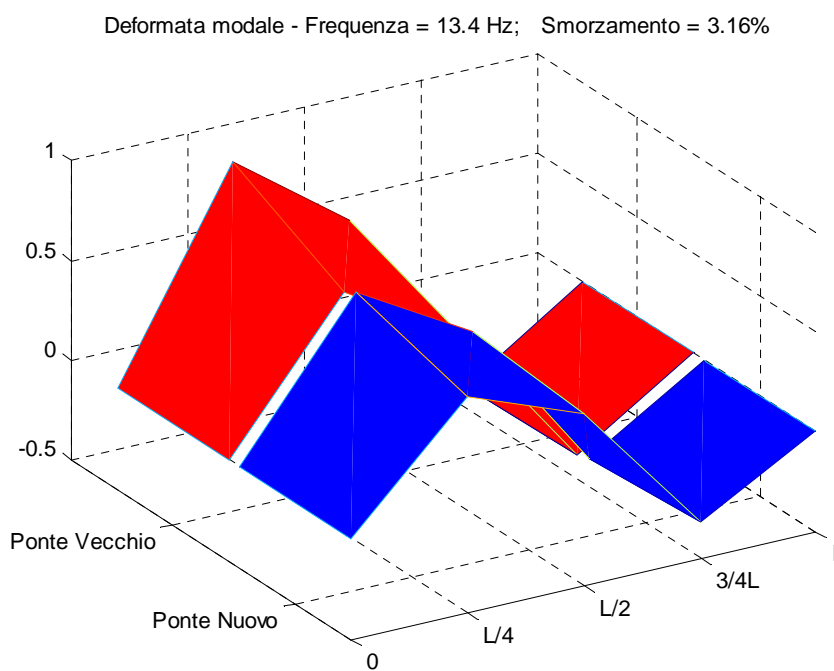


Figura 3 – Modo flessionale superiore

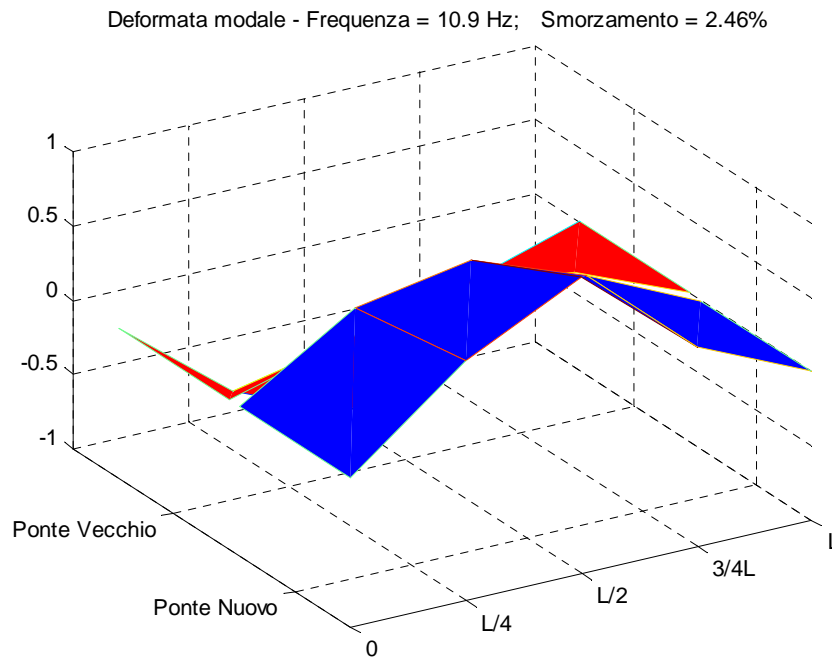


Figura 4 – Modo torsionale

Con la prova di carico statico si sono ottenuti i valori di abbassamento verticale relativi all'intradosso di una campata. Con tali valori è stato possibile rappresentare le deformate longitudinali relative alle diverse fasi di carico per le due porzioni di campata.

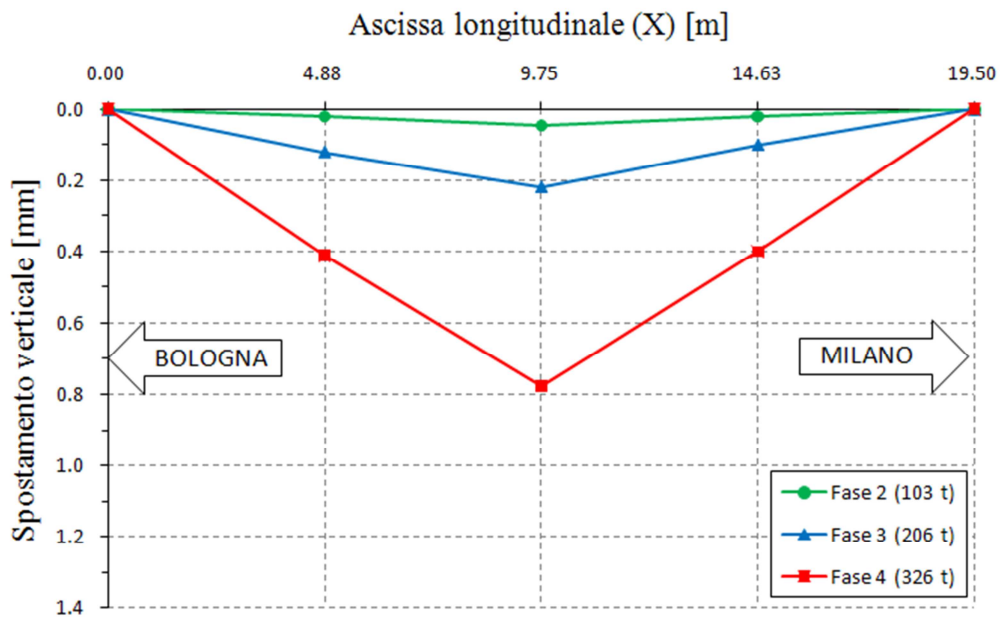


Figura 5 - Deformata statica della sezione LB per le fasi di carico 2, 3 e 4

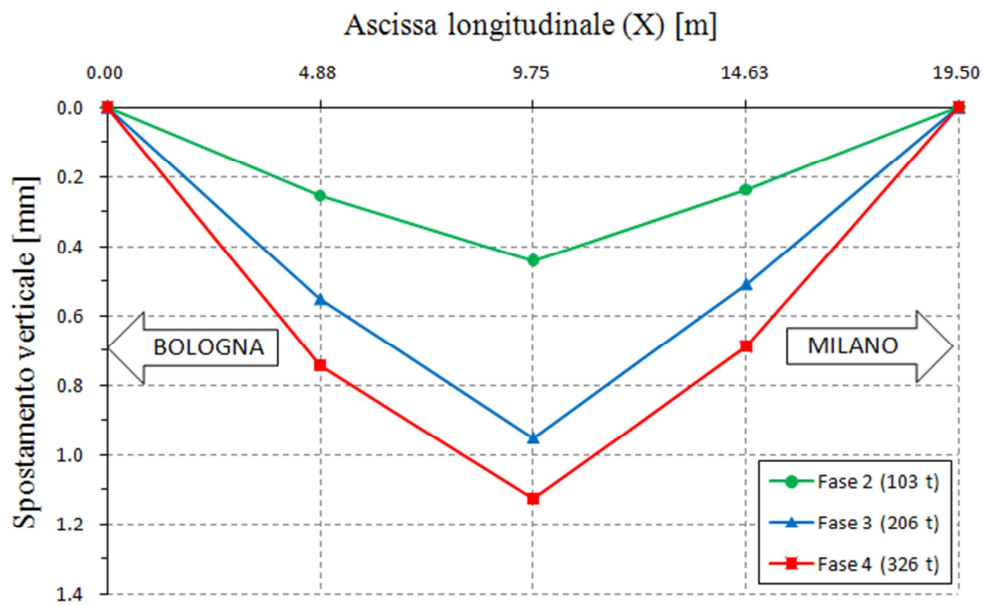


Figura 6 - Deformata statica della sezione LD per le fasi di carico 2, 3 e 4

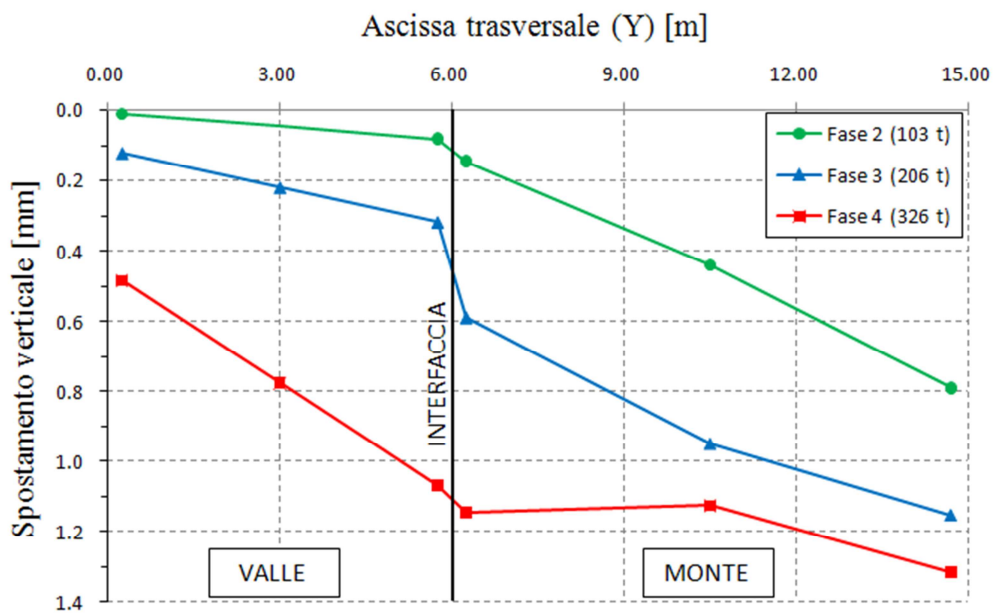


Figura 7 - Deformata statica della sezione TC per le fasi di carico 2, 3 e 4

Nelle Figure 5 e 6, si riportano i grafici delle deformate statiche relative alle sezioni longitudinali LD e LB, rispettivamente della mezzeria dell'impalcato di monte e della mezzeria dell'impalcato di valle. Si osserva un comportamento deformativo maggiore dell'impalcato di monte, freccia

massima misurata 0.8 mm, rispetto all'impalcato di valle, freccia massima misurata 1.16 mm. In Figura 7 si è riportato anche il grafico della deformata statica relativo alla sezione trasversale della mezzeria, sezione TC. Da questo si nota che le due porzioni di ponte adiacenti, che ad un primo esame visivo sembrerebbero essere prive di collegamento trasversale, collaborano tra loro anche quando non insistono carichi applicati direttamente sul binario comune ad entrambi. Questo suggerisce che il riempimento sovrastante la volta in muratura e le due porzioni di volta stesse, in corrispondenza della sezione di interfaccia, siano in grado di trasmettere sollecitazioni taglianti. Le singole porzioni di volta presentano quindi una sezione trasversale deformata che si mantiene sostanzialmente rettilinea mentre la sezione complessiva assume la forma di una spezzata. Inoltre, in corrispondenza dell'interfaccia si osservano degli scorrimenti verticali tra le due parti della volta che arrivano fino a circa 0.30 mm in corrispondenza delle condizioni più sfavorevoli come si vede nella Figura 7.

Per quanto riguarda le prove dinamiche eseguite sui timpani, molti dei record acquisiti non hanno portato a delle deformazioni apprezzabili nei materiali. La deformazione assiale media nei mattoni durante la sollecitazione dinamica non ha mai superato infatti il valore di 20 $\mu\epsilon$ circa. Nelle due sezioni monitorate si è osservato un comportamento deformativo analogo. Per quanto riguarda il giunto di malta, i trasduttori di spostamento ad Omega hanno fornito valori di picco di circa 0.0005 mm ed essendo la base di misura di 20 mm, allo spostamento sopracitato corrisponde un picco di deformazione assiale media pari a 25 $\mu\epsilon$. Per entrambi i materiali, mattone e giunto di malta, le due sezioni monitorate hanno avuto un comportamento analogo.

A partire dai valori di deformazione misurati mediante tali prove, ed ipotizzando un comportamento elastico-lineare dei materiali, si sono stimati i livelli tensionali indotti dal passaggio dei convogli ferroviari sul paramento esterno del timpano. Si sono a questo scopo valutati i moduli elastici dei materiali: per i mattoni si è stimato, attraverso delle prove di compressione su provini cubici estratti da mattoni prelevati dalle volte, un modulo elastico di $E_b=8000 MPa$, mentre per la malta, non essendo possibile effettuare prove di

modulo, è stata utilizzata una forma predittiva di letteratura basata sulla conoscenza della resistenza a compressione, dalla quale si è ottenuto un valore di circa $E_m = 20000 \text{ MPa}$. I valori di tensione normale media ottenuti sono:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{brick} = 0.16 \text{ MPa} \\ \sigma_{malta} = 0.50 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

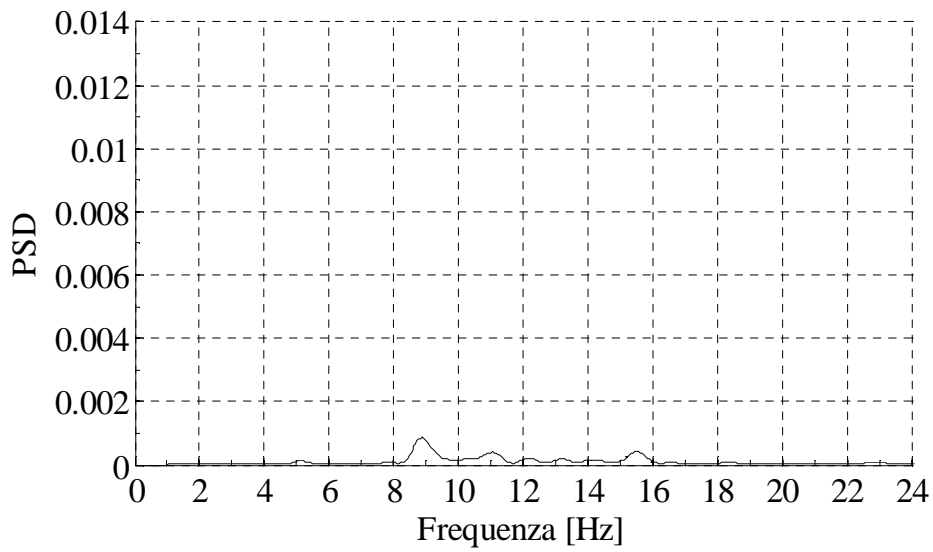
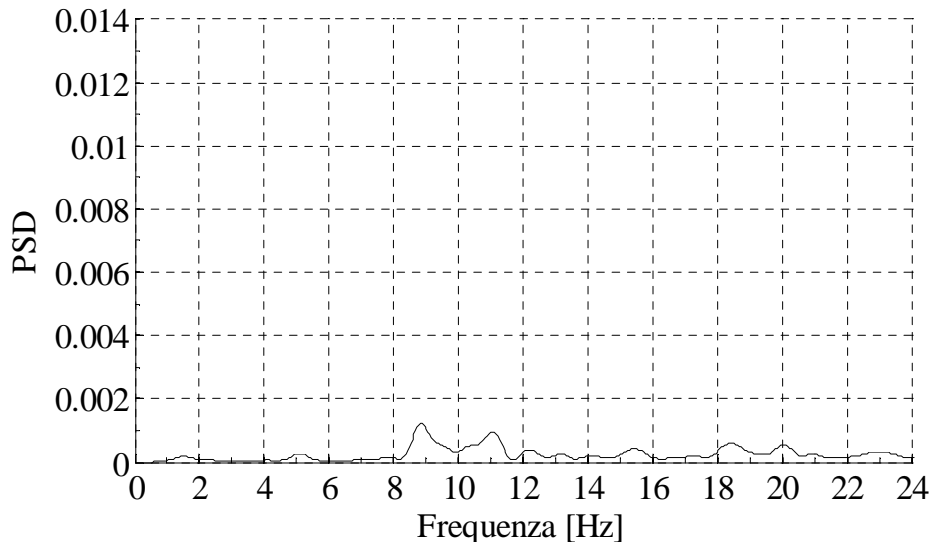
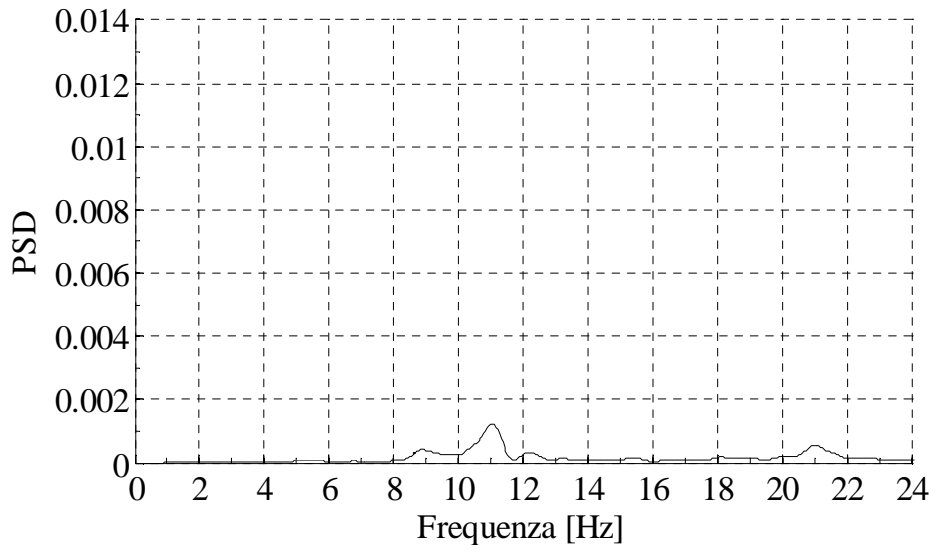
Poiché la deformazione della malta è stata dedotta da una misurazione di 0.0005 mm, quantità estremamente piccola, si ritiene più affidabile la misura ottenuta sui mattoni. Per tale ragione e tenendo conto delle numerose approssimazioni e semplificazioni introdotte, si ritiene che l'estradosso del paramento murario del timpano, nella posizione misurata, sia soggetto ad un incremento del regime tensionale di 0.2-0.3 MPa, in corrispondenza del passaggio dei convogli ferroviari.

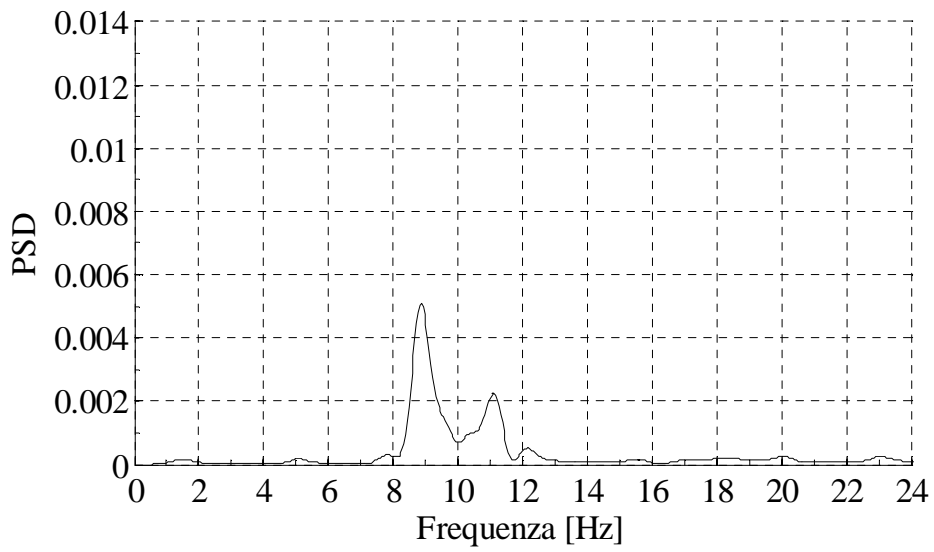
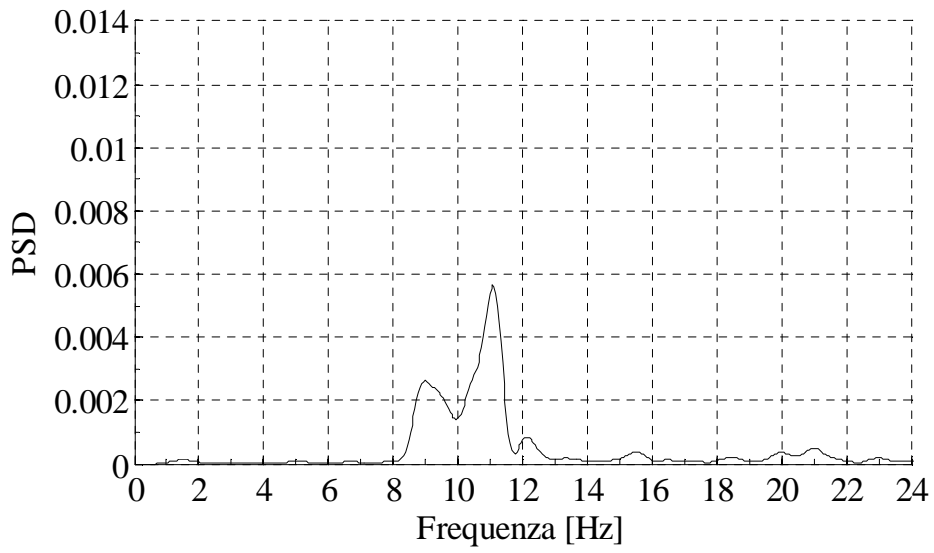
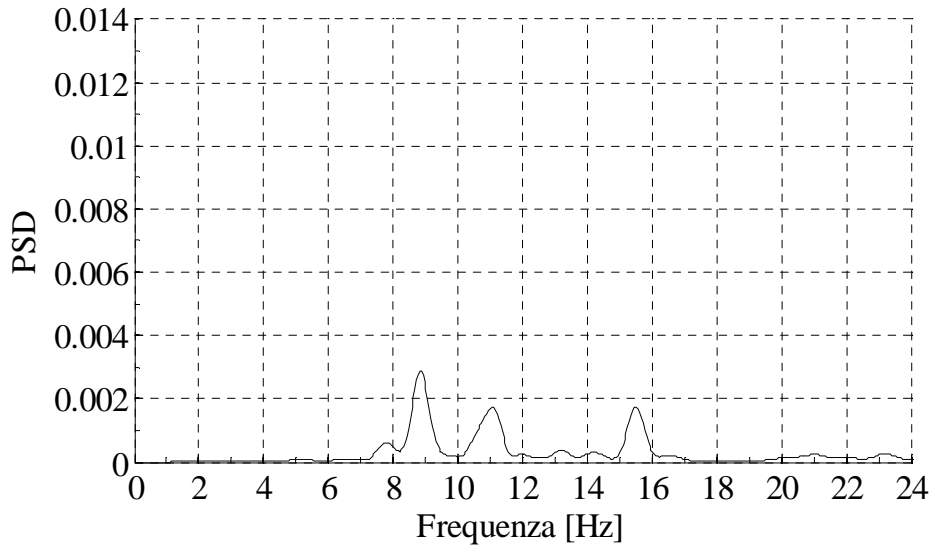
APPENDICE A

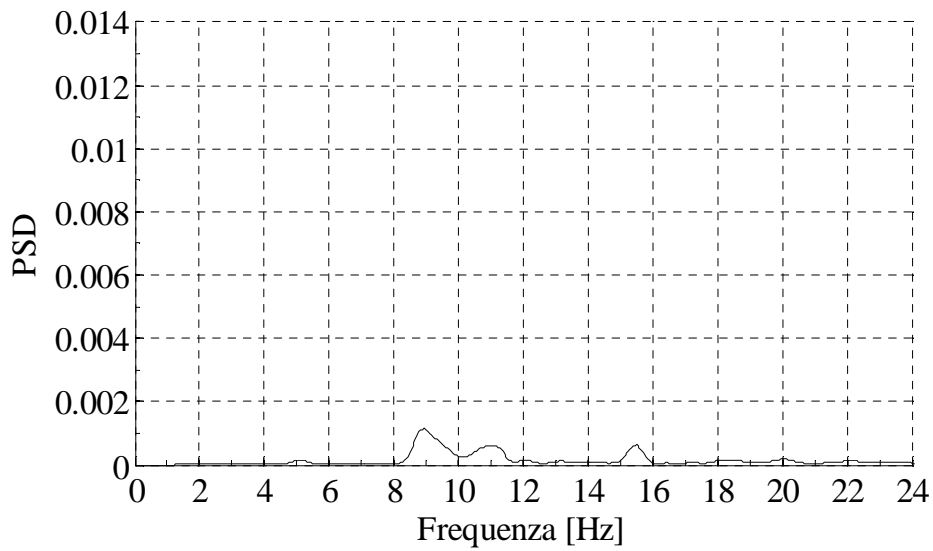
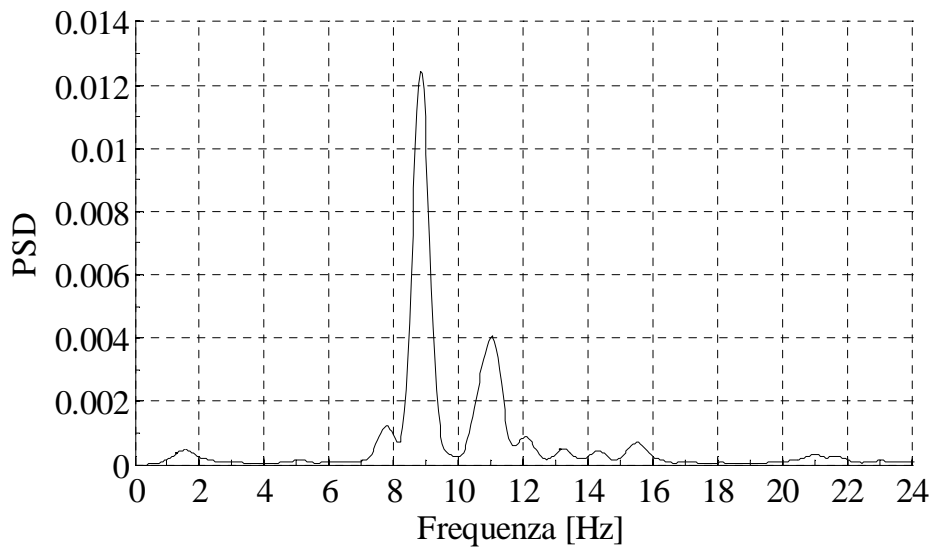
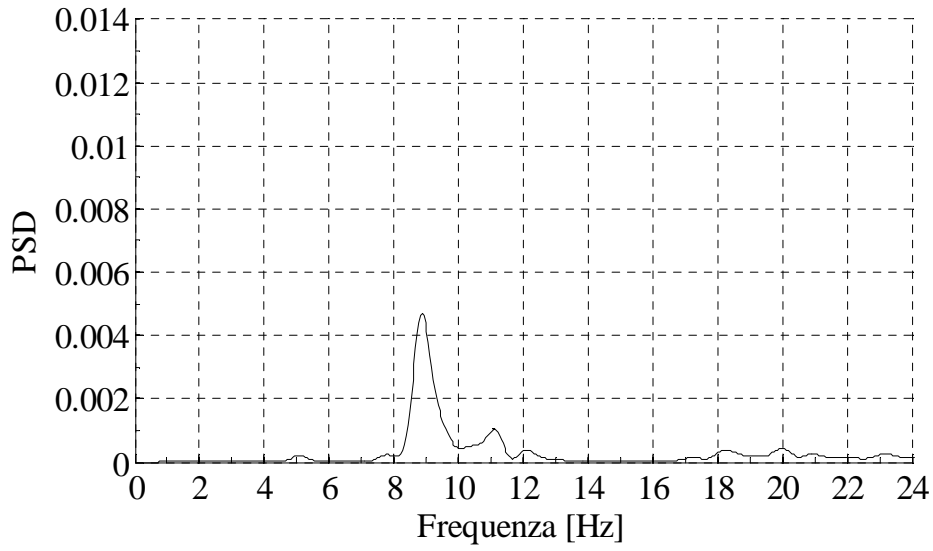
Si riportano nel seguito i grafici degli spettri di potenza degli accelerogrammi relativi ai record della prova dinamica completa eseguita il 31 Maggio 2011 e i corrispondenti grafici delle forme modali individuate. Si riportano, per completezza, le finestre temporali in cui è stata eseguita l'identificazione dinamica

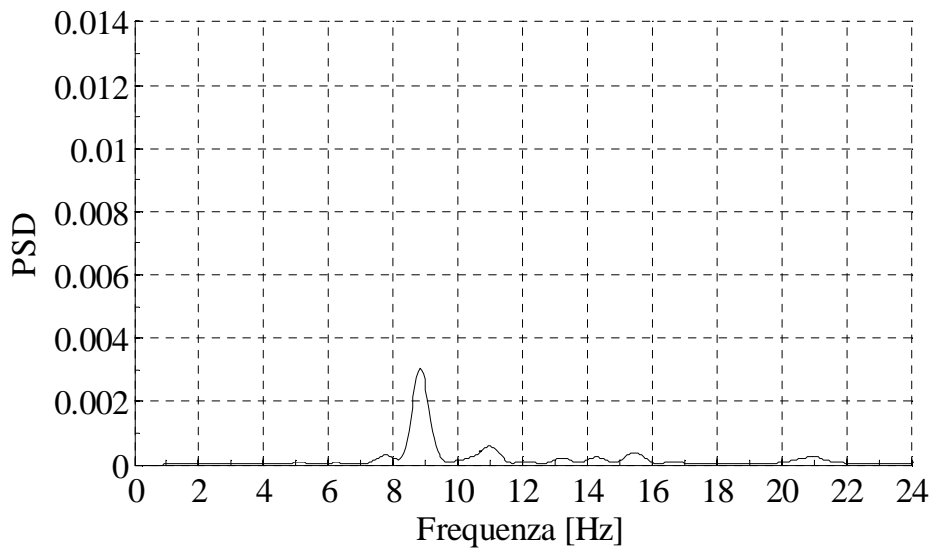
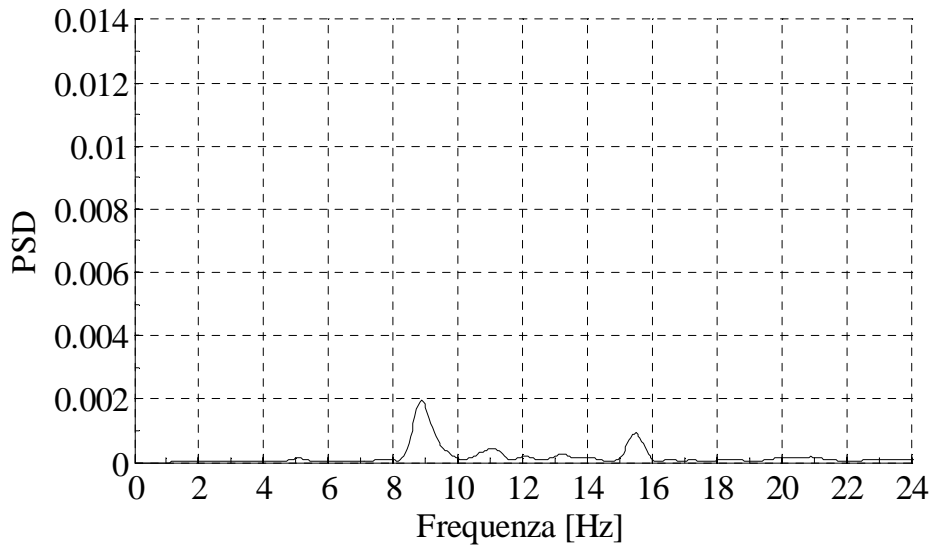
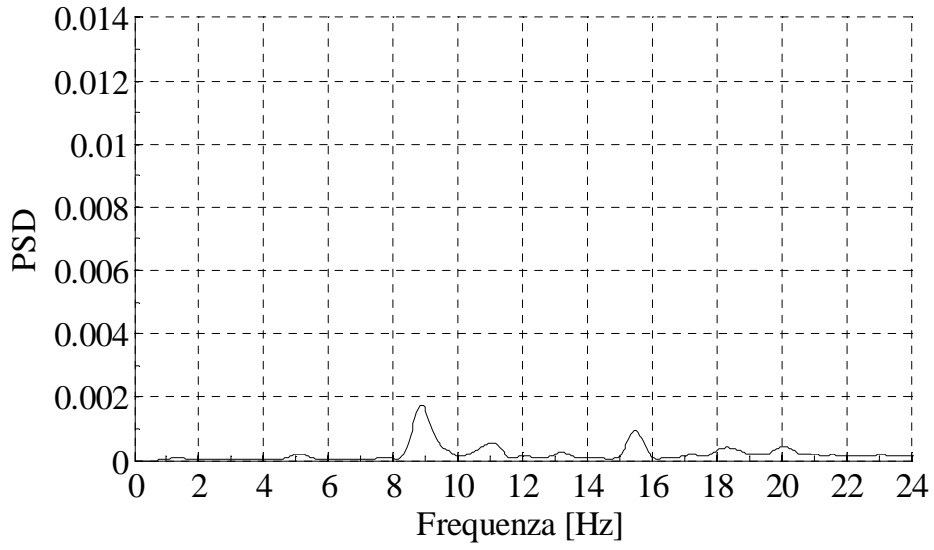
Nome file	Finestra temporale d'analisi [secondi]	Nome identificativo del record
1257	18 – 35	1
1308	0 – 52	2
1309	76 – 136	3
1312	10 – 35	4
1313	18 – 38	5
1314	22 – 72	6
1316	0 – 34	7
1316	66 - 88	8
1317	0 – 50	9
1323	0 – 60	10
1325	0 – 35	11
1327	0 – 8	12
1327	22 – 40	13
1332	22 – 50	14
1401	10 - 33	15
1404	0 - 72	16
1404	84 – 104	17
1409	0 – 22	18
1410	0 – 85	19
1415	0 – 20	20
1418	0 – 12	21
1418	30 – 47	22
1421	0 – 35	23
1429	0 – 30	24
1432	18 – 42	25
1435	0 - 6	26
1435	17 - 43	27

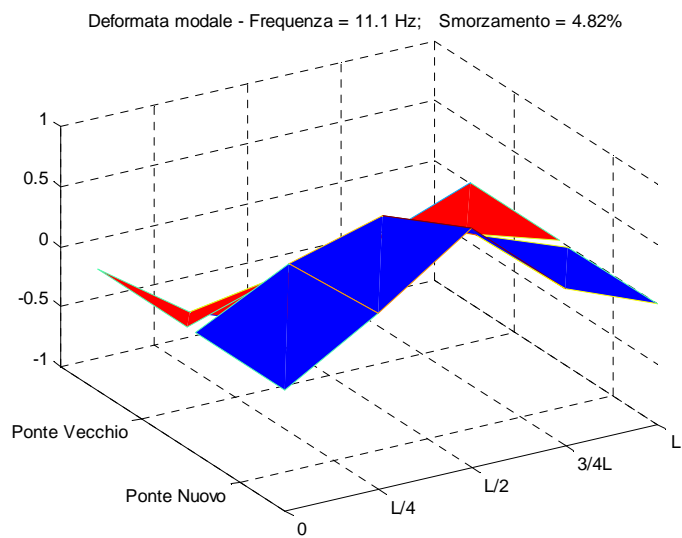
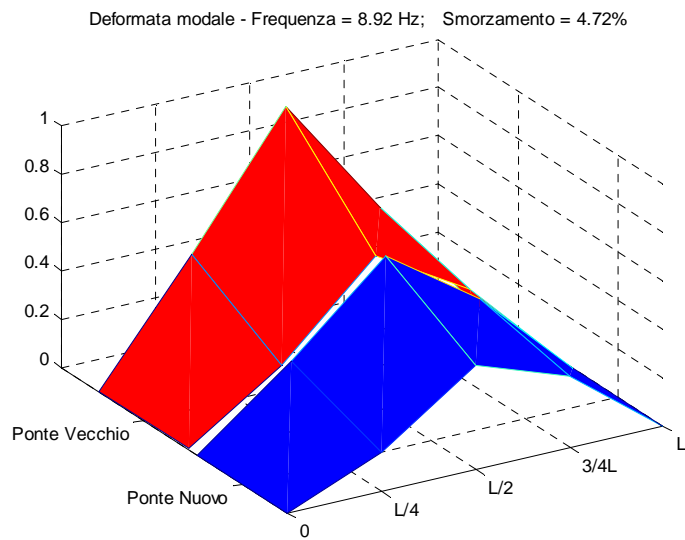
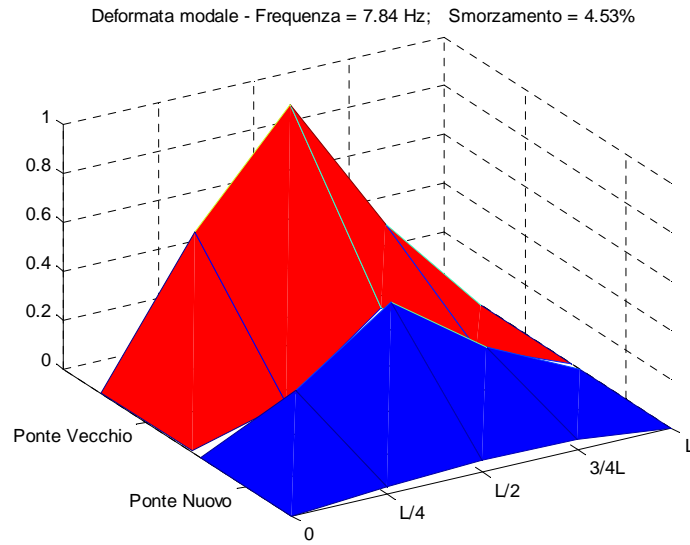
- *Record 1*

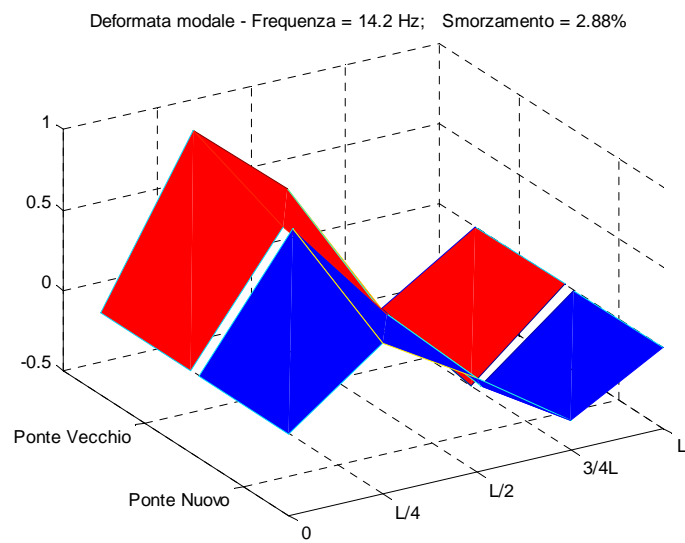
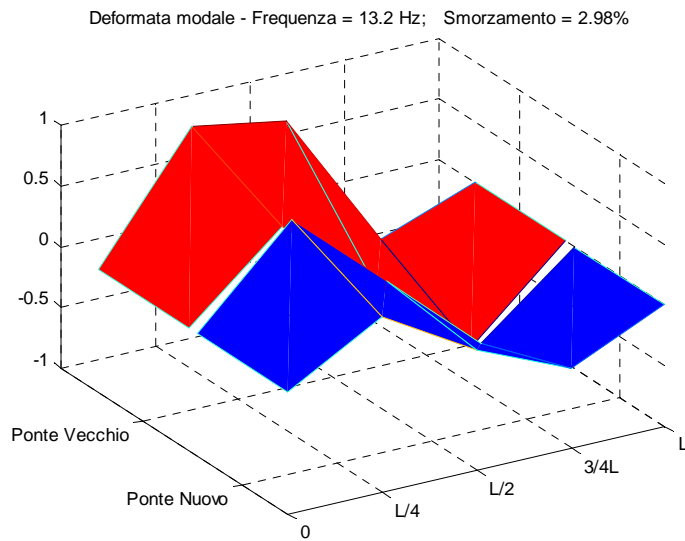
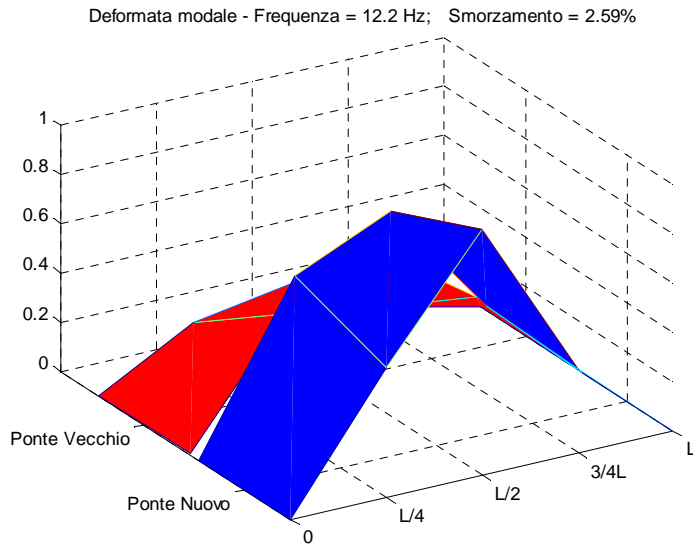




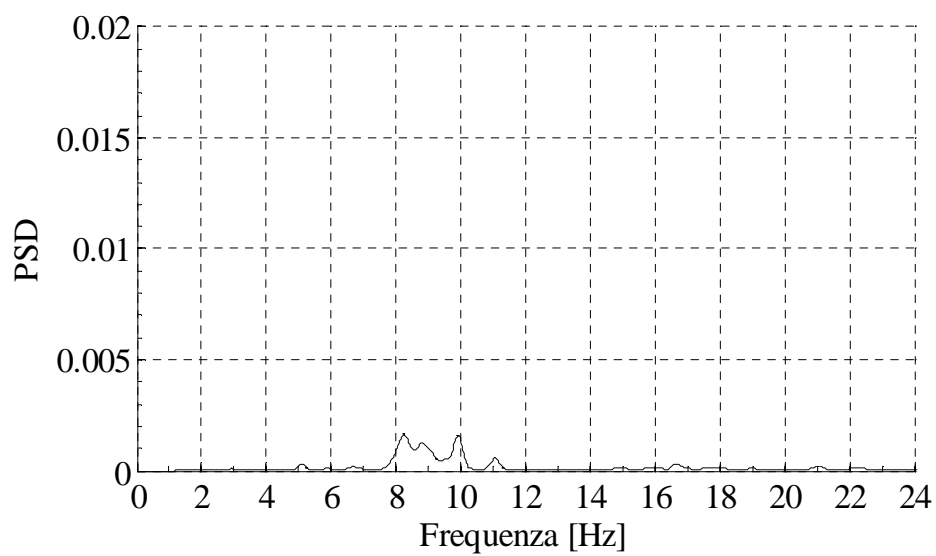
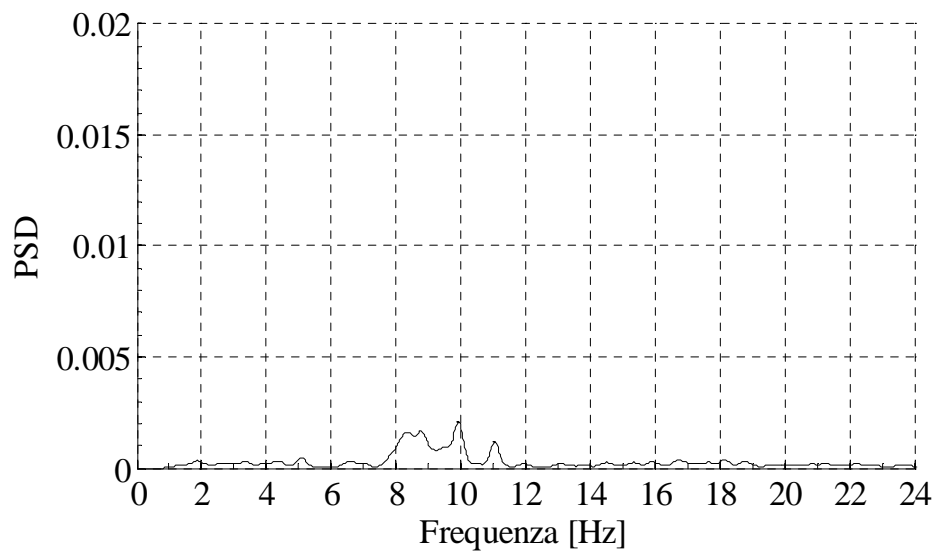
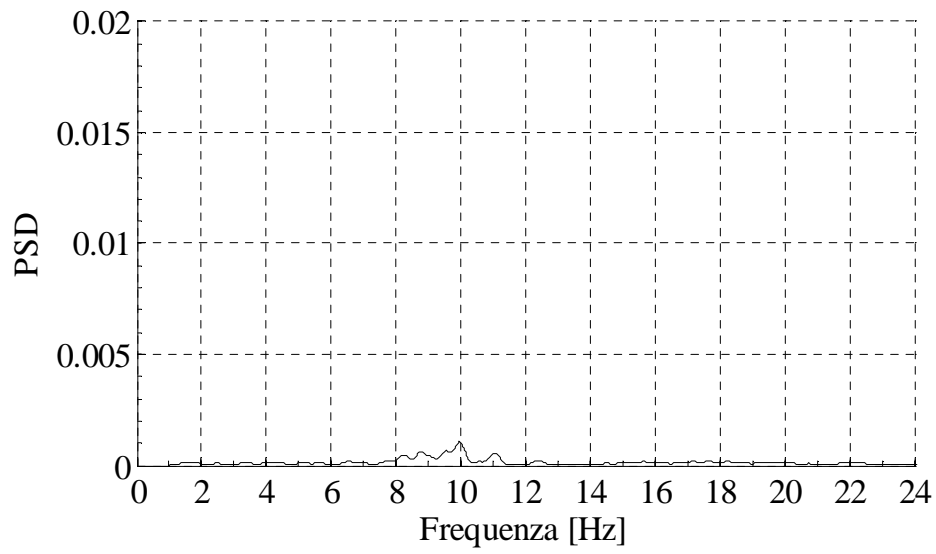


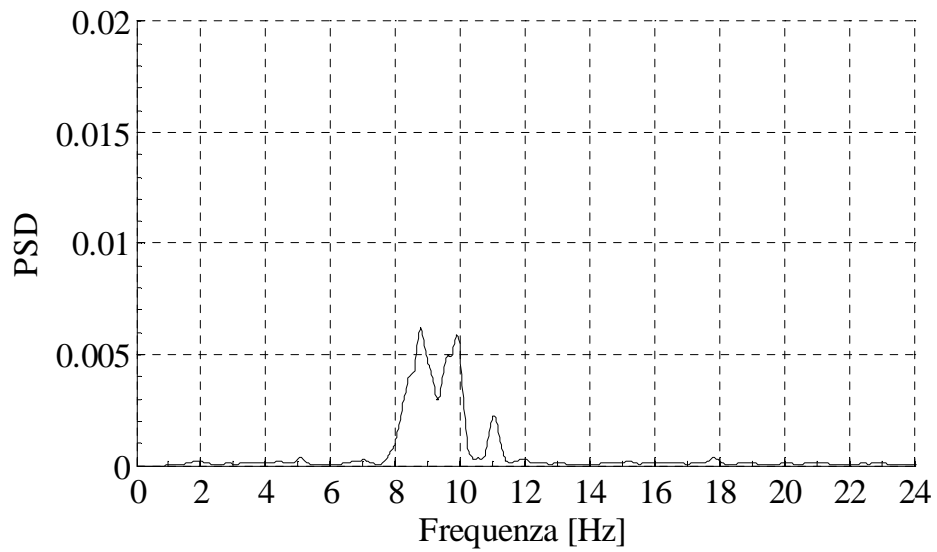
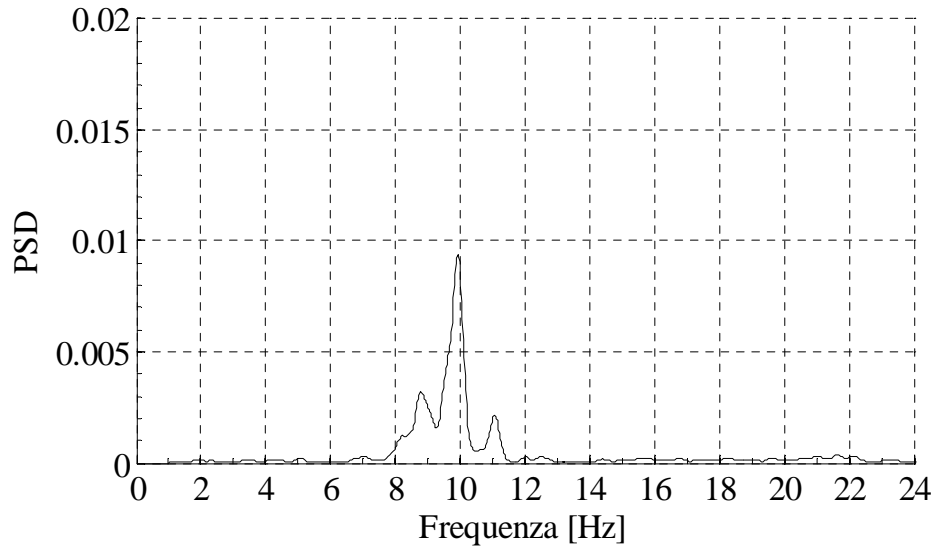
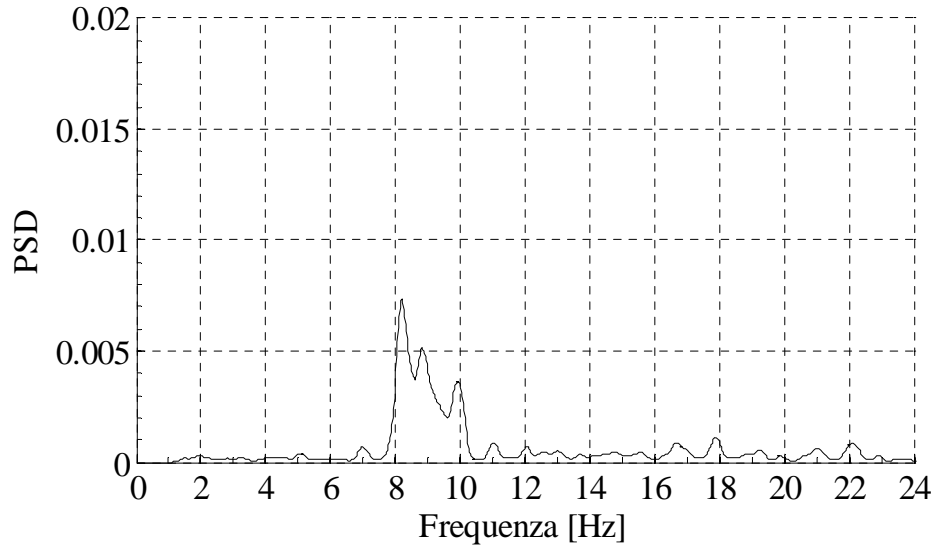


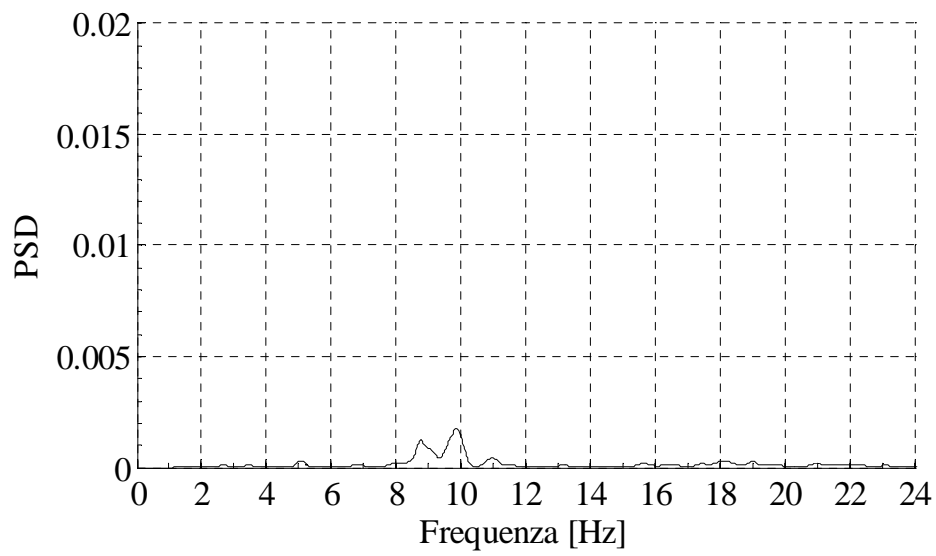
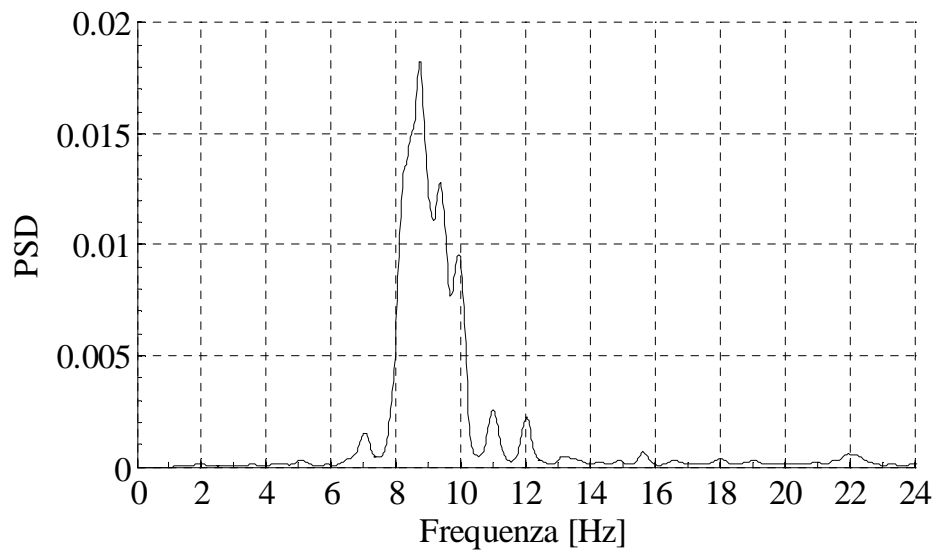
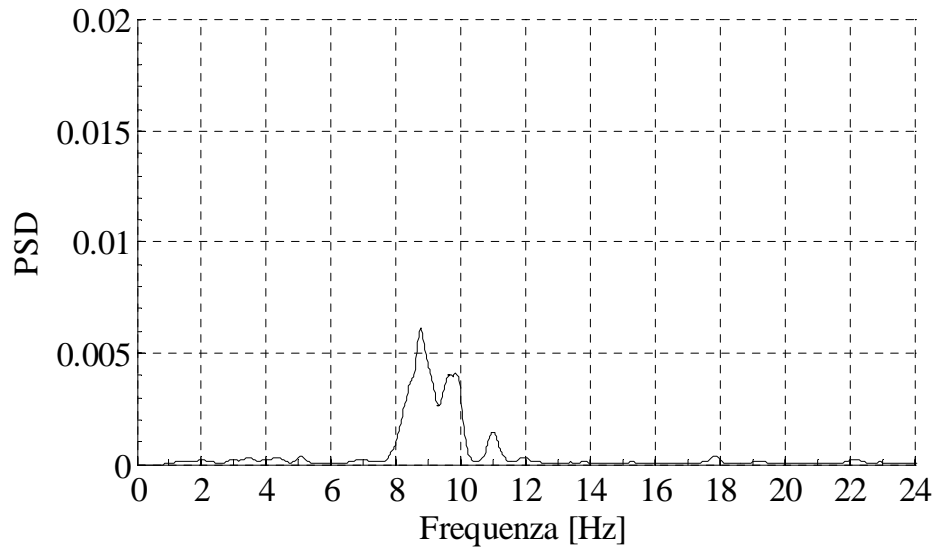


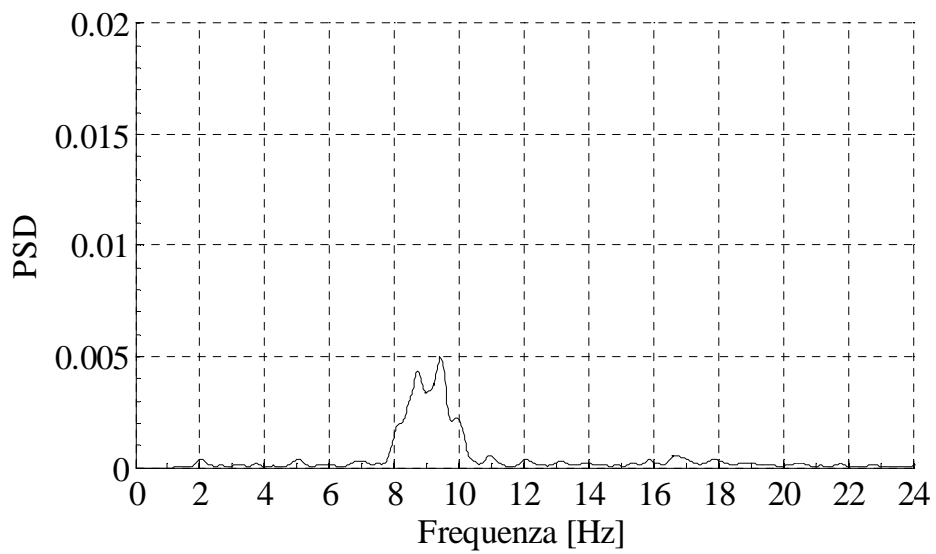
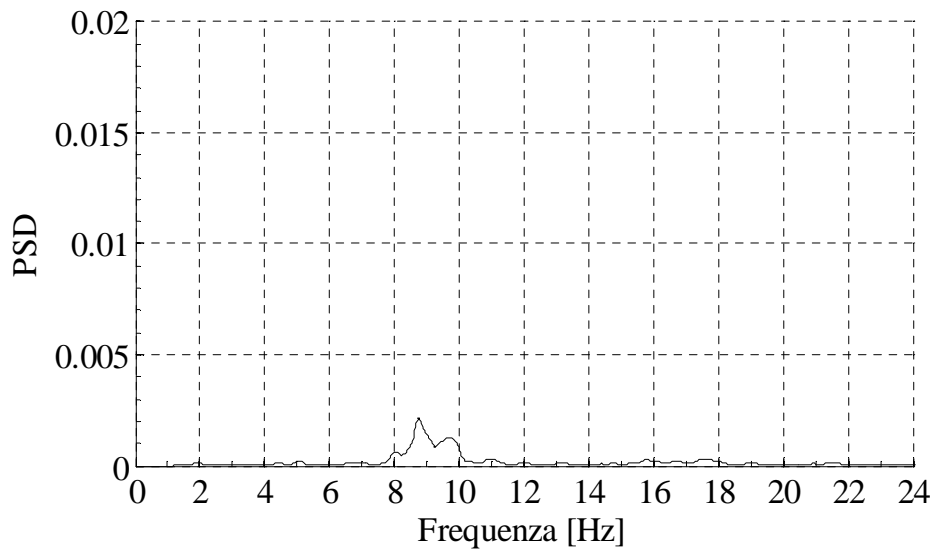
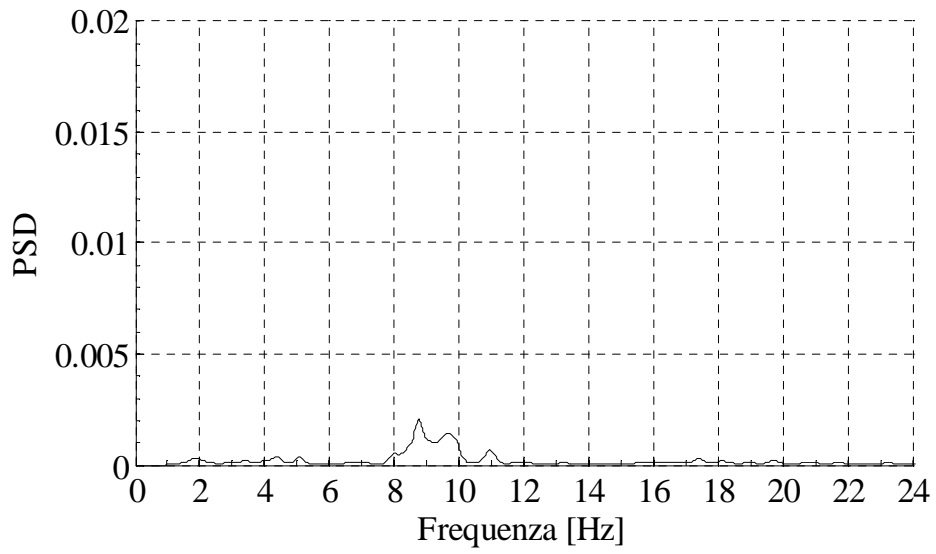


- **Record 2**

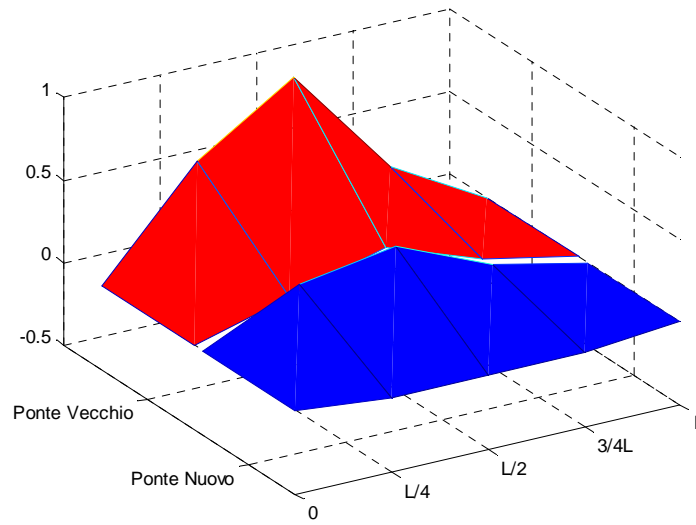




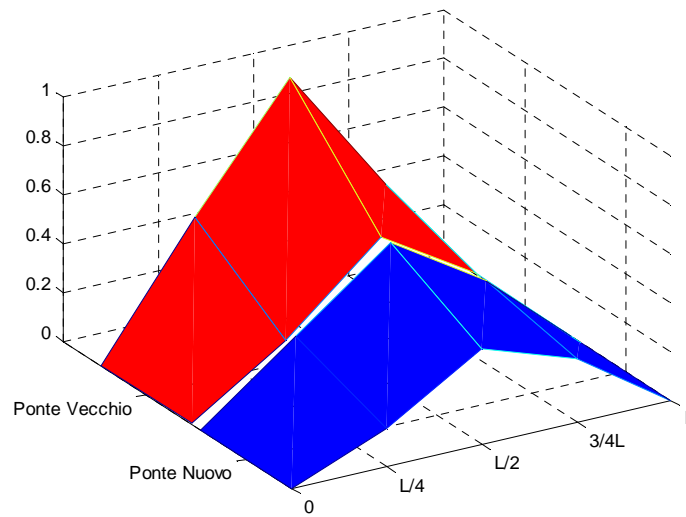




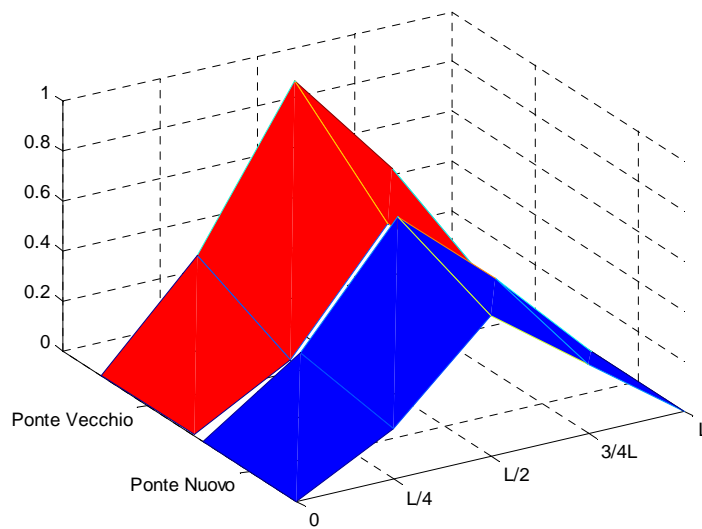
Deformata modale - Frequenza = 7.06 Hz; Smorzamento = 3.00%

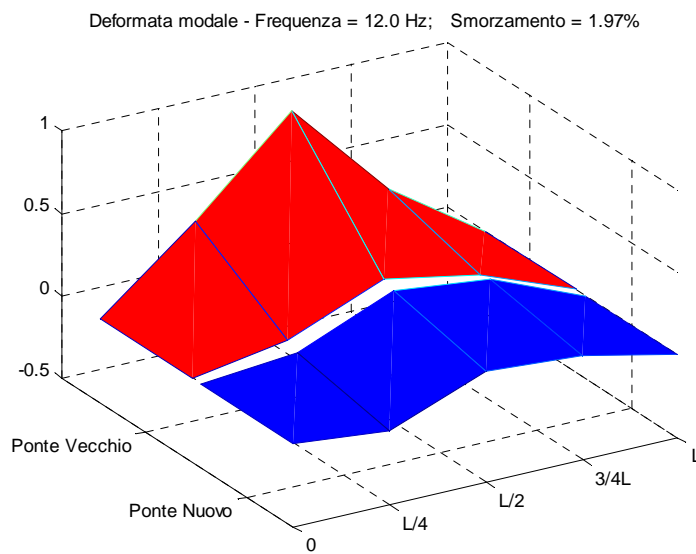
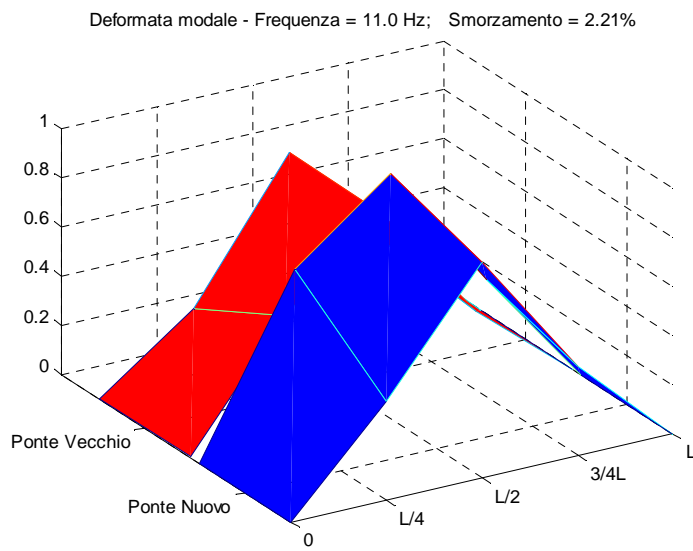
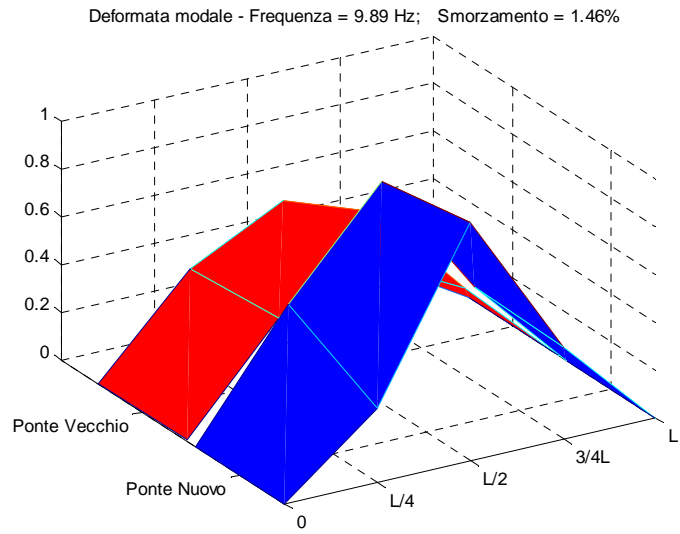


Deformata modale - Frequenza = 8.79 Hz; Smorzamento = 2.63%

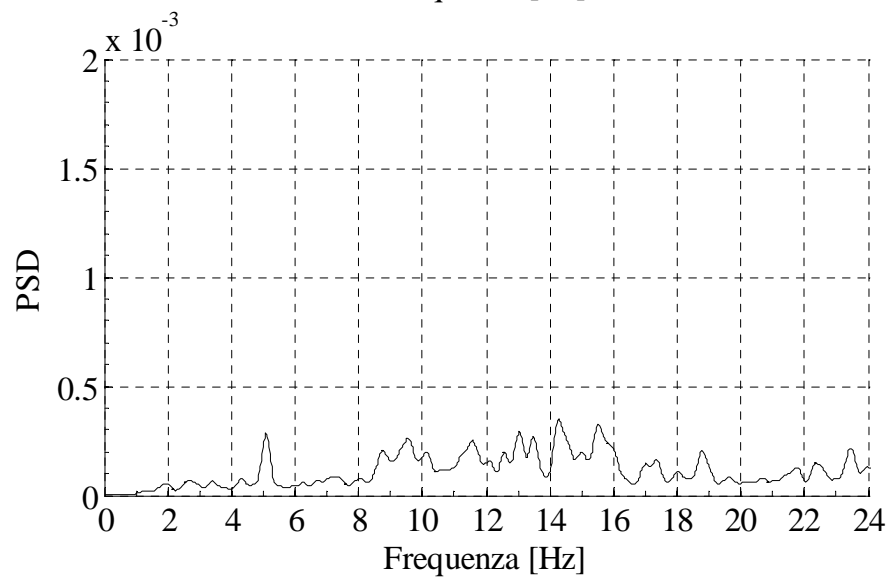
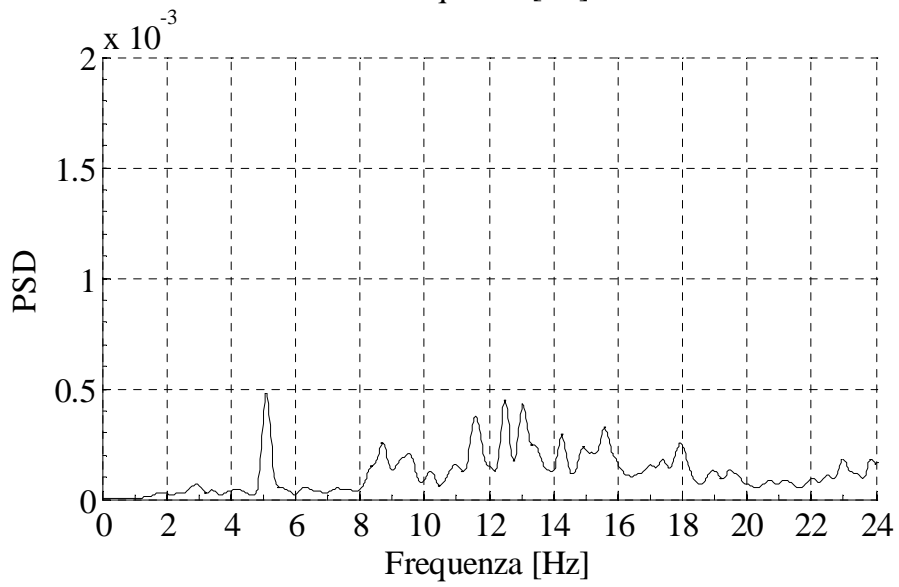
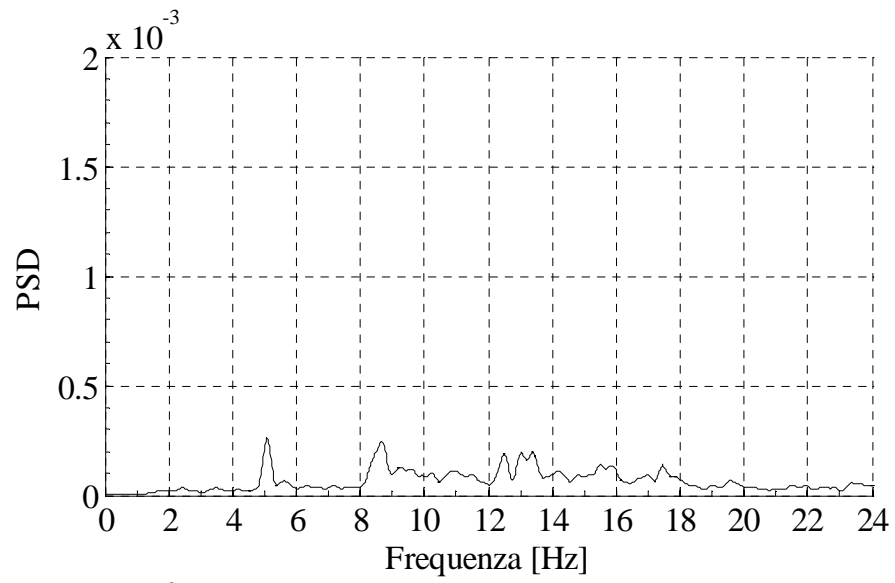


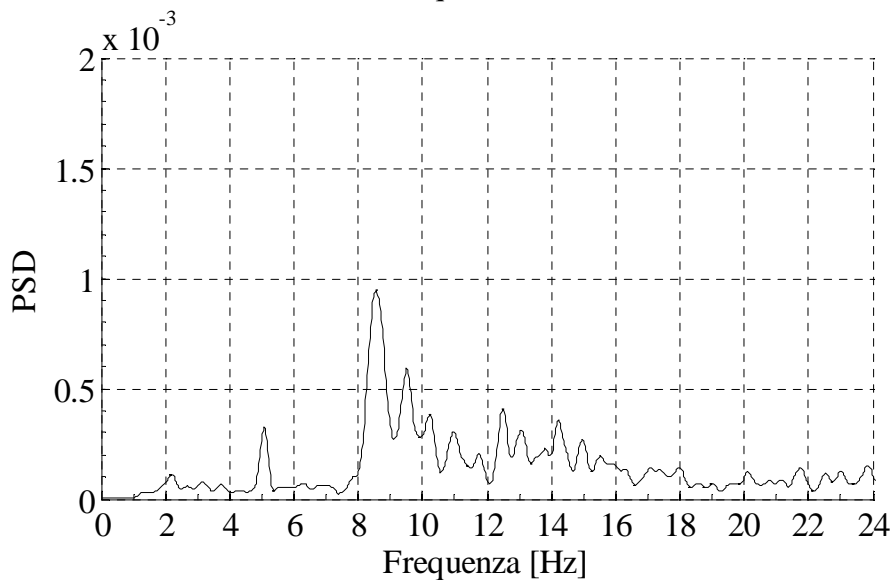
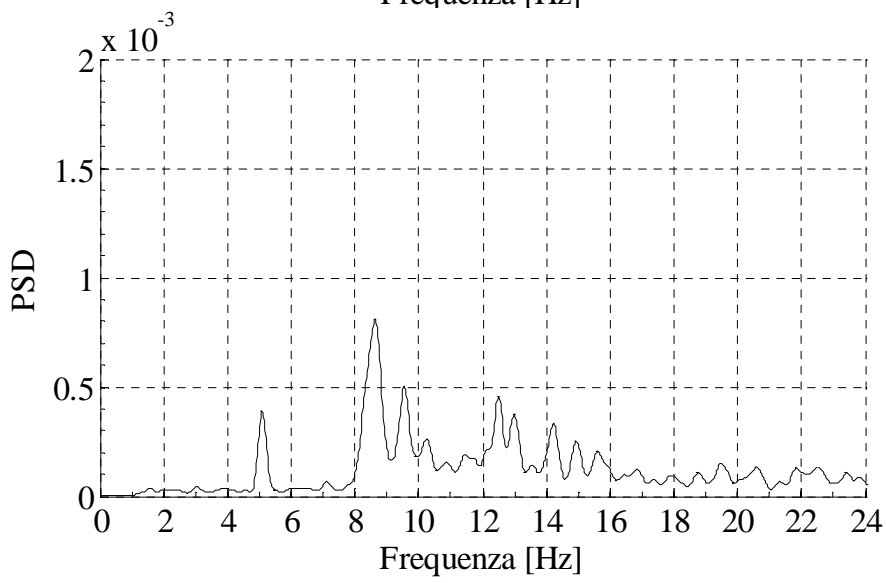
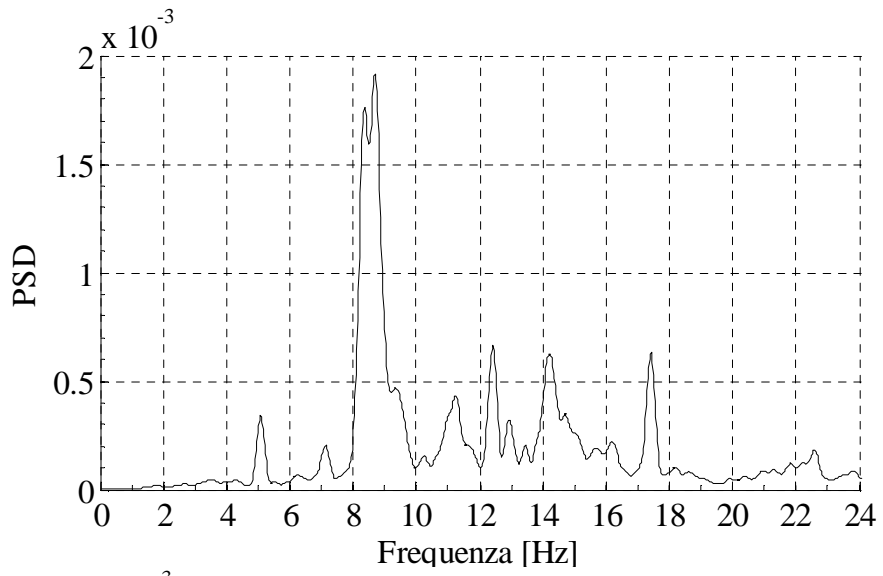
Deformata modale - Frequenza = 9.57 Hz; Smorzamento = 1.55%

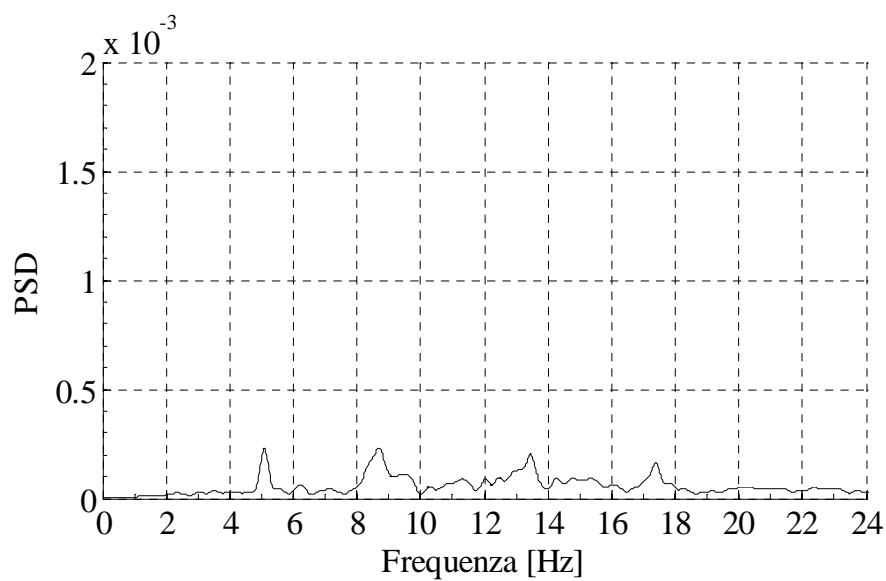
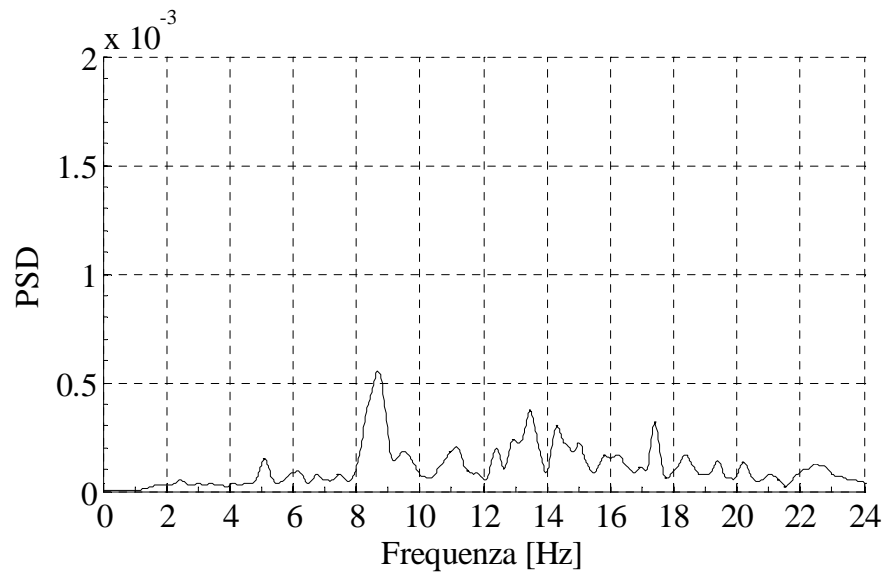
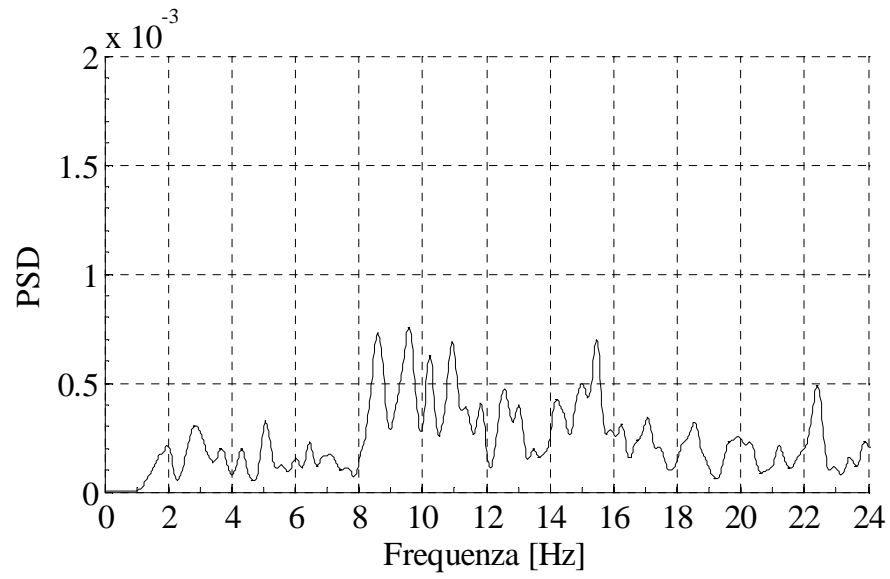


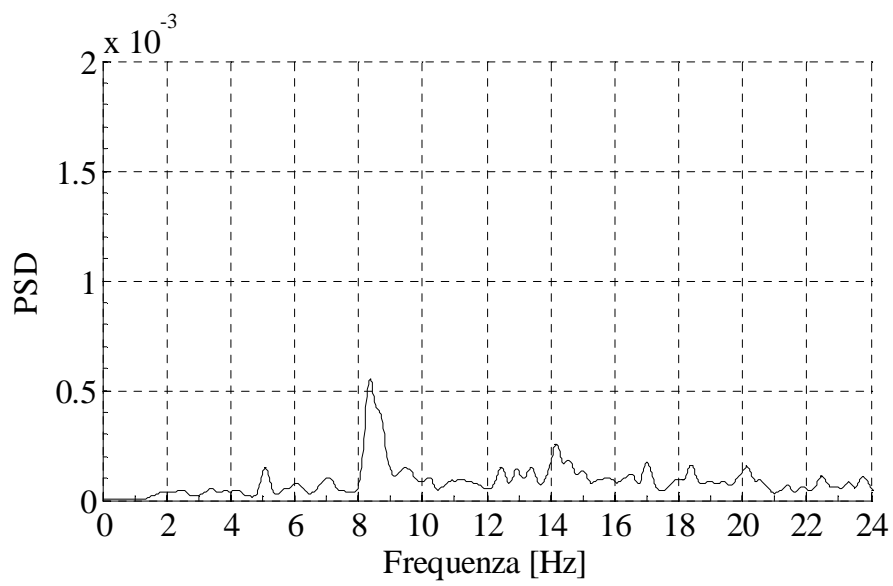
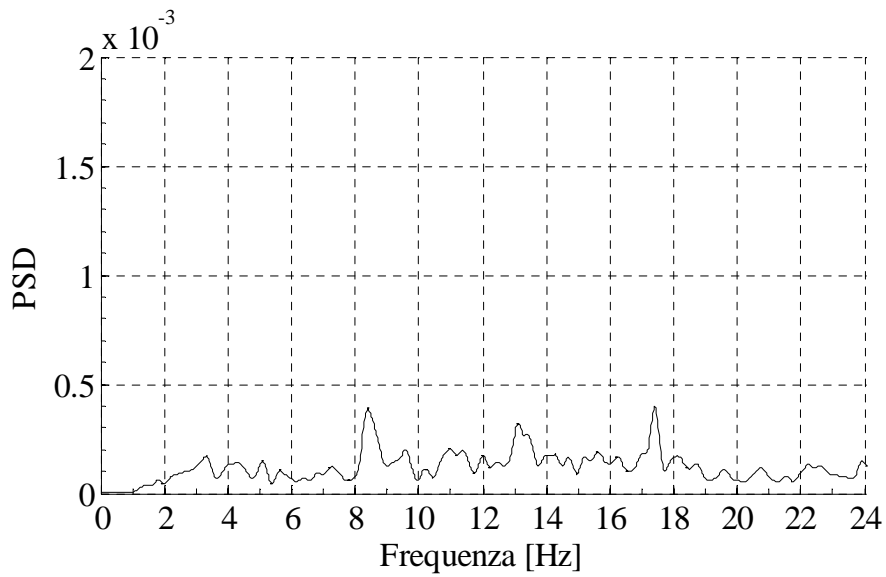
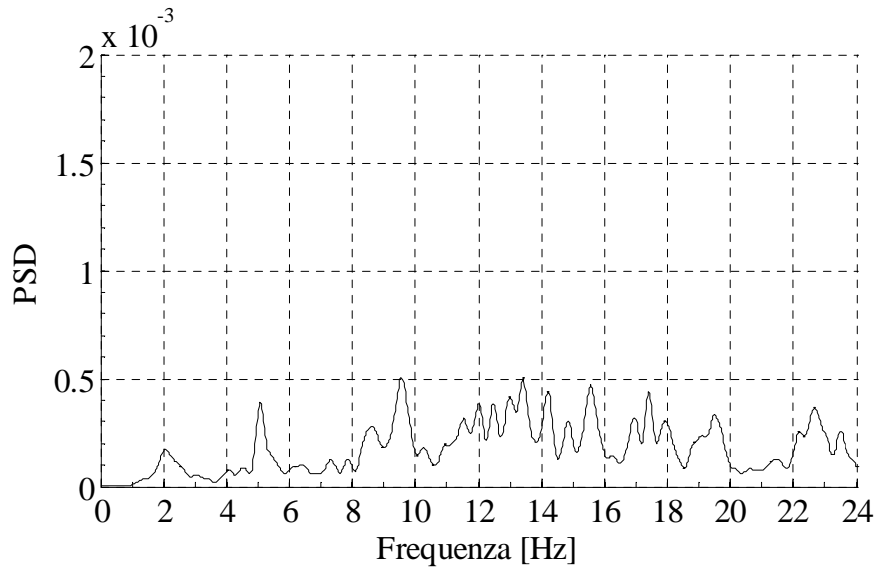


- **Record 3**

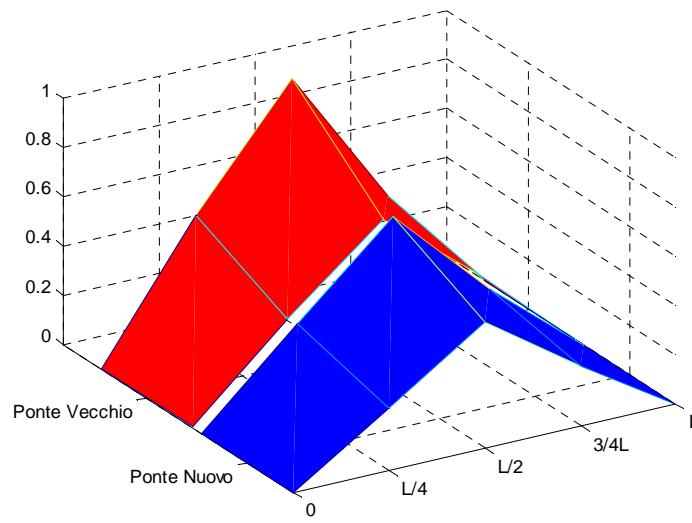




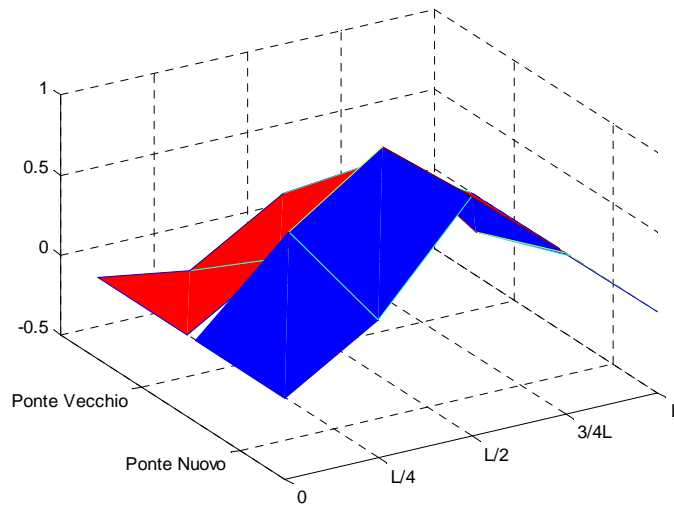




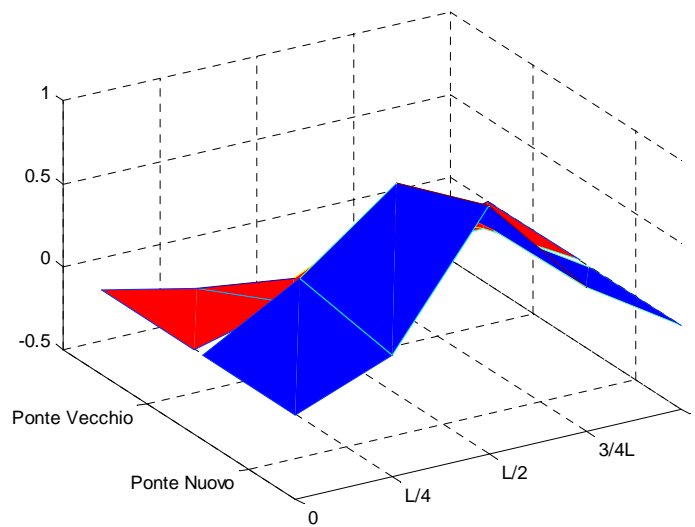
Deformata modale - Frequenza = 8.67 Hz; Smorzamento = 2.82%

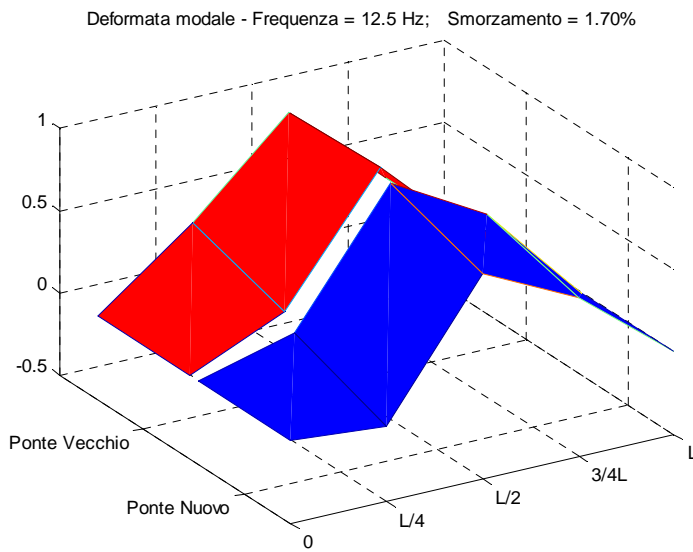
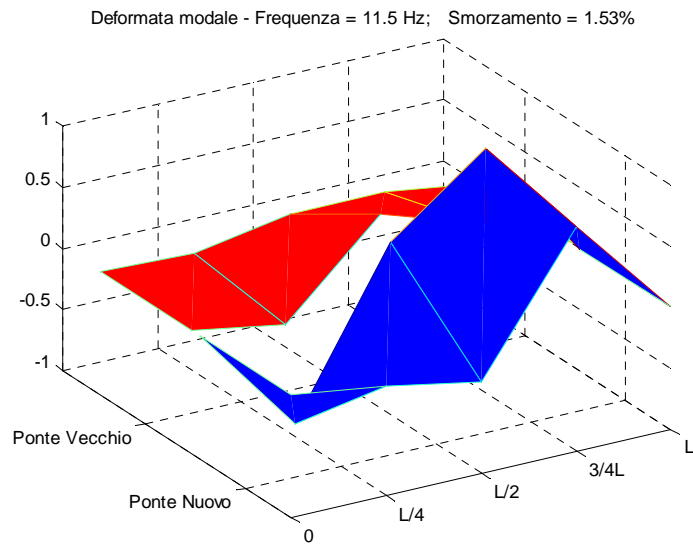
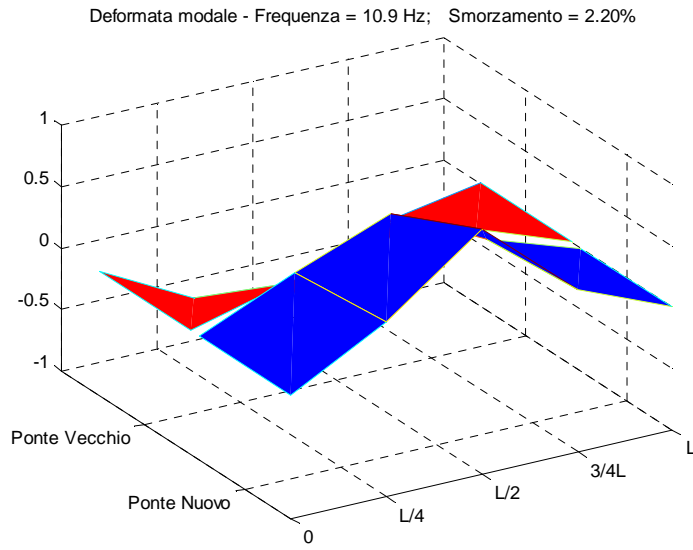


Deformata modale - Frequenza = 9.55 Hz; Smorzamento = 2.62%

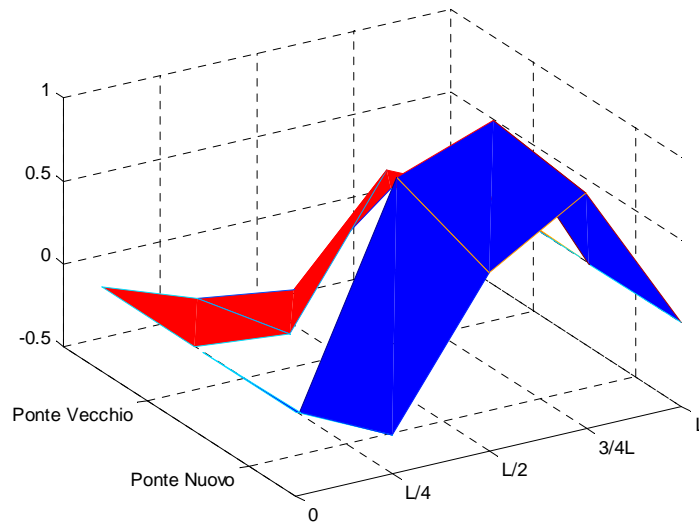


Deformata modale - Frequenza = 10.2 Hz; Smorzamento = 1.77%

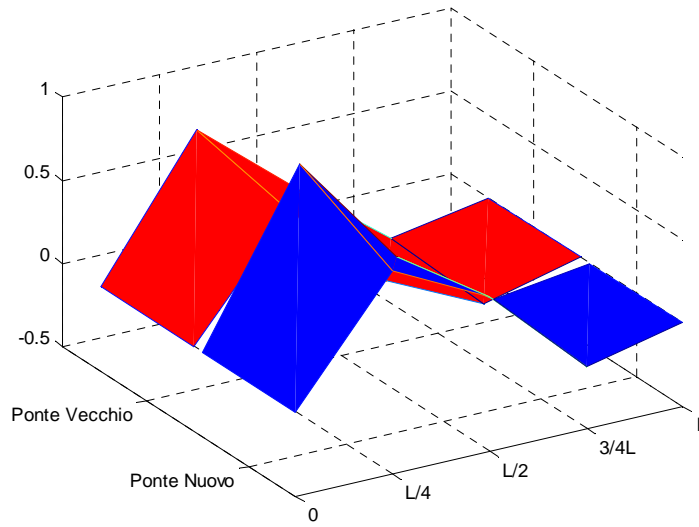




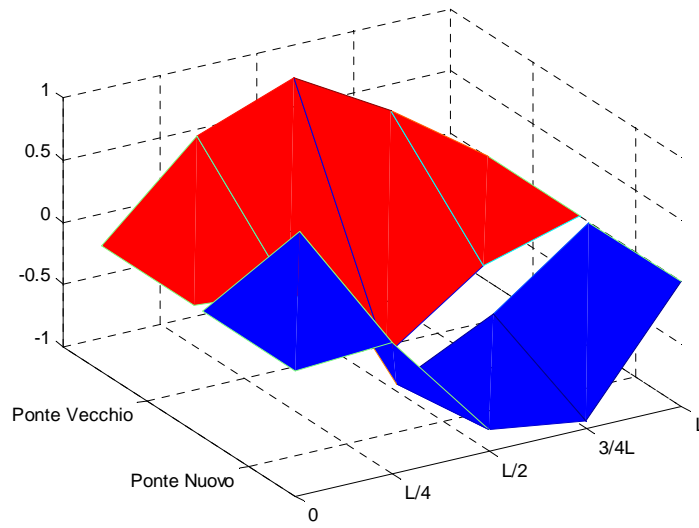
Deformata modale - Frequenza = 13.0 Hz; Smorzamento = 1.03%



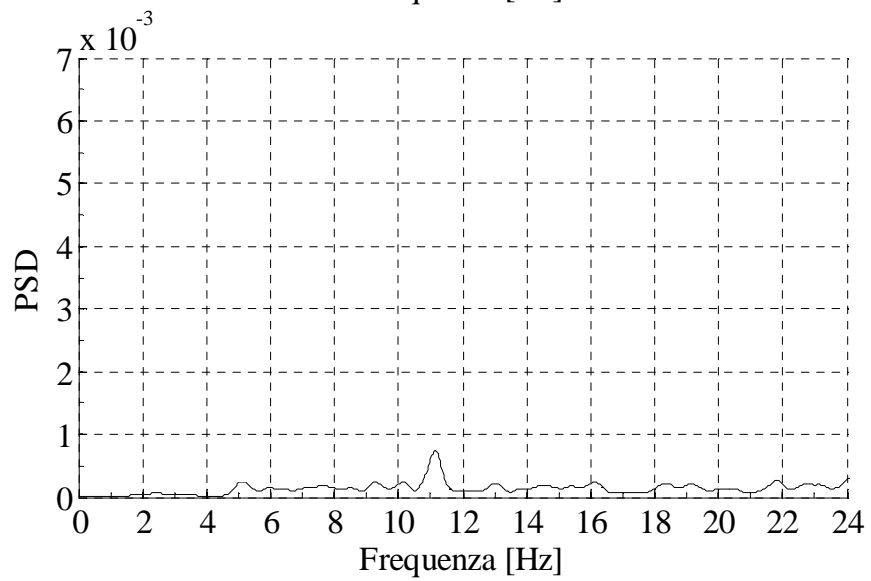
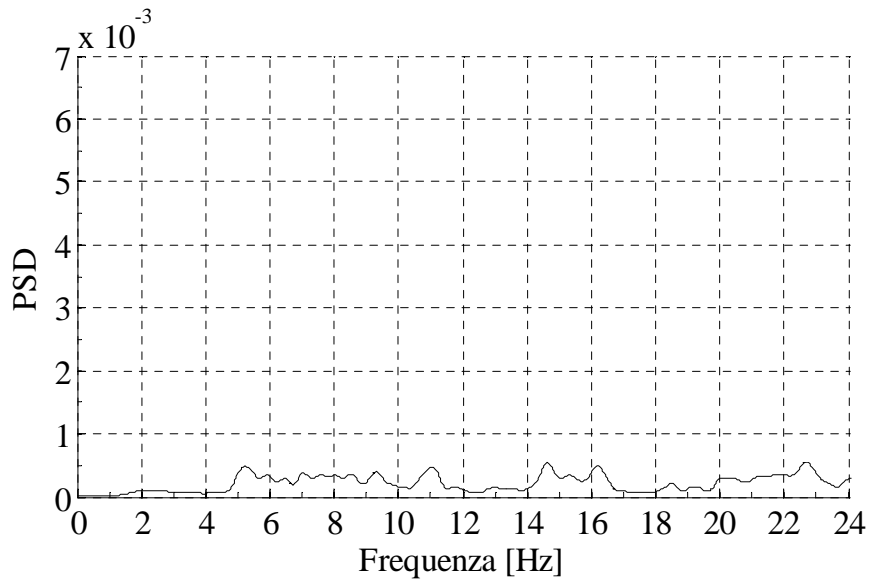
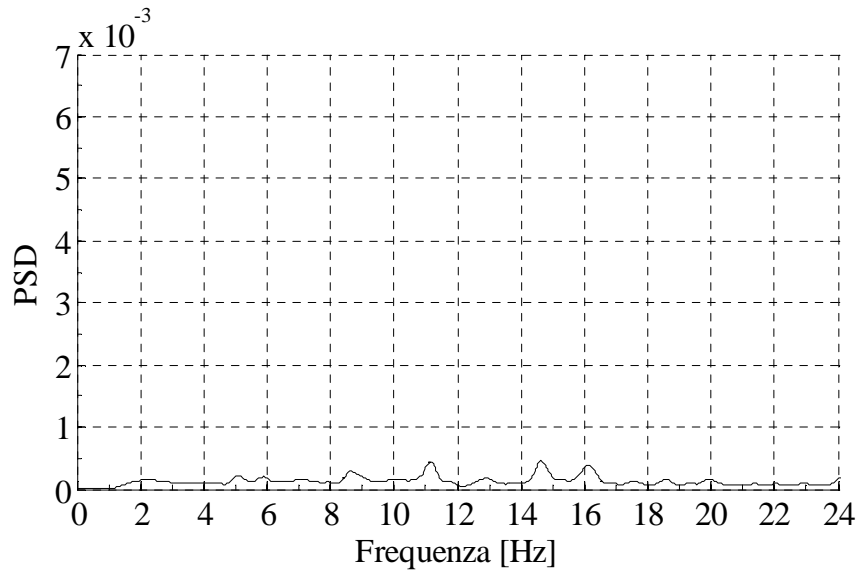
Deformata modale - Frequenza = 13.4 Hz; Smorzamento = 1.32%

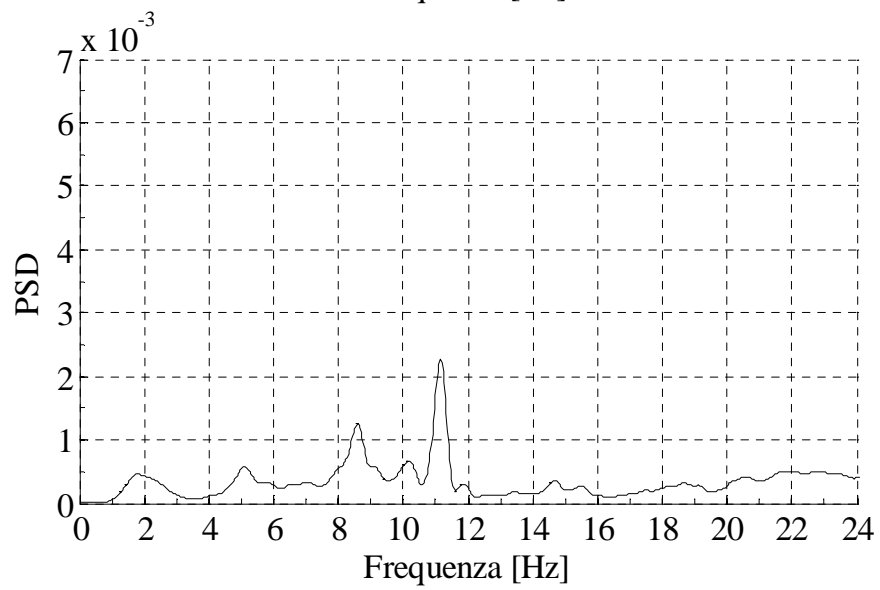
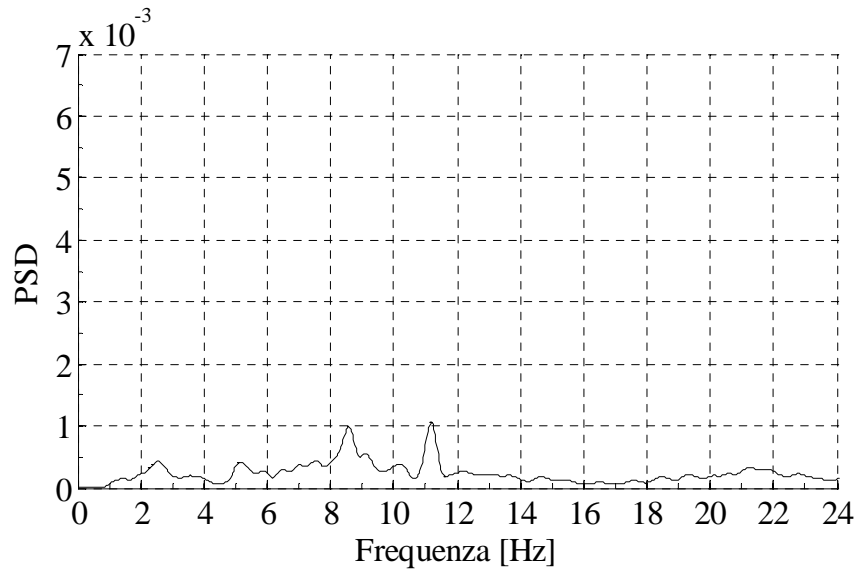
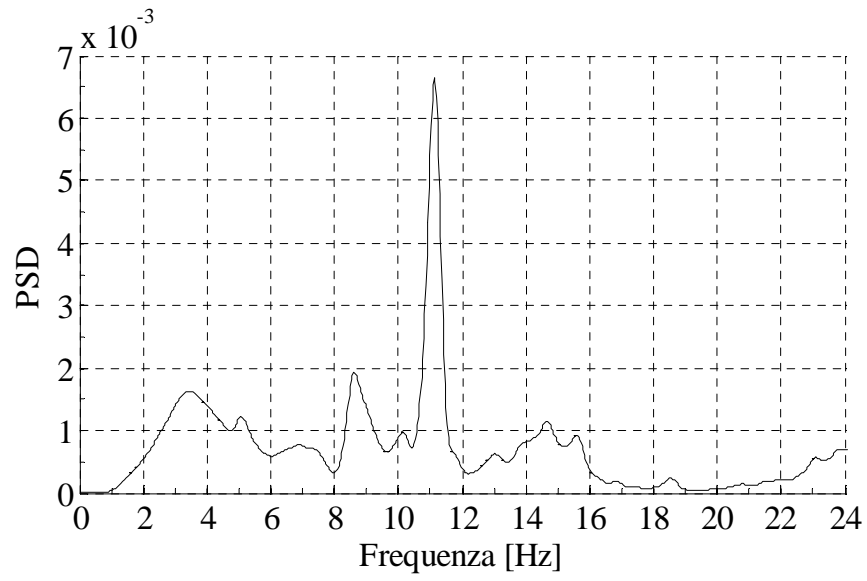


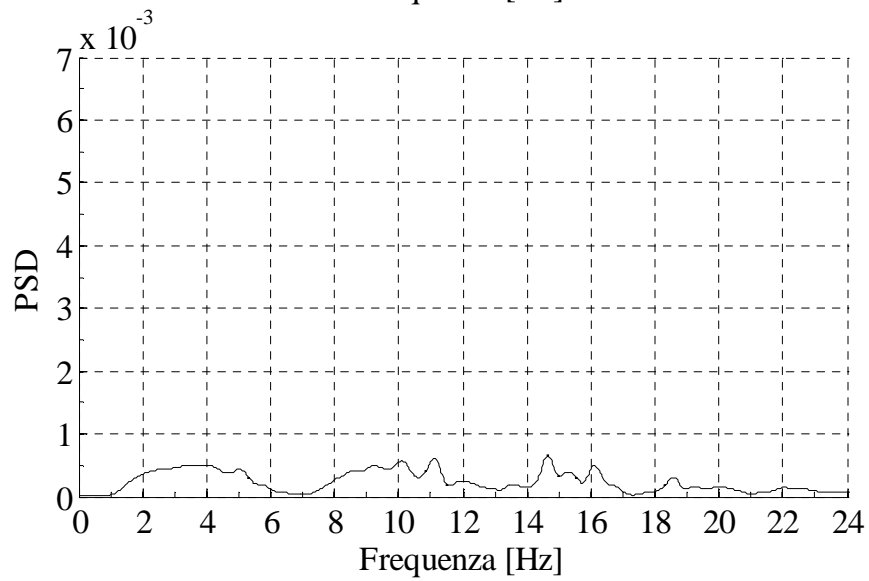
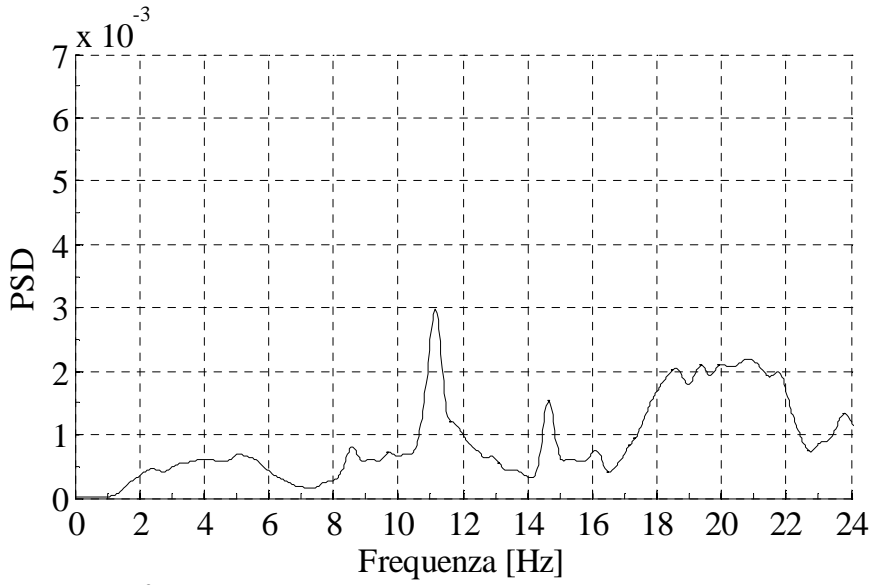
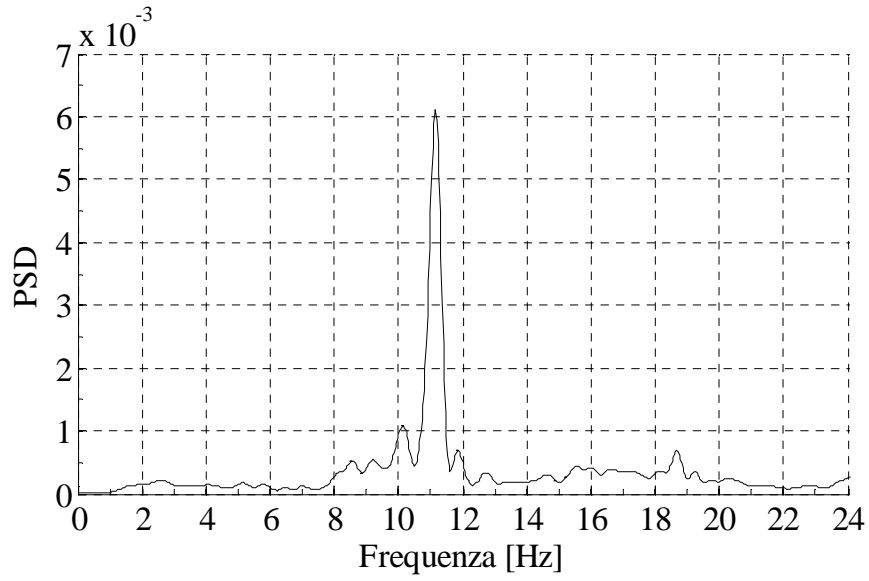
Deformata modale - Frequenza = 14.2 Hz; Smorzamento = 1.19%

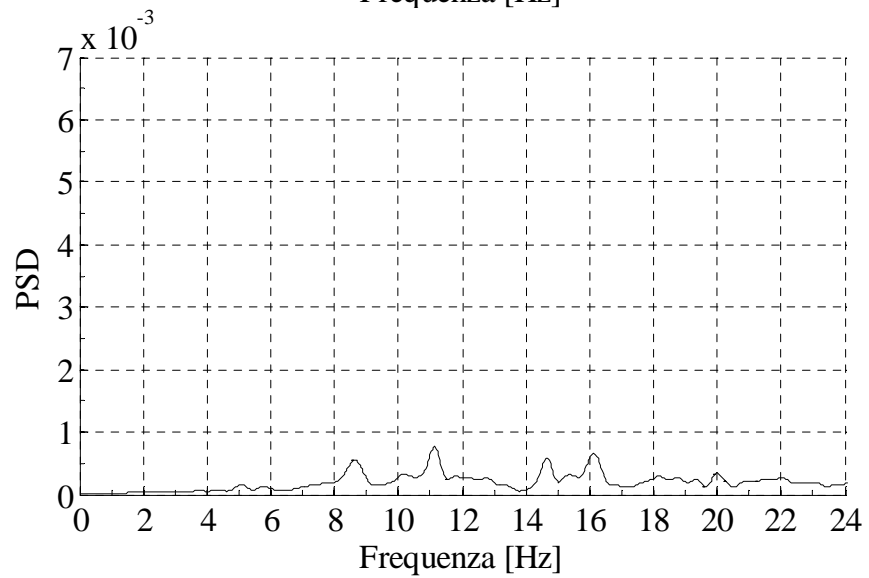
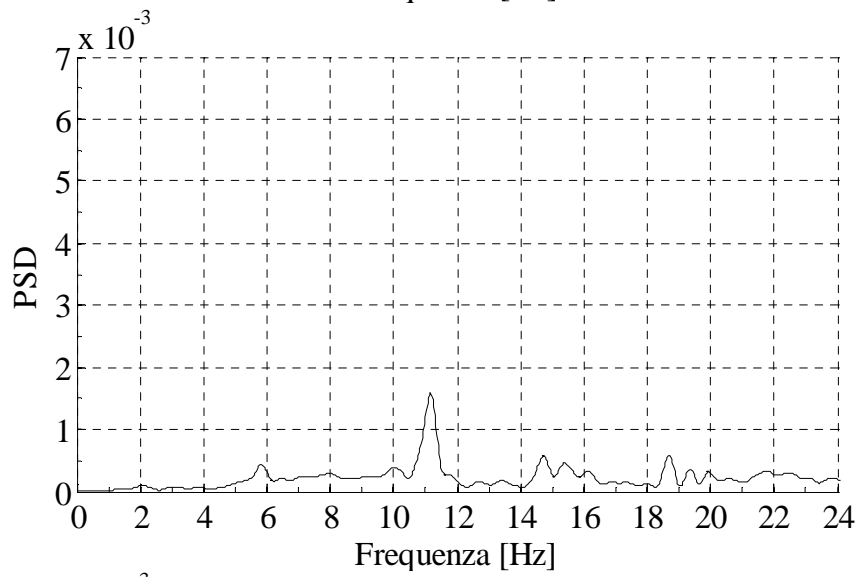
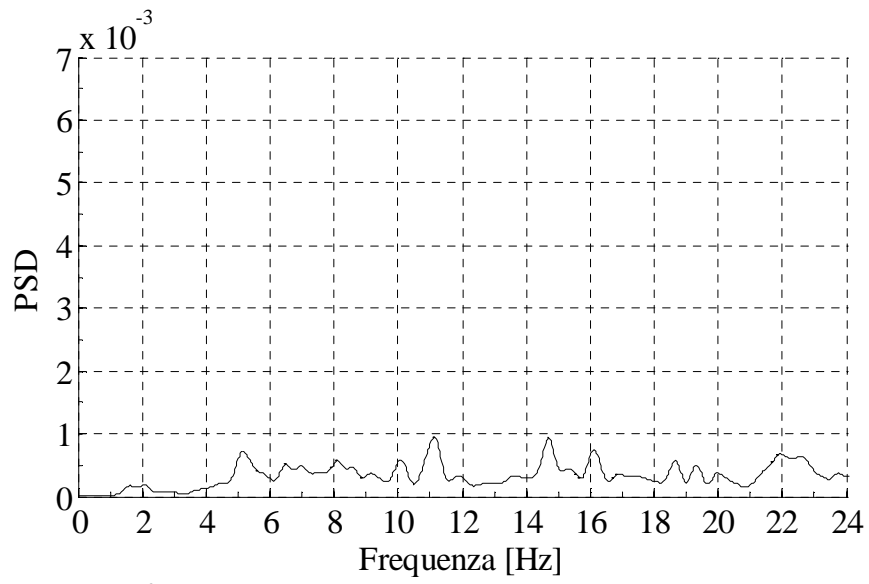


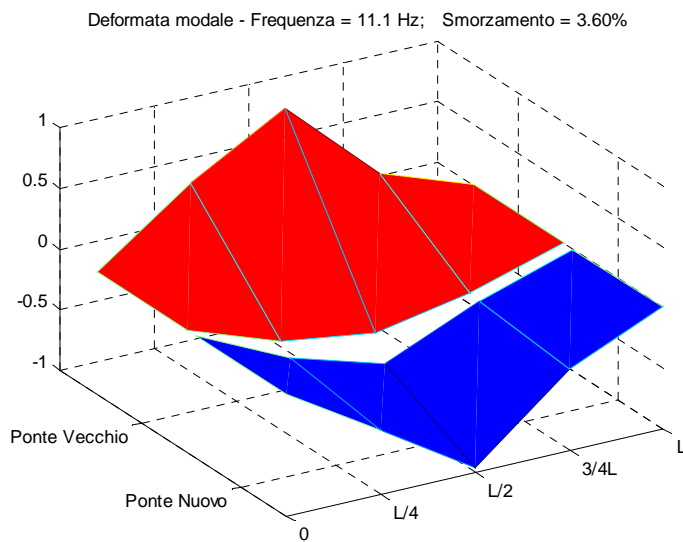
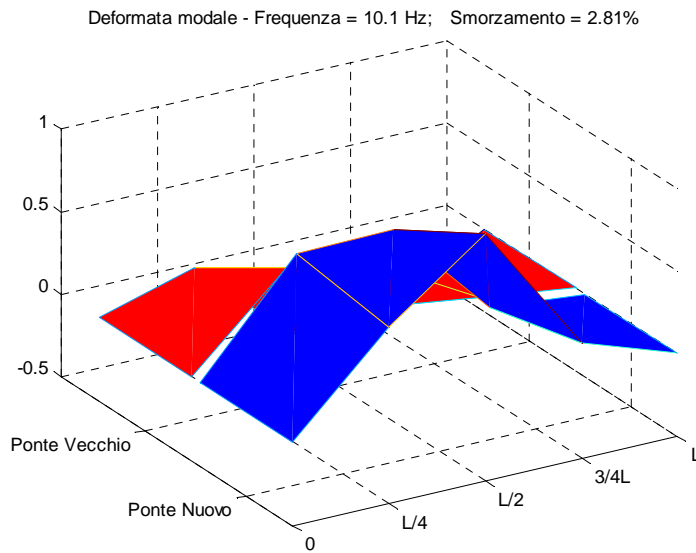
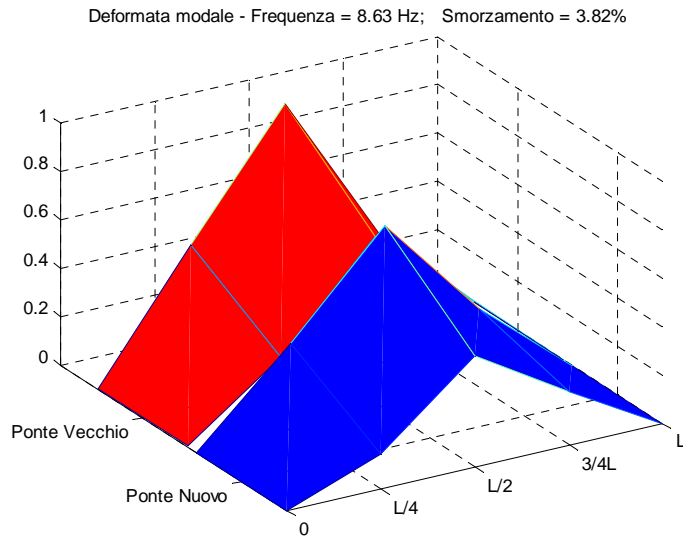
- **Record 4**



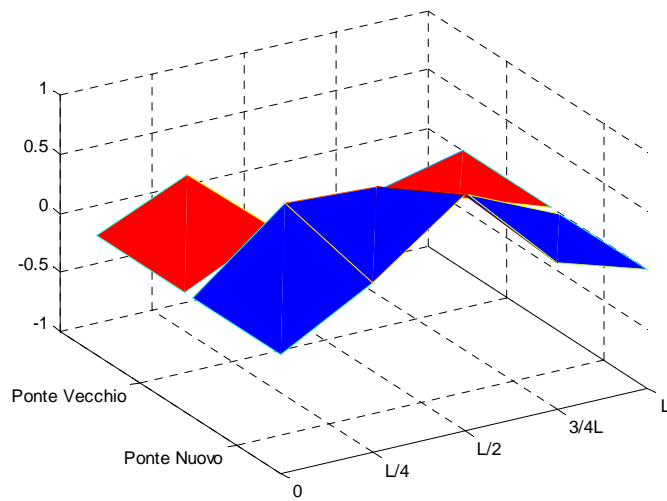




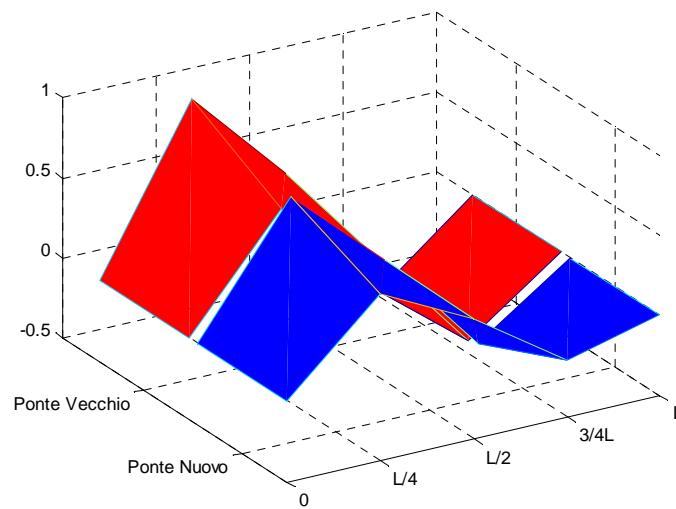




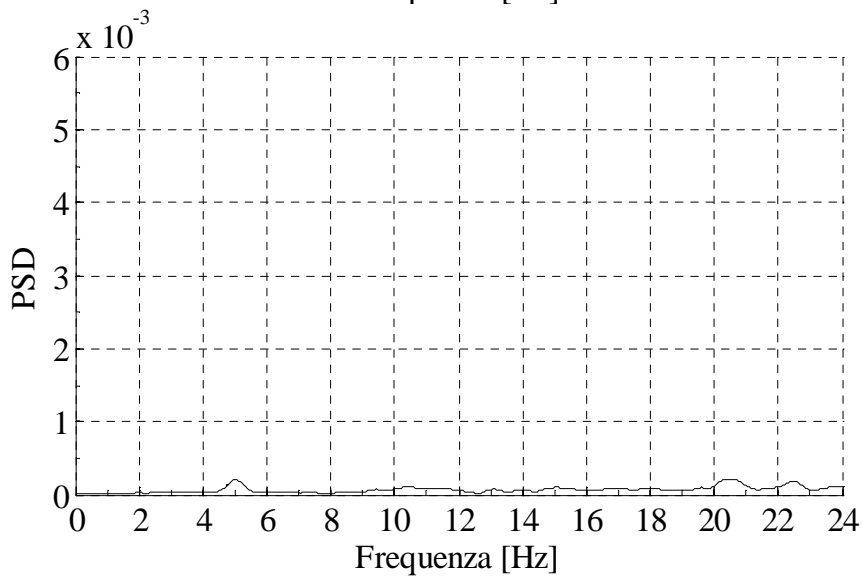
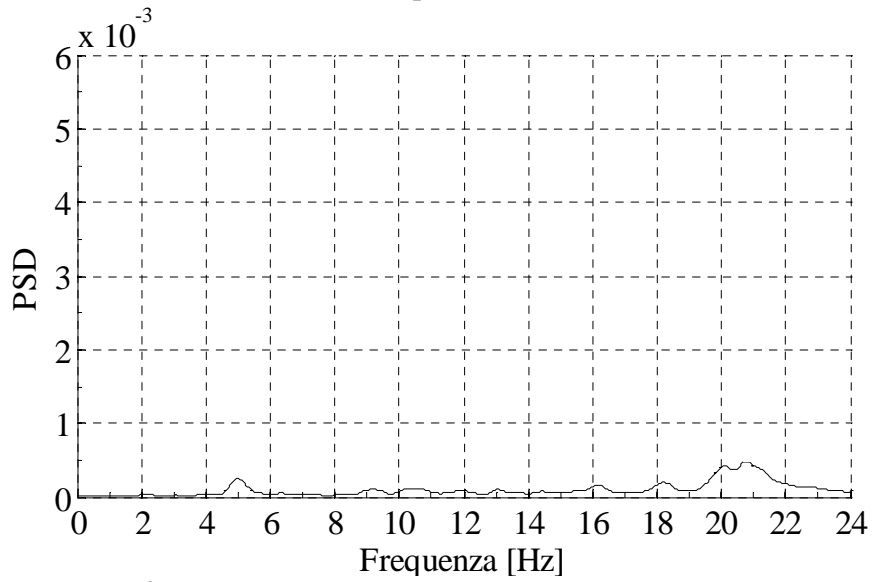
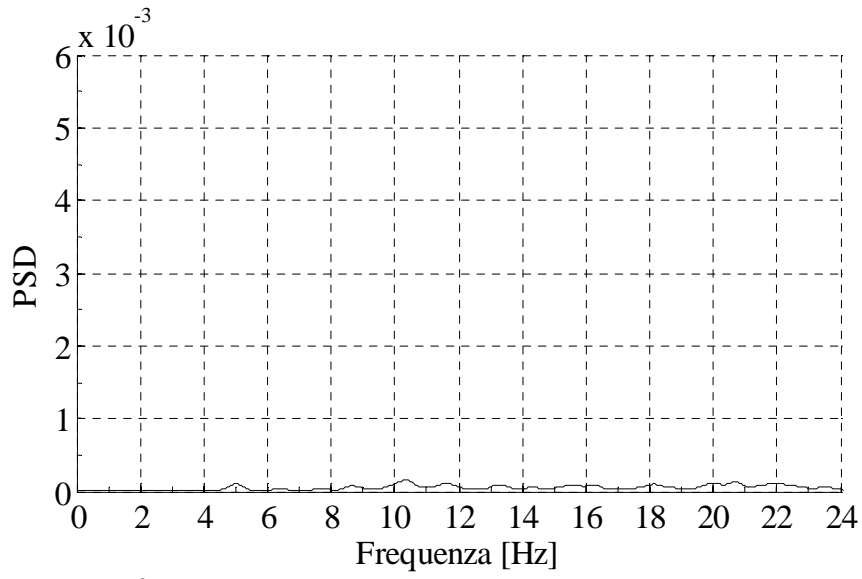
Deformata modale - Frequenza = 11.8 Hz; Smorzamento = 1.49%

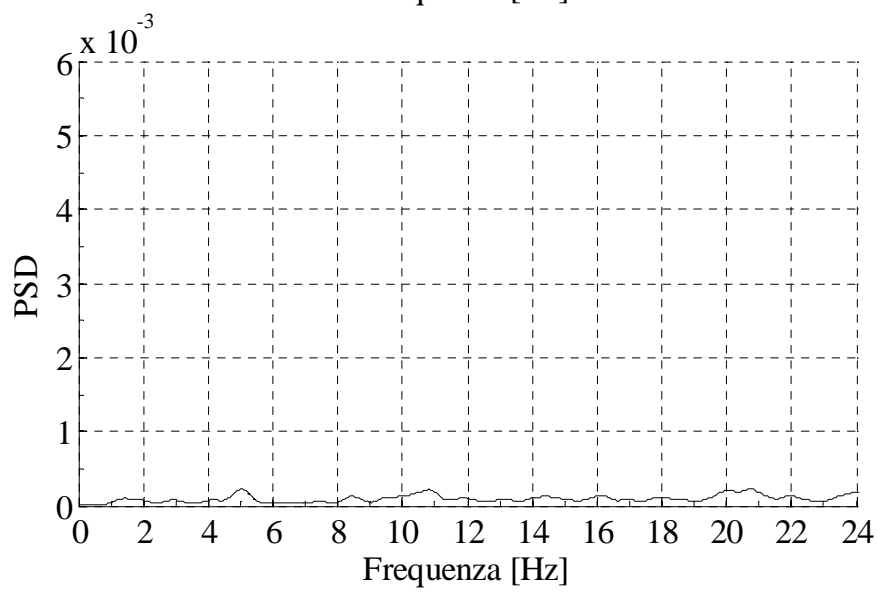
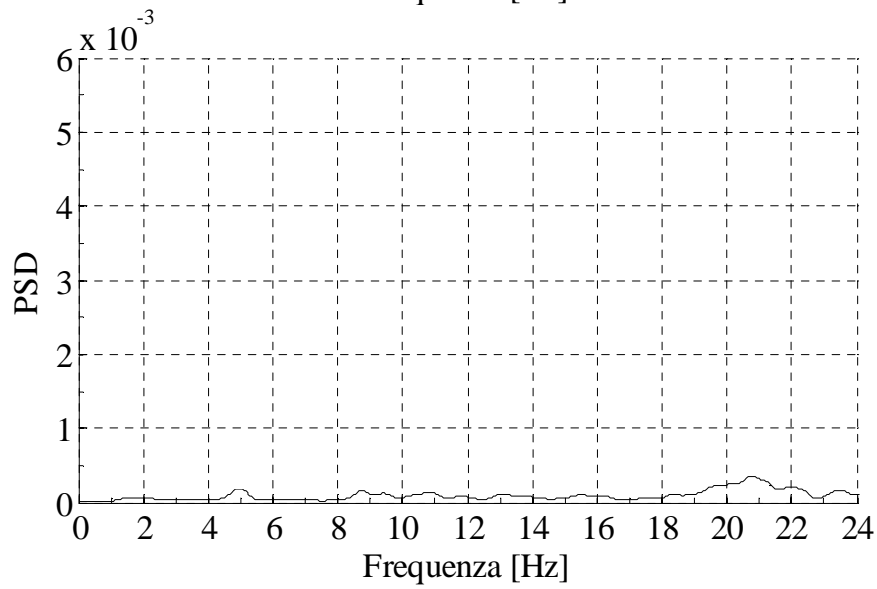
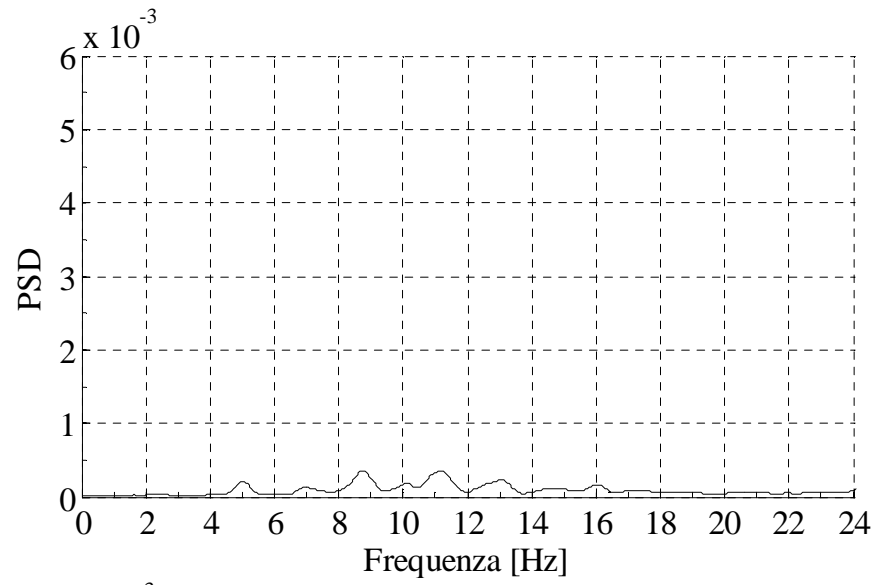


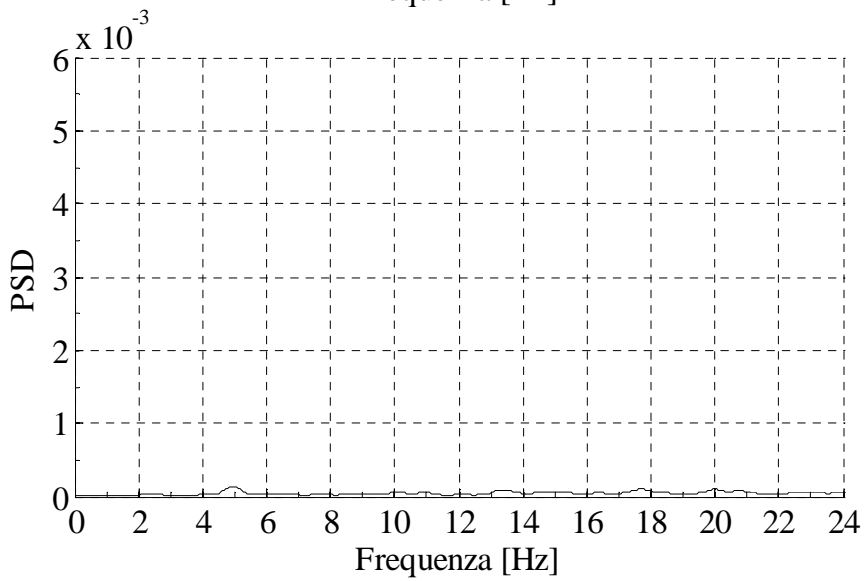
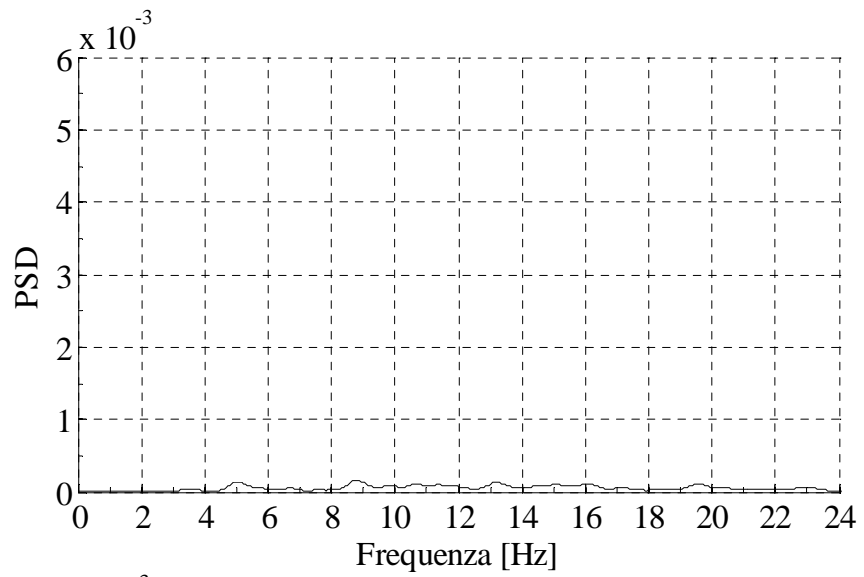
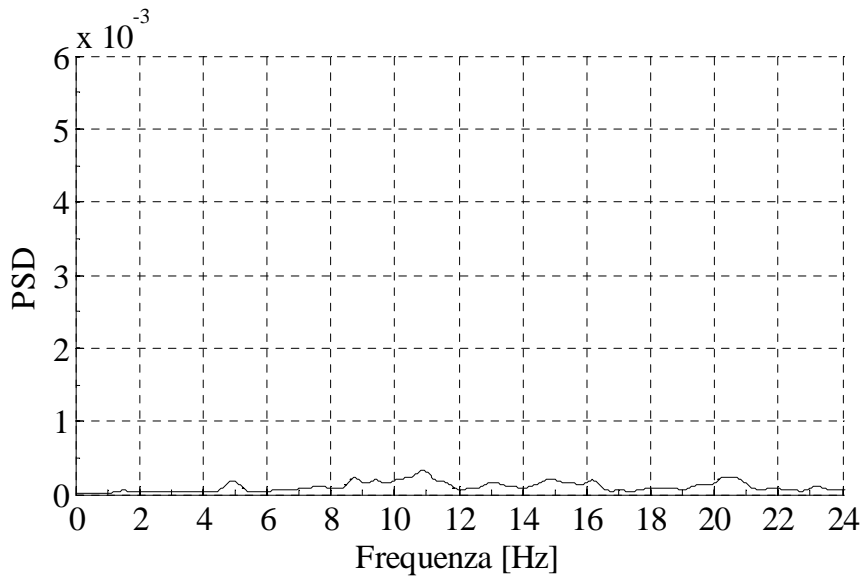
Deformata modale - Frequenza = 14.7 Hz; Smorzamento = 1.95%

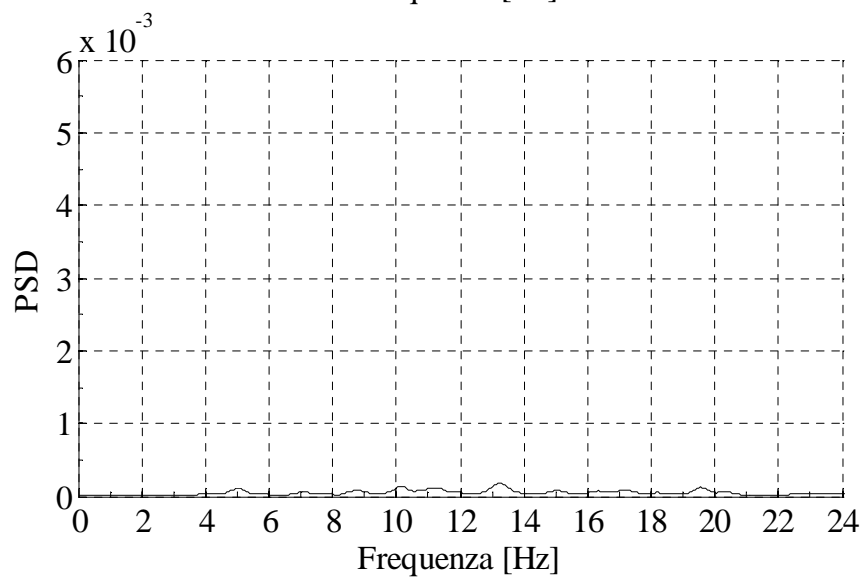
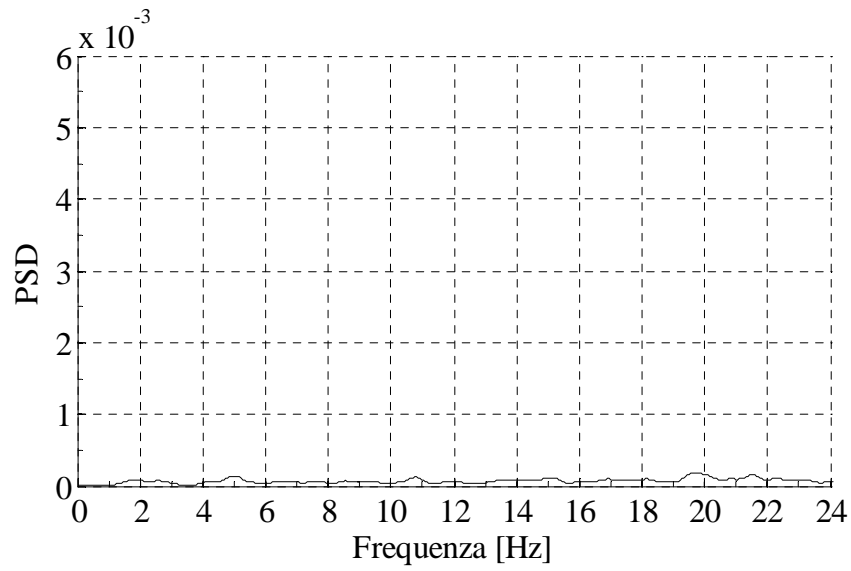
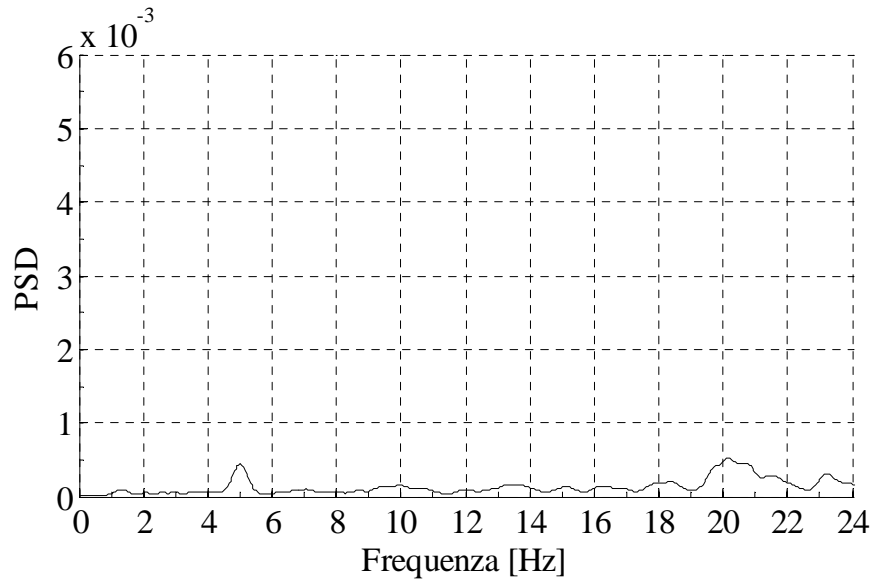


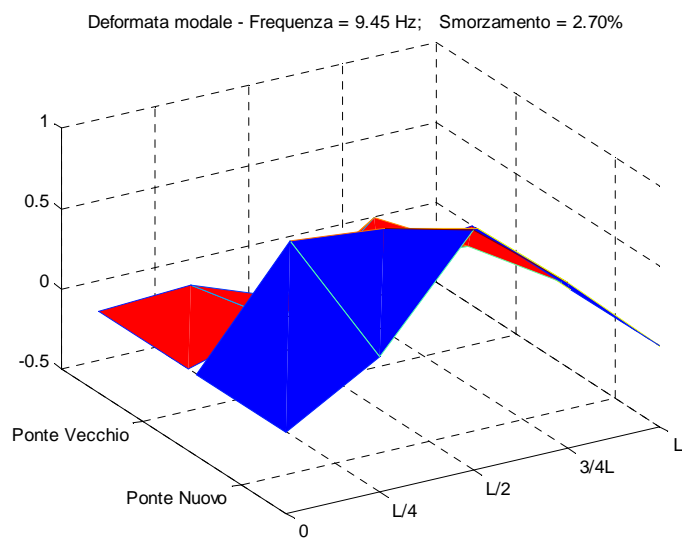
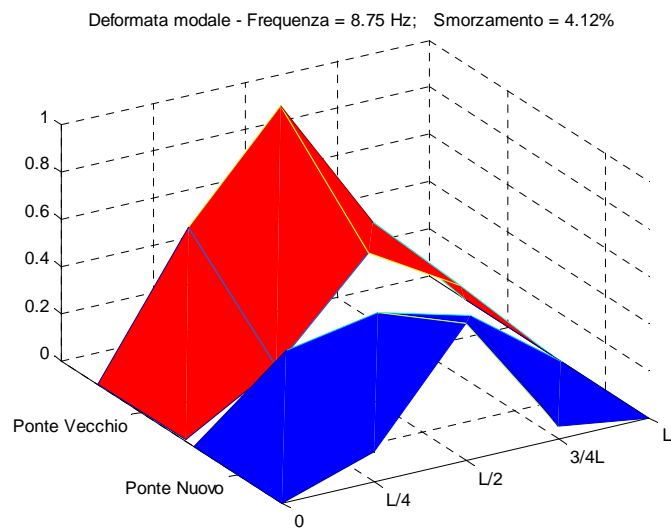
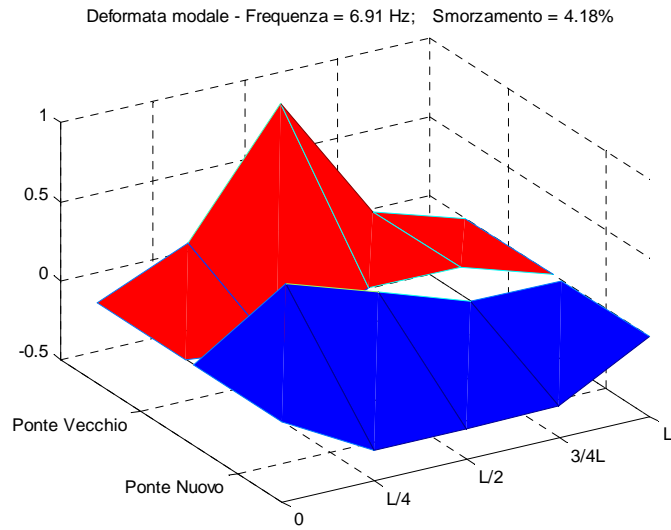
- **Record 5**



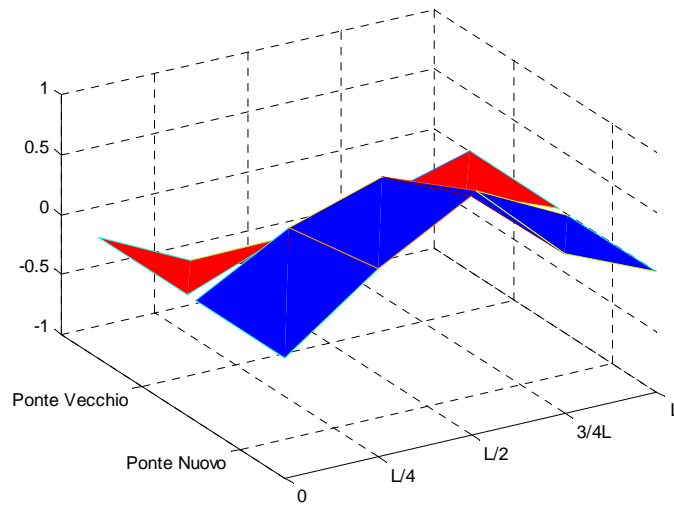




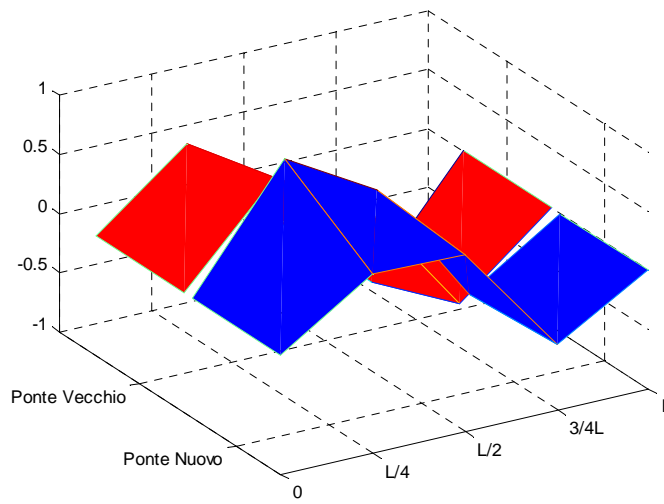




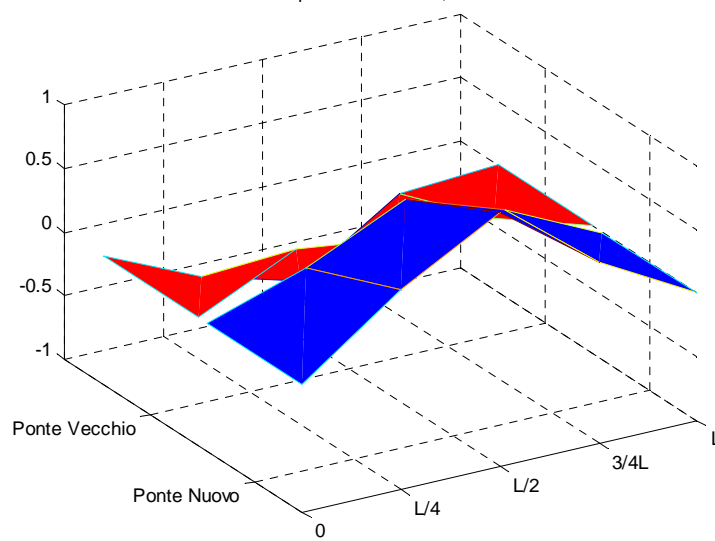
Deformata modale - Frequenza = 10.8 Hz; Smorzamento = 3.15%

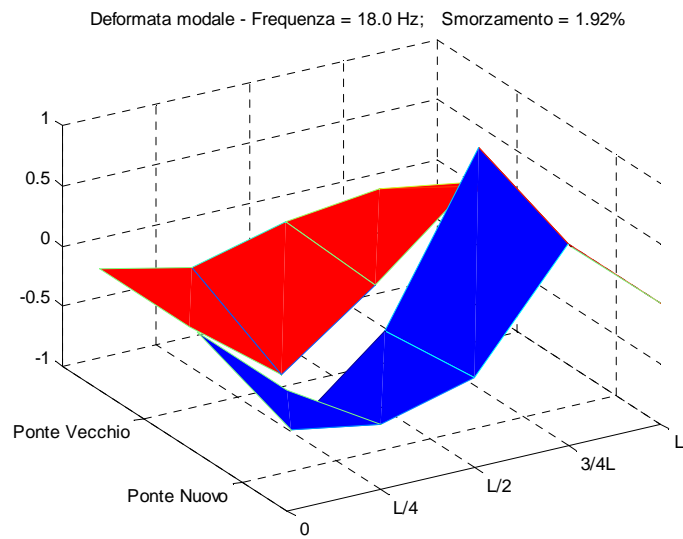
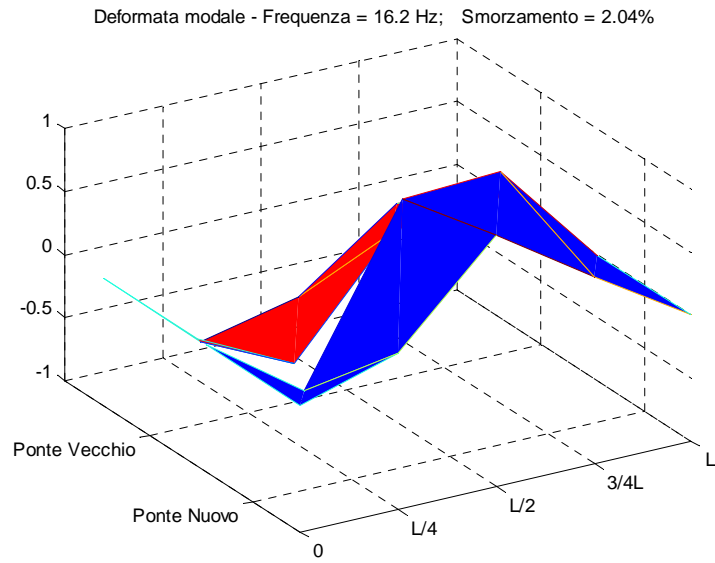


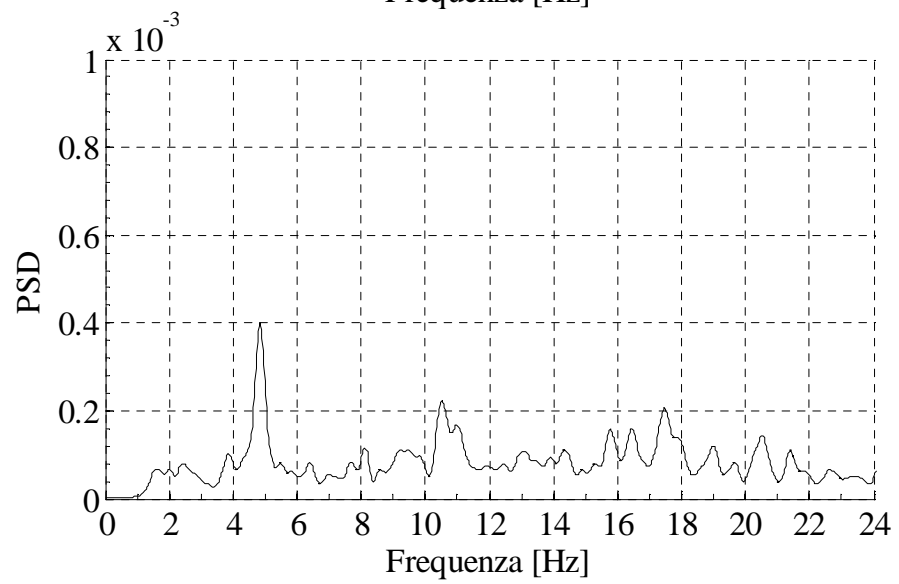
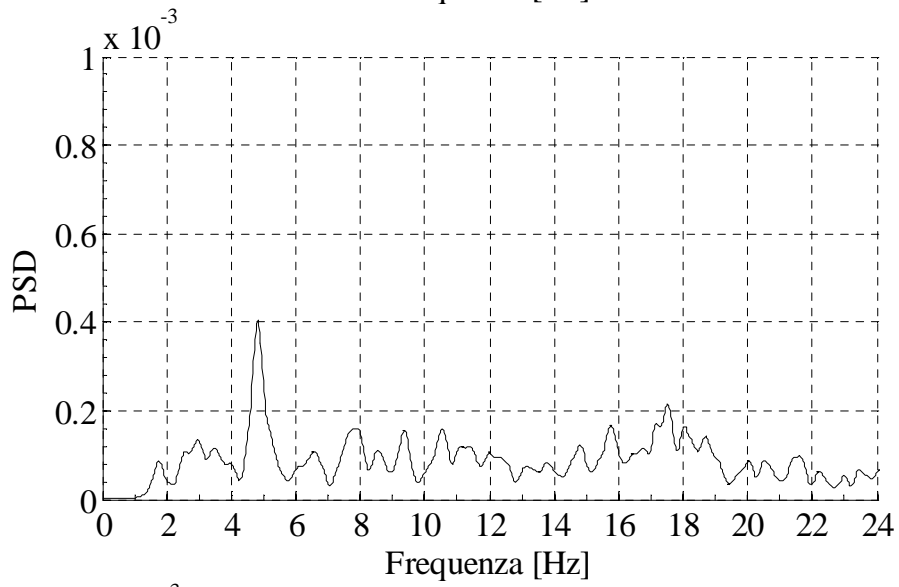
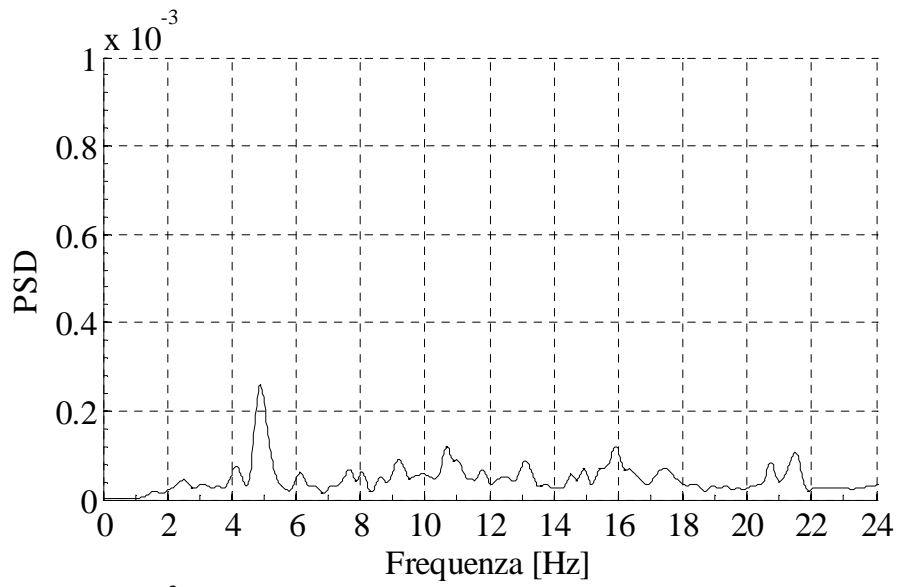
Deformata modale - Frequenza = 13.3 Hz; Smorzamento = 1.91%

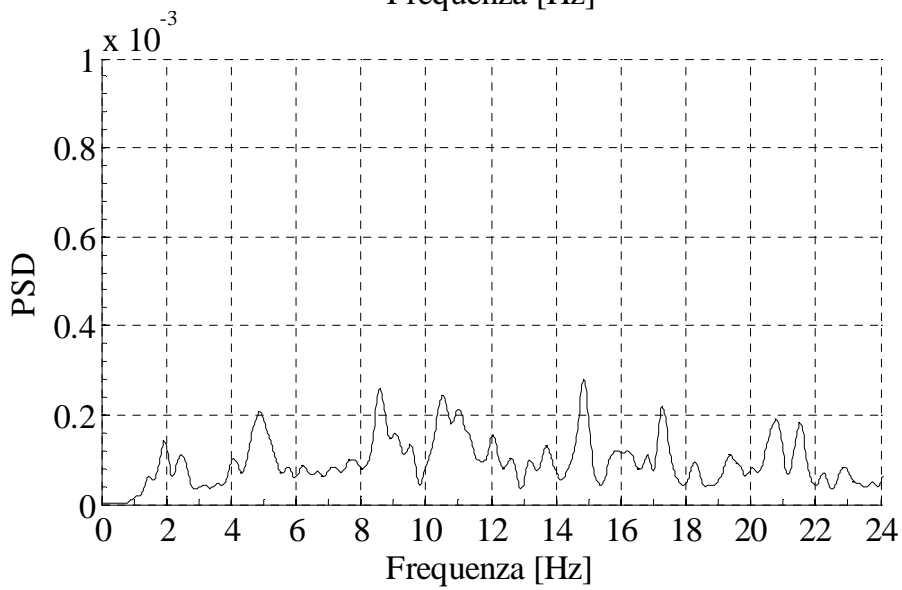
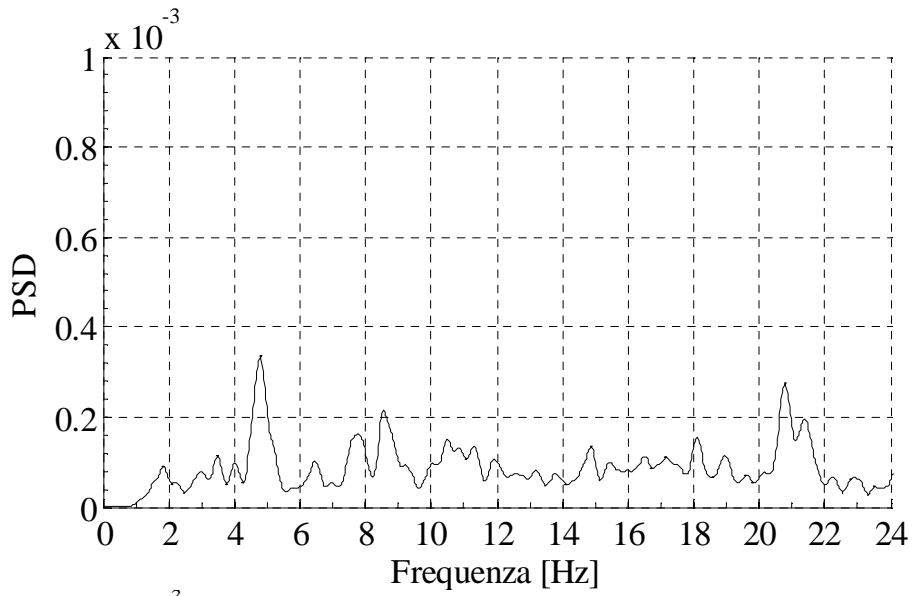
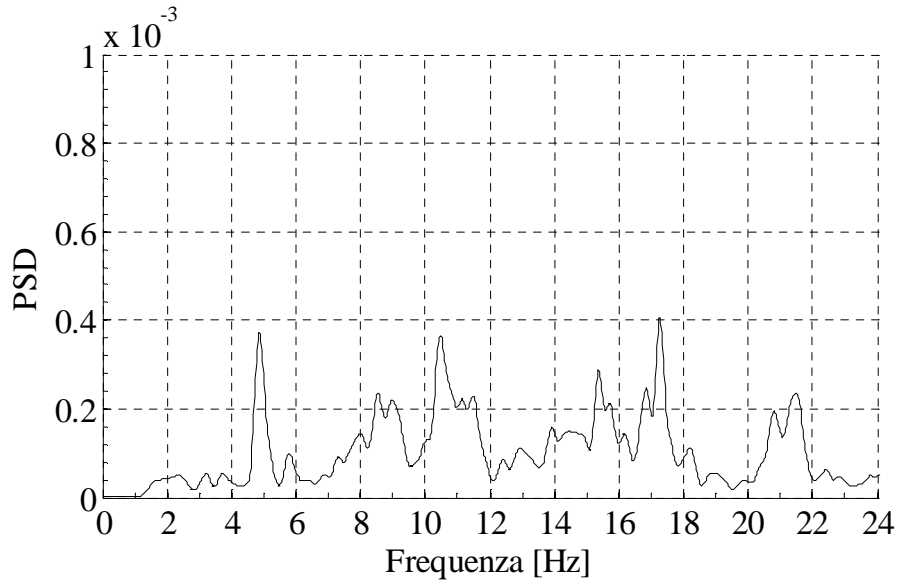


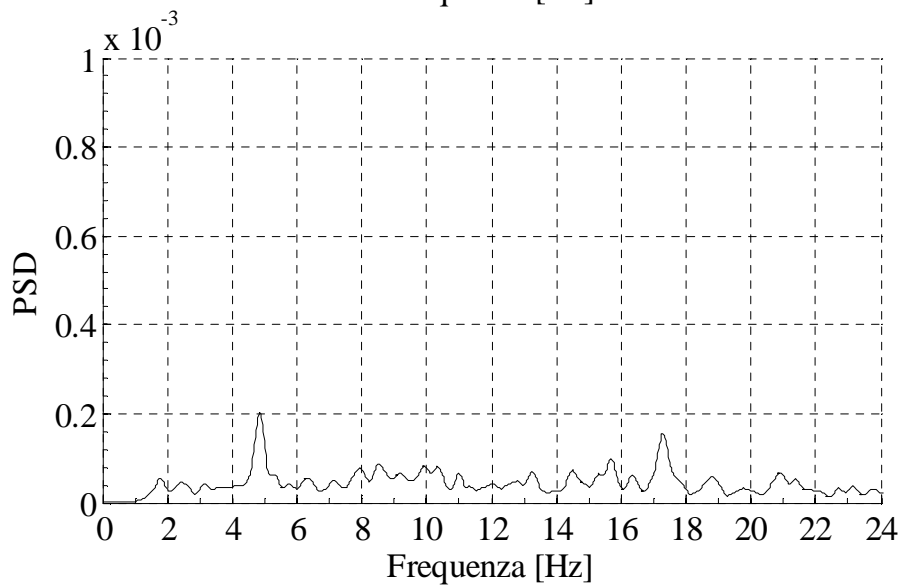
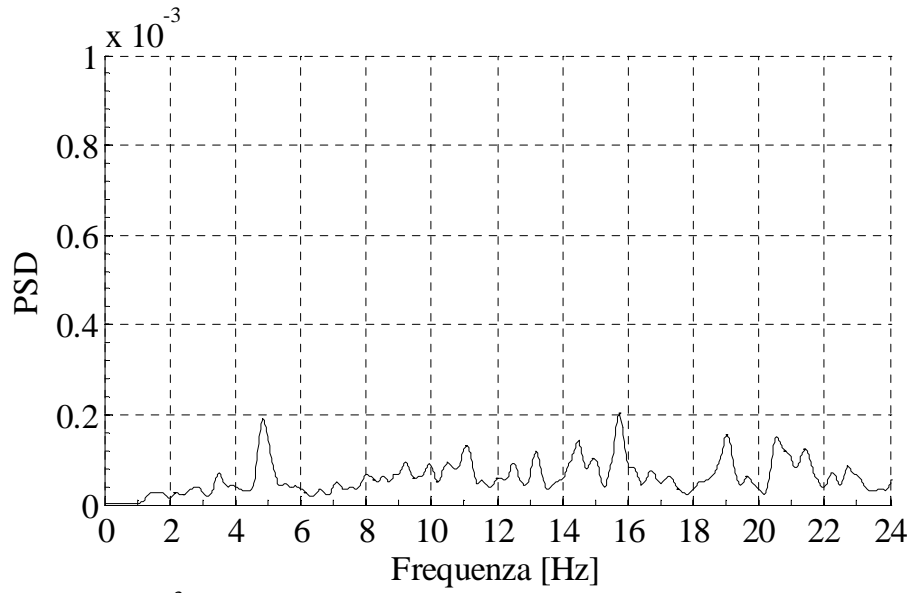
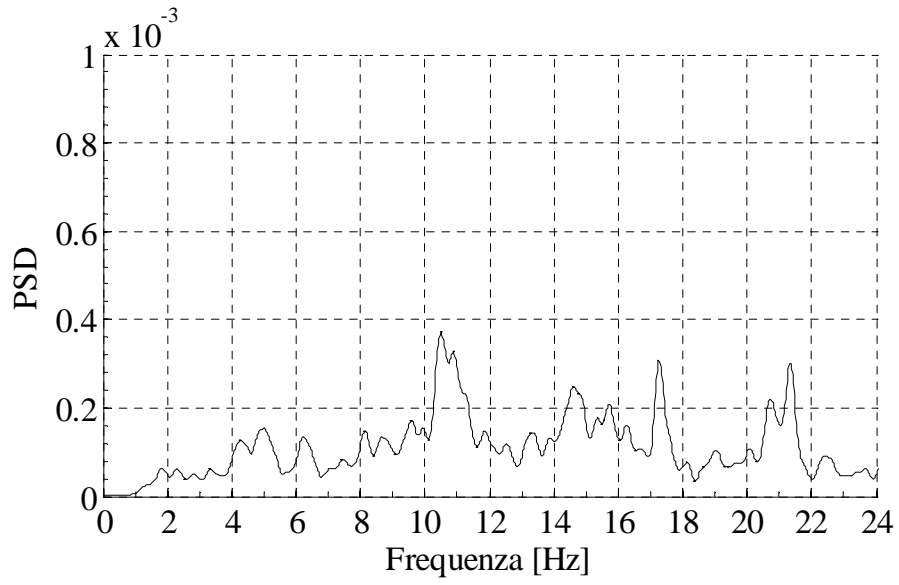
Deformata modale - Frequenza = 14.9 Hz; Smorzamento = 2.42%

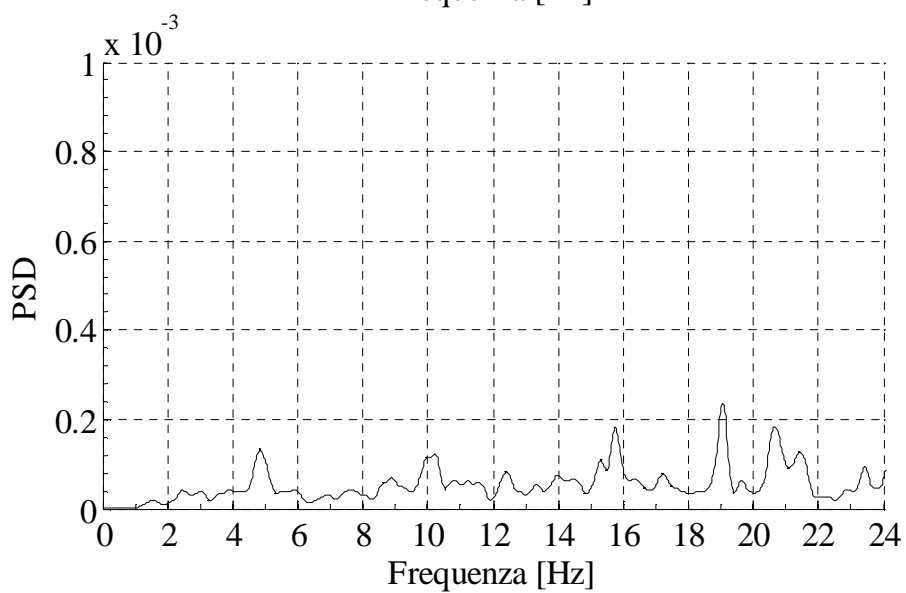
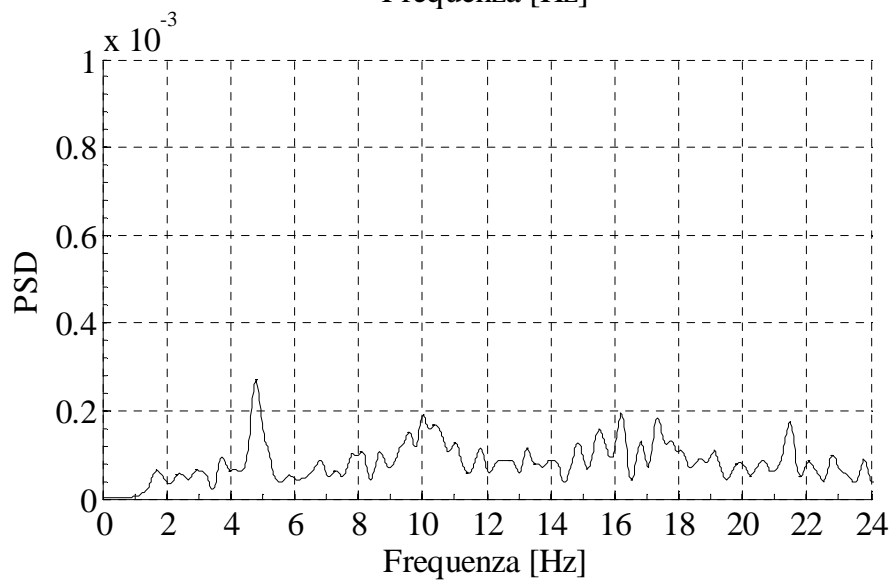
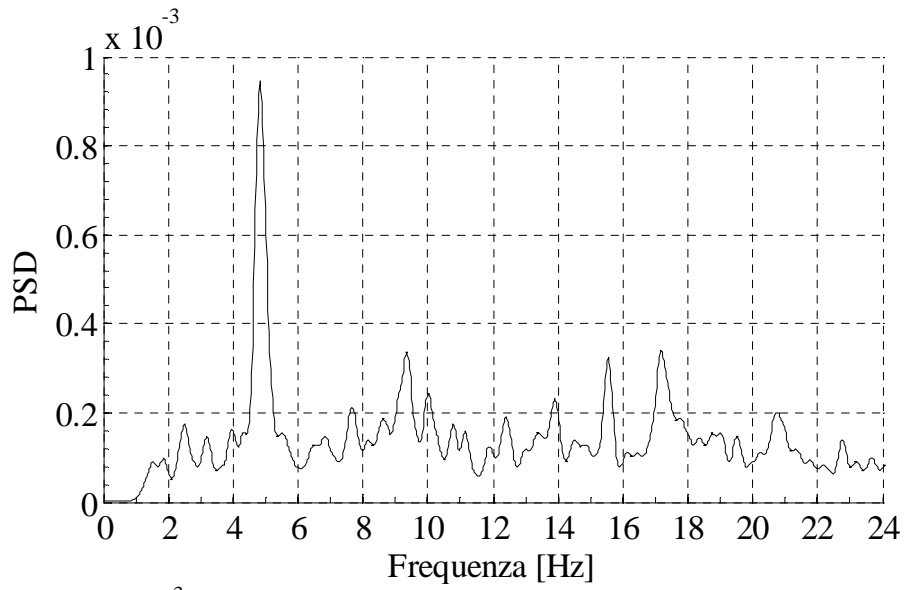




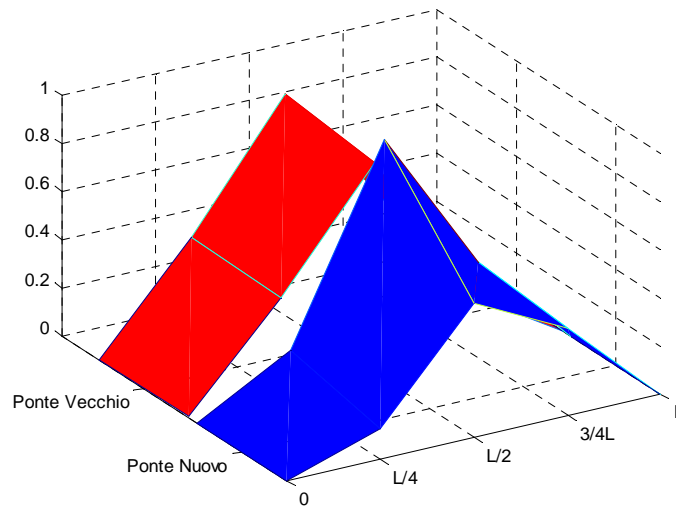
Record 6



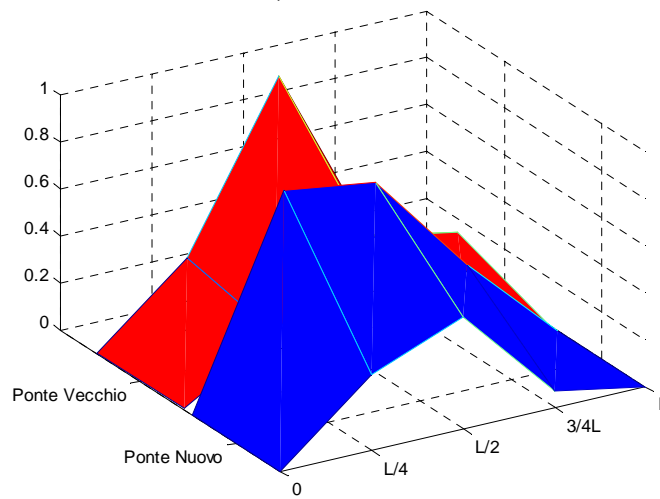




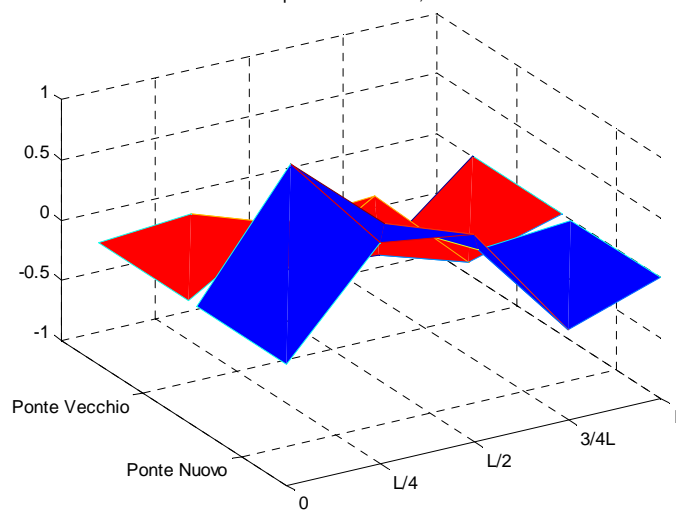
Deformata modale - Frequenza = 8.60 Hz; Smorzamento = 2.13%

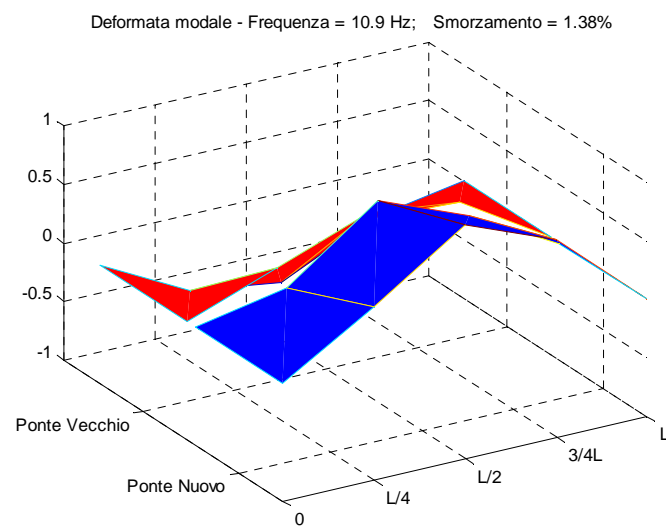
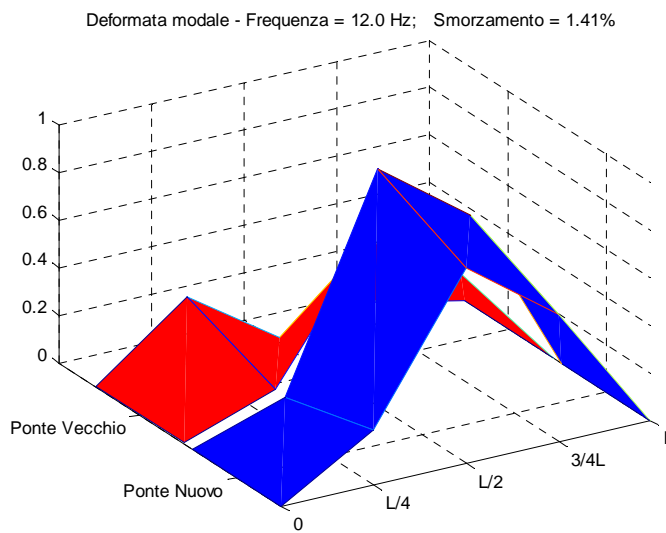
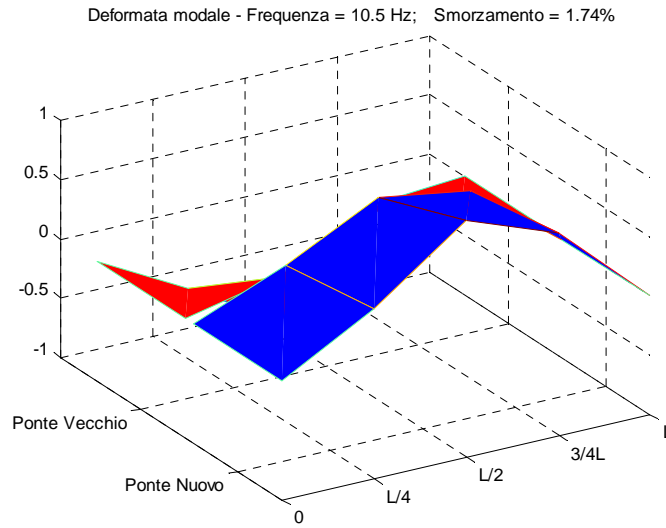


Deformata modale - Frequenza = 9.11 Hz; Smorzamento = 1.78%

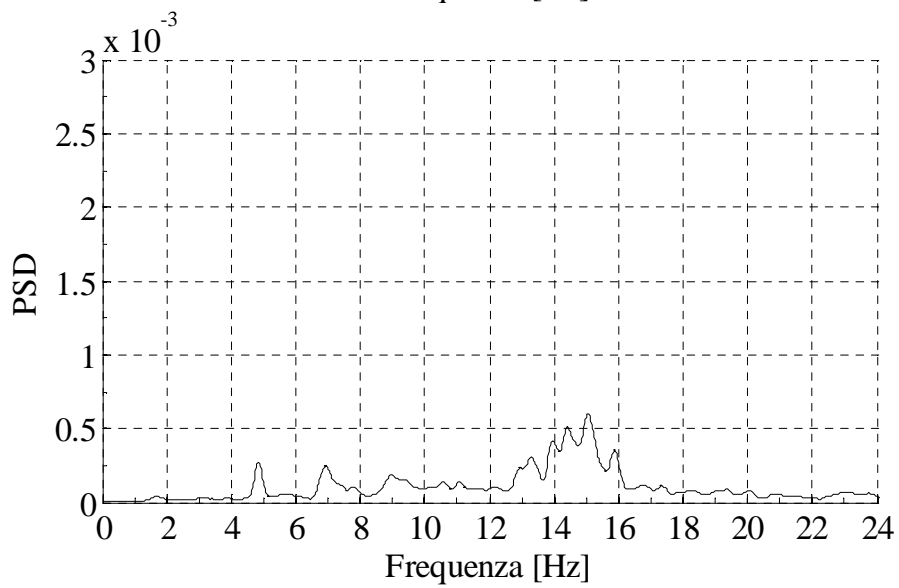
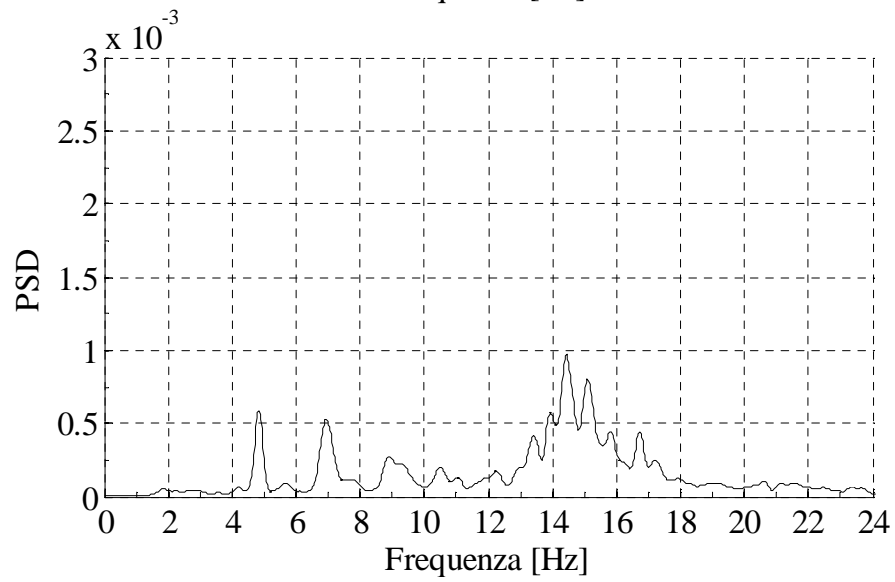
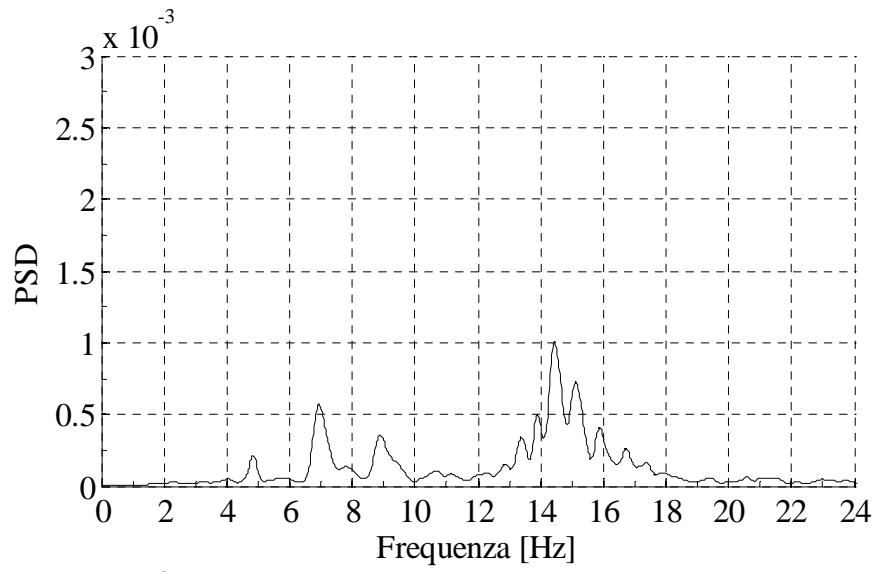


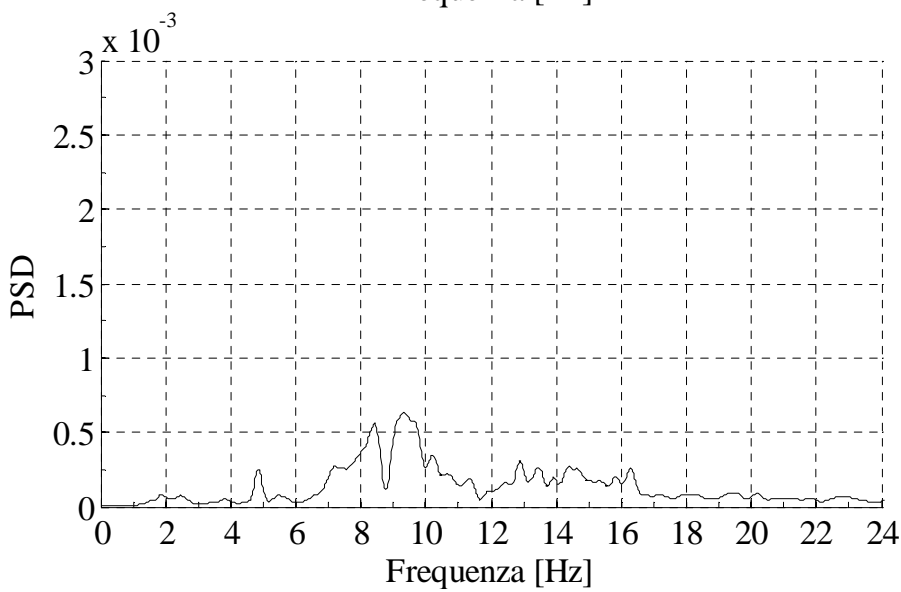
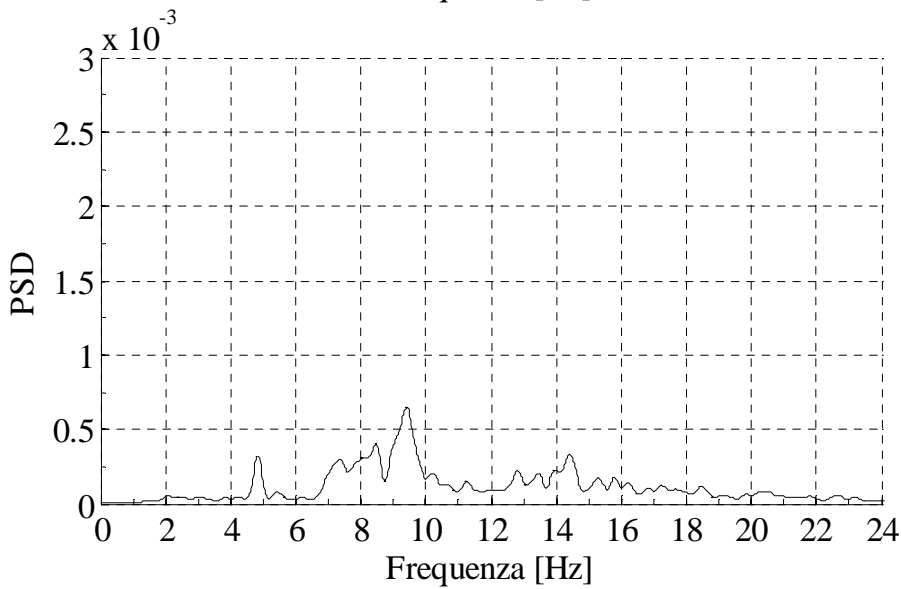
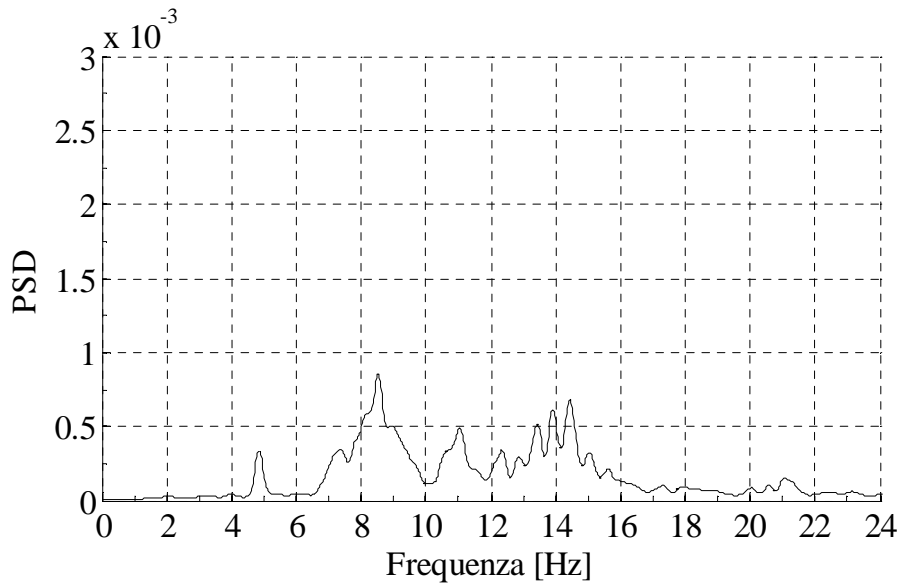
Deformata modale - Frequenza = 9.99 Hz; Smorzamento = 1.85%

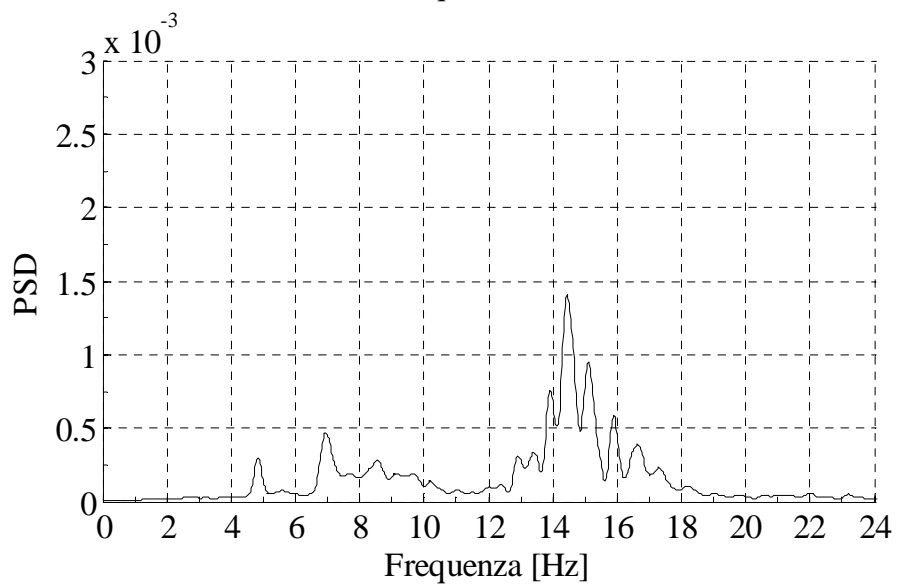
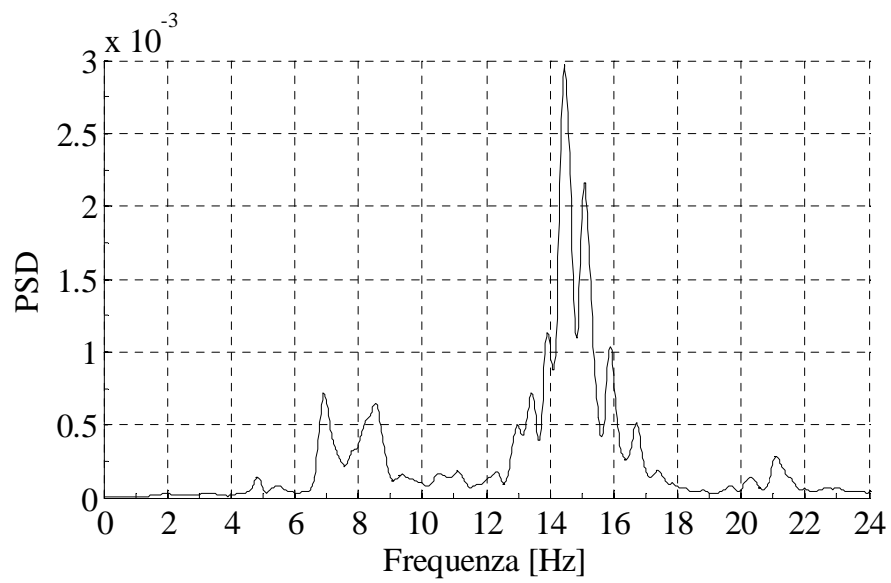
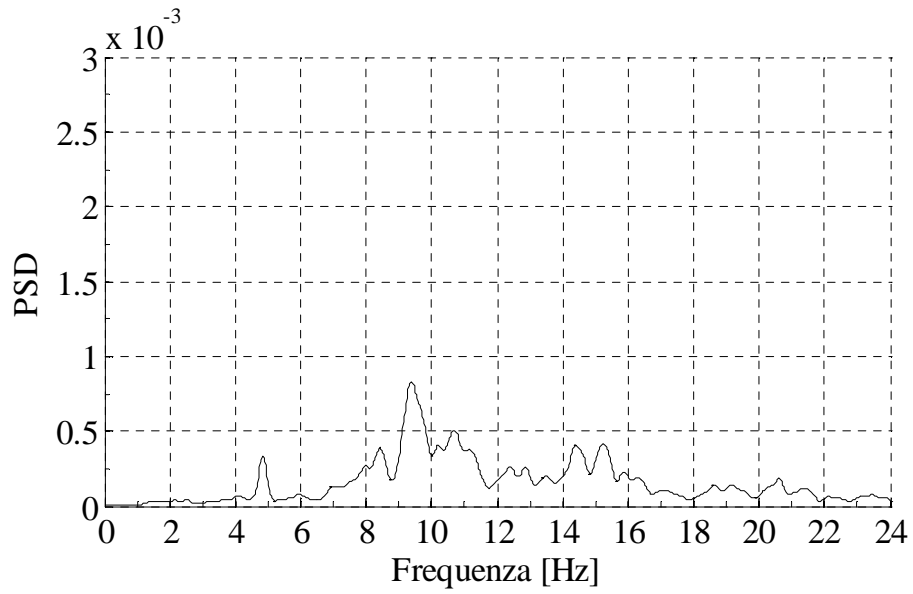


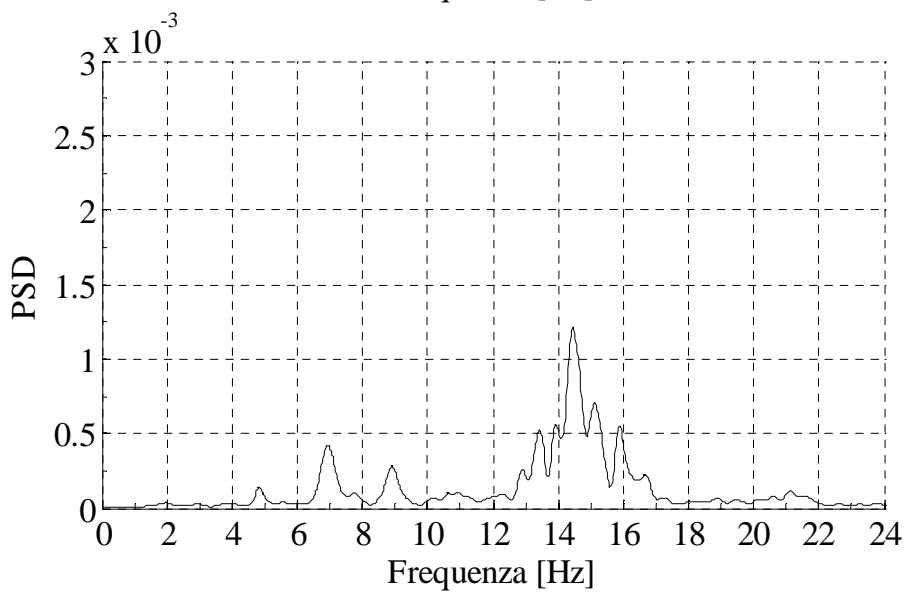
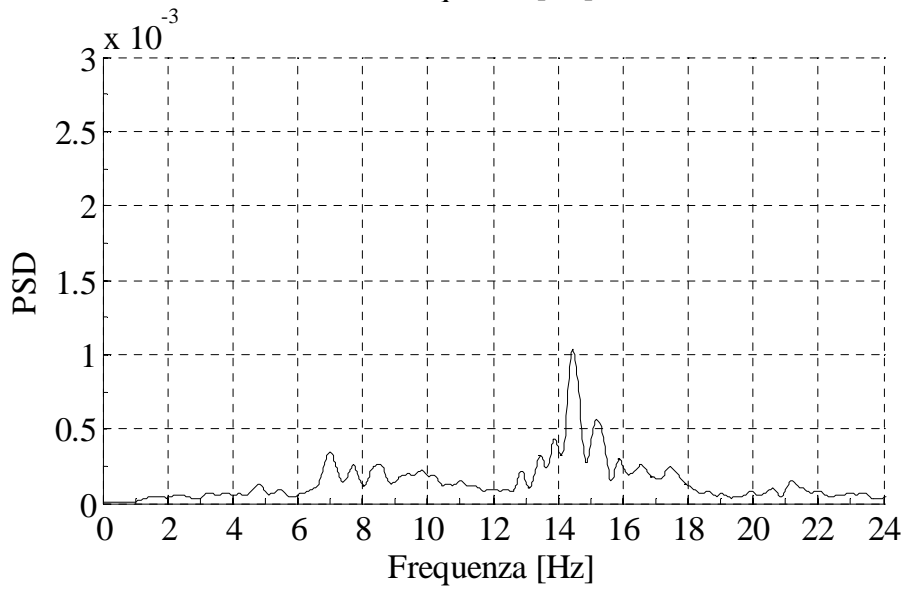
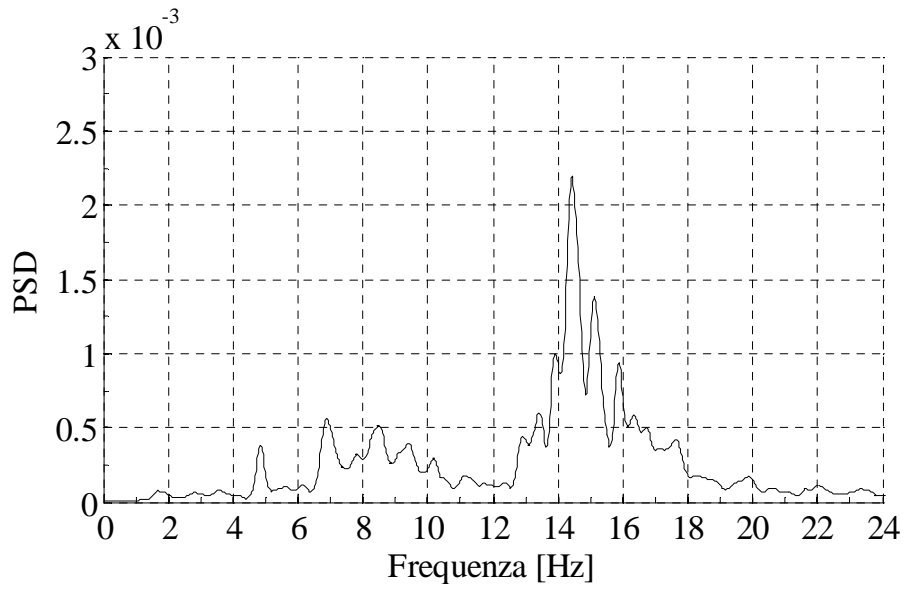


- **Record 7**

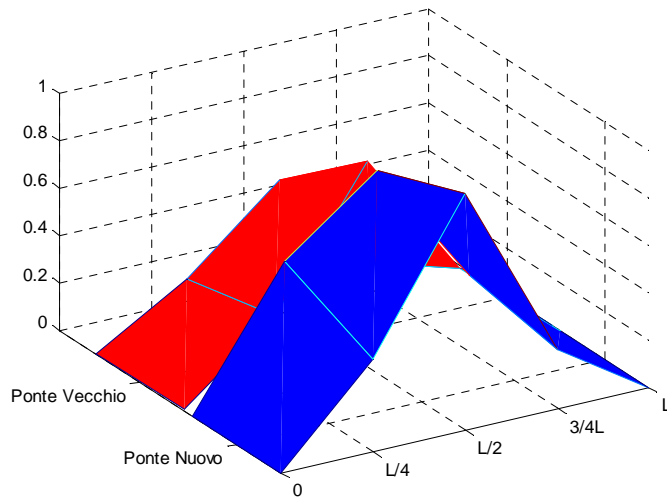




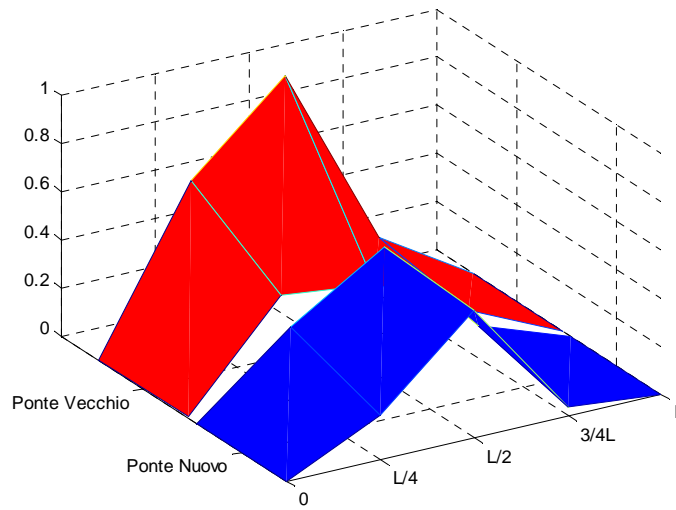




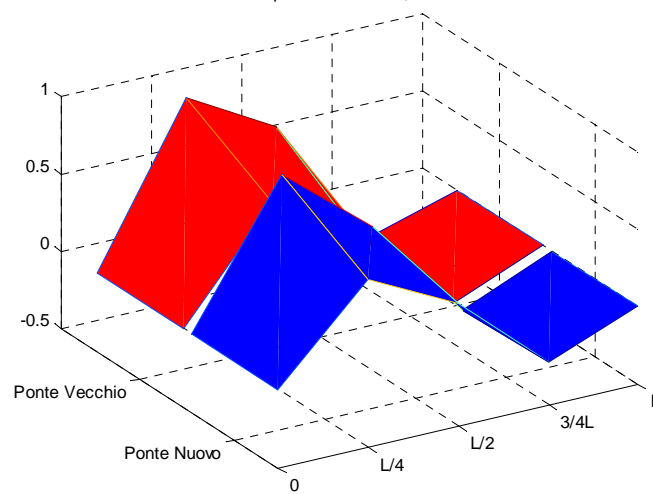
Deformata modale - Frequenza = 9.41 Hz; Smorzamento = 2.77%

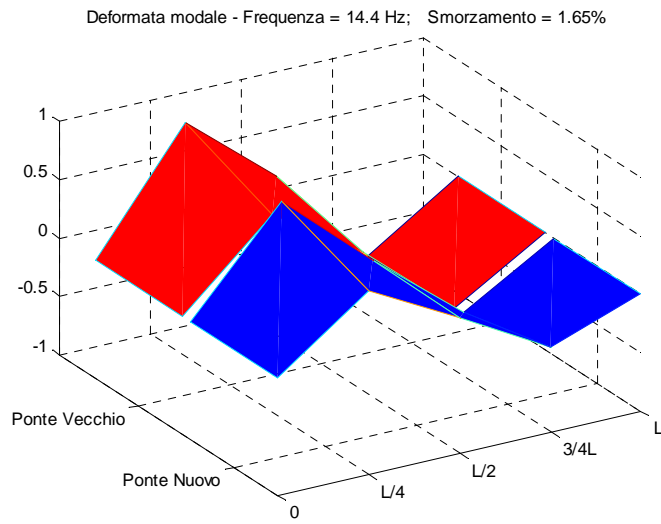
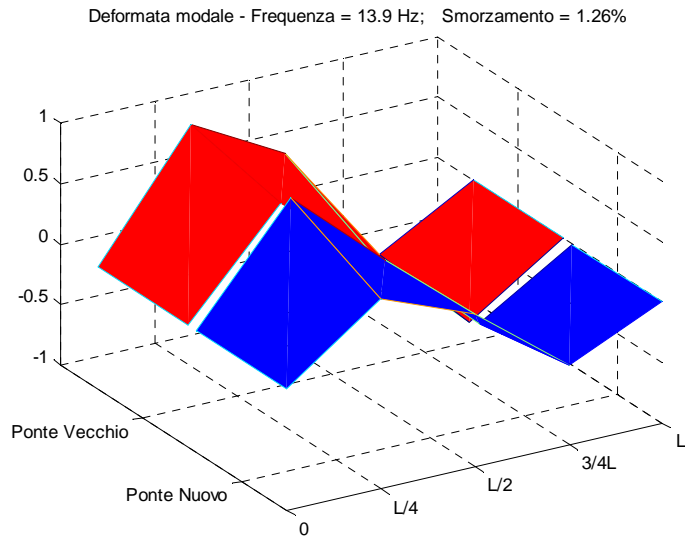


Deformata modale - Frequenza = 12.3 Hz; Smorzamento = 1.24%

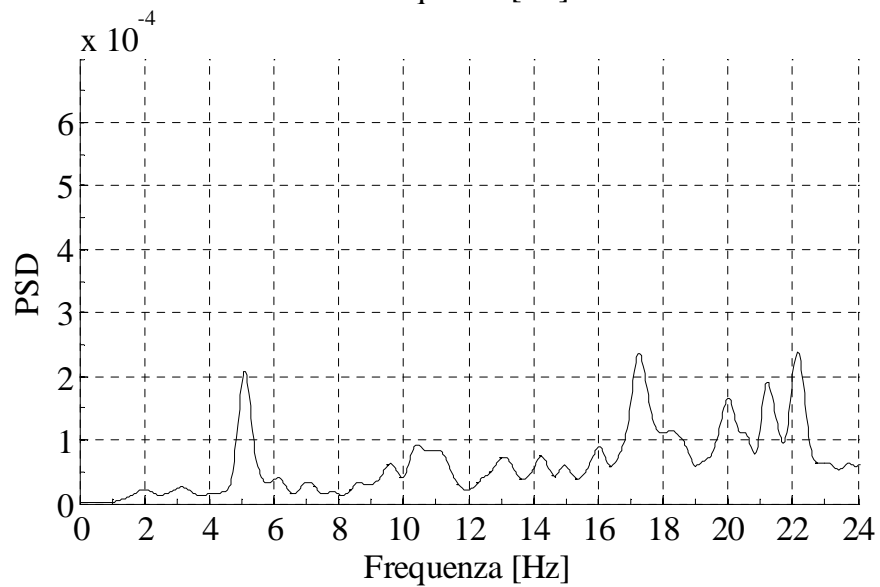
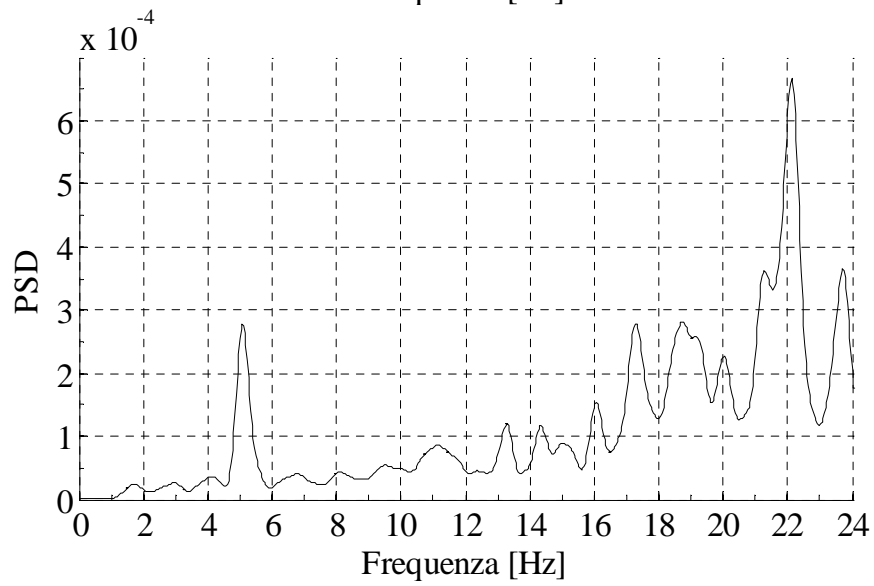
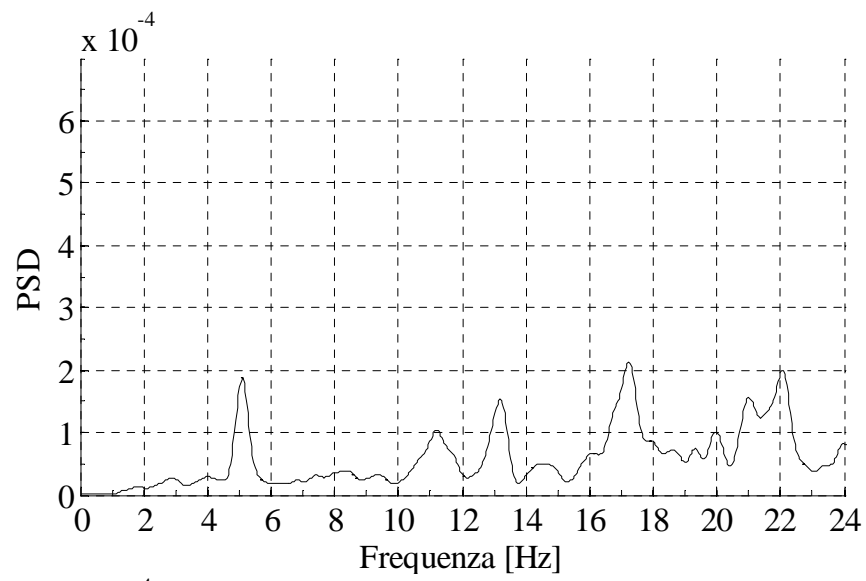


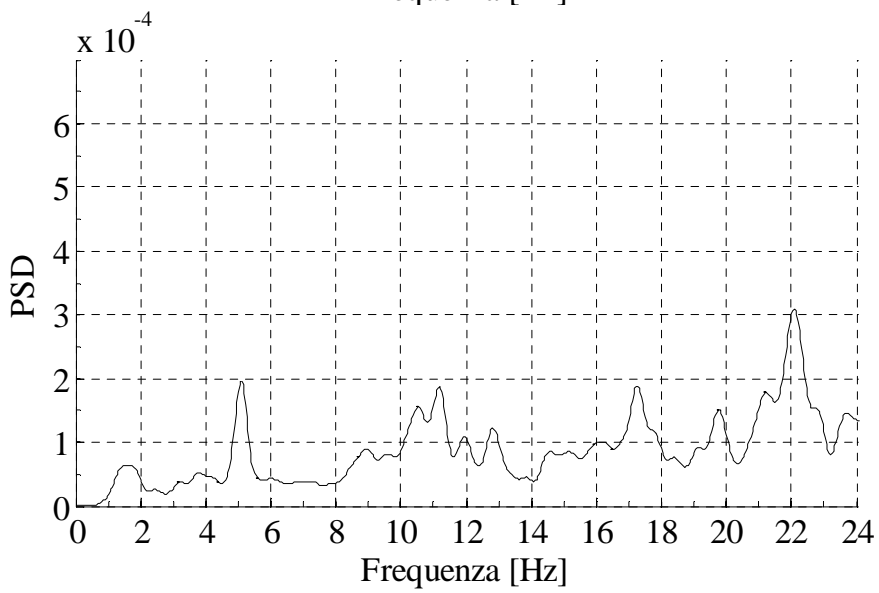
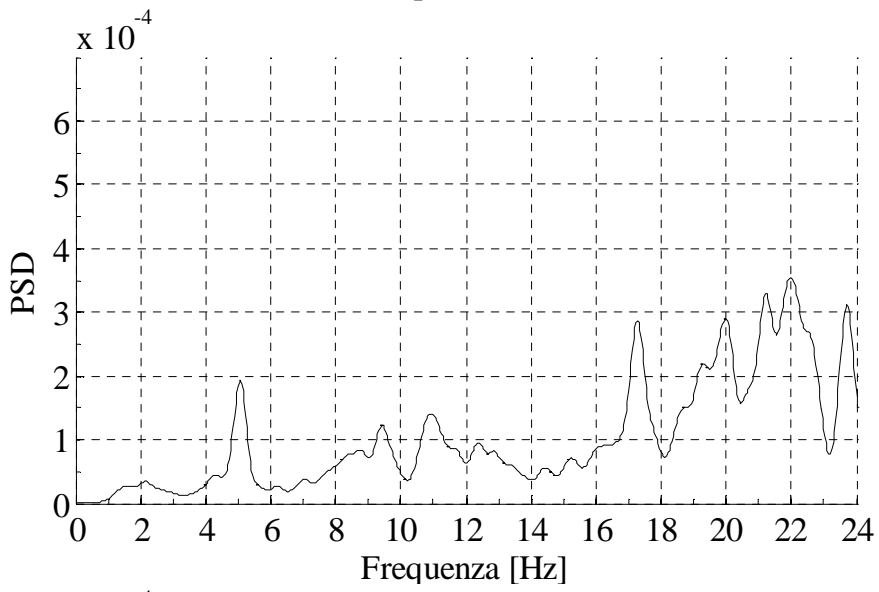
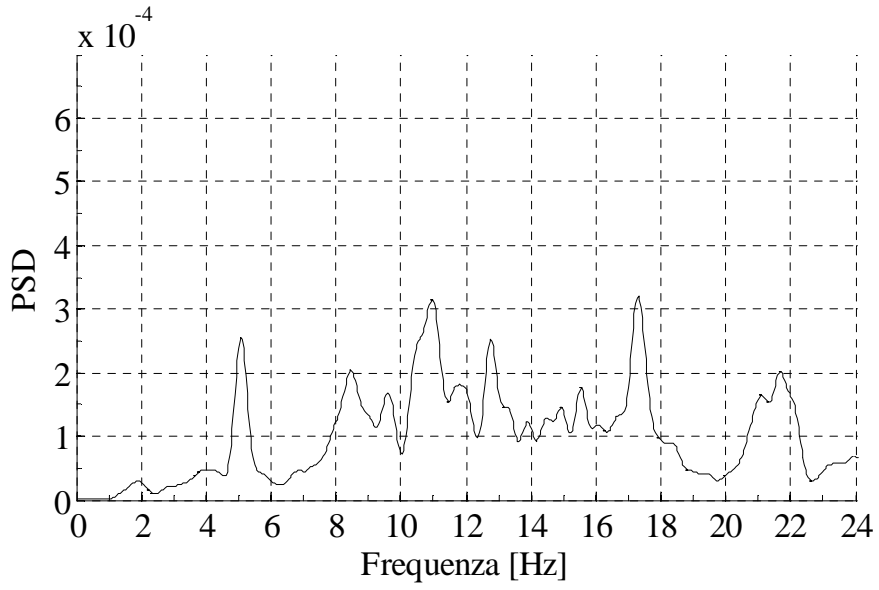
Deformata modale - Frequenza = 13.4 Hz; Smorzamento = 1.30%

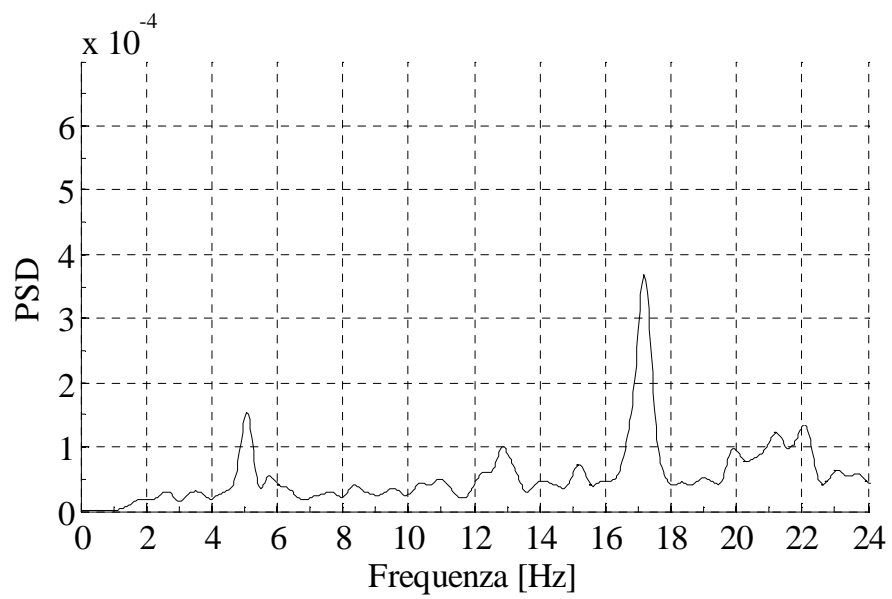
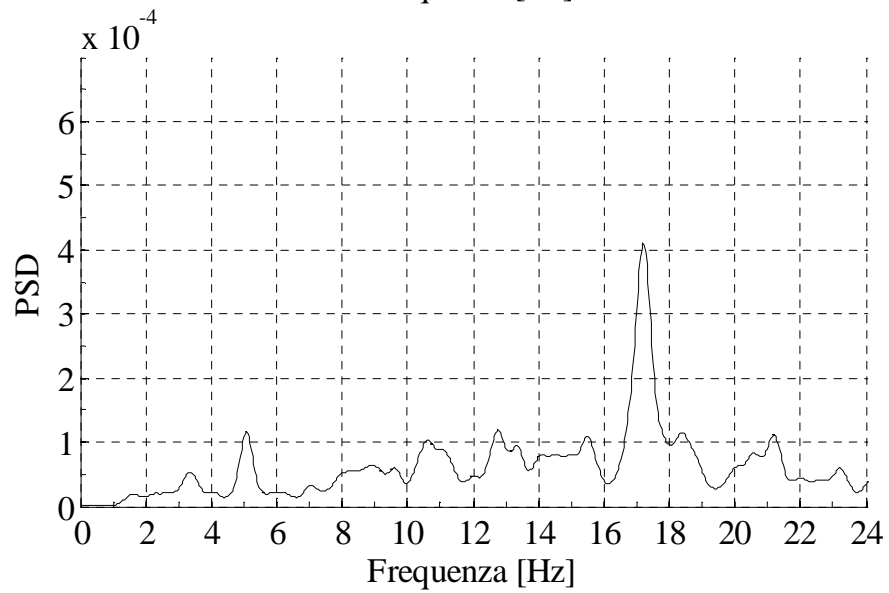
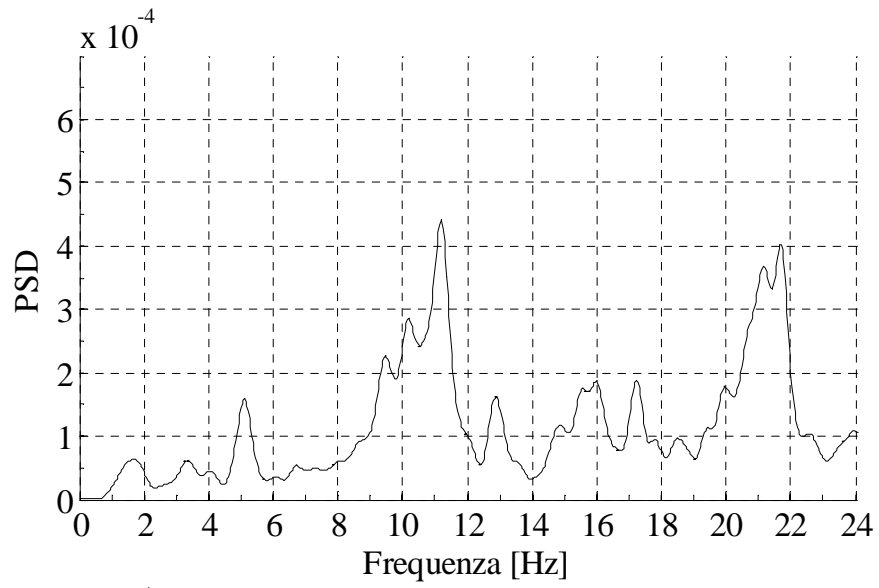


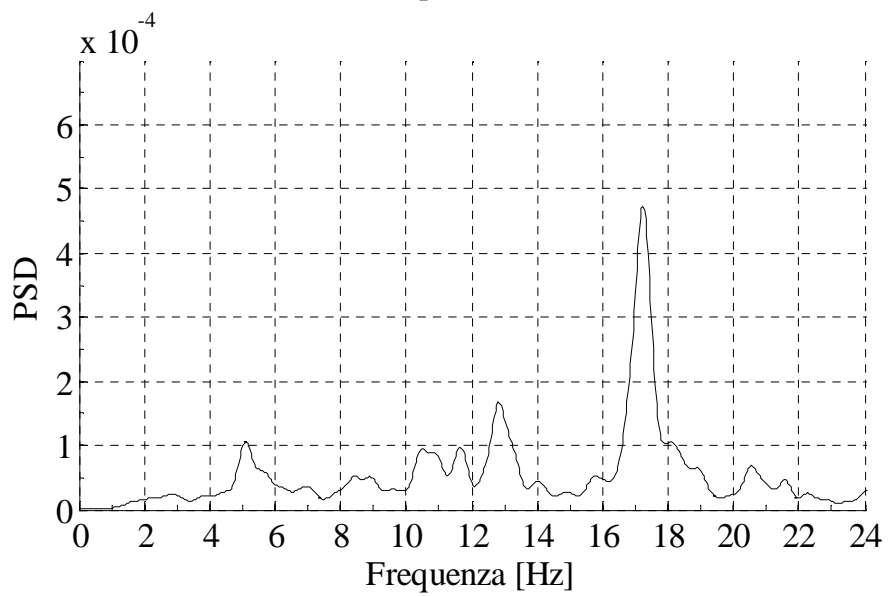
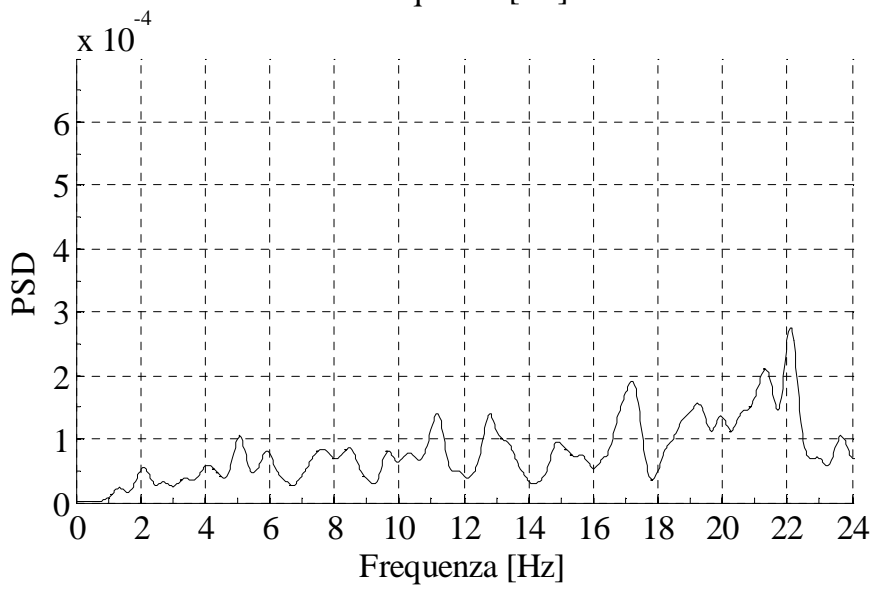
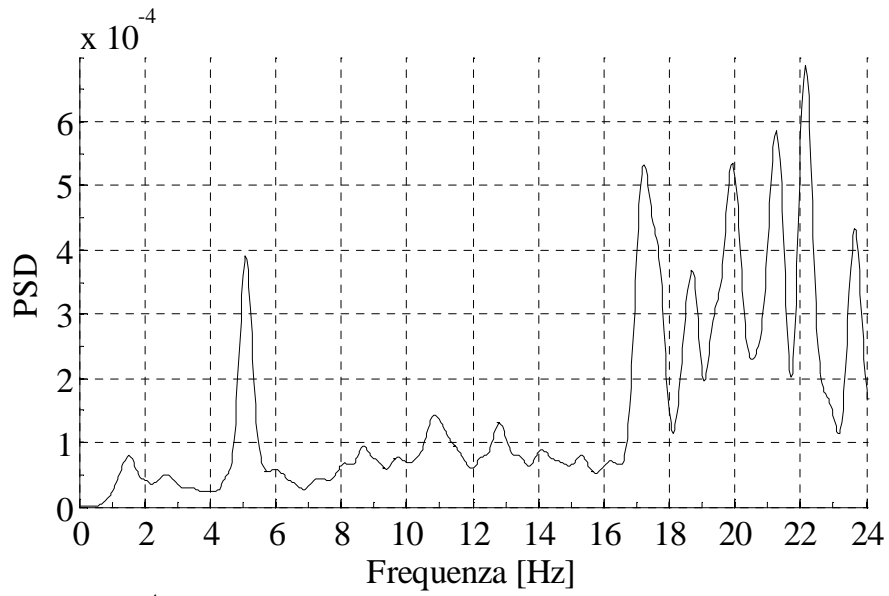


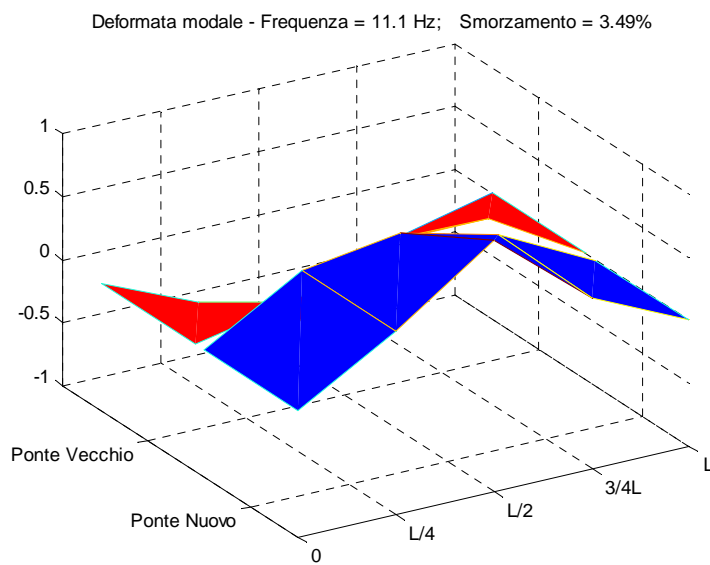
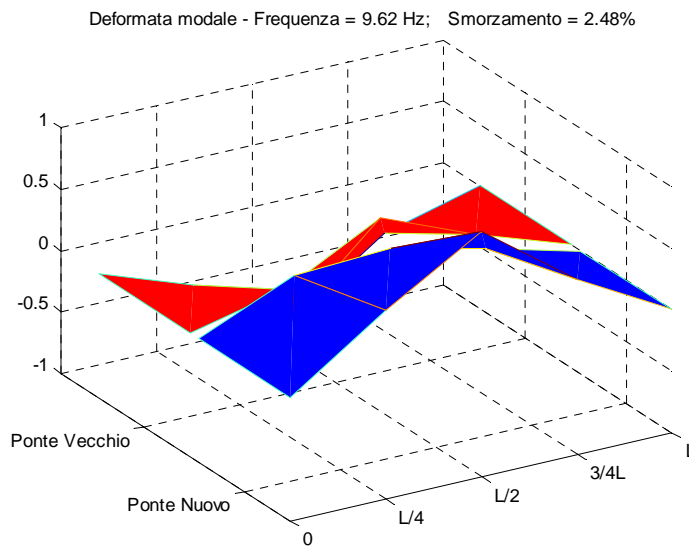
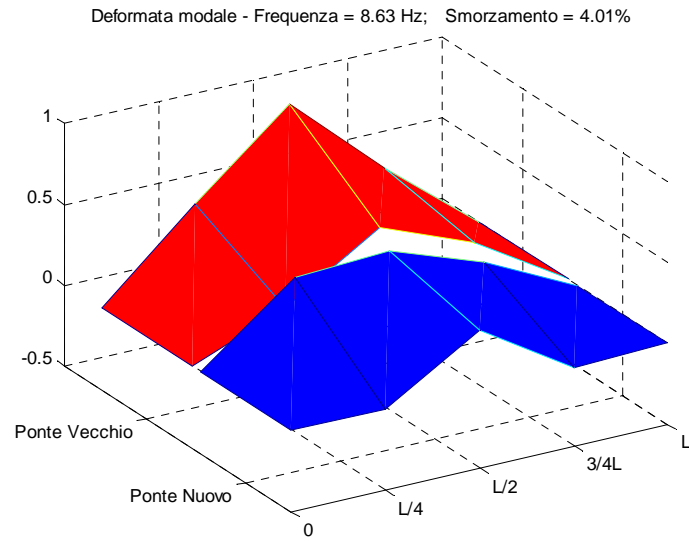
- **Record 8**

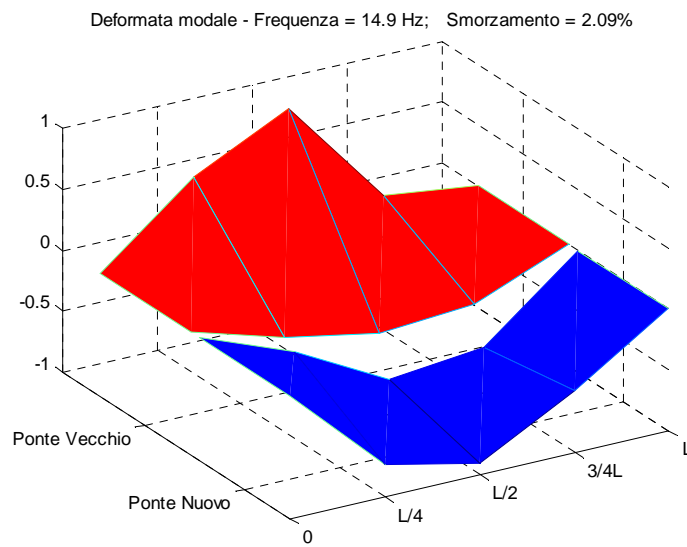
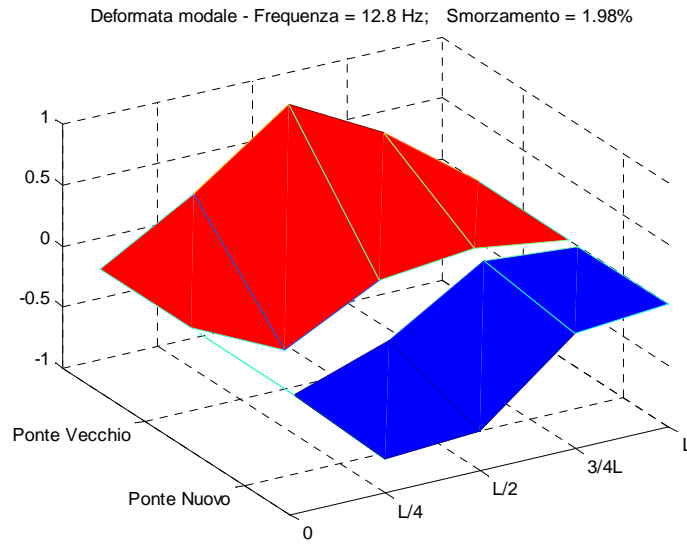


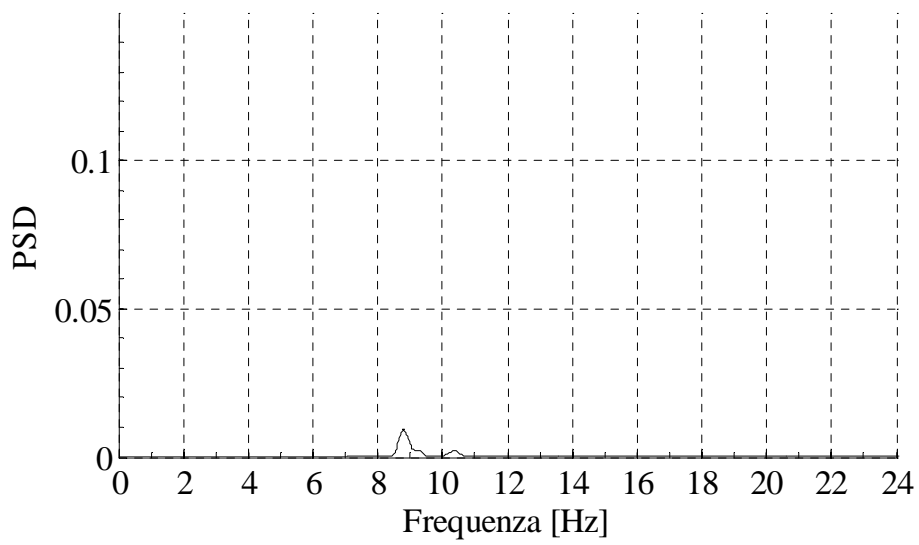
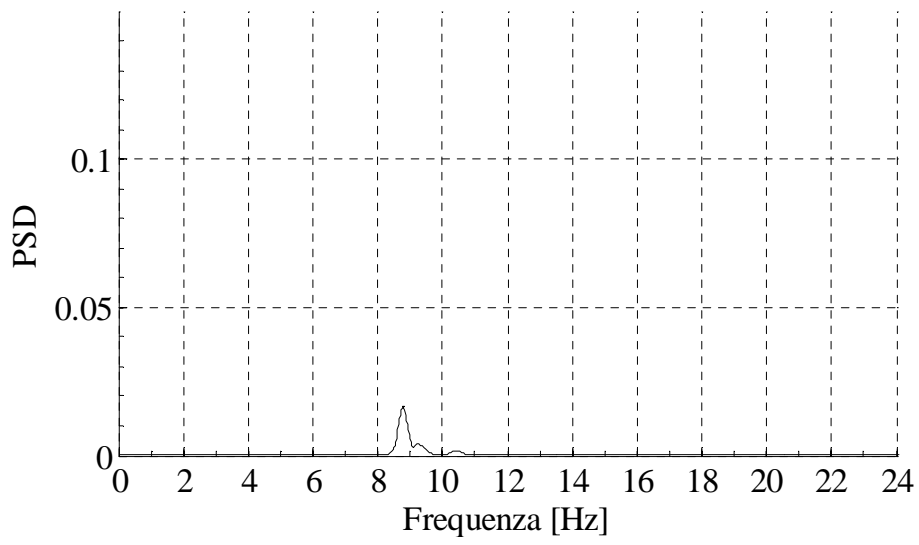
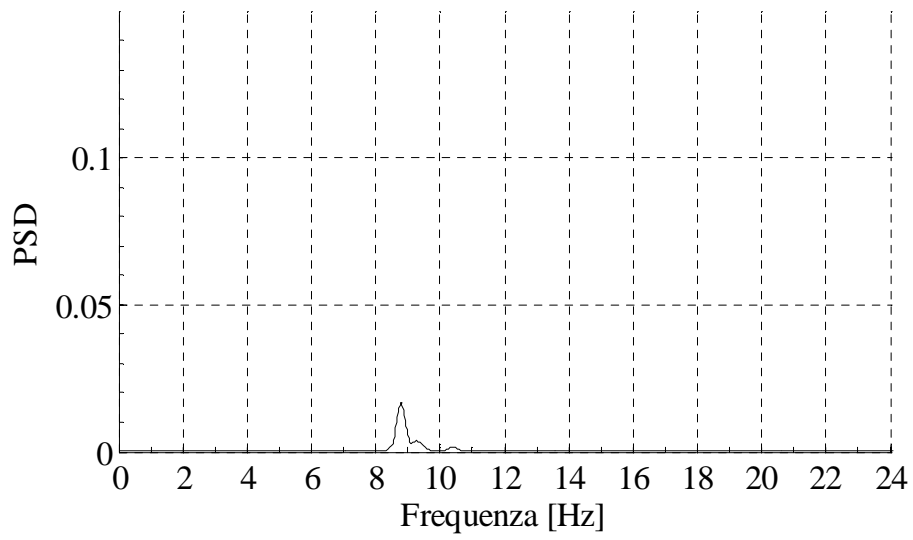


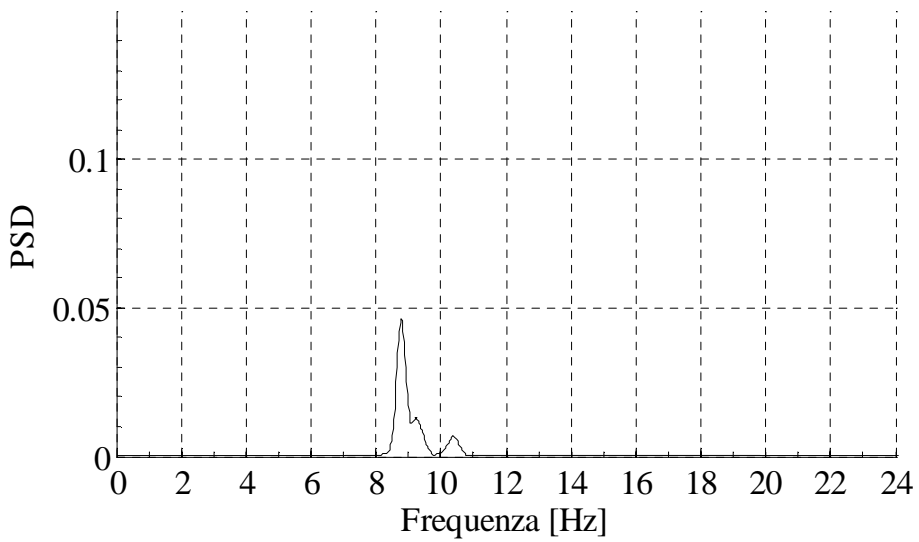
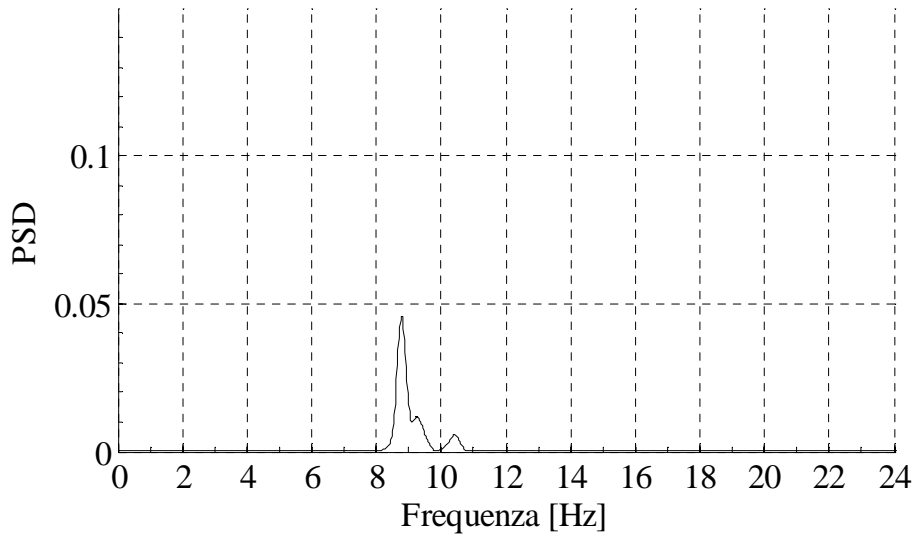
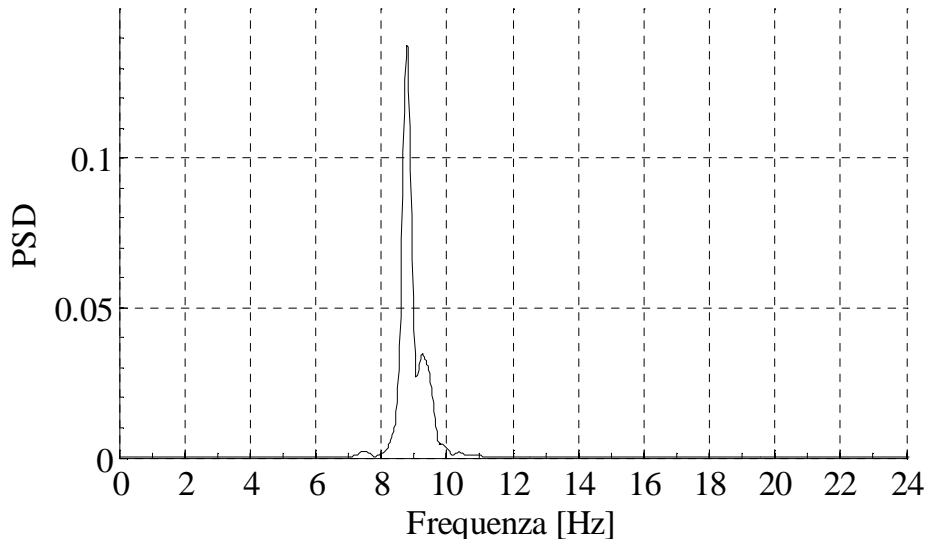


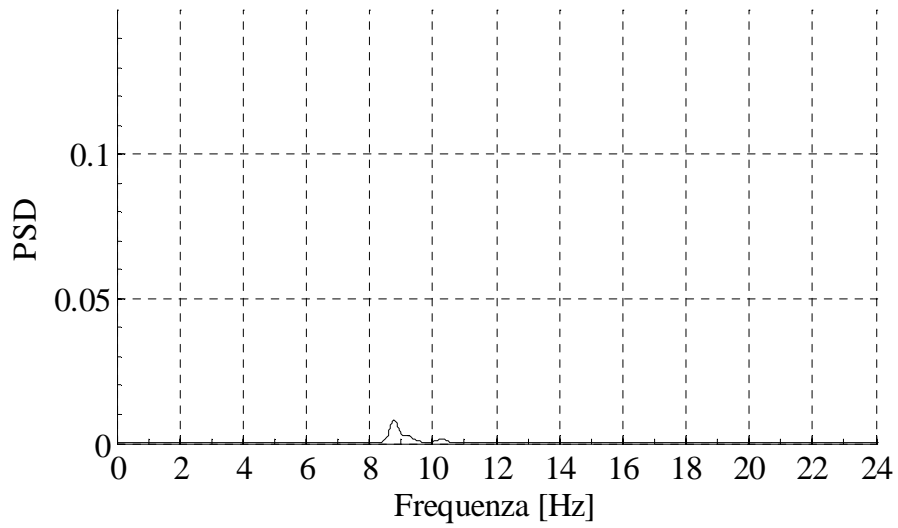
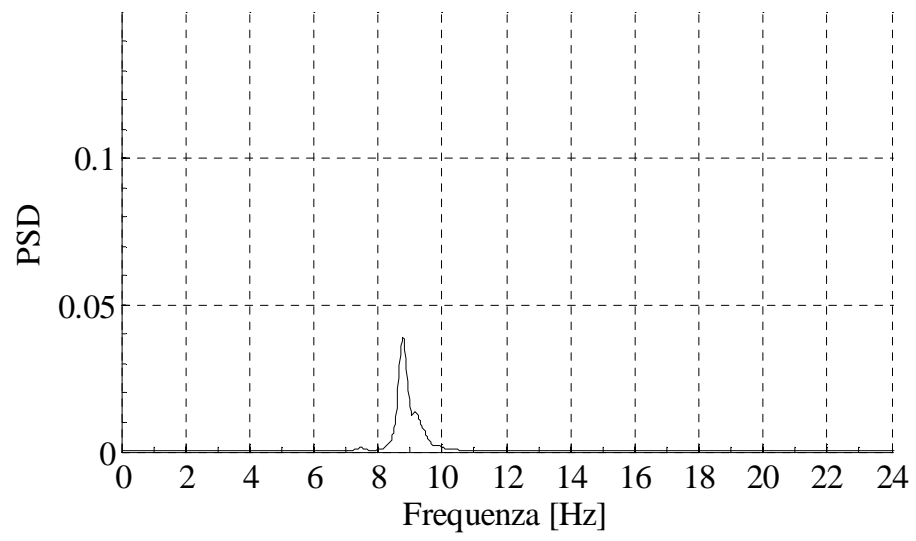
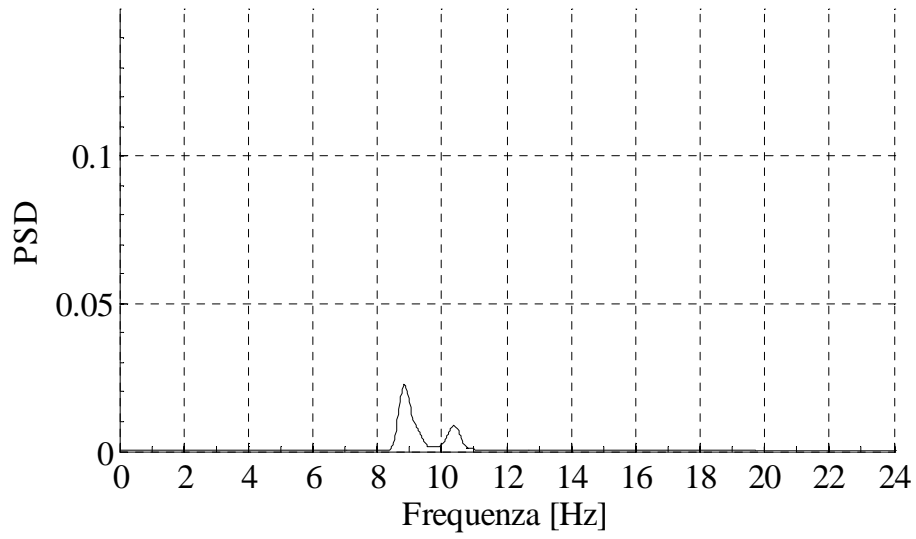


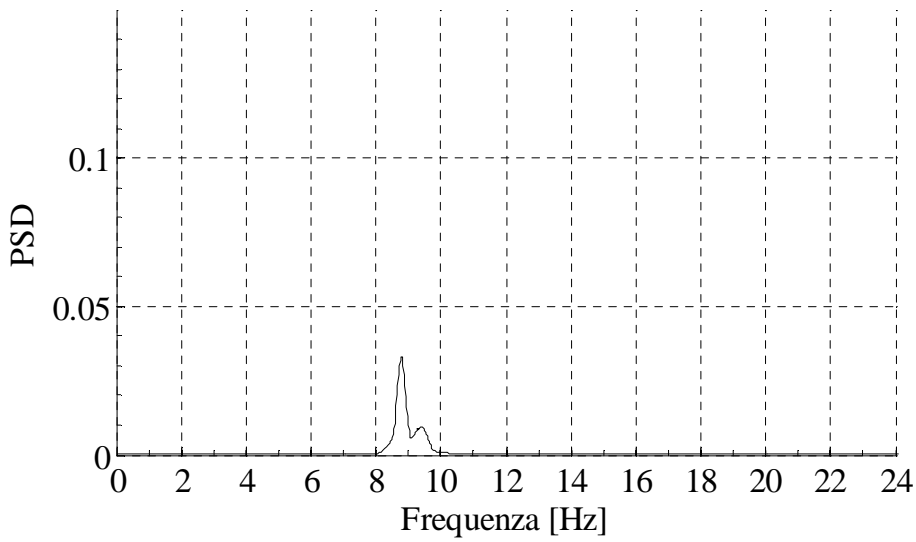
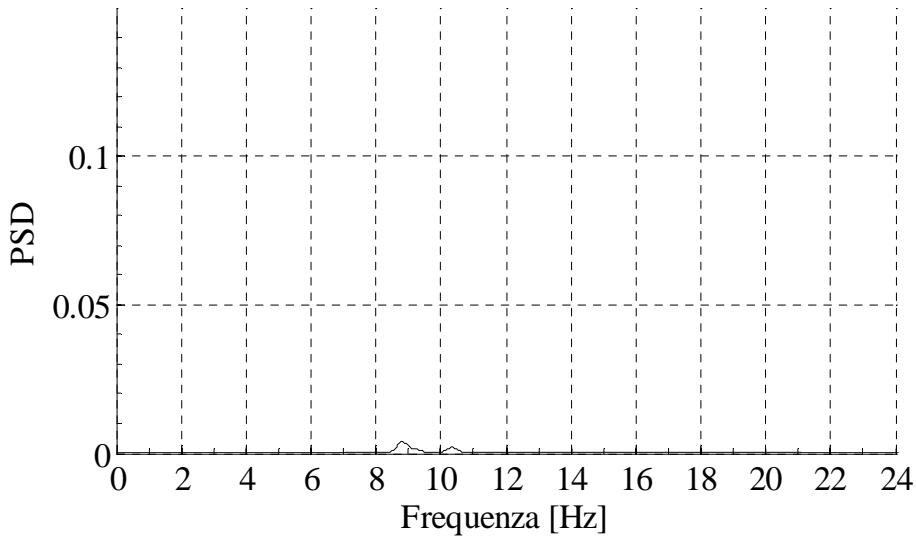
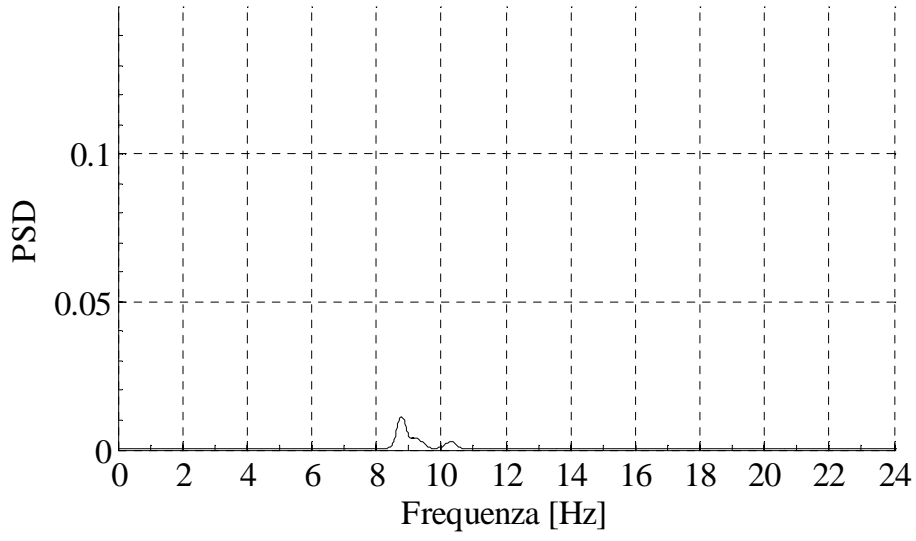




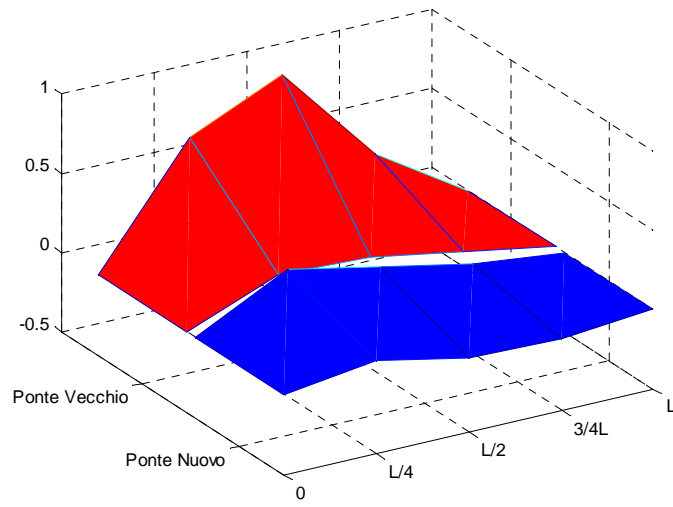
Record 9



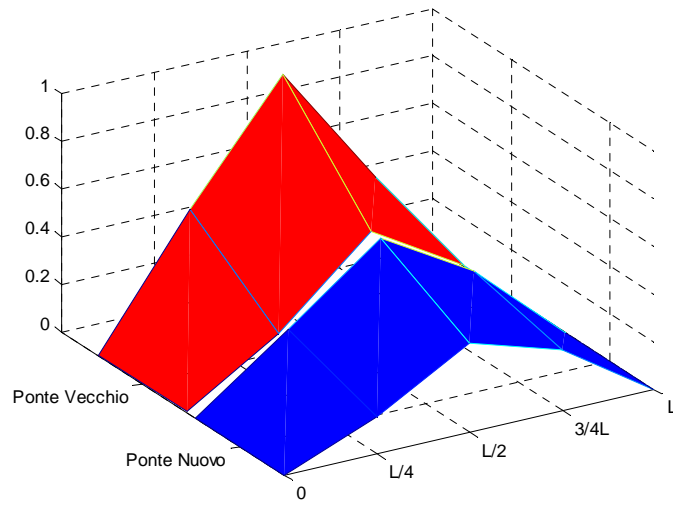




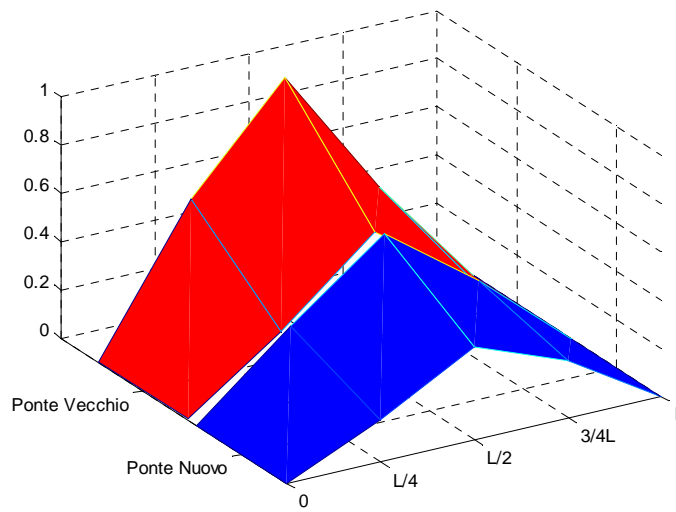
Deformata modale - Frequenza = 7.52 Hz; Smorzamento = 3.32%

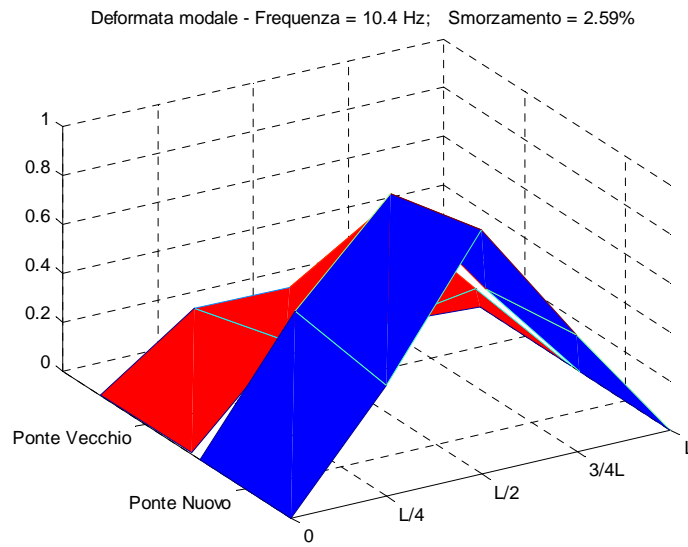


Deformata modale - Frequenza = 8.79 Hz; Smorzamento = 2.53%

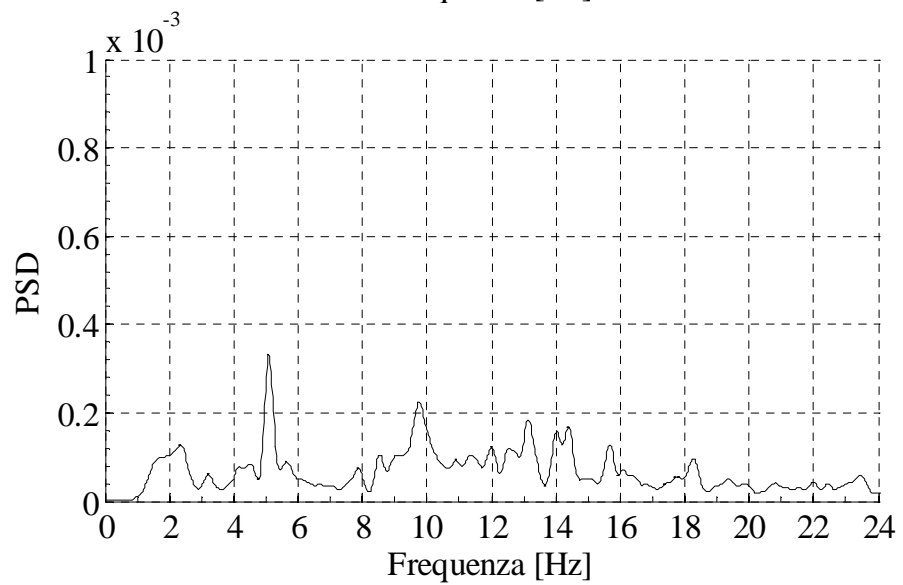
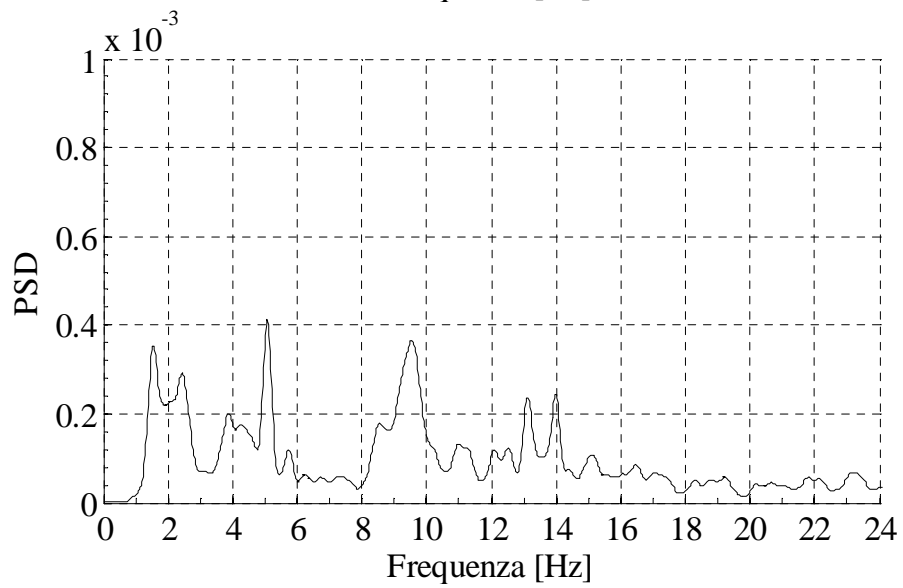
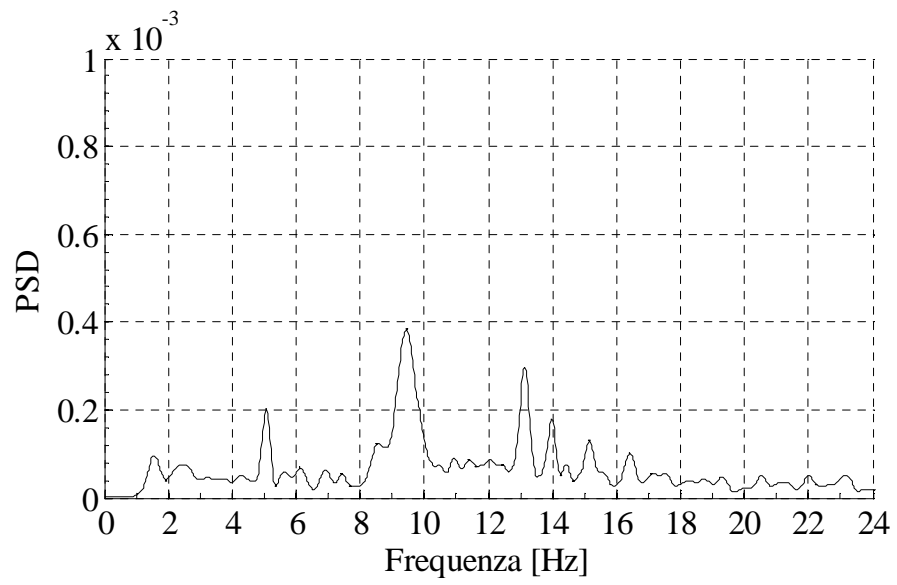


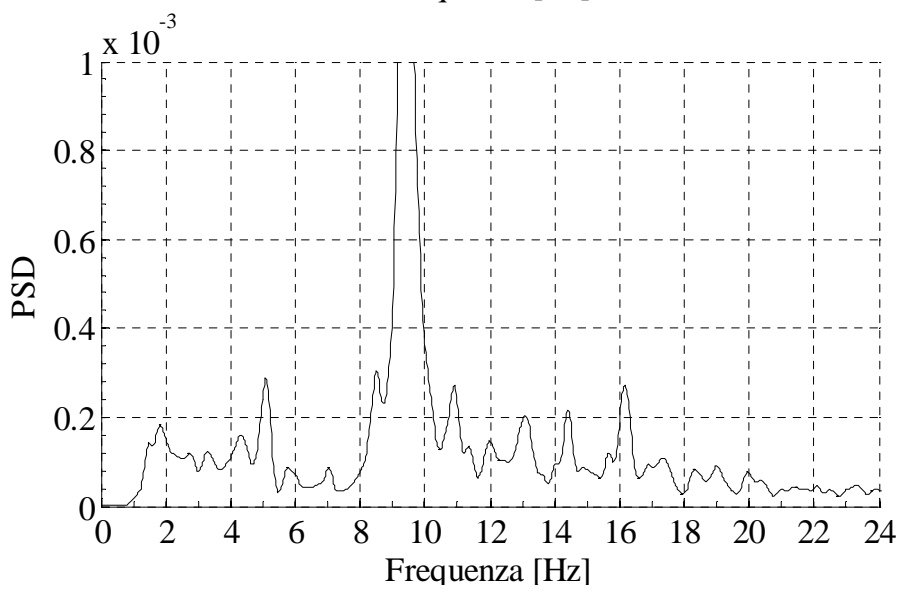
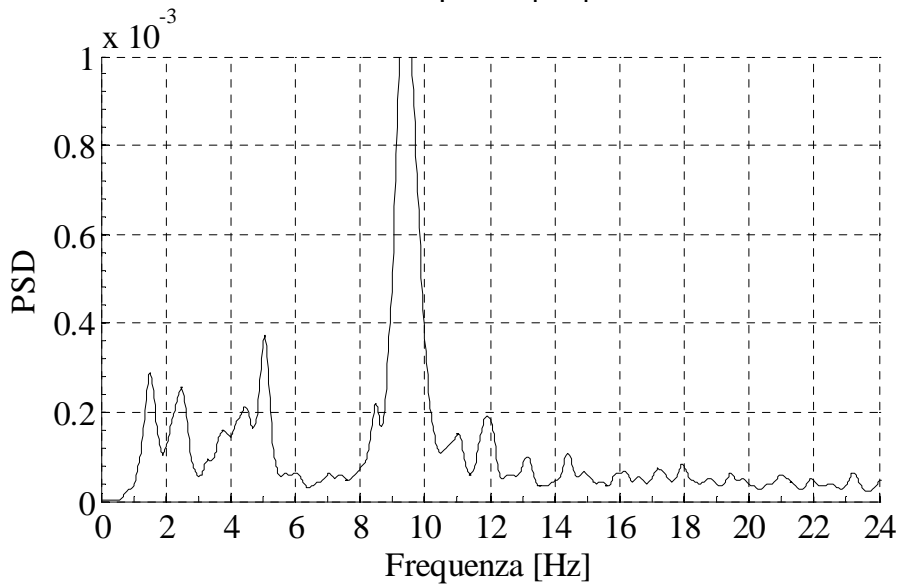
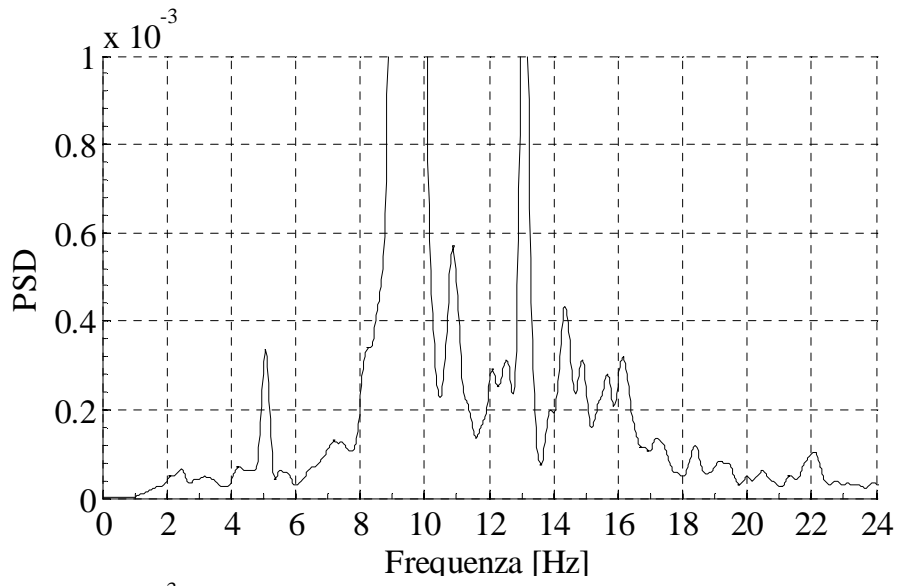
Deformata modale - Frequenza = 9.26 Hz; Smorzamento = 1.67%

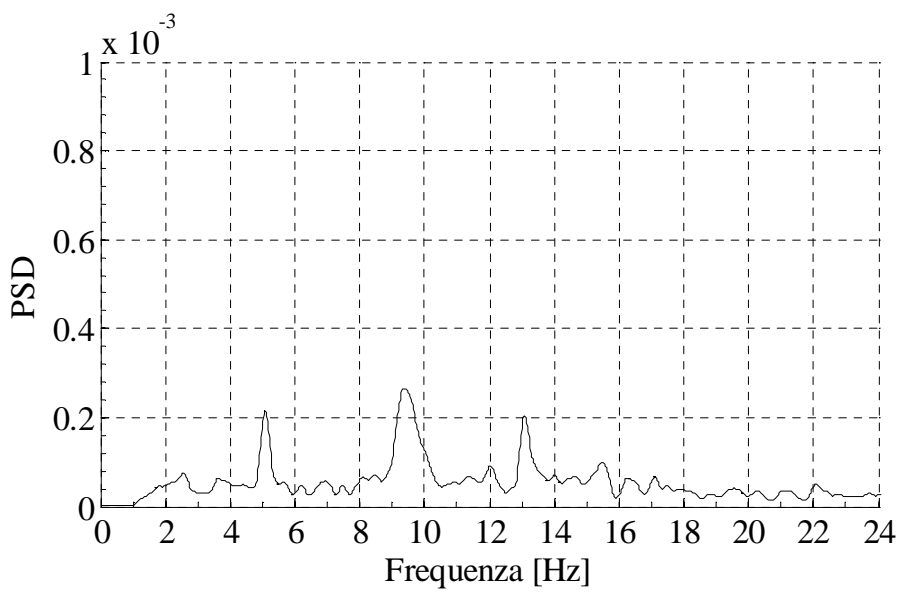
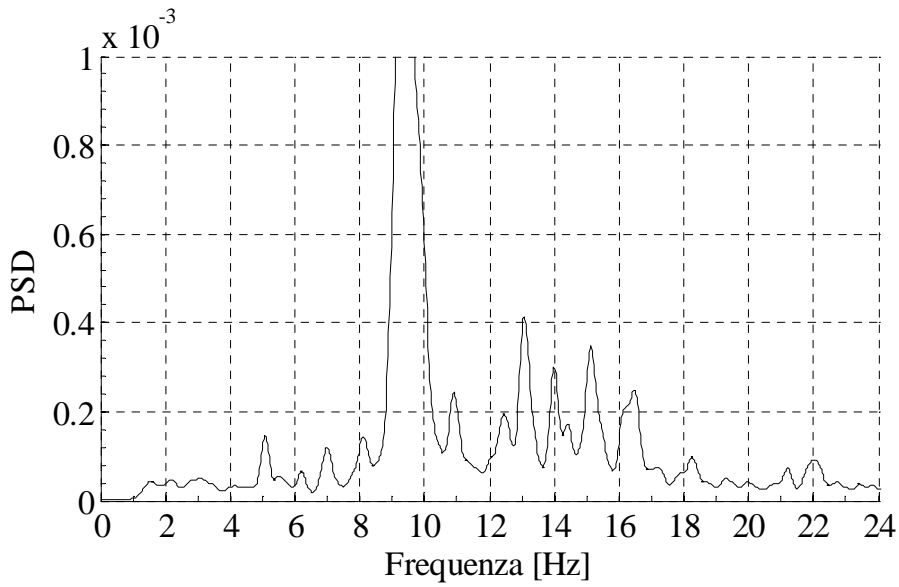
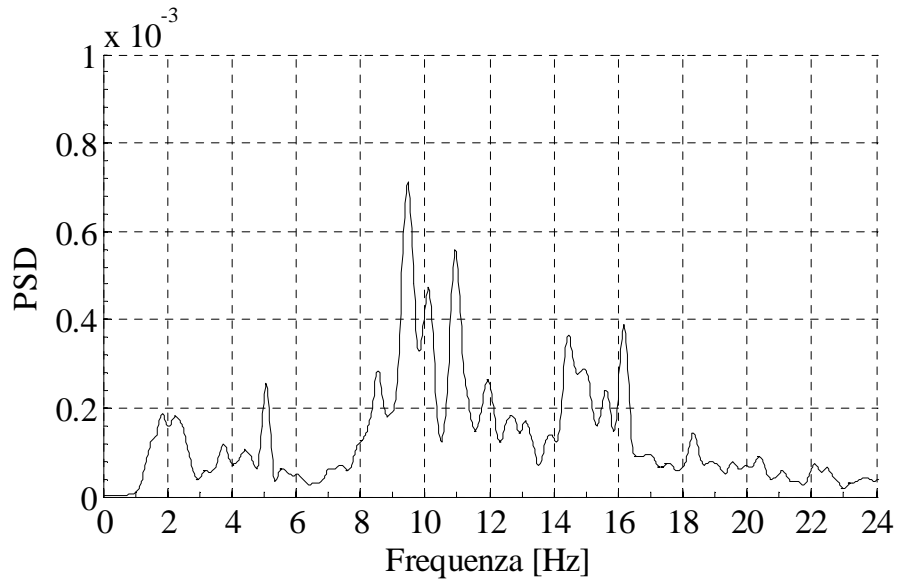


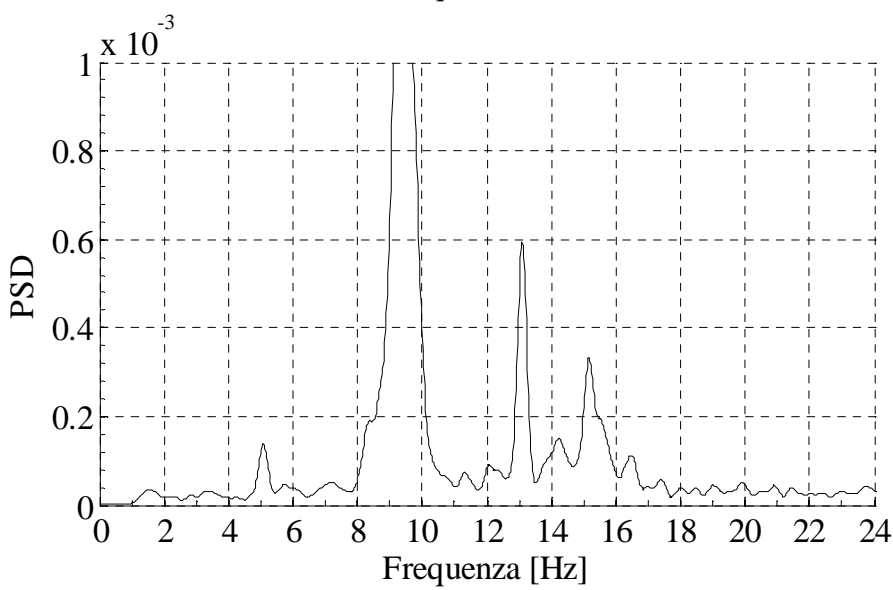
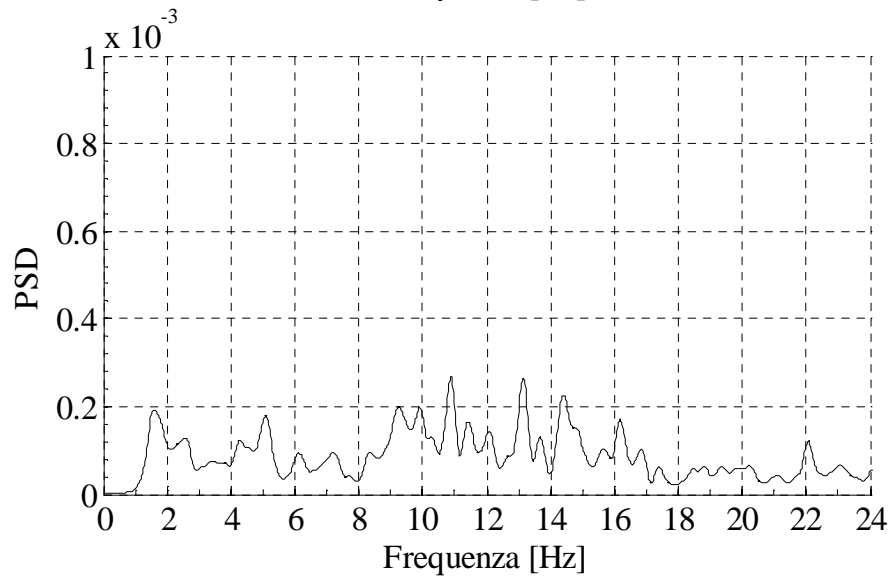
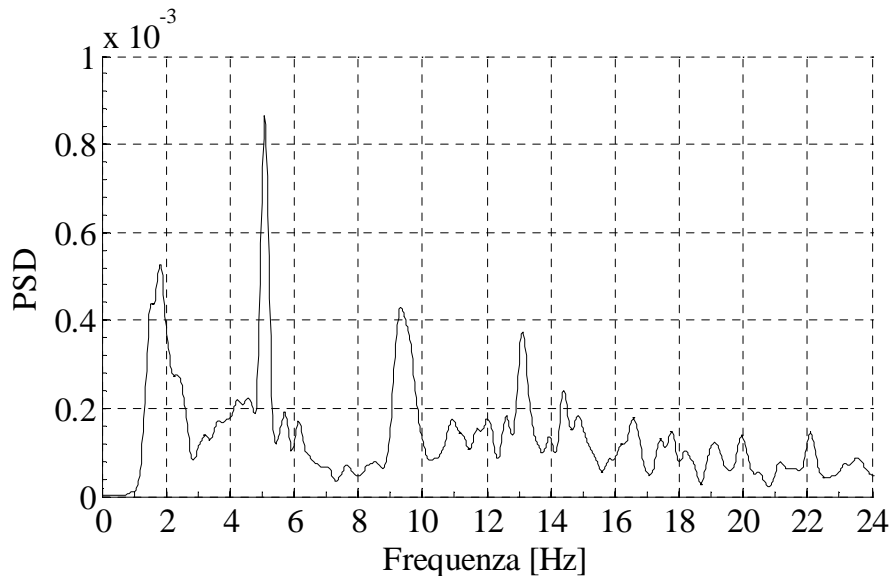


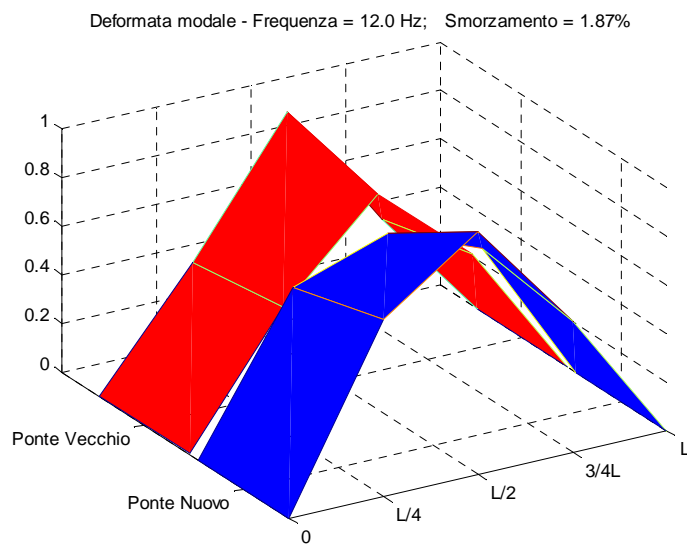
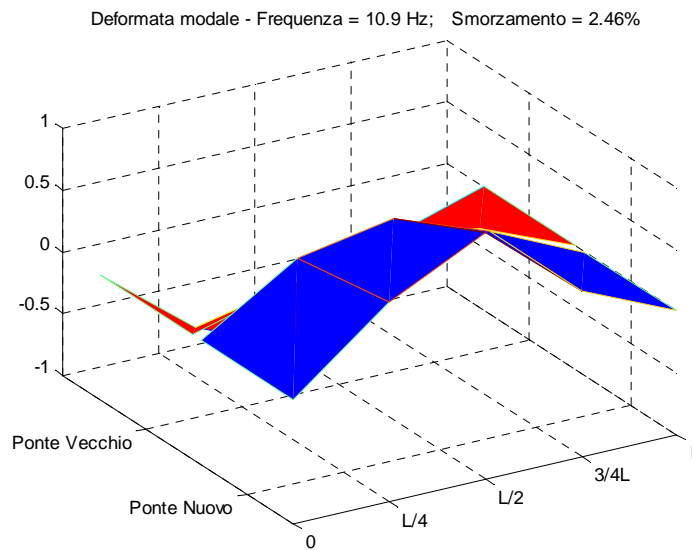
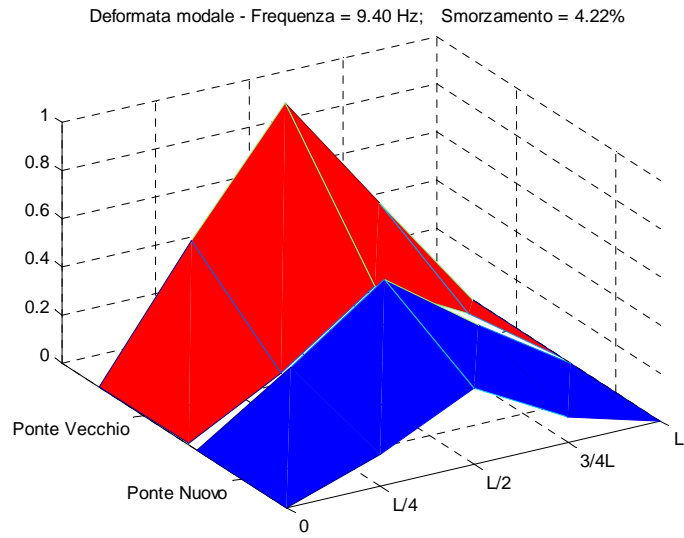
- **Record 10**

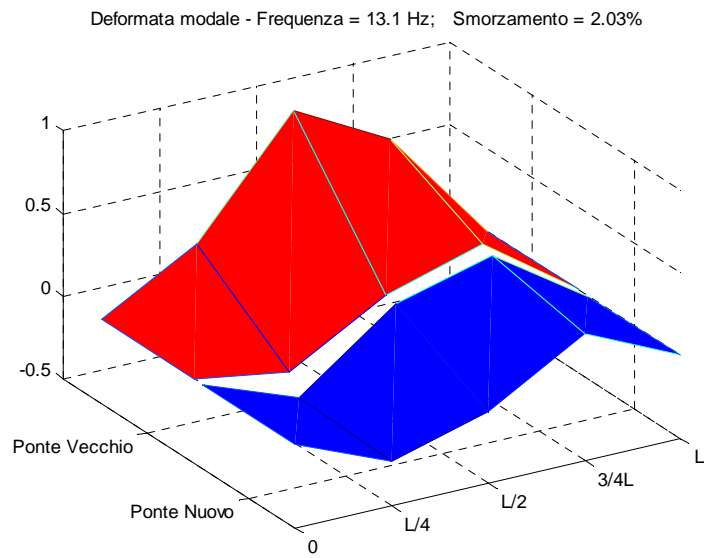




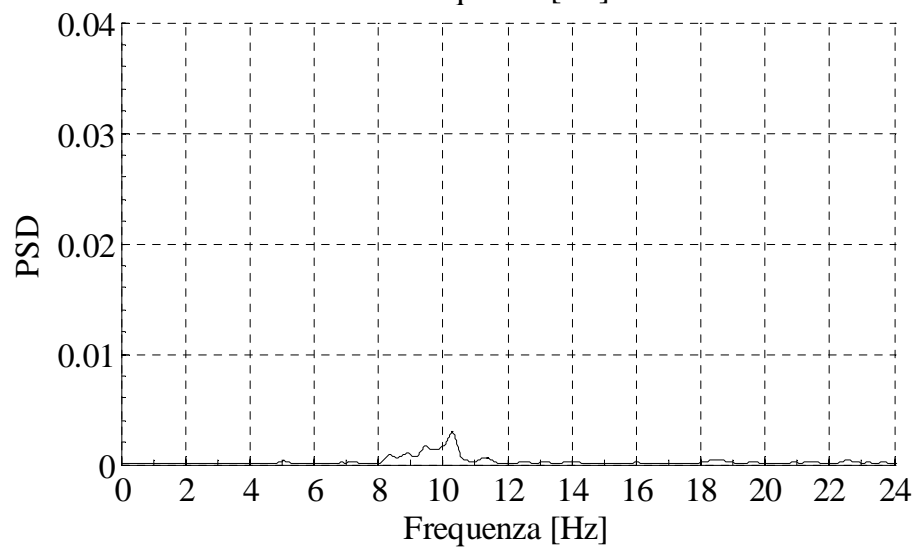
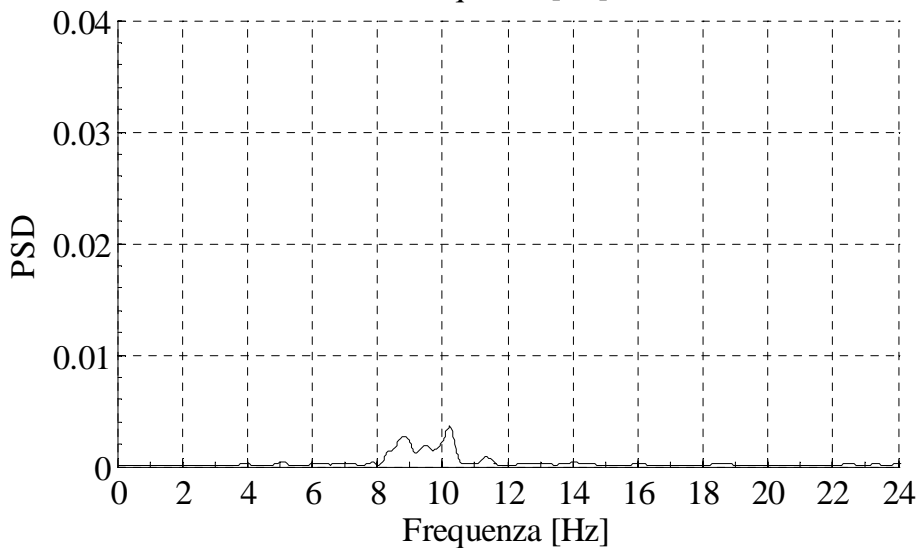
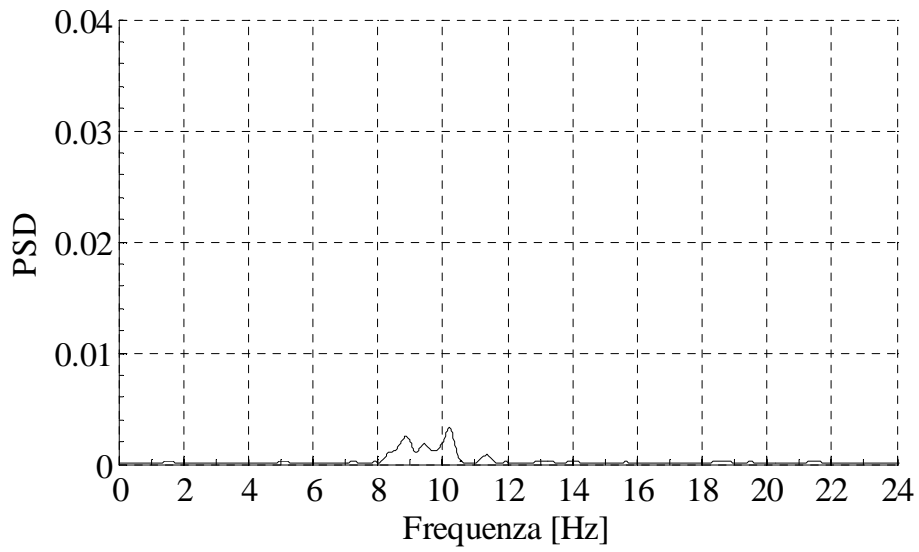


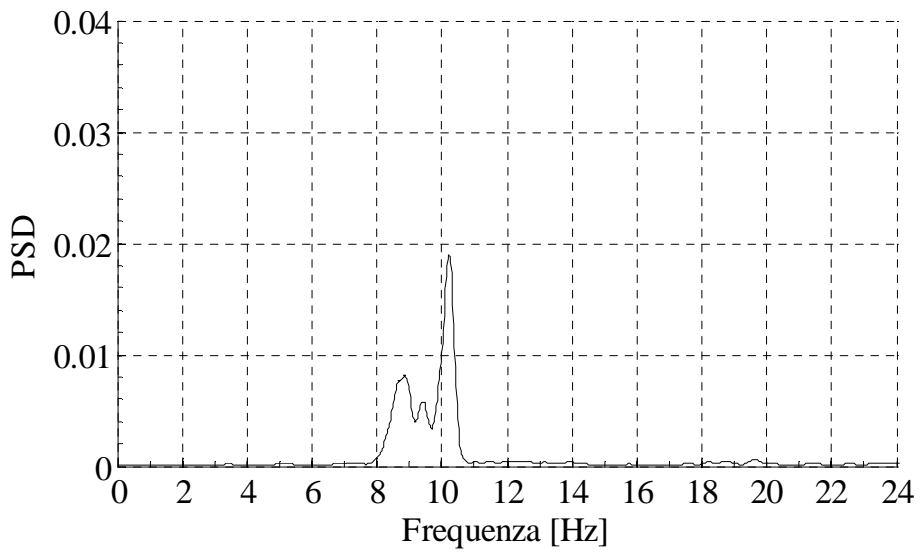
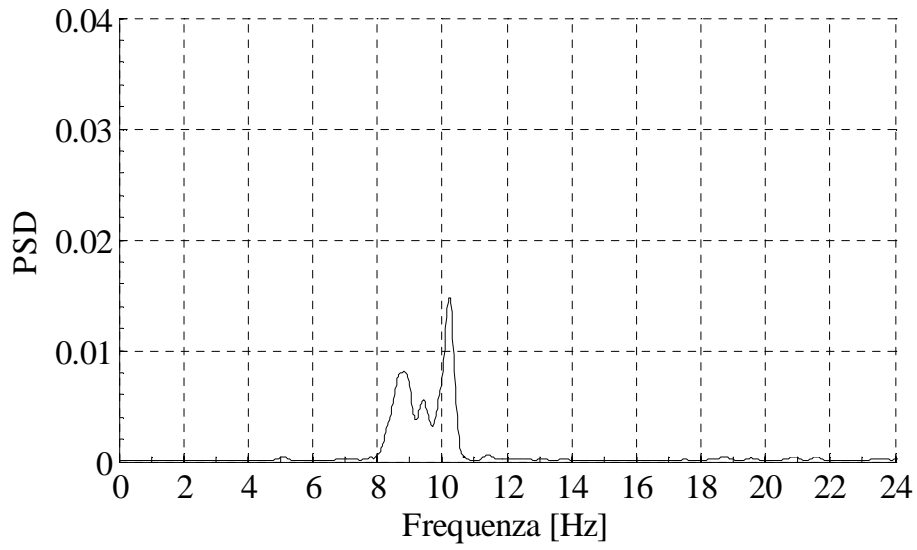
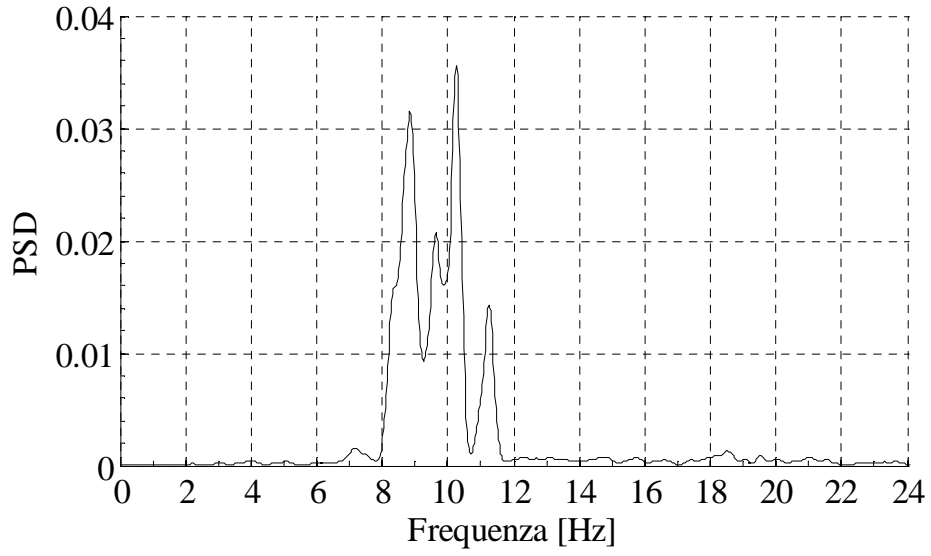


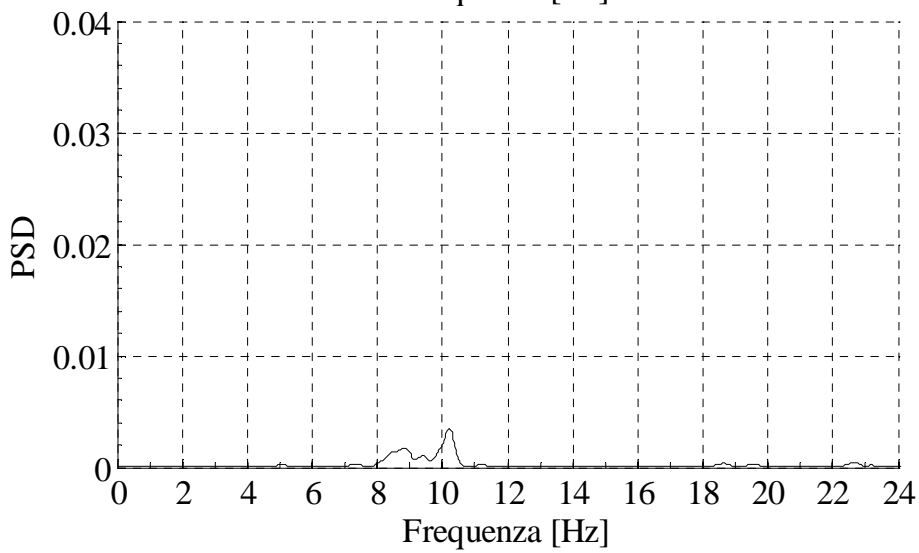
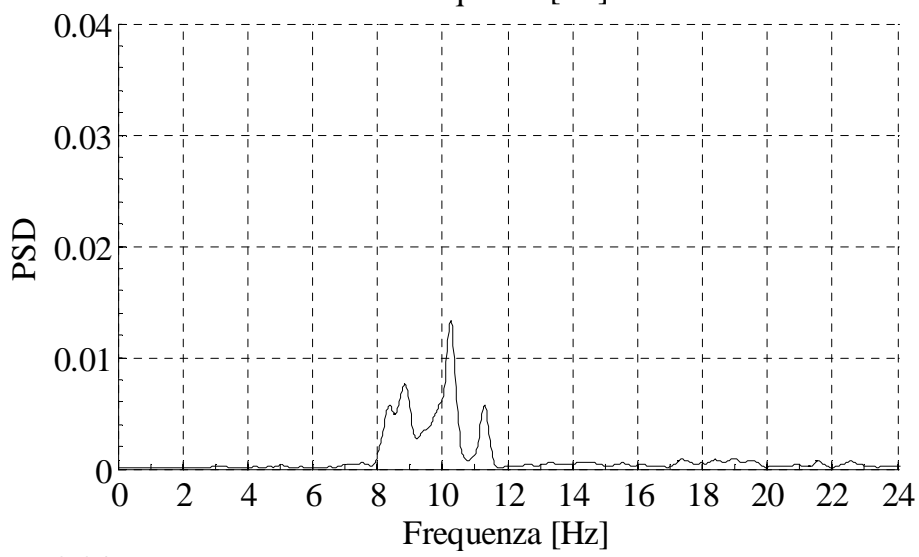
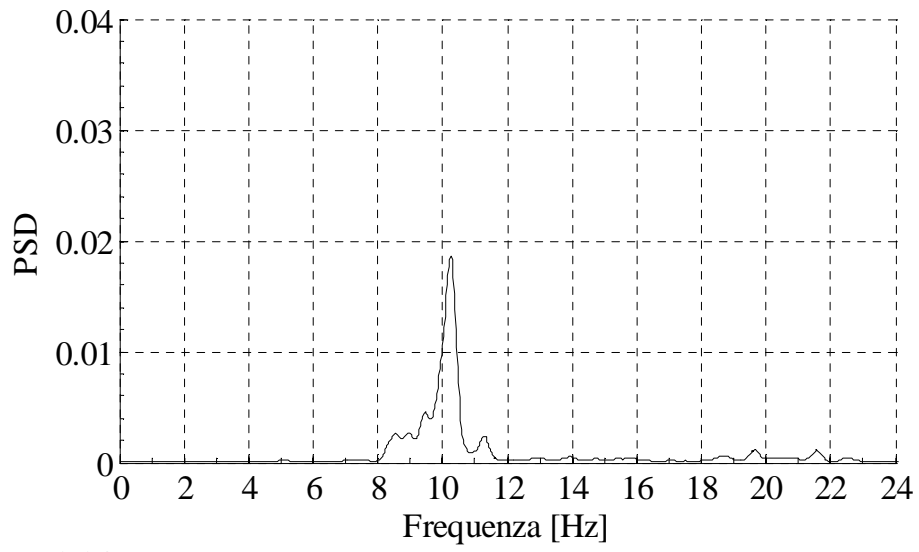


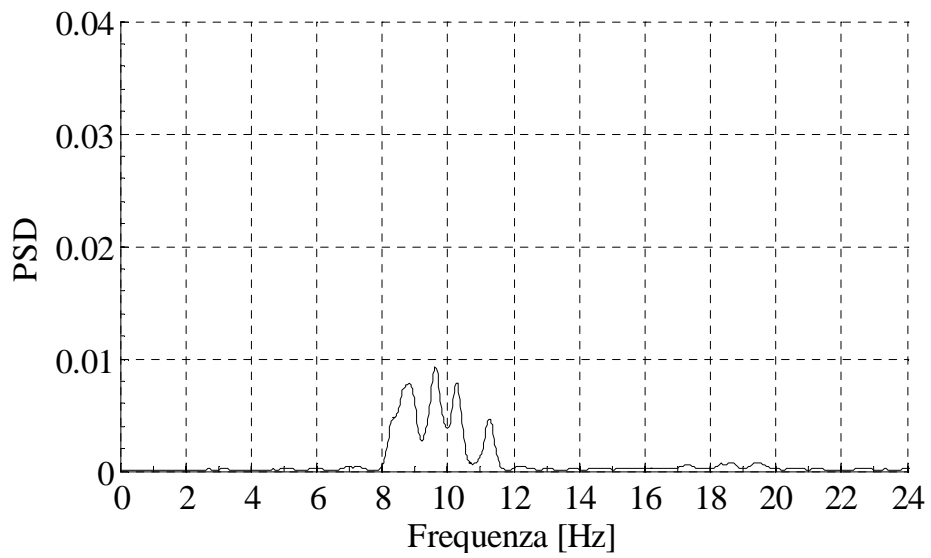
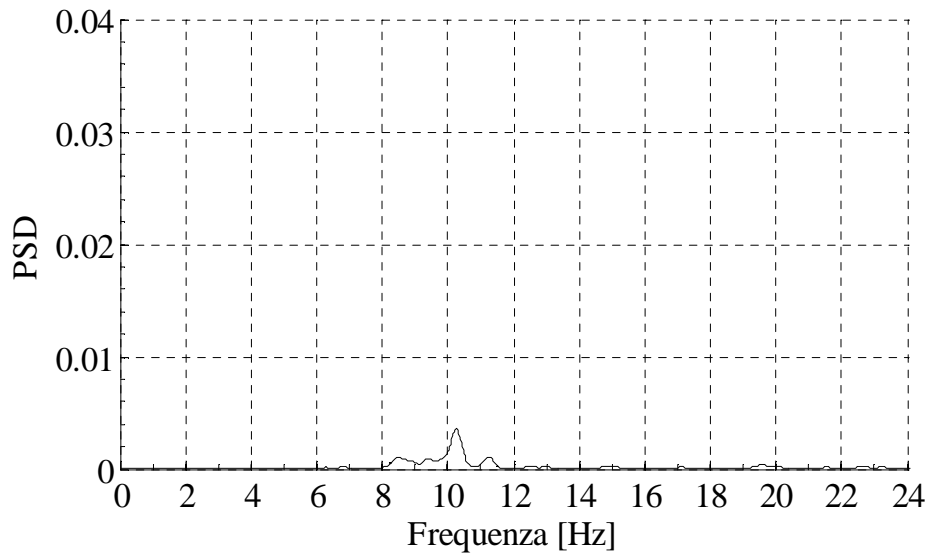
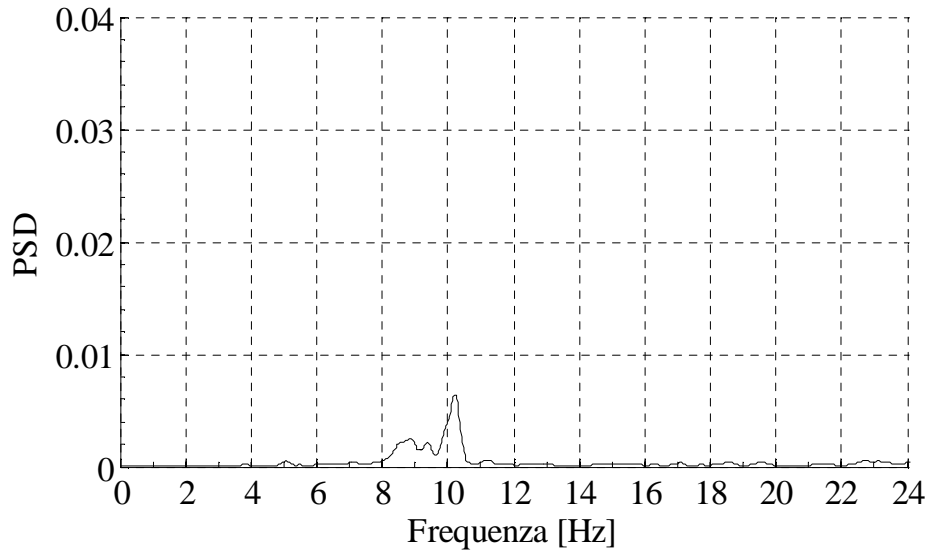


- *Record 11*

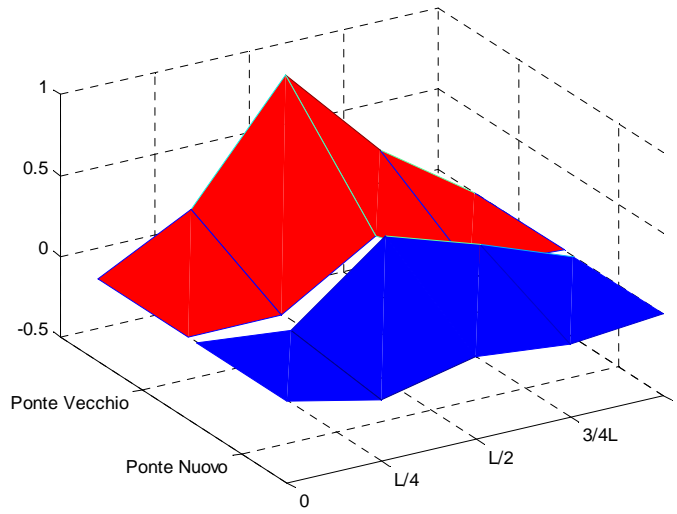




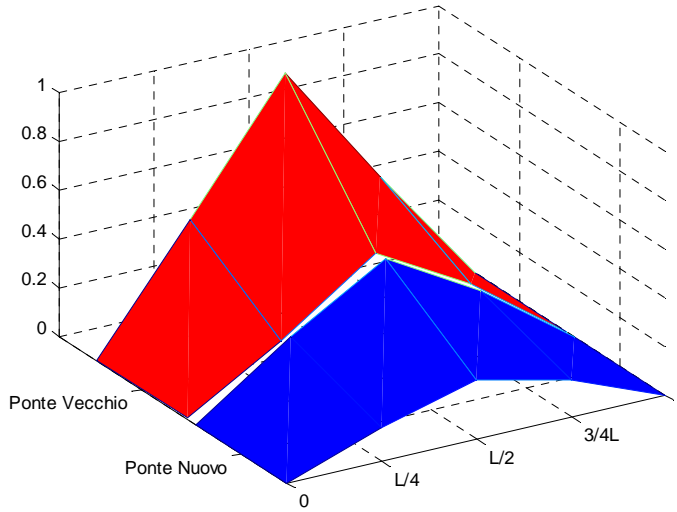




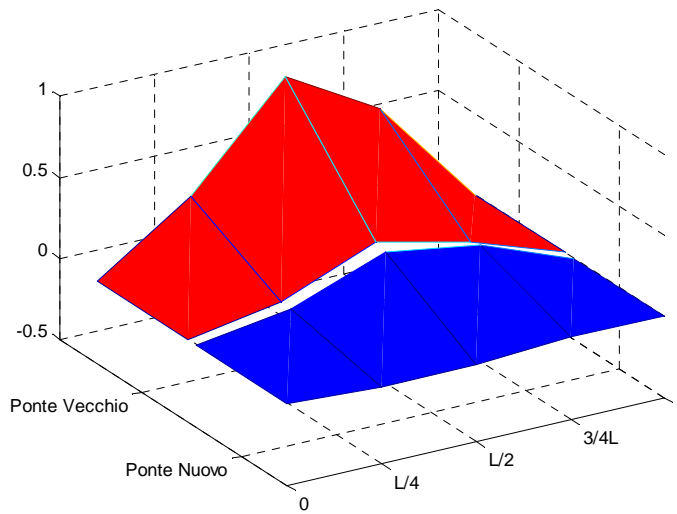
Deformata modale - Frequenza = 7.20 Hz; Smorzamento = 2.68%

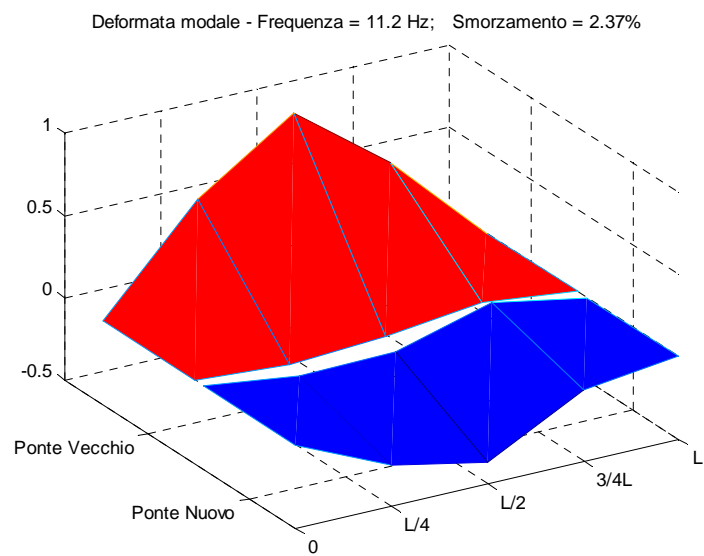
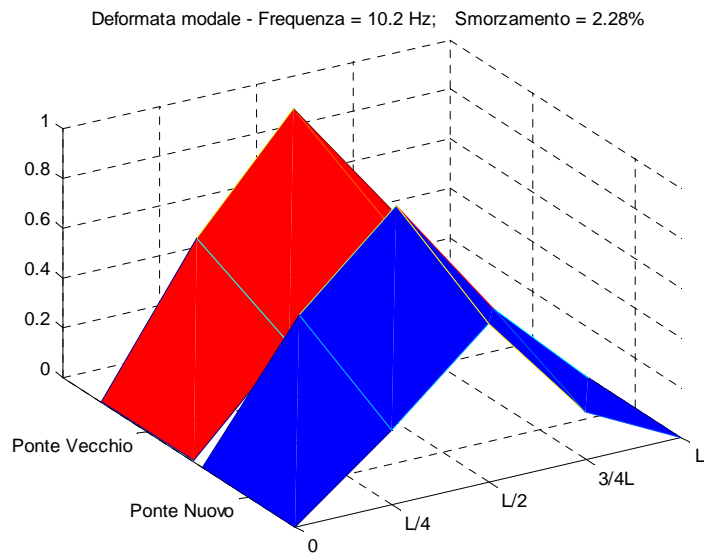


Deformata modale - Frequenza = 8.87 Hz; Smorzamento = 3.16%

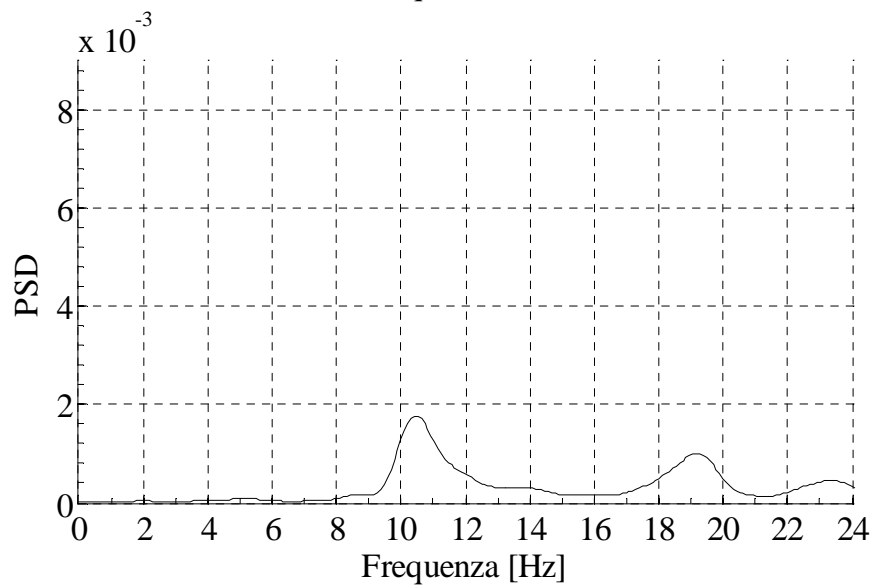
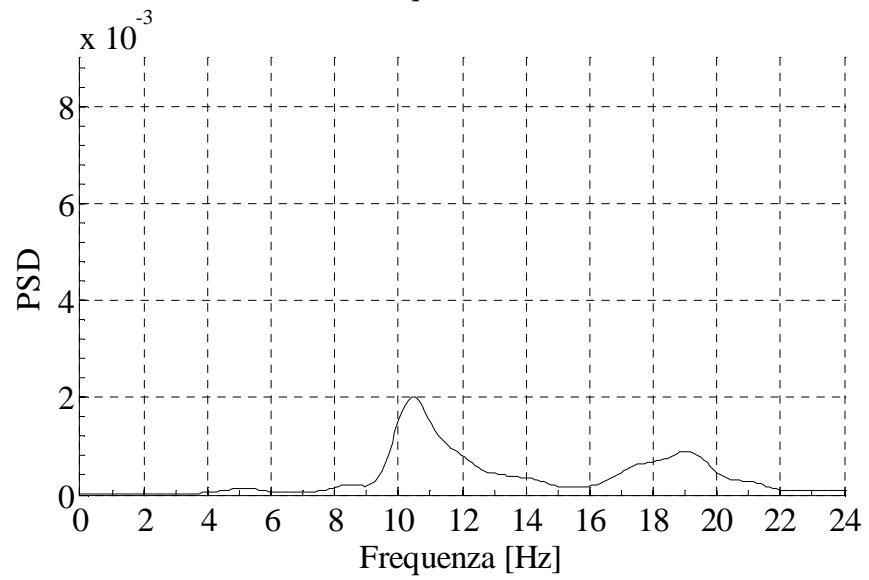
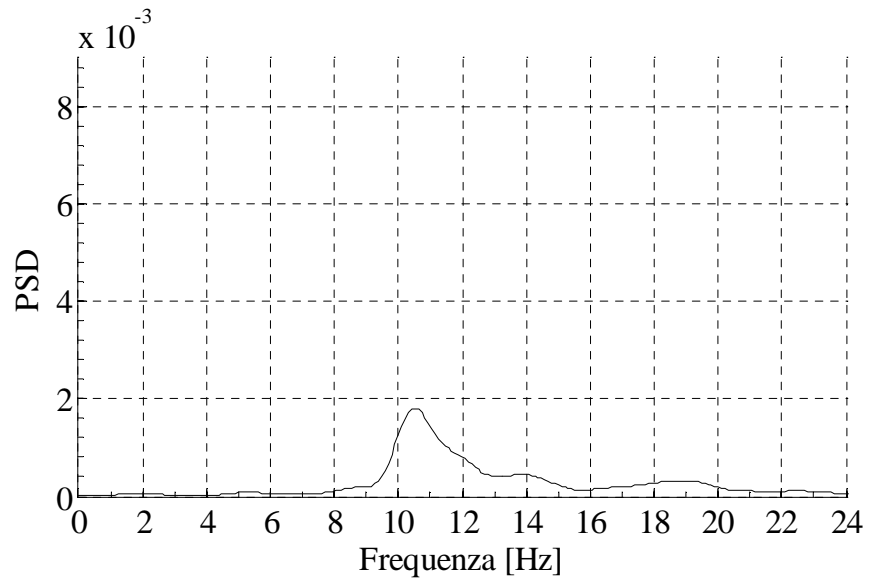


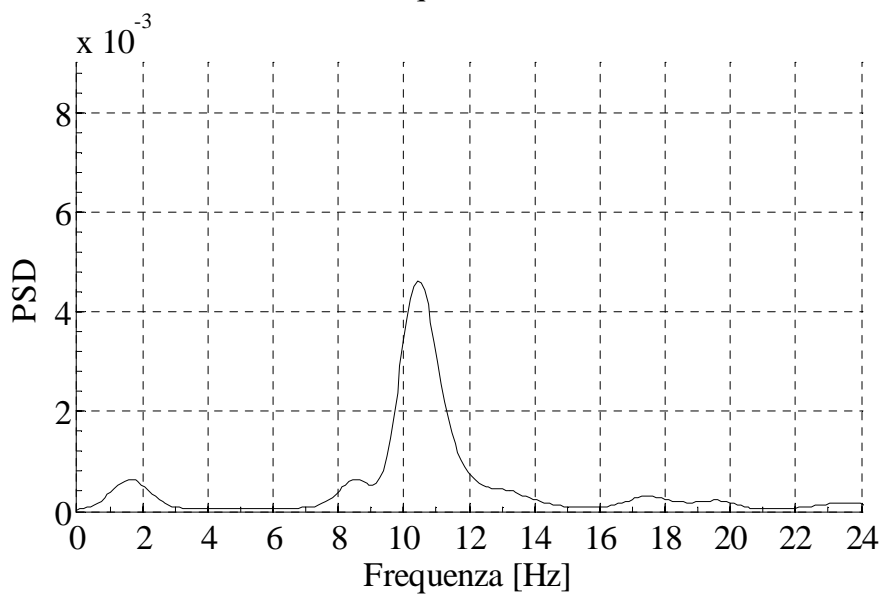
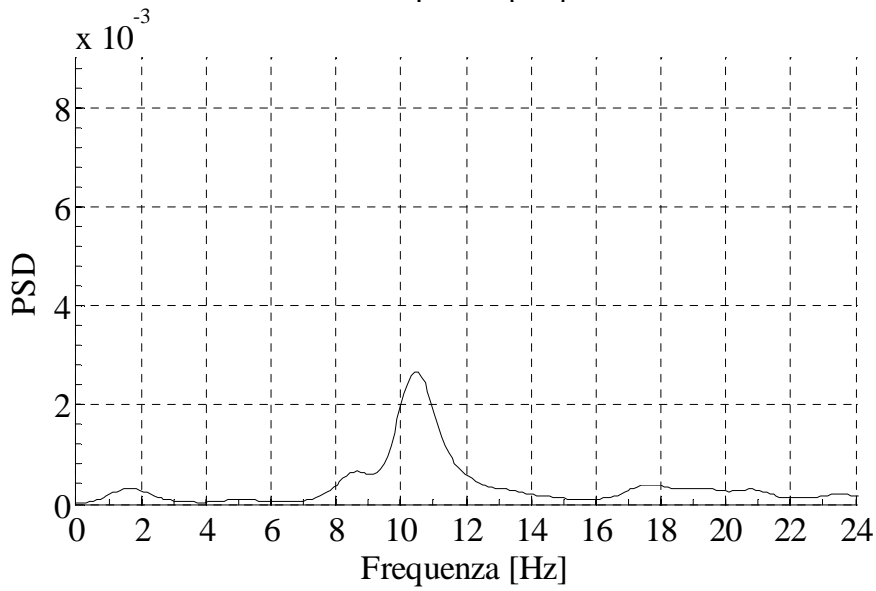
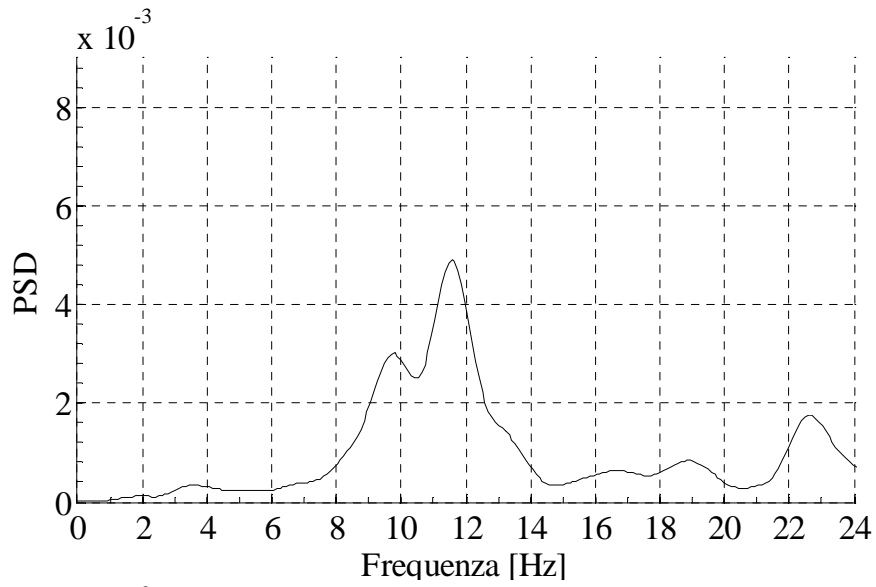
Deformata modale - Frequenza = 9.62 Hz; Smorzamento = 1.47%

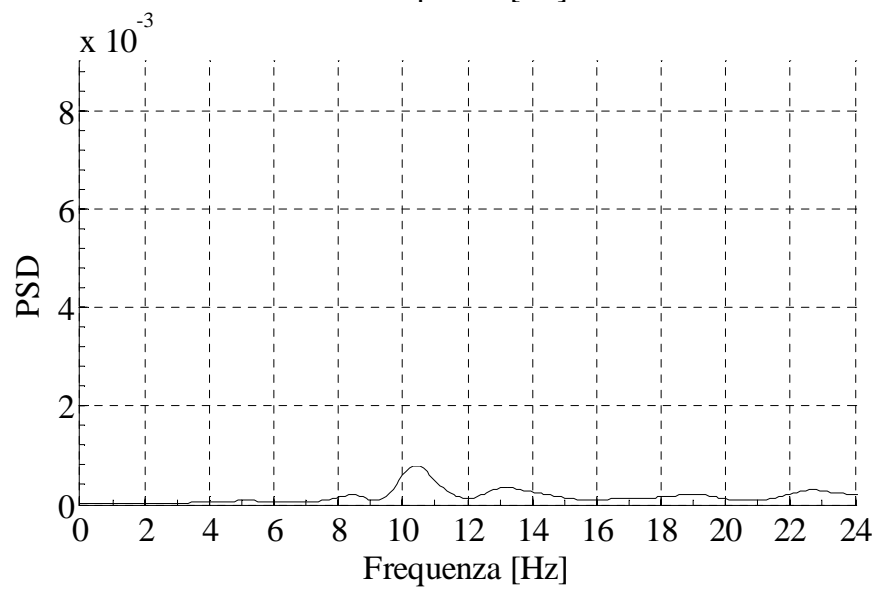
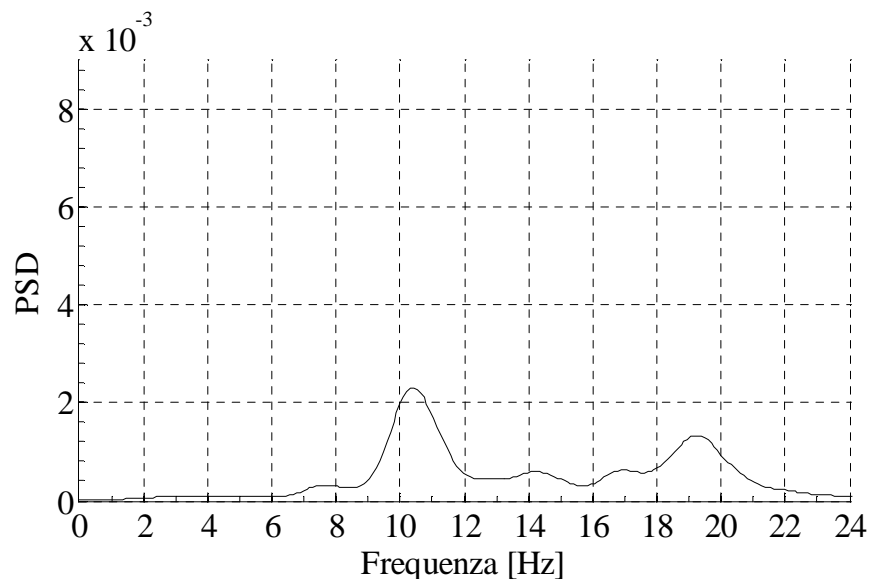
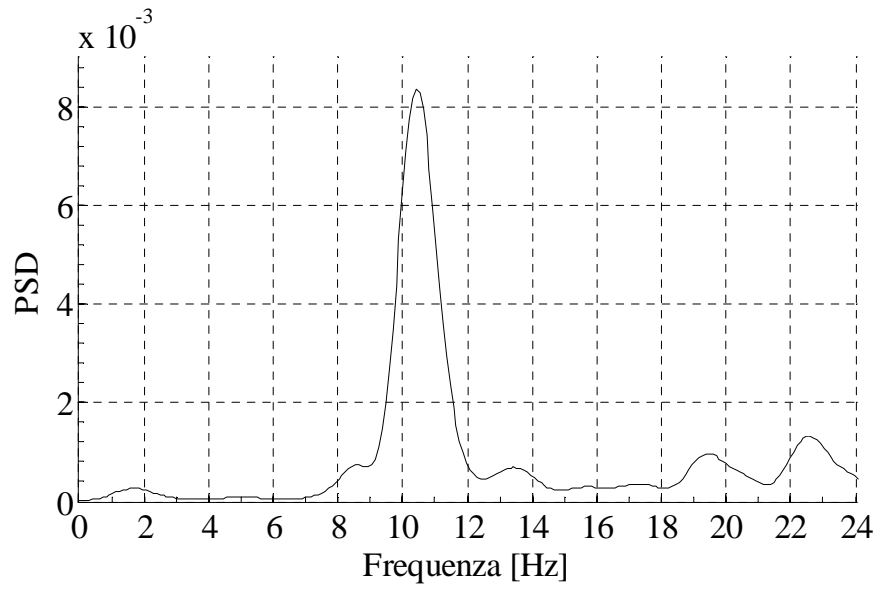


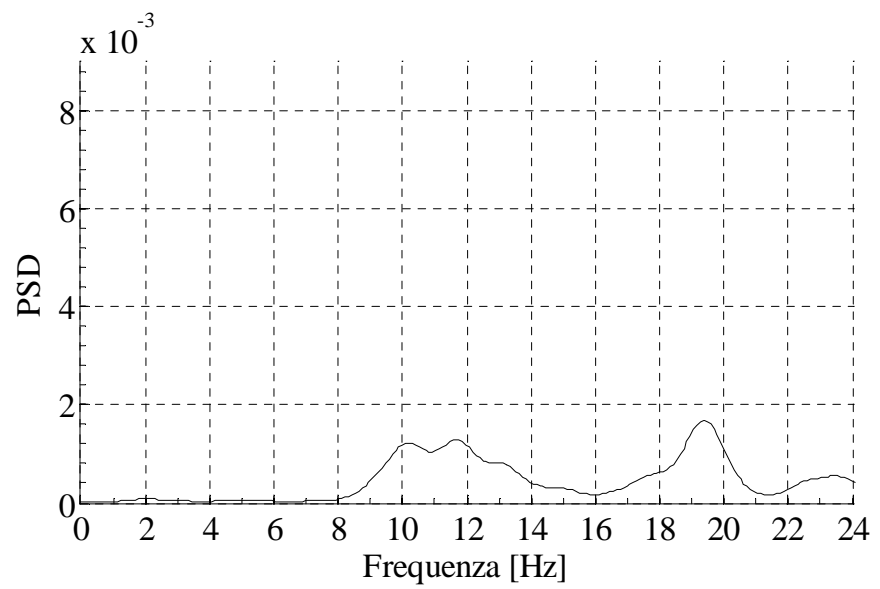
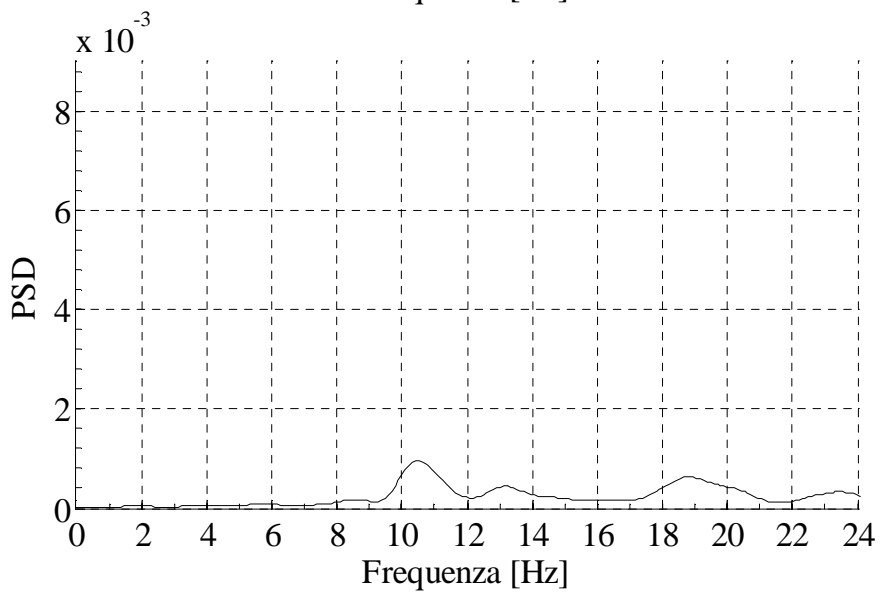
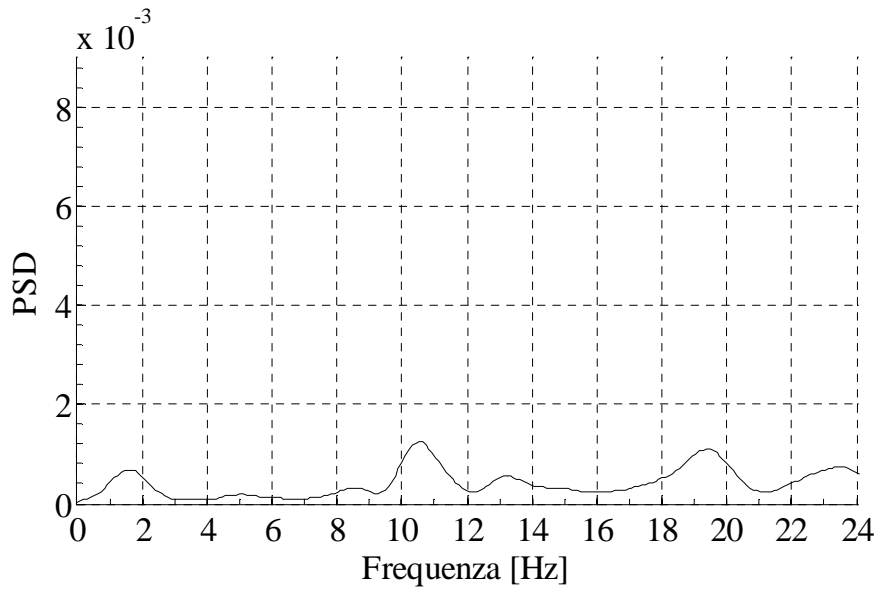


- **Record 12**

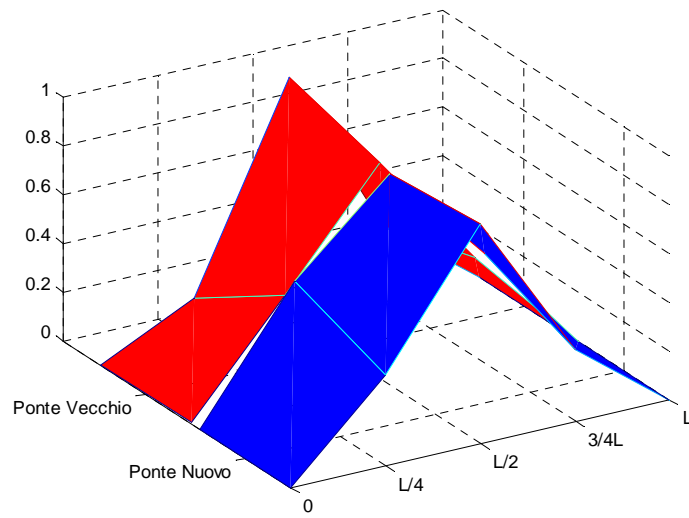




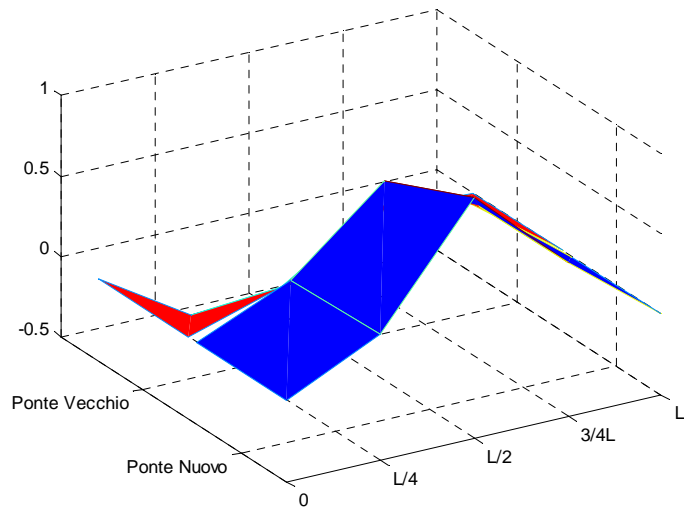




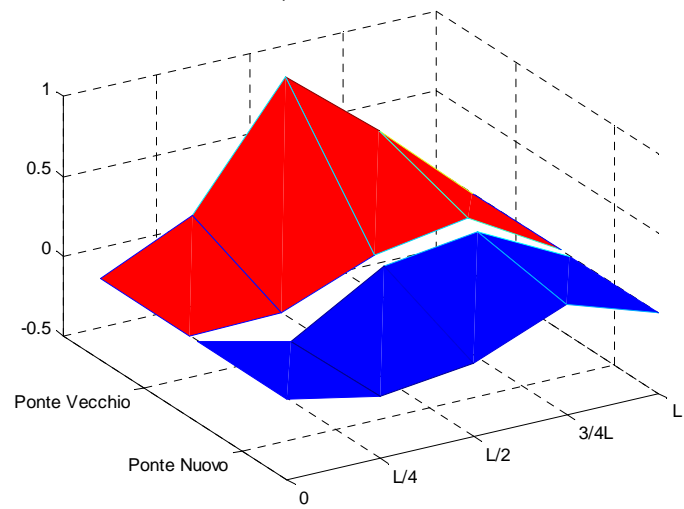
Deformata modale - Frequenza = 8.64 Hz; Smorzamento = 7.49%

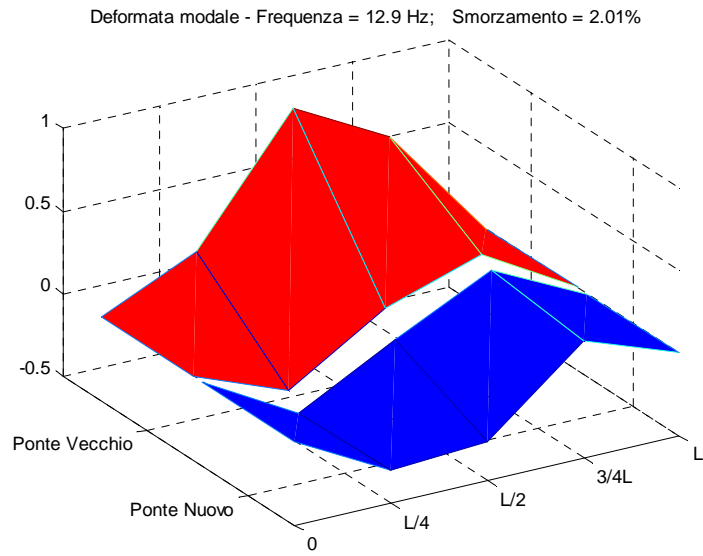


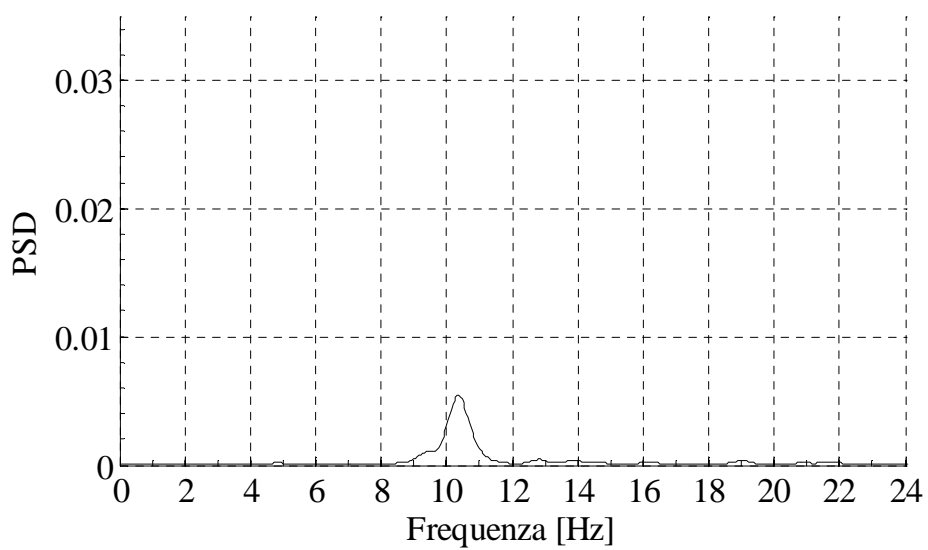
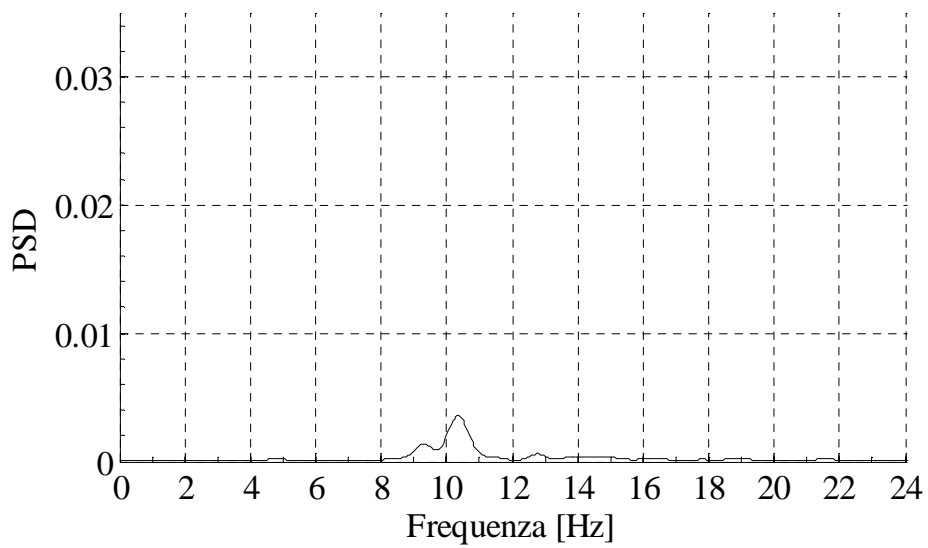
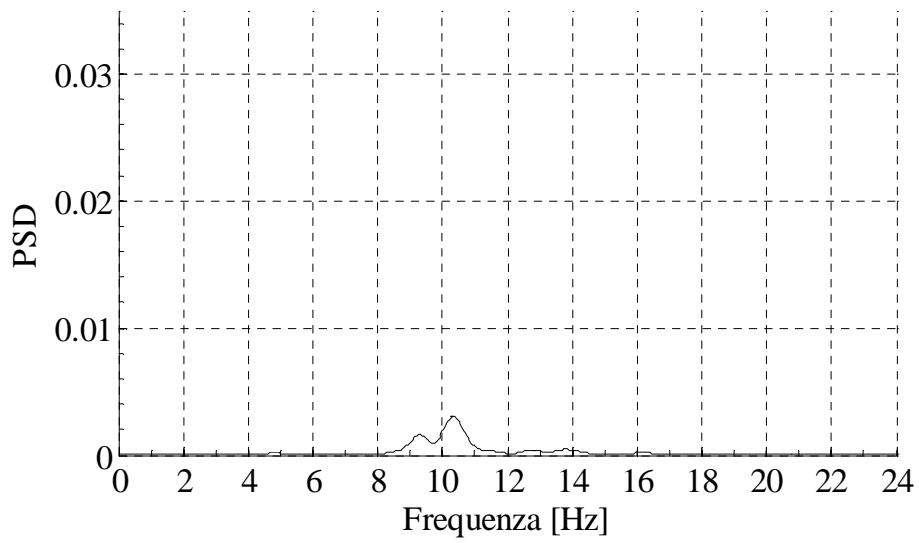
Deformata modale - Frequenza = 10.5 Hz; Smorzamento = 7.21%

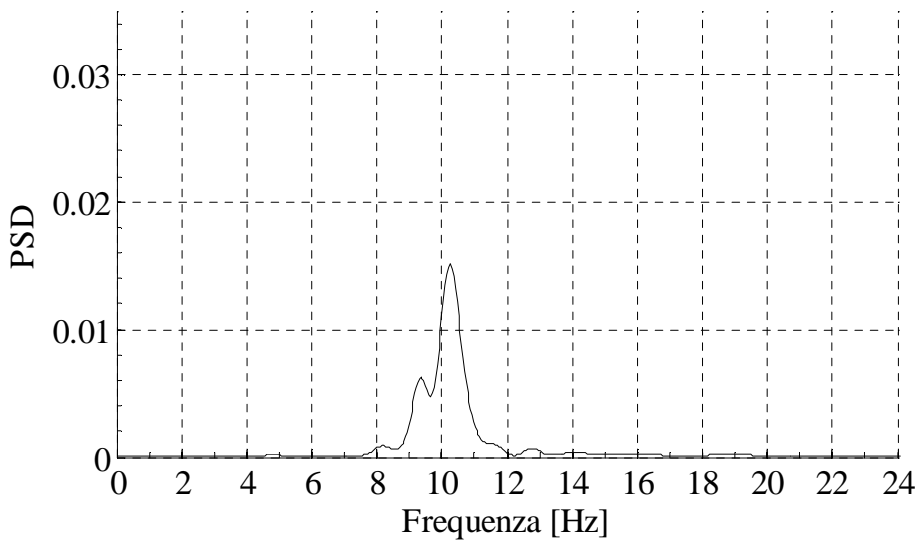
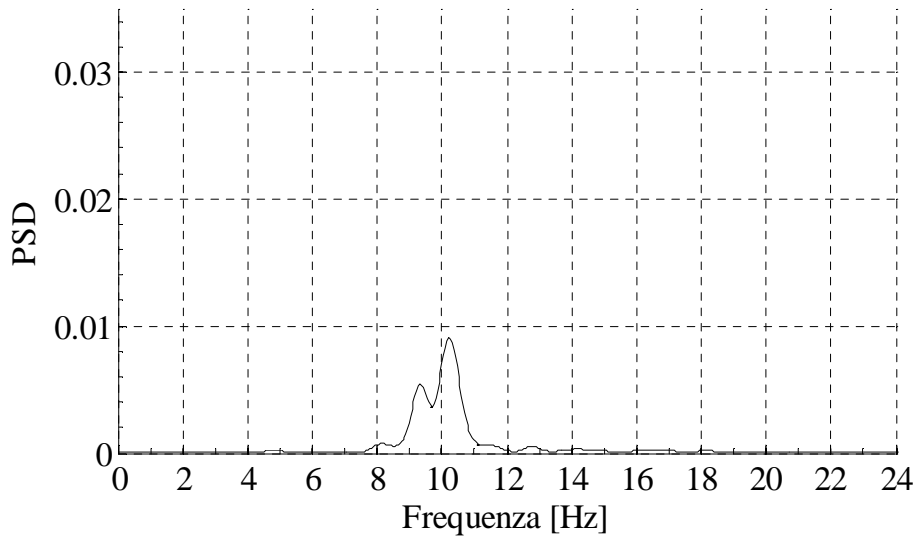
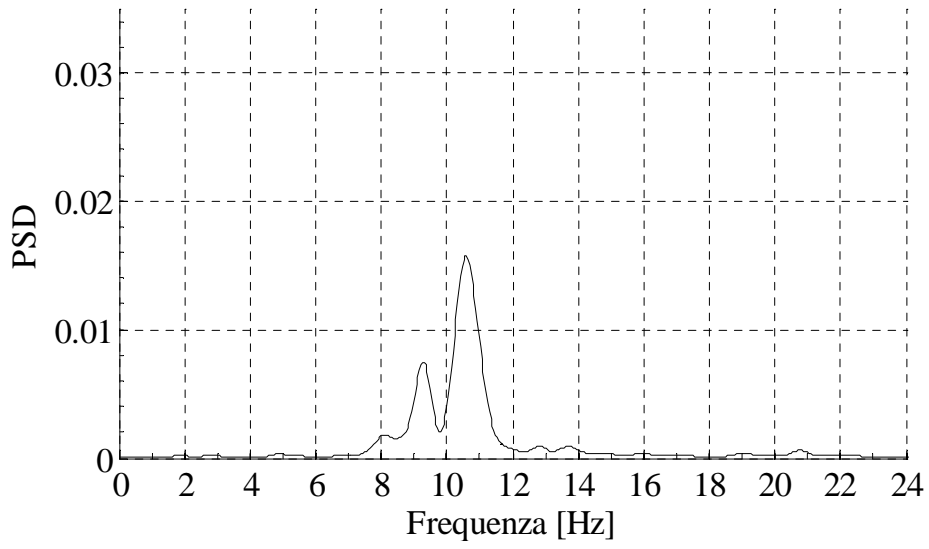


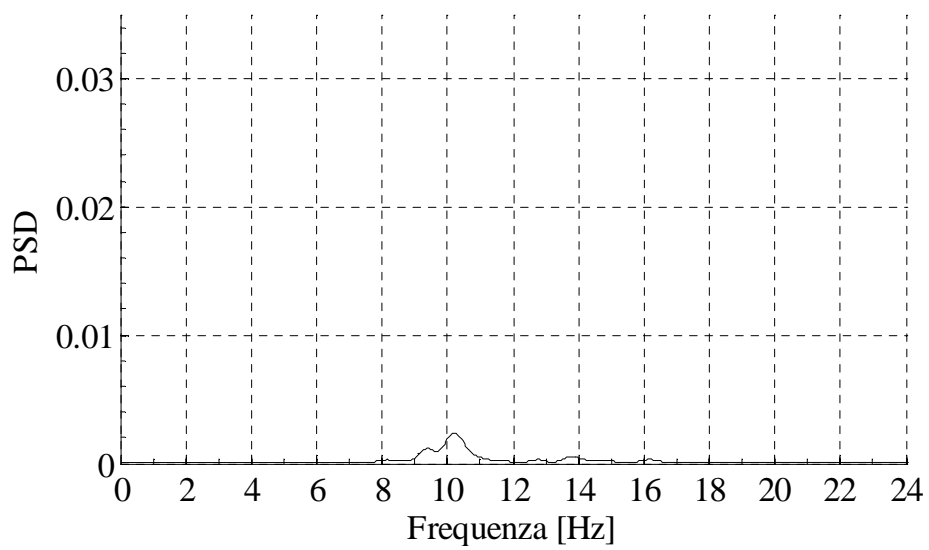
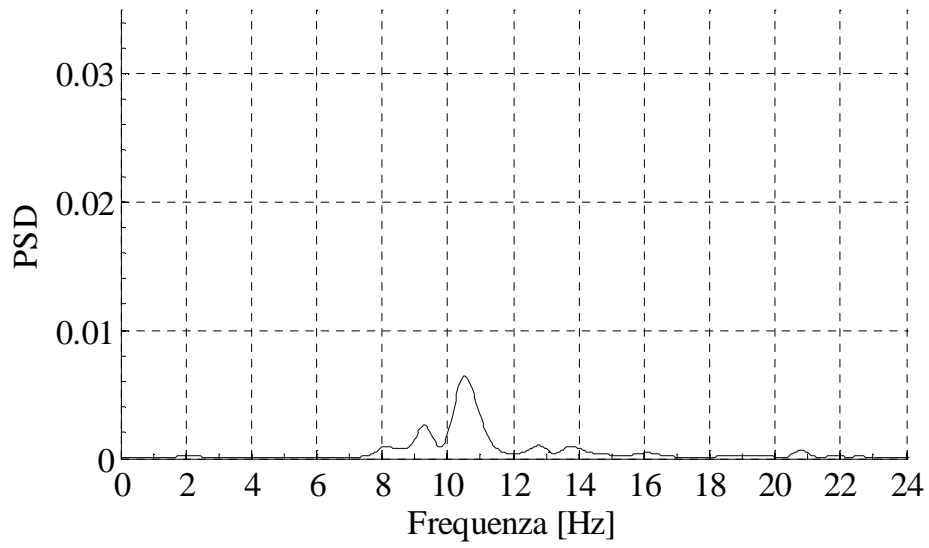
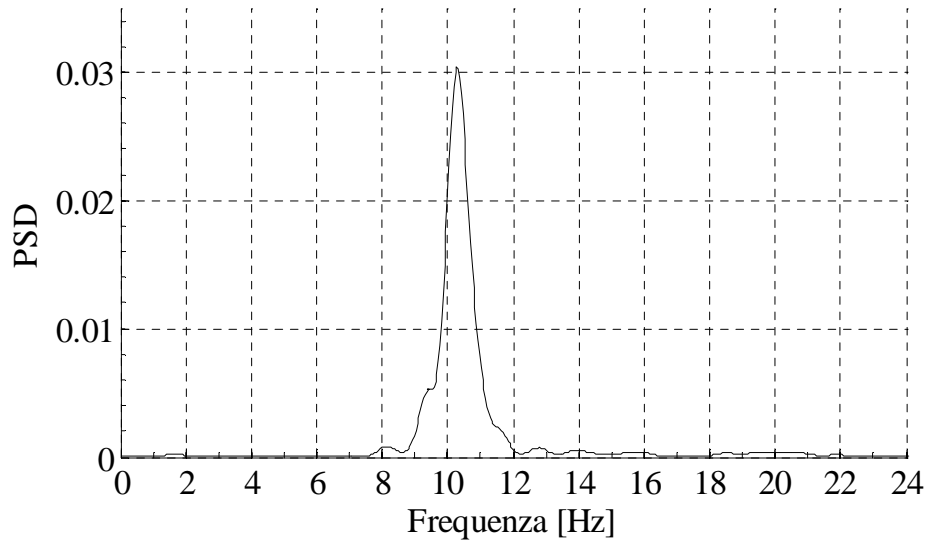
Deformata modale - Frequenza = 11.7 Hz; Smorzamento = 3.27%

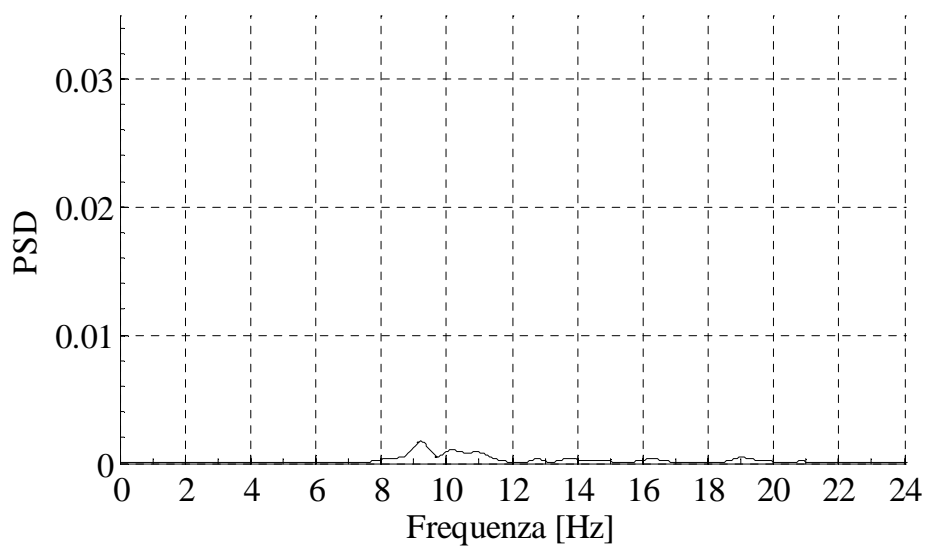
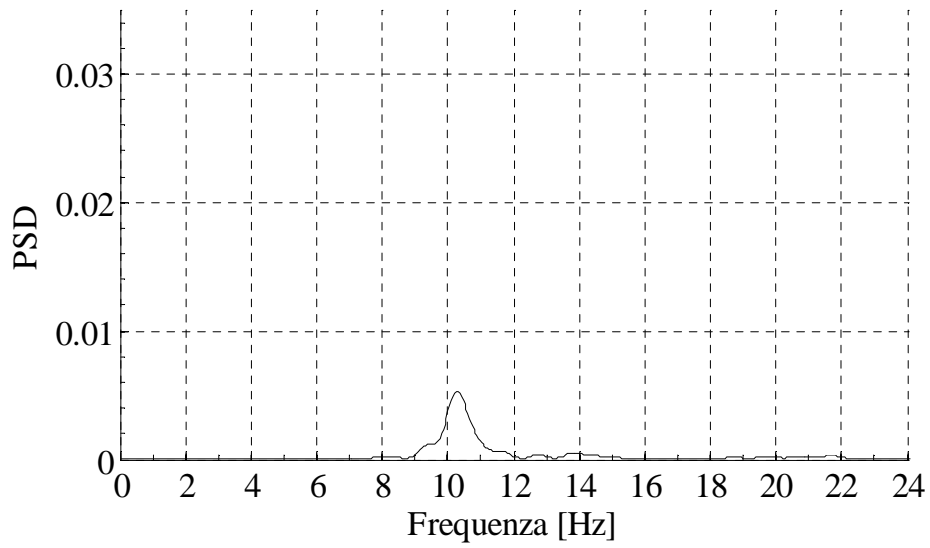
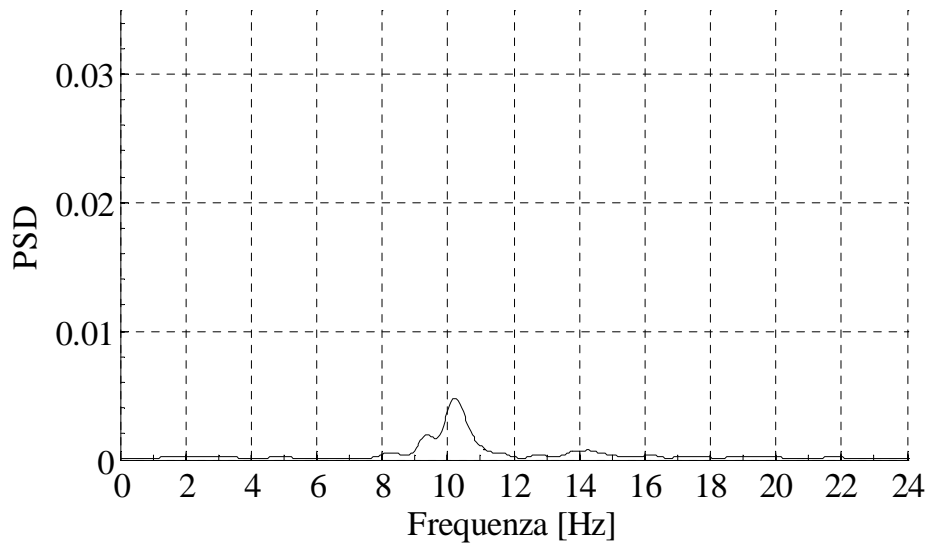




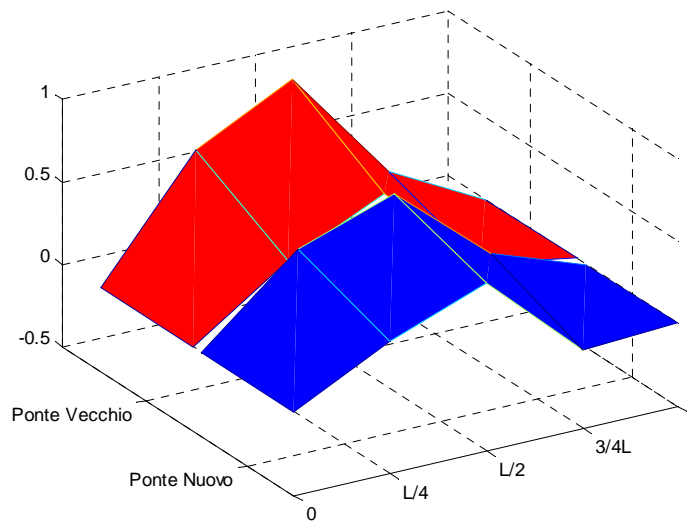
Record 13



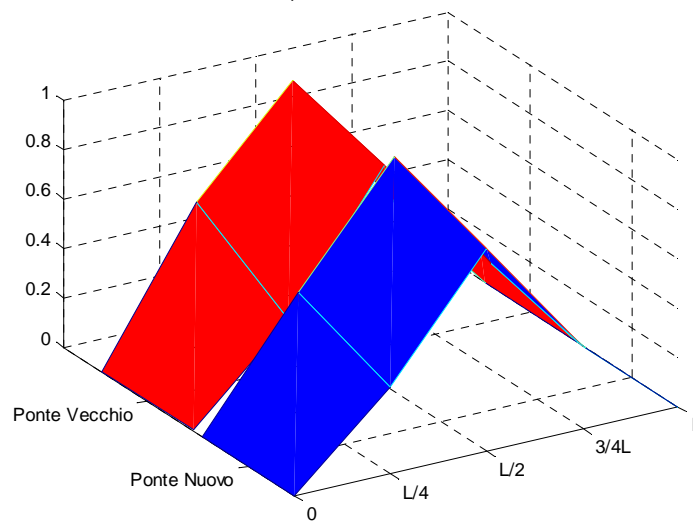




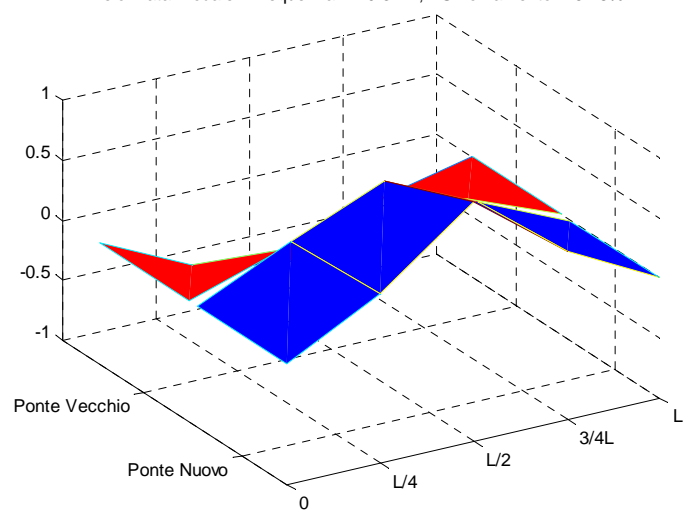
Deformata modale - Frequenza = 8.19 Hz; Smorzamento = 3.69%

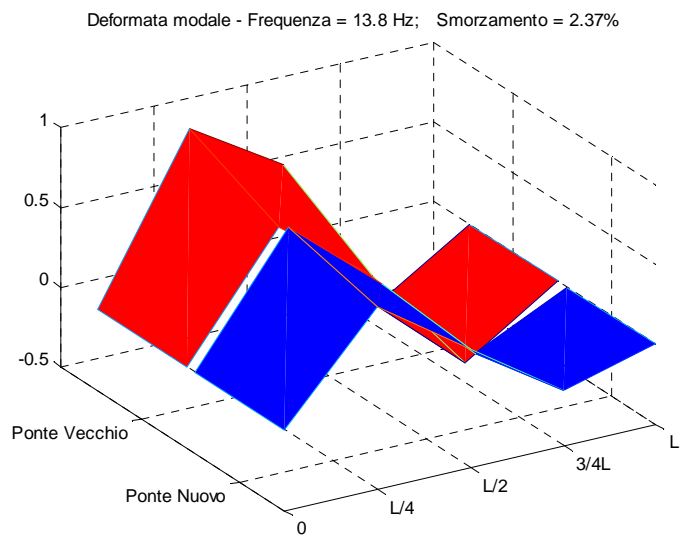
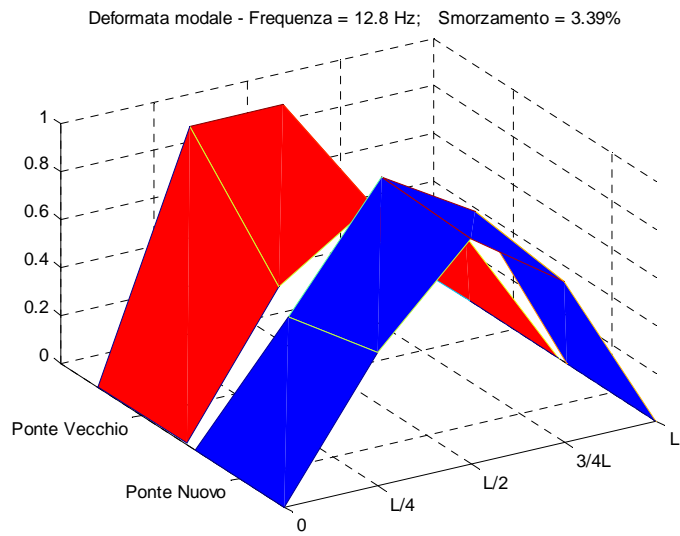


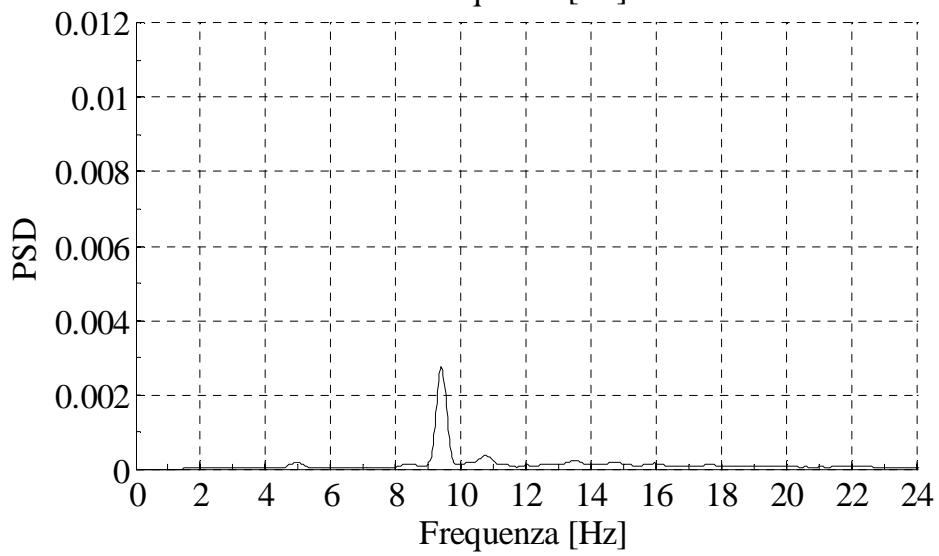
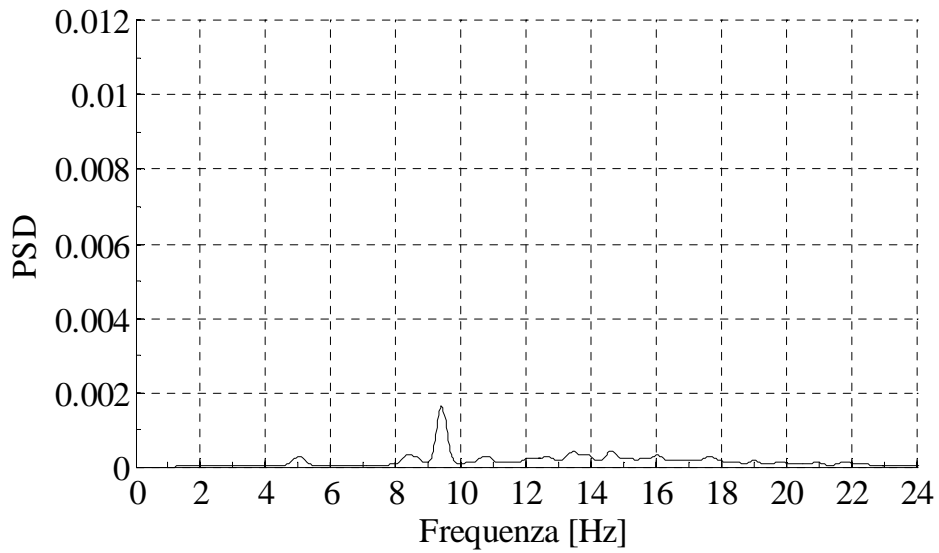
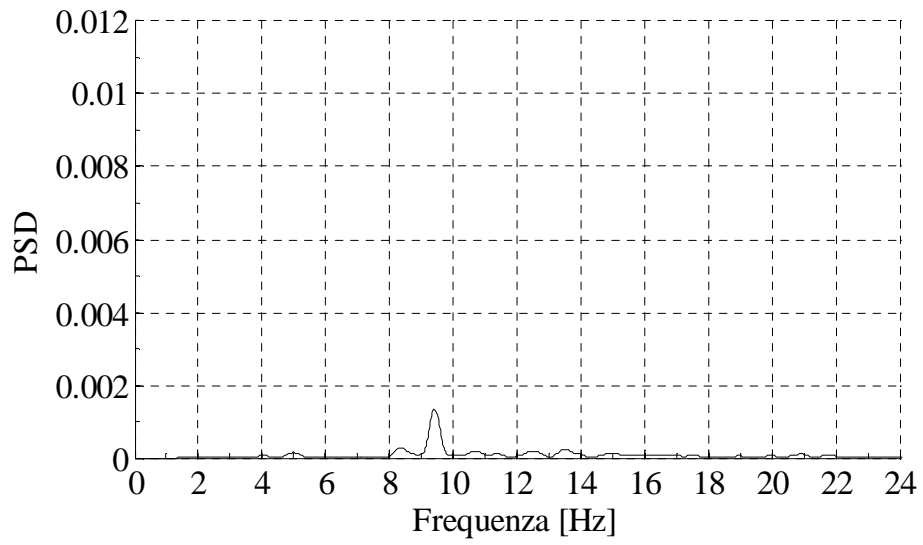
Deformata modale - Frequenza = 9.35 Hz; Smorzamento = 3.73%

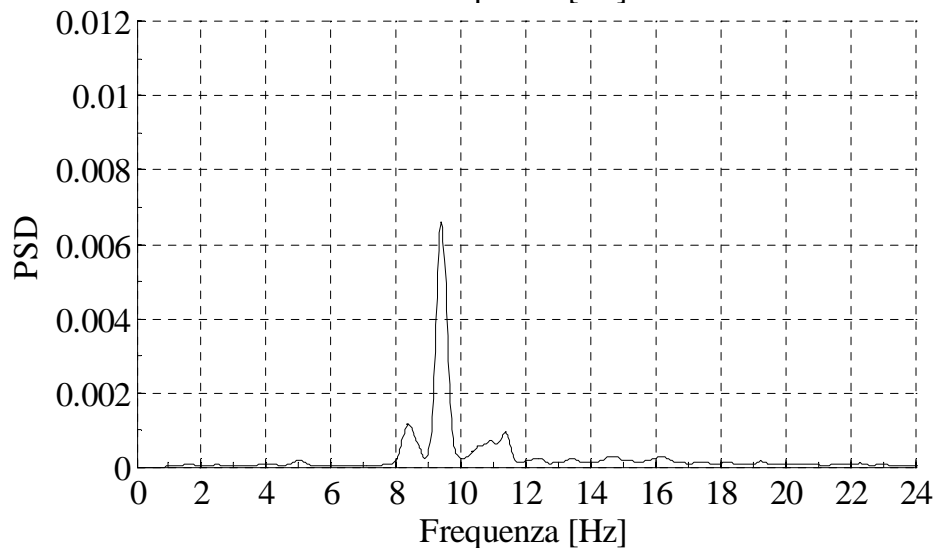
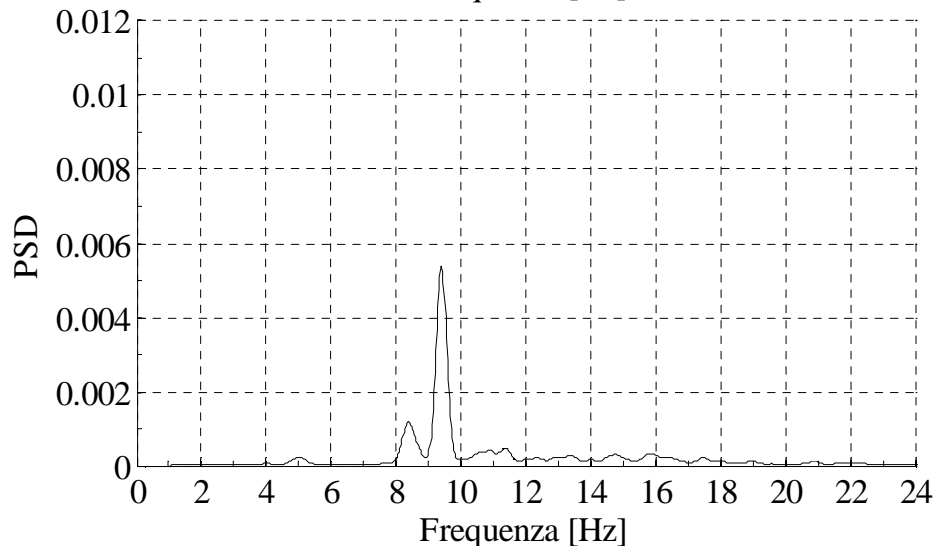
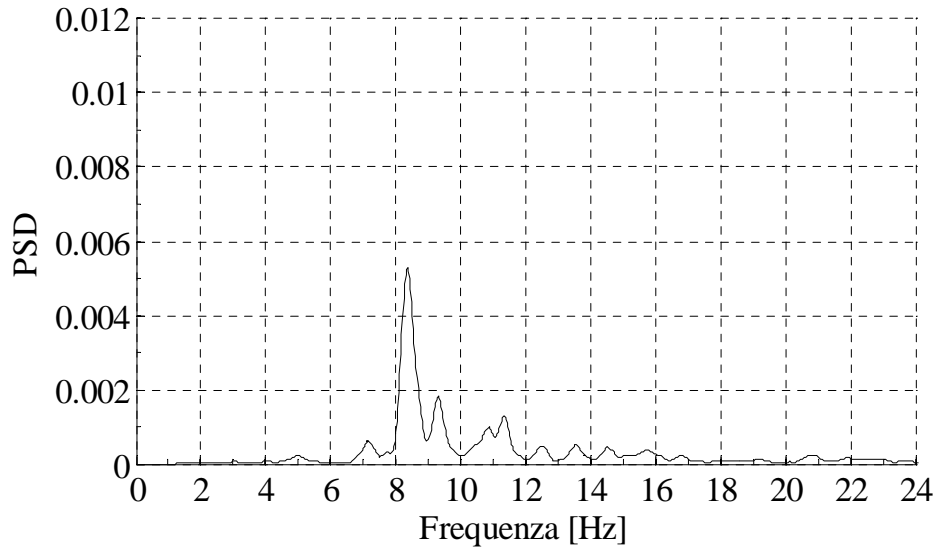


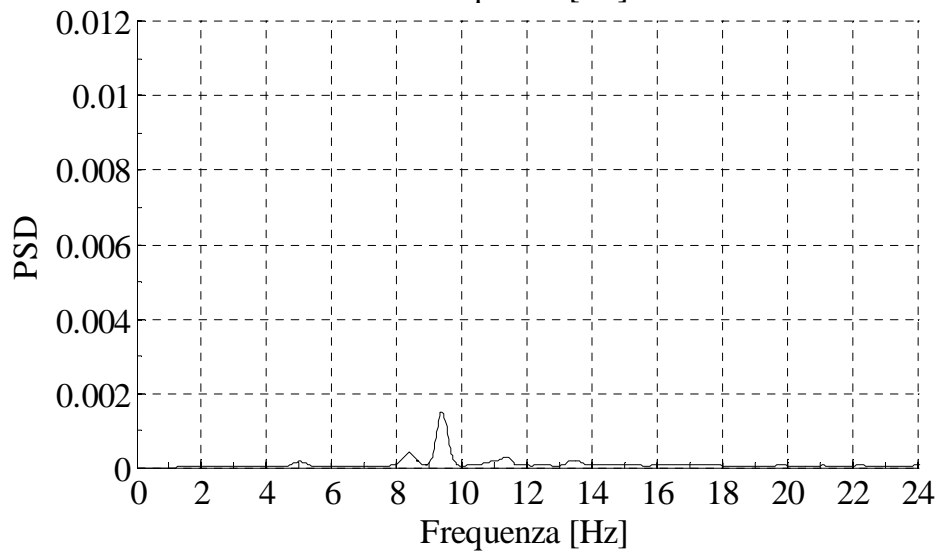
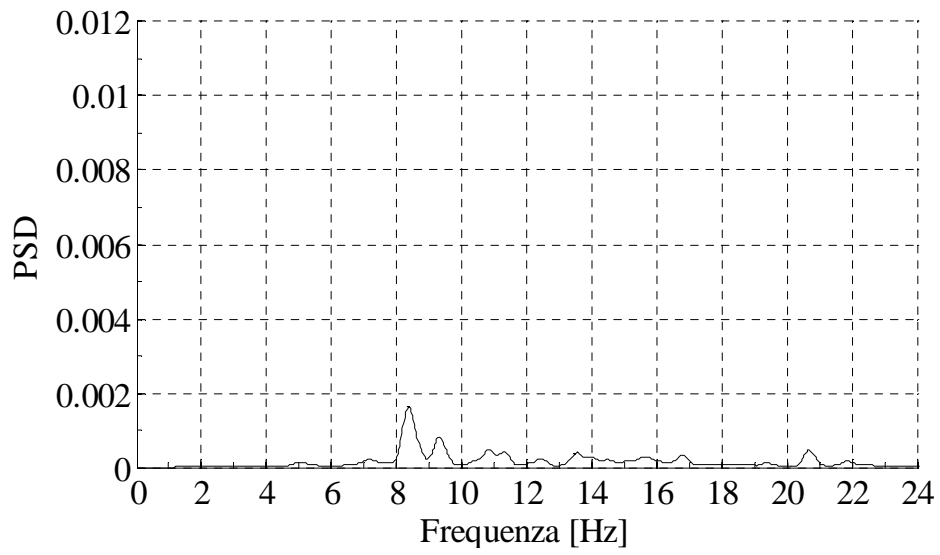
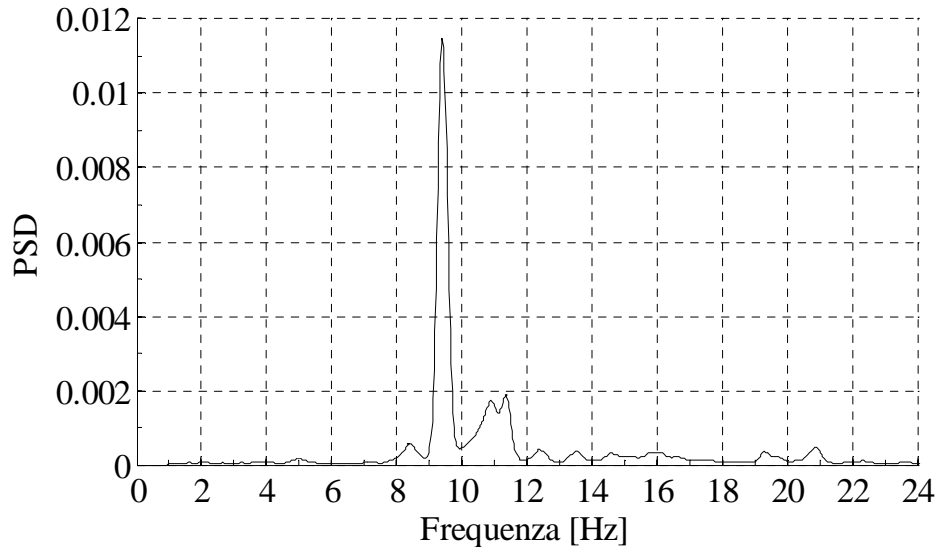
Deformata modale - Frequenza = 10.3 Hz; Smorzamento = 5.48%

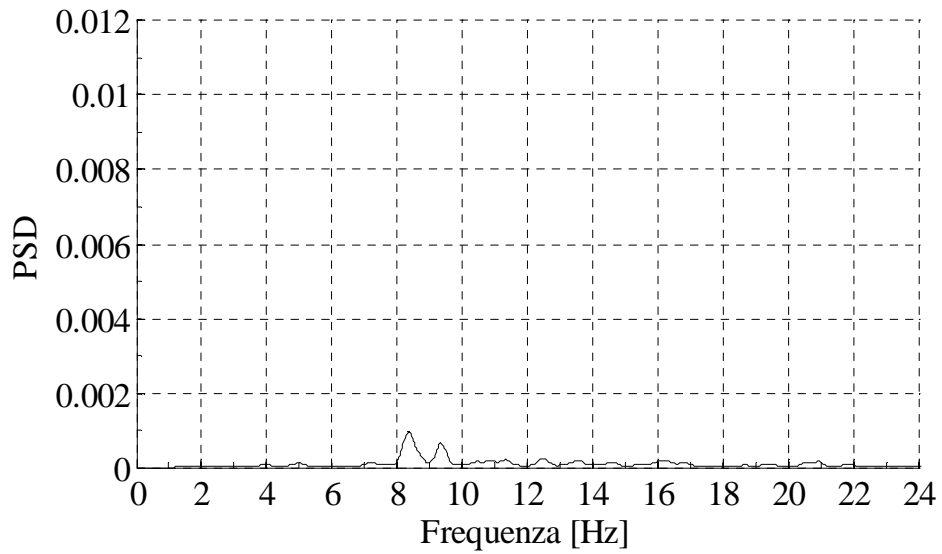
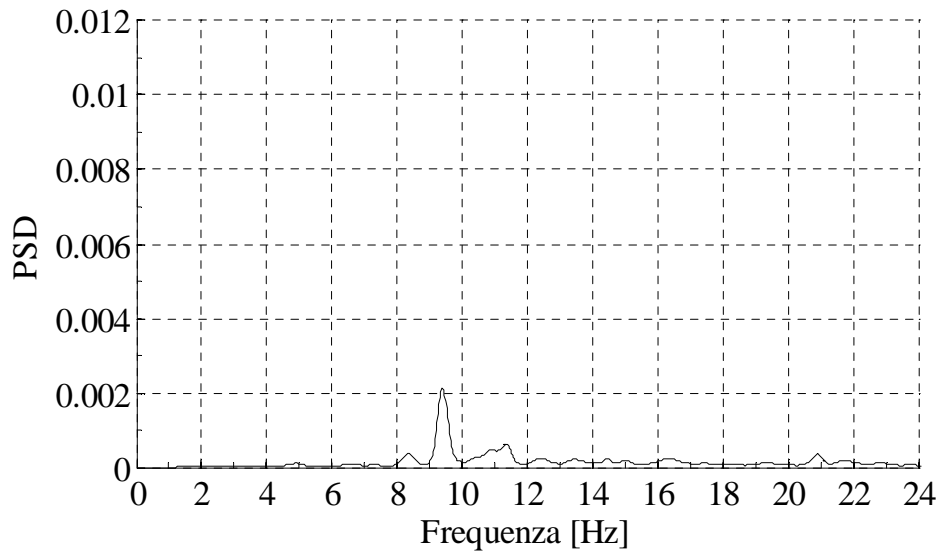
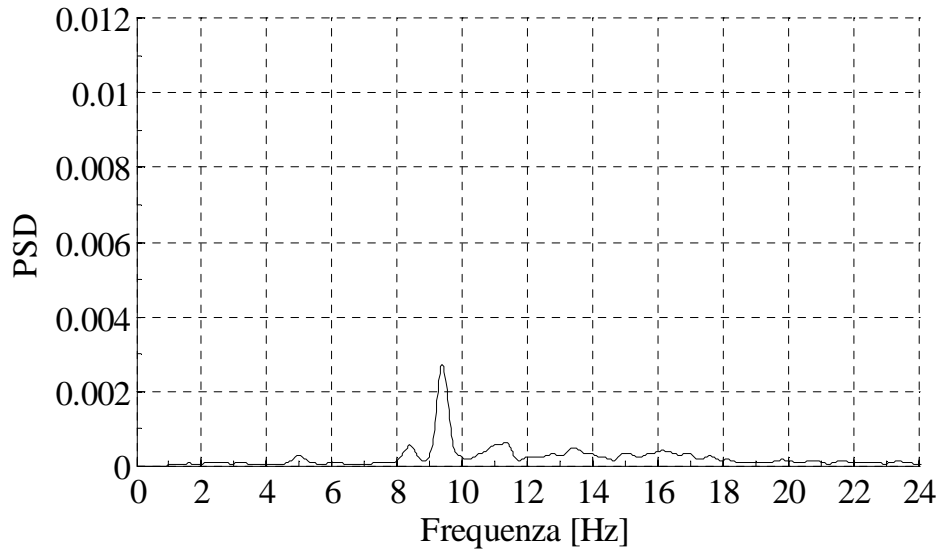




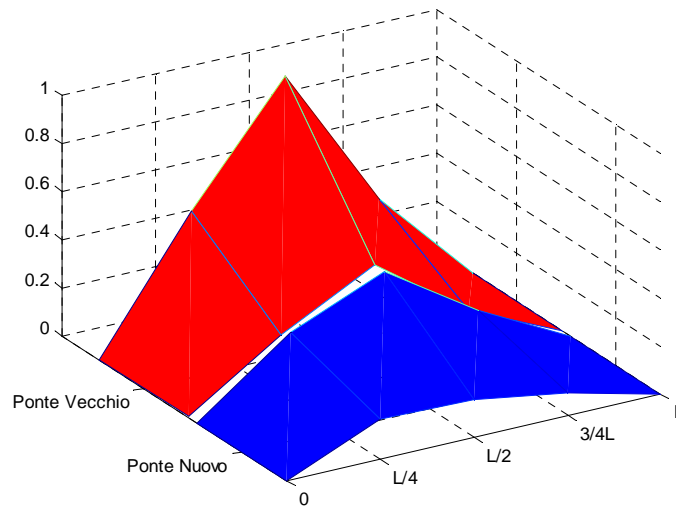
Record 14



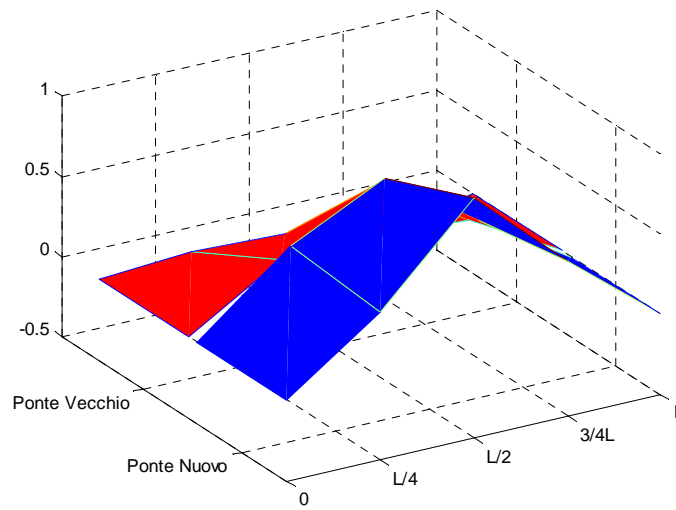




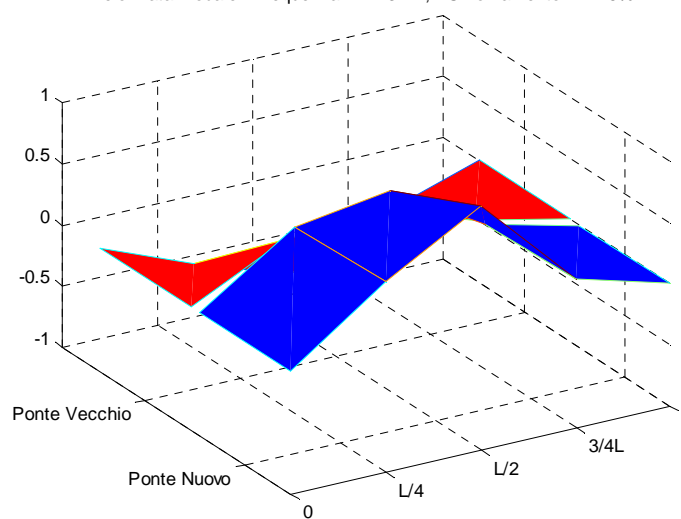
Deformata modale - Frequenza = 8.39 Hz; Smorzamento = 3.60%

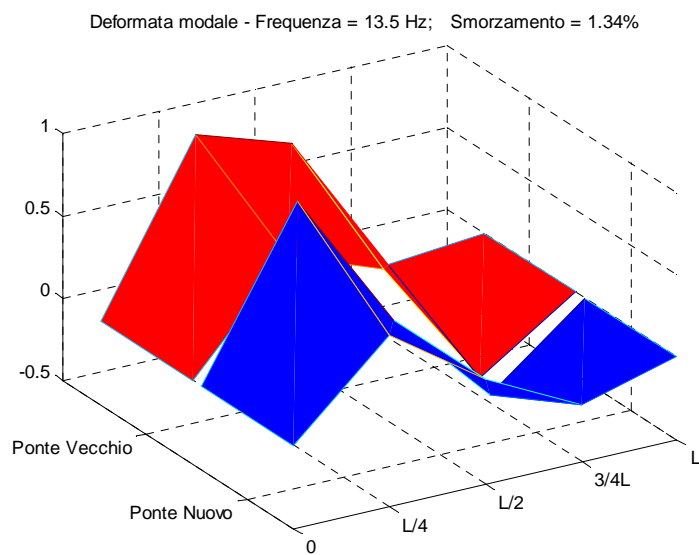
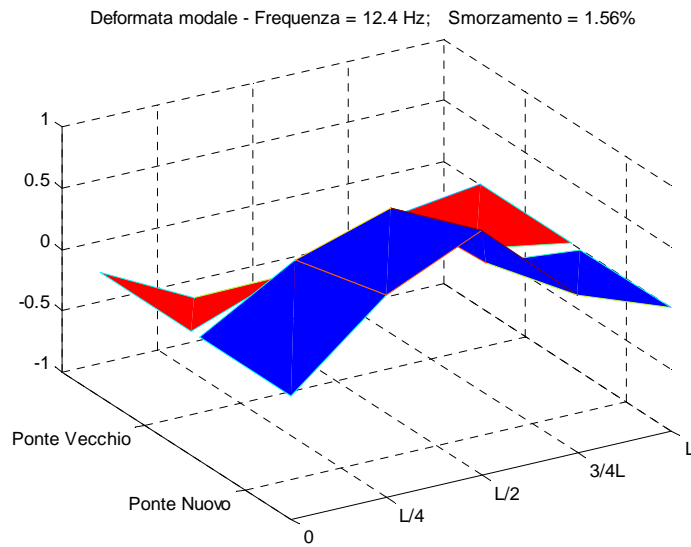


Deformata modale - Frequenza = 9.43 Hz; Smorzamento = 3.43%

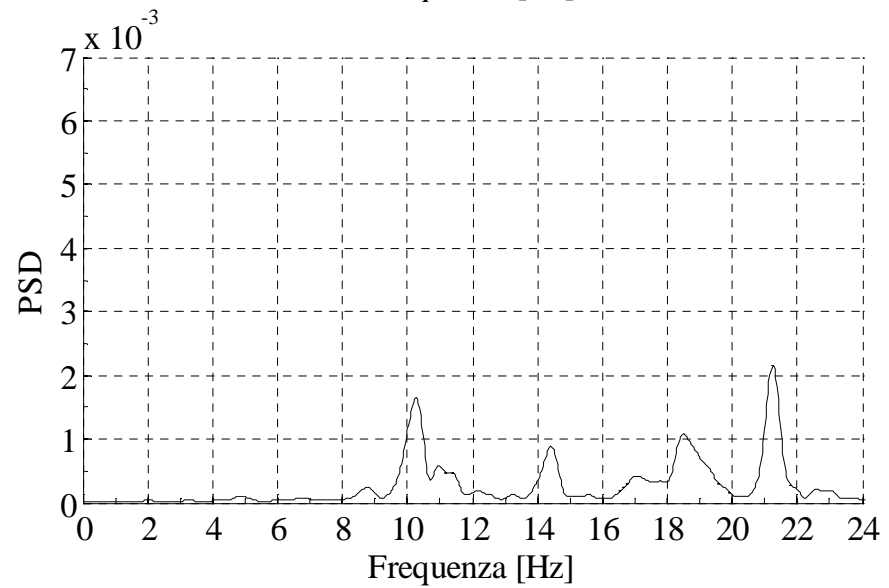
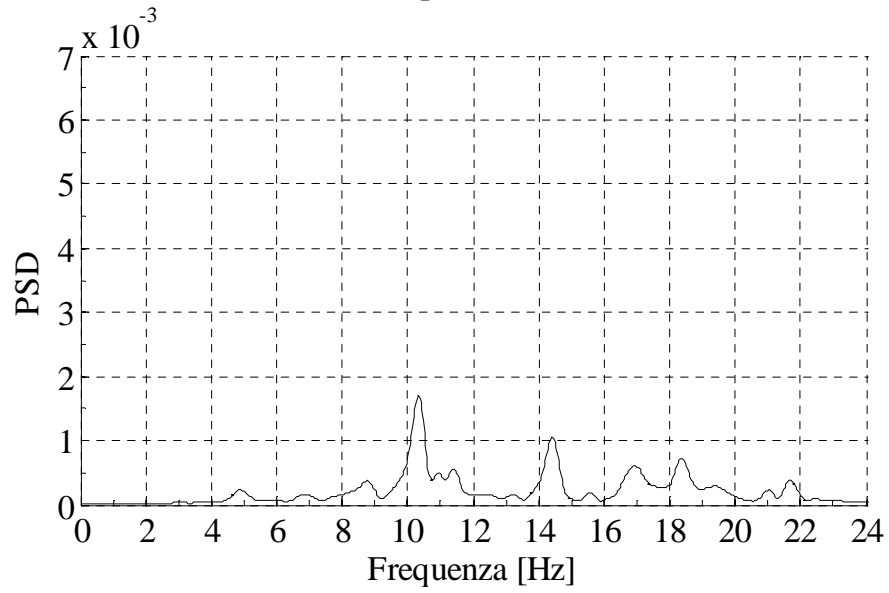
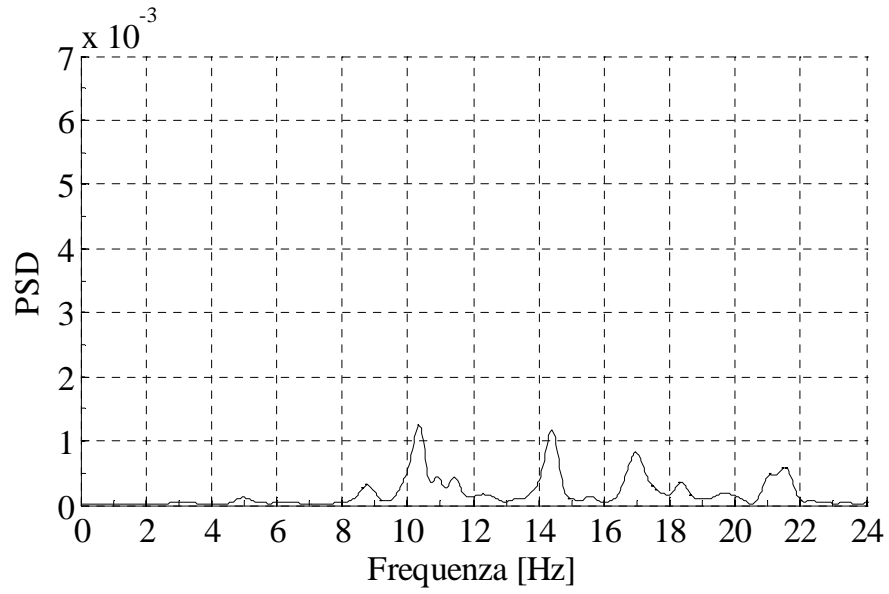


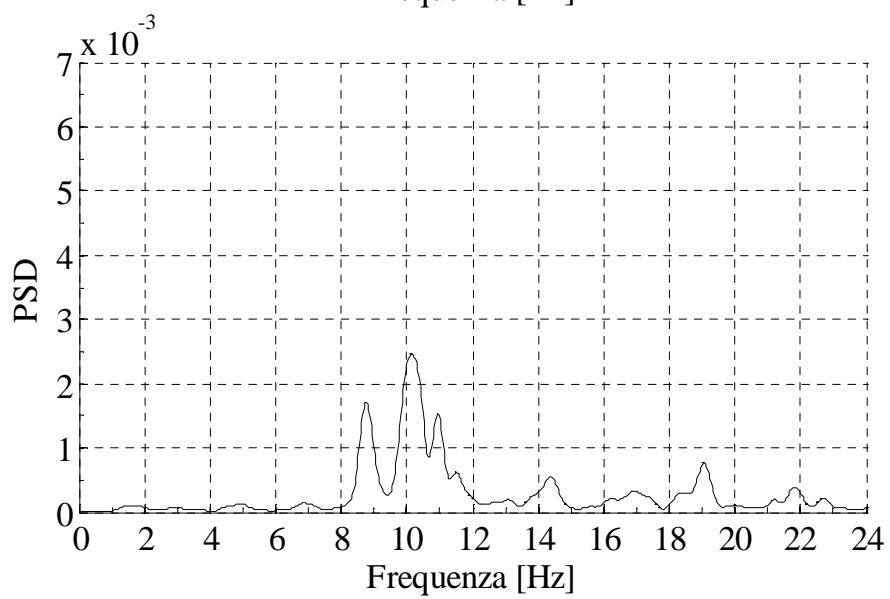
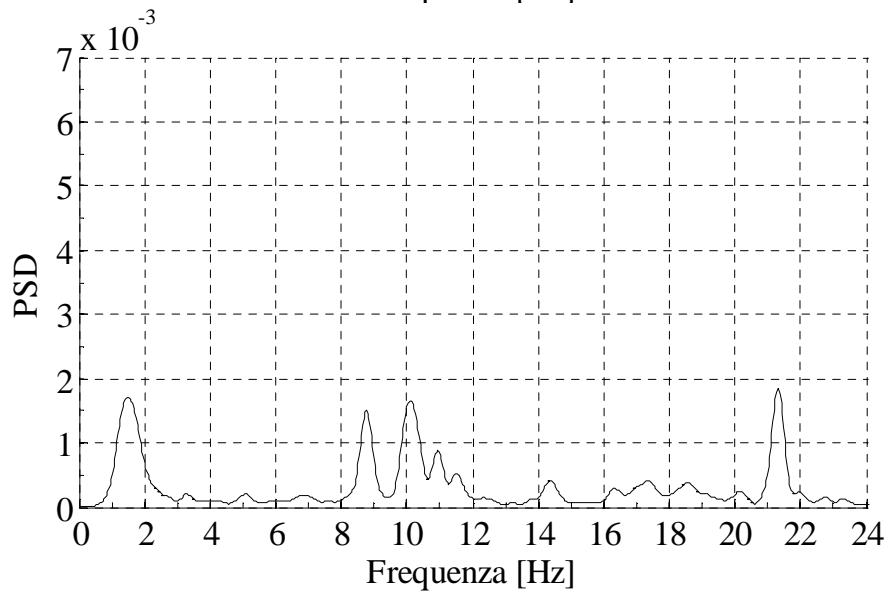
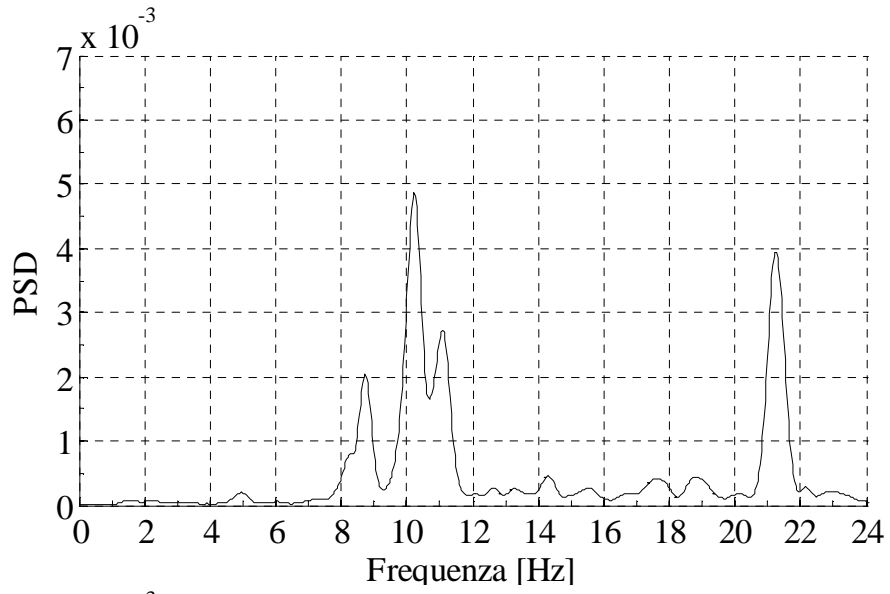
Deformata modale - Frequenza = 11.3 Hz; Smorzamento = 1.75%

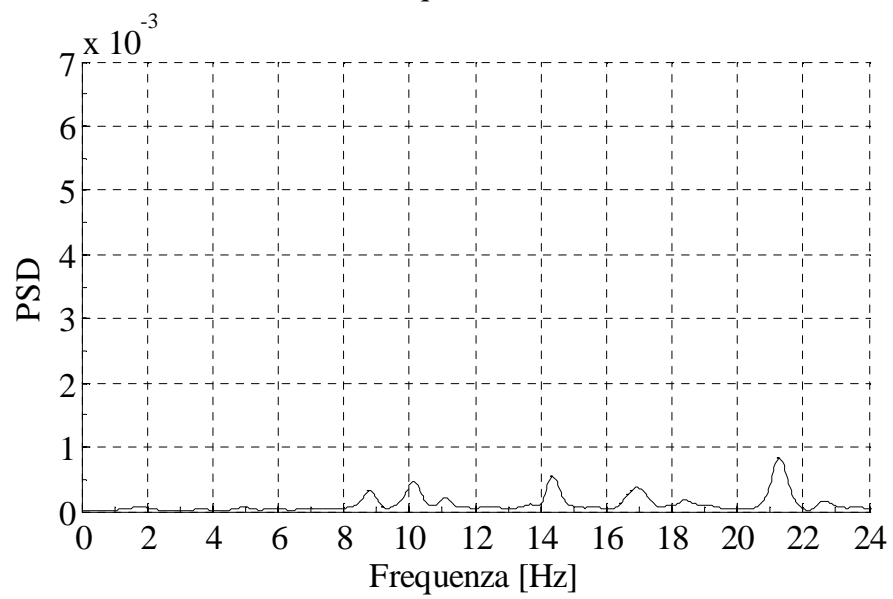
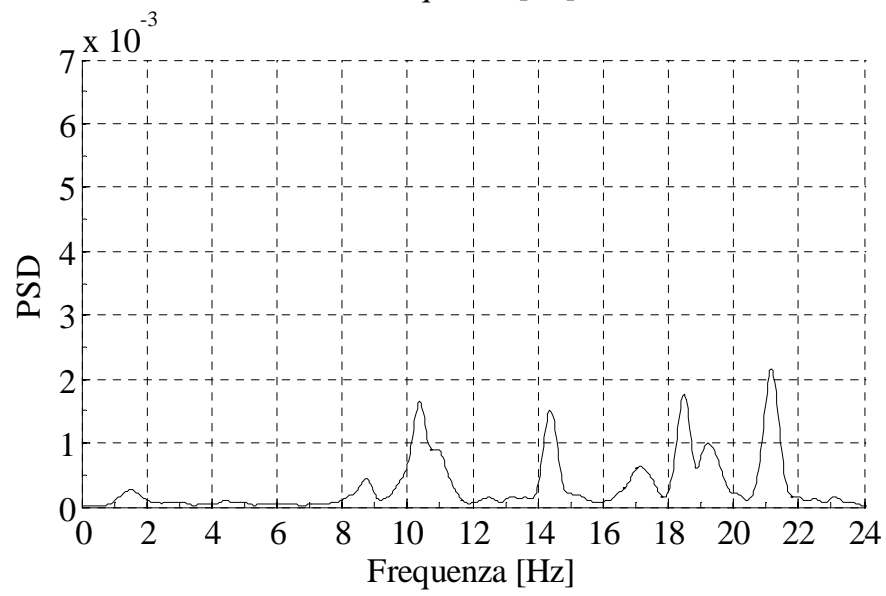
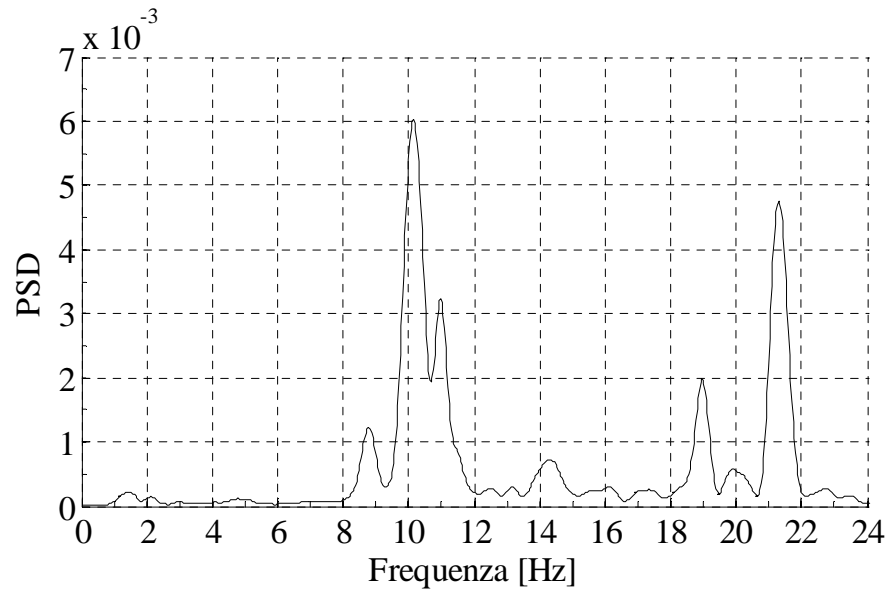


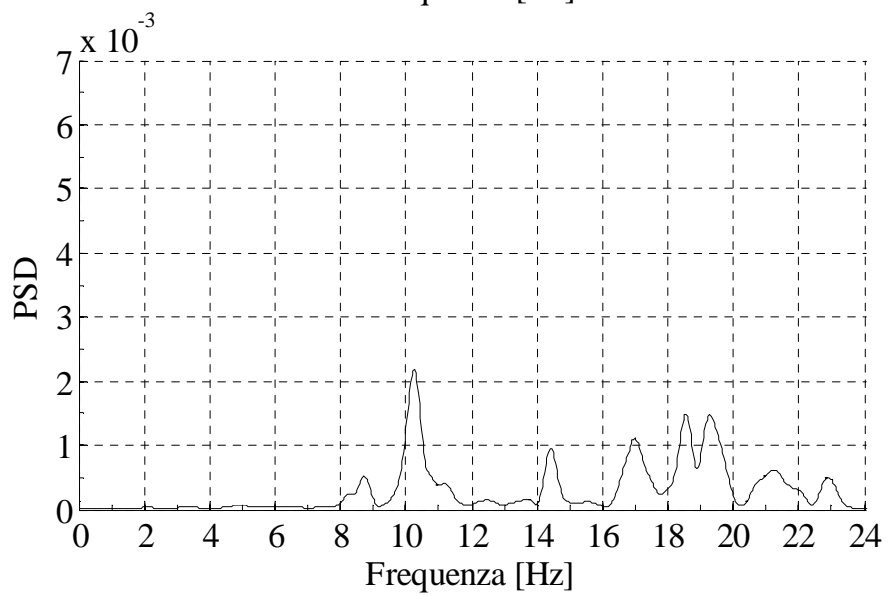
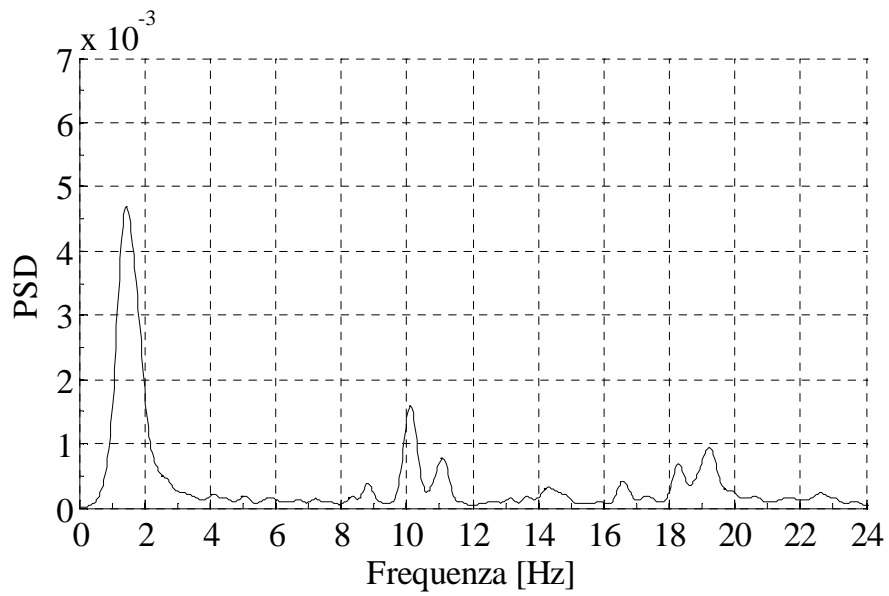
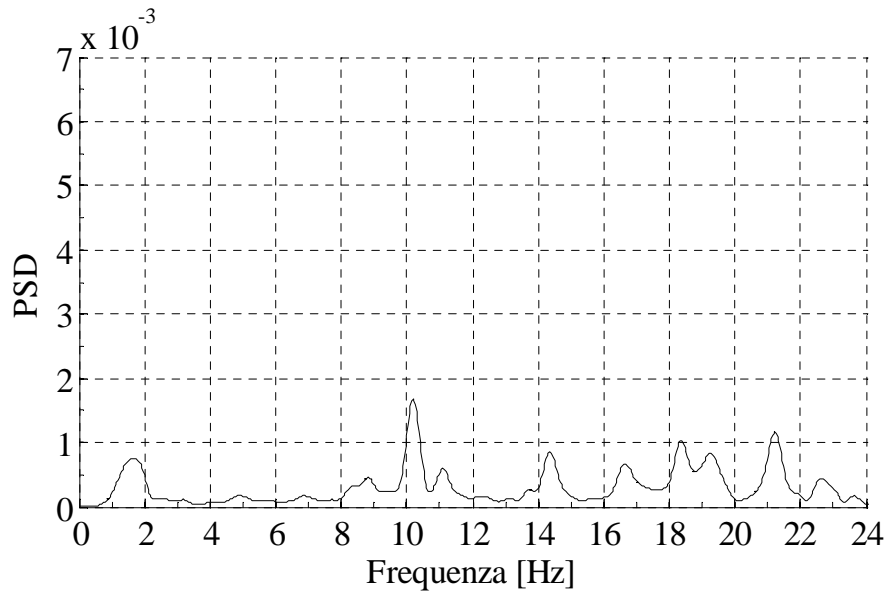


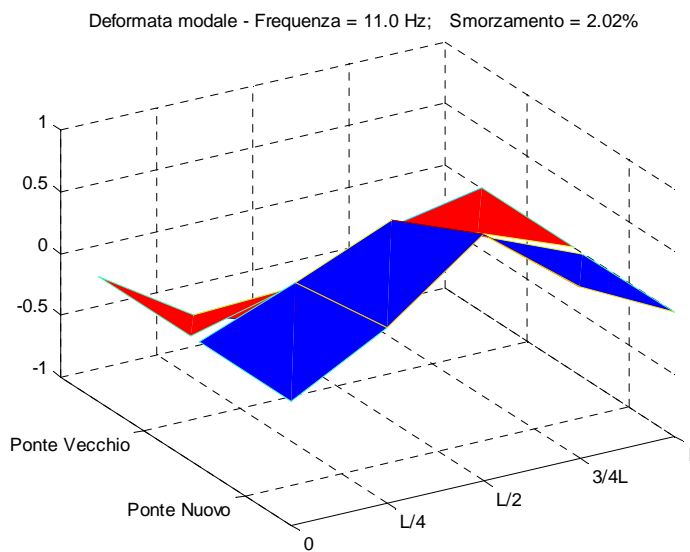
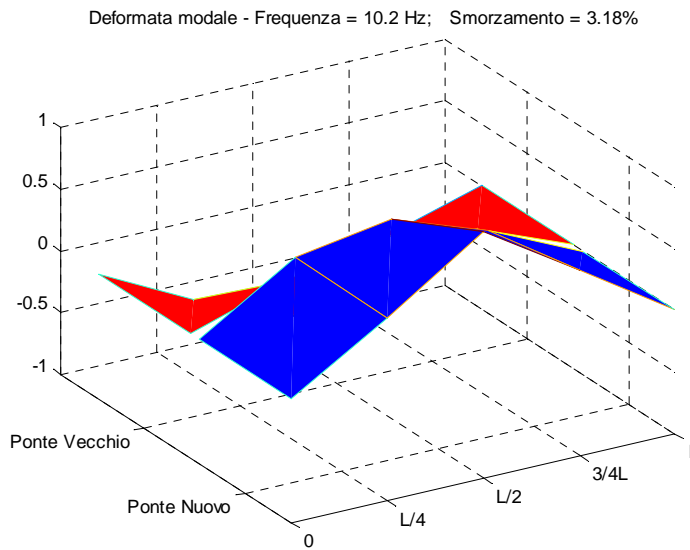
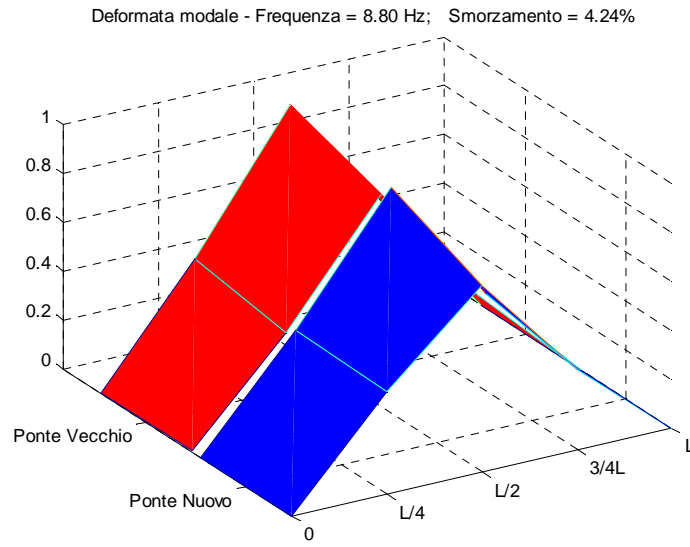
- **Record 15**

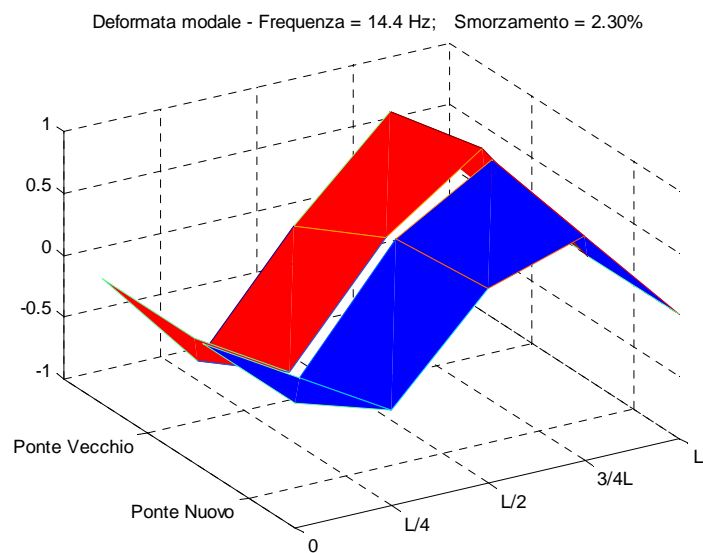
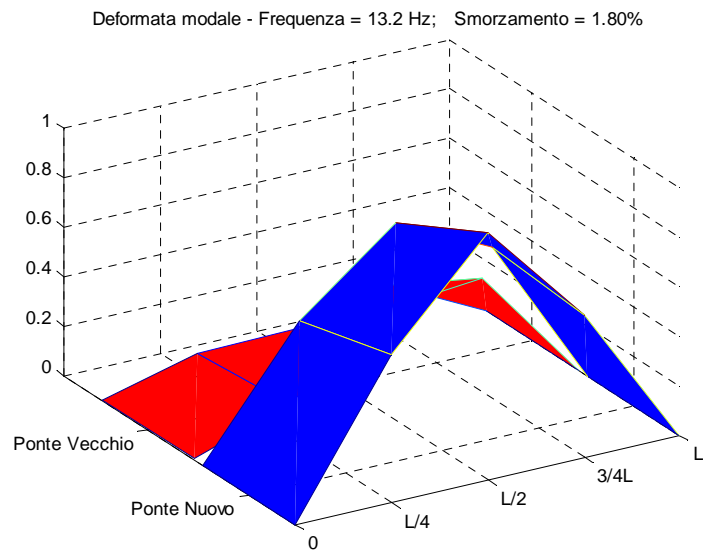




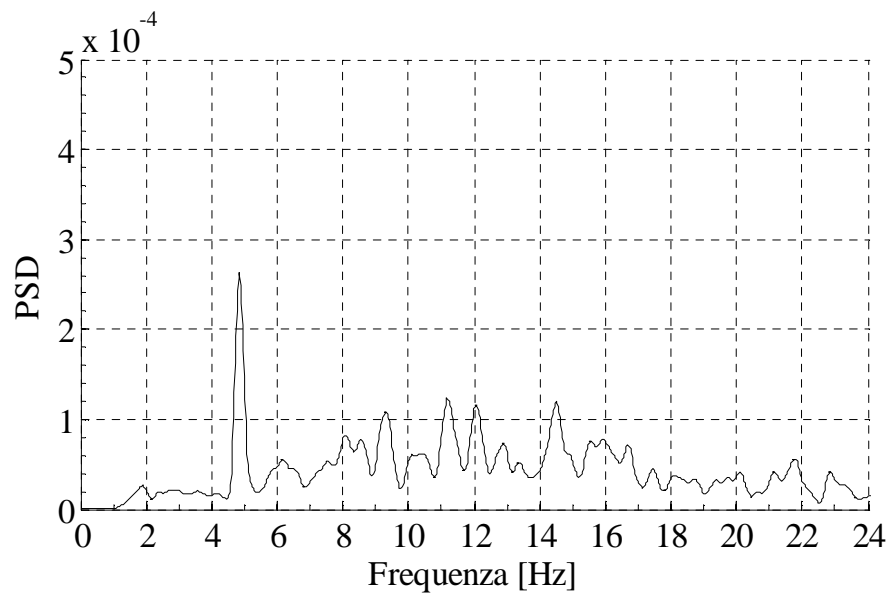
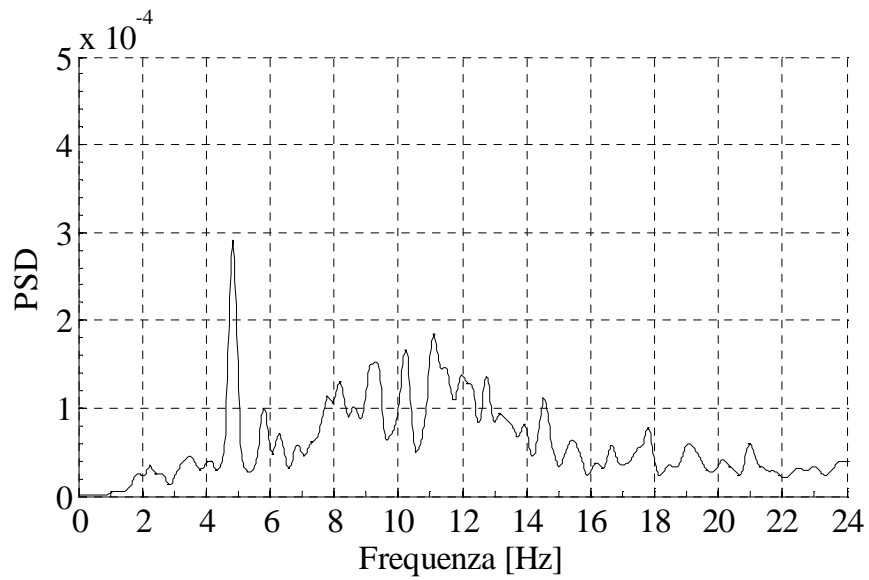
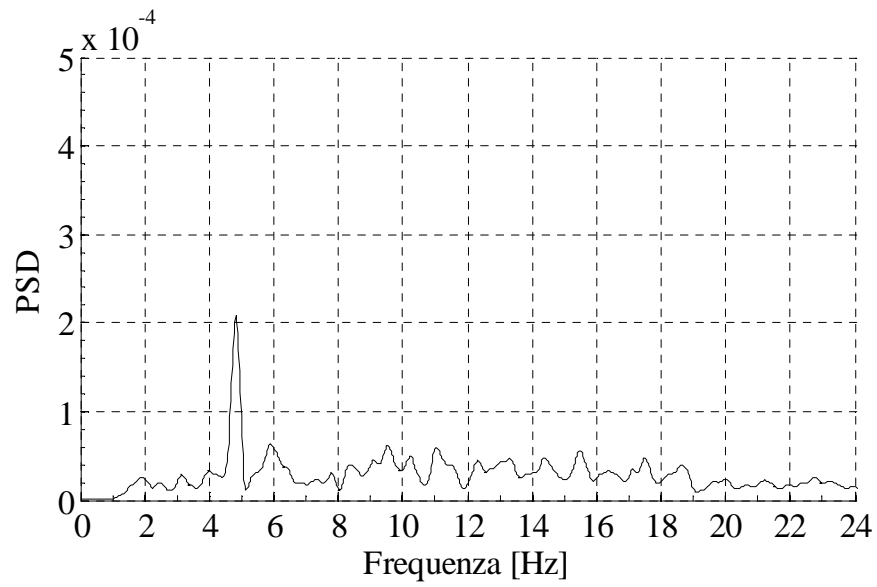


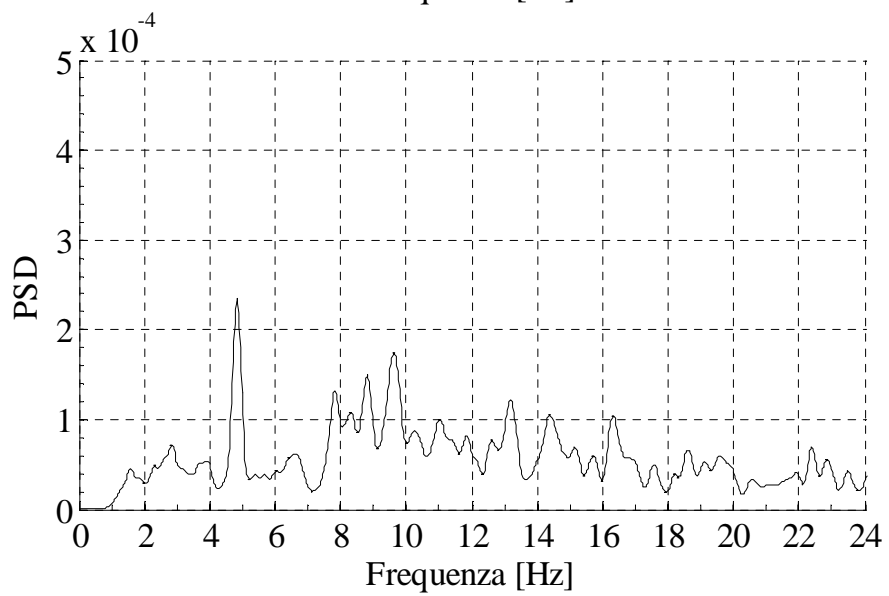
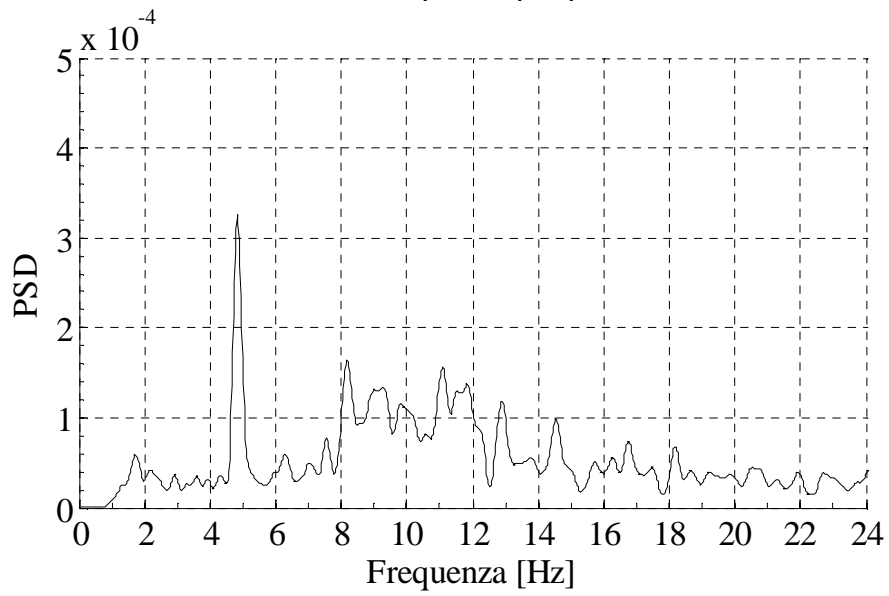
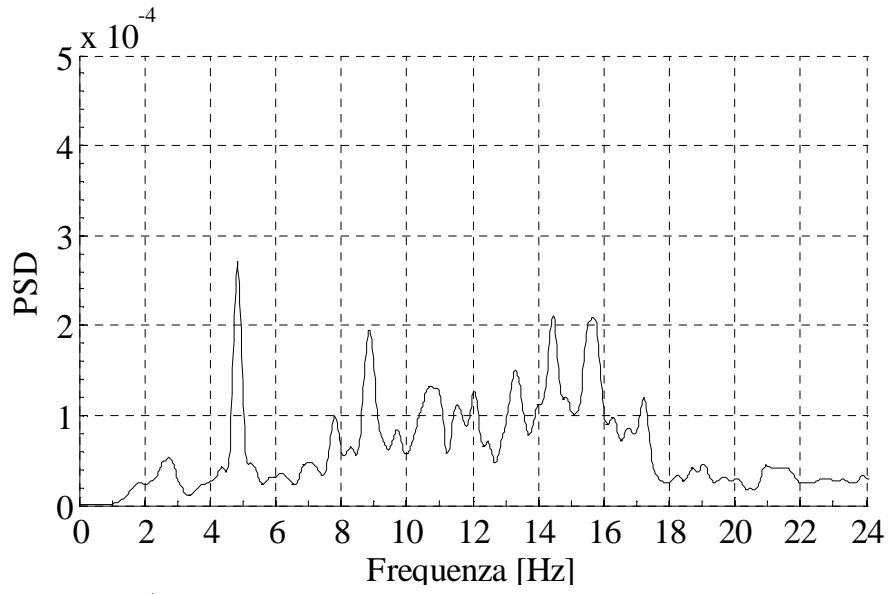


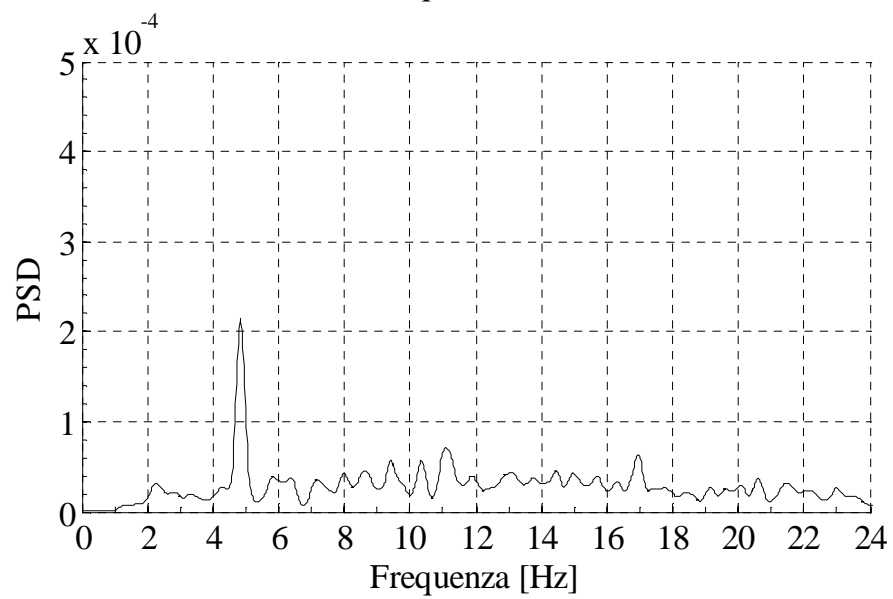
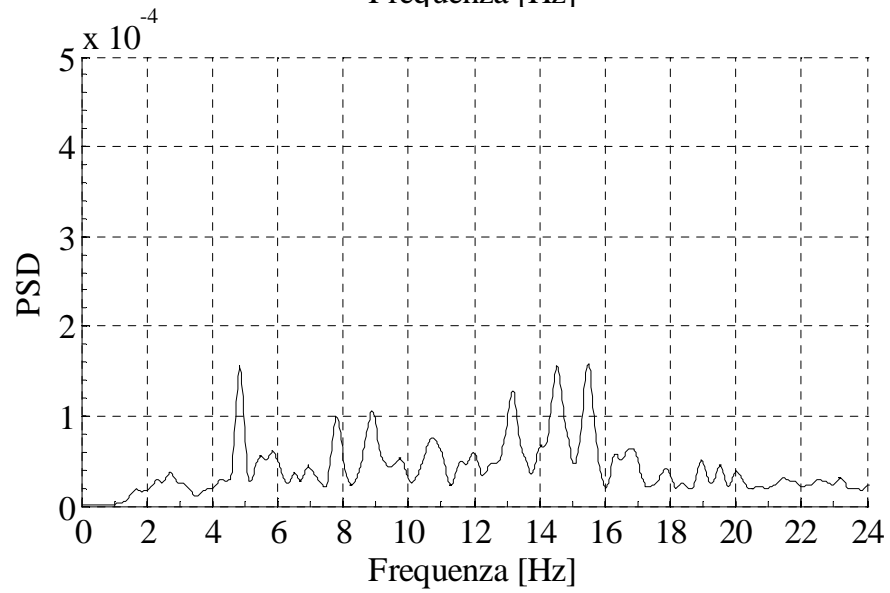
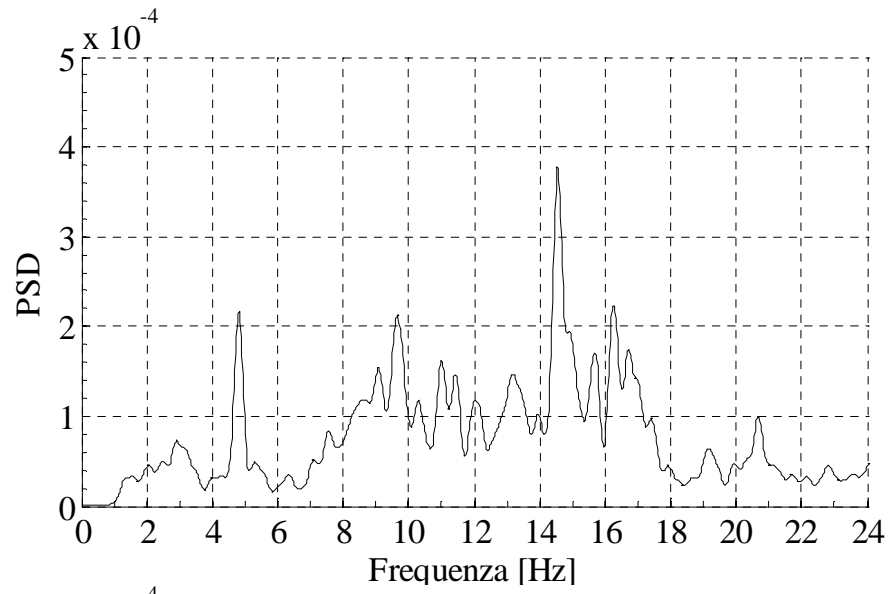


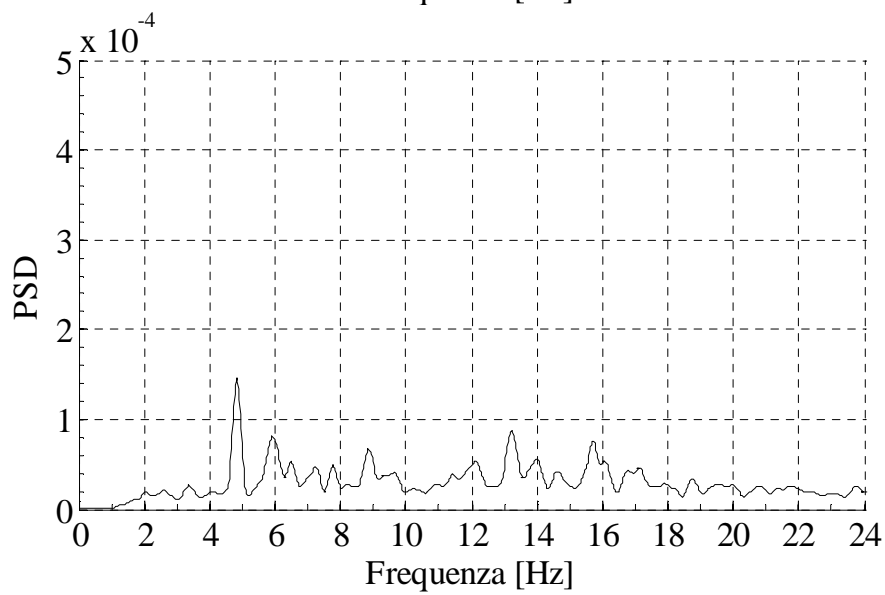
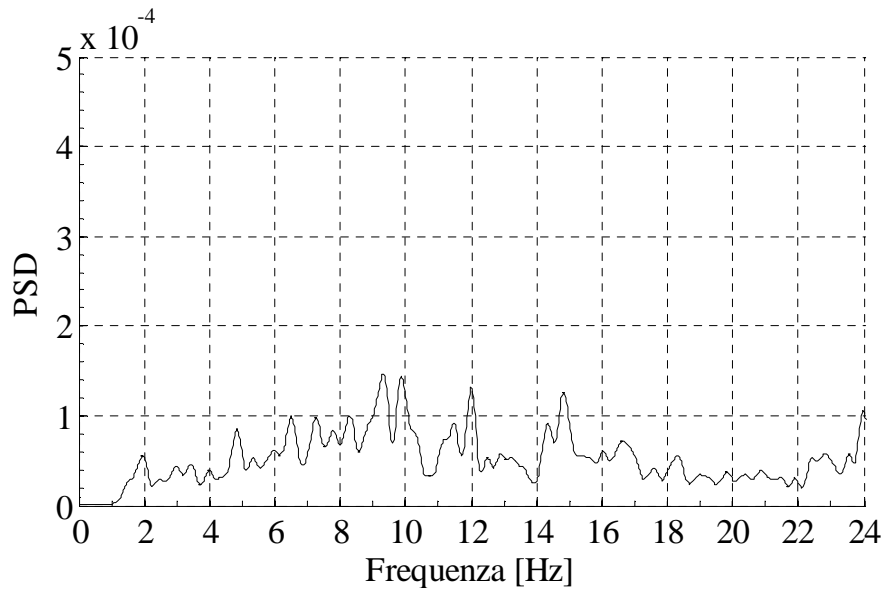
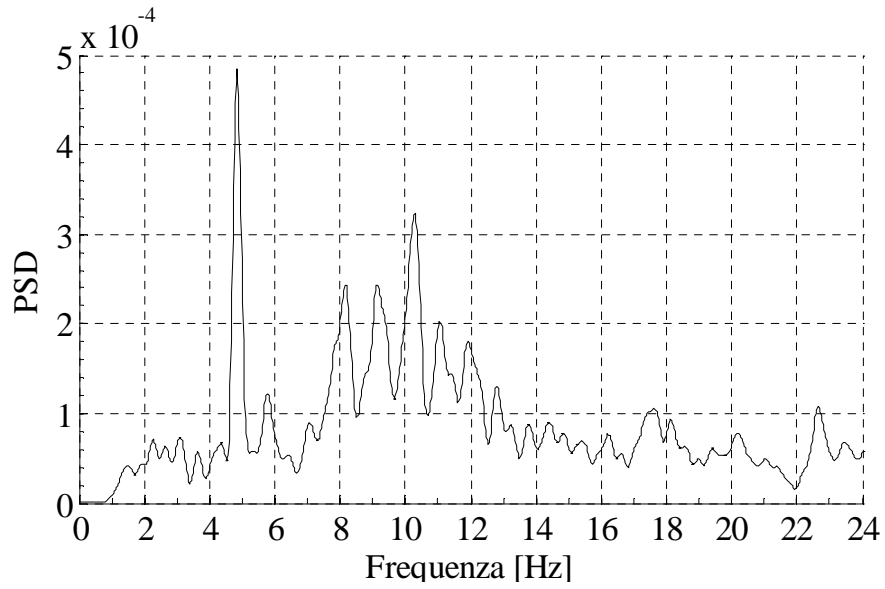


- **Record 16**

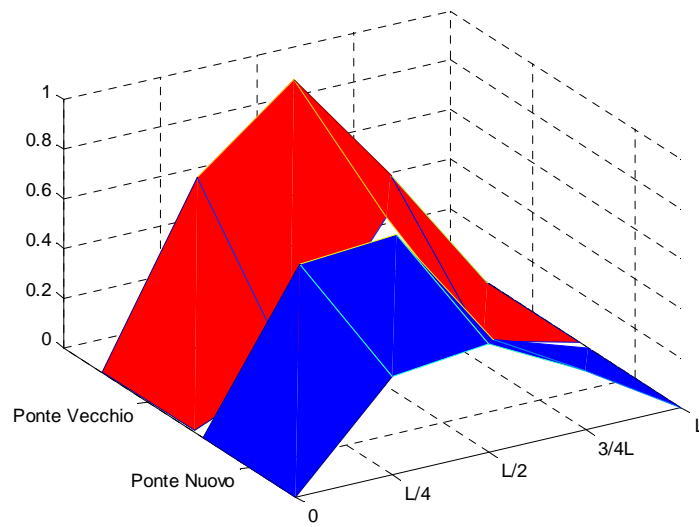




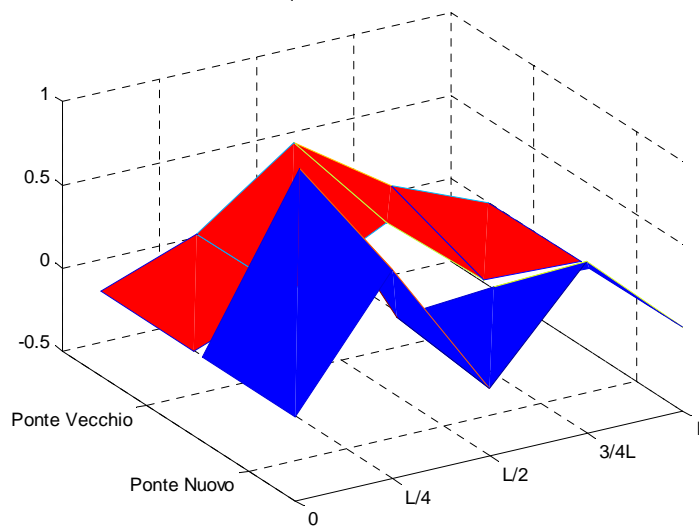




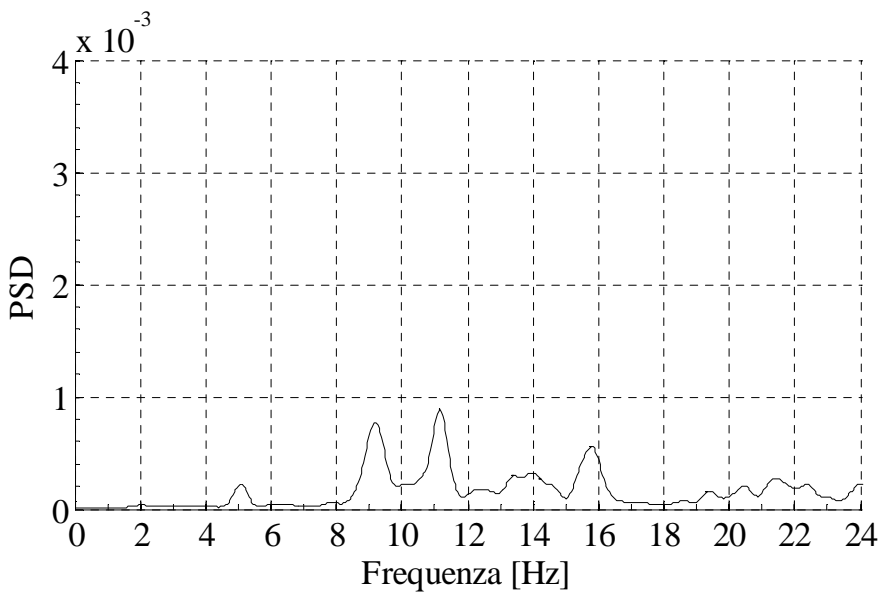
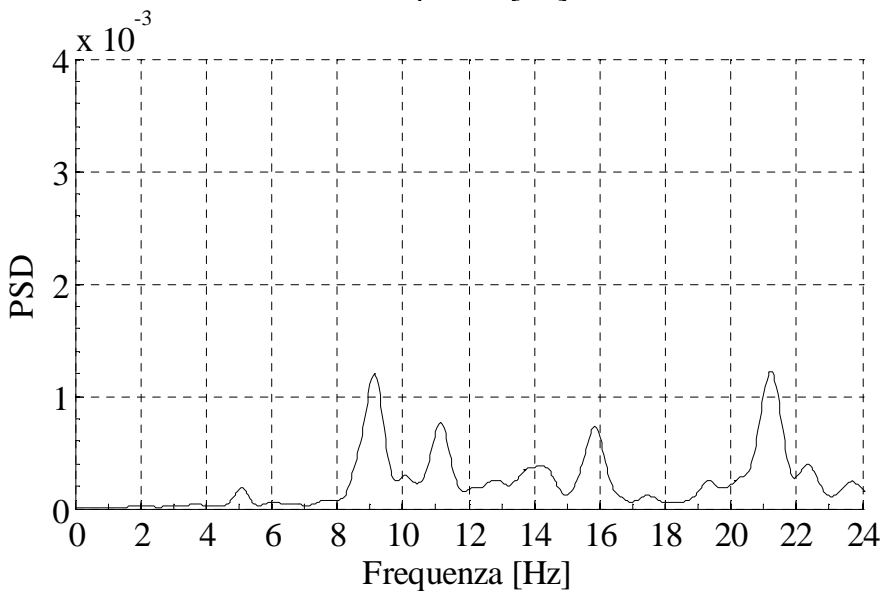
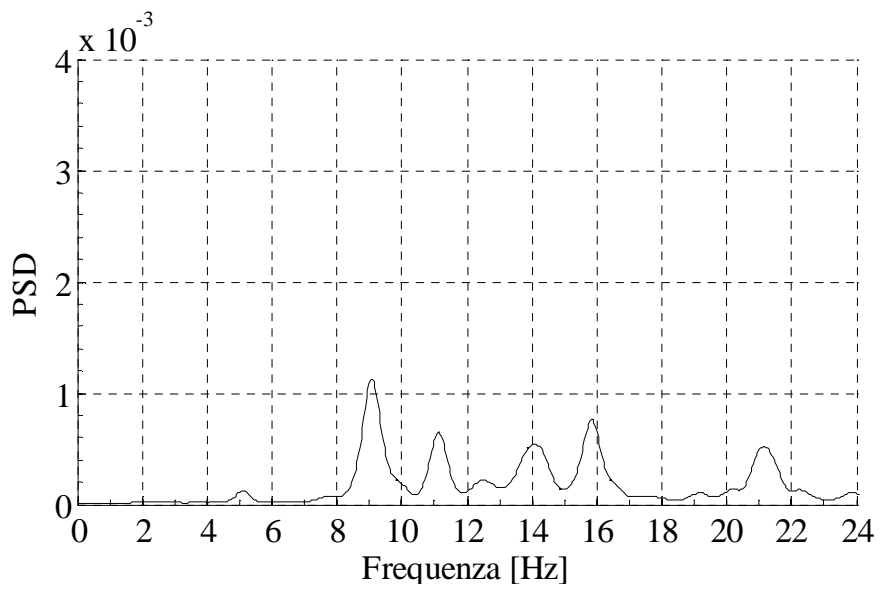
Deformata modale - Frequenza = 8.91 Hz; Smorzamento = 1.76%

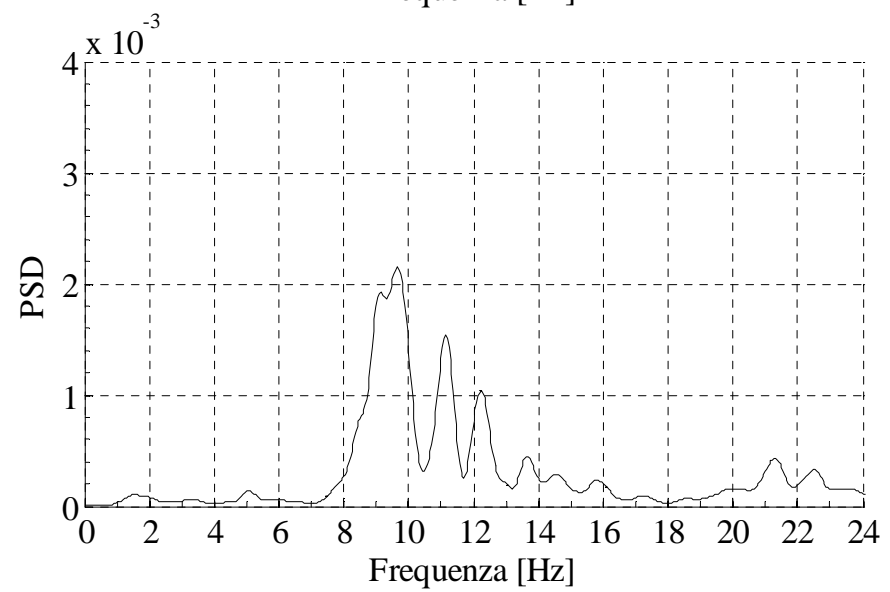
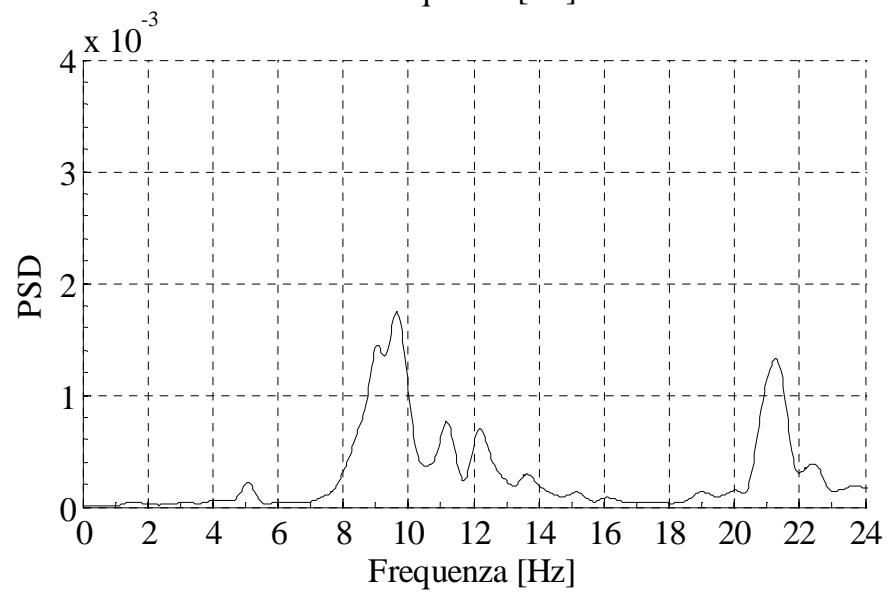
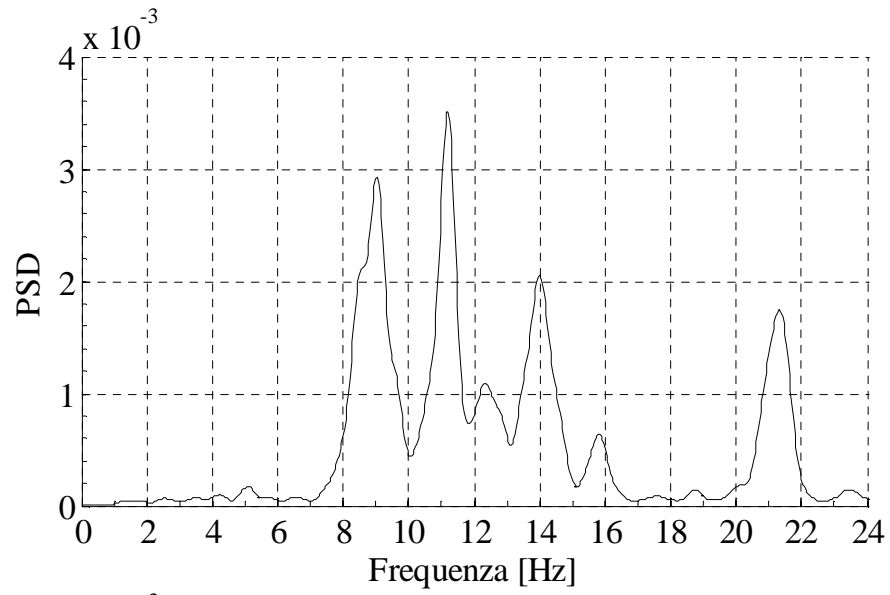


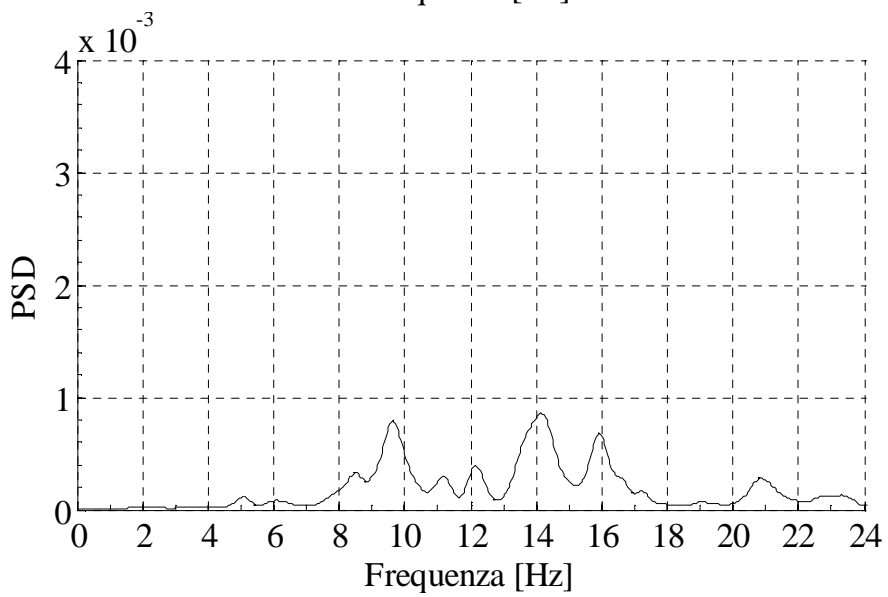
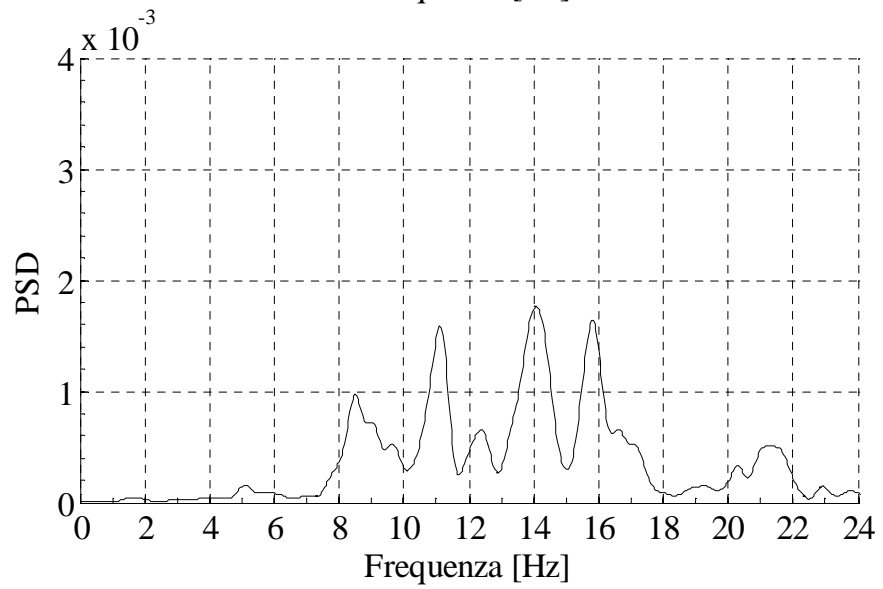
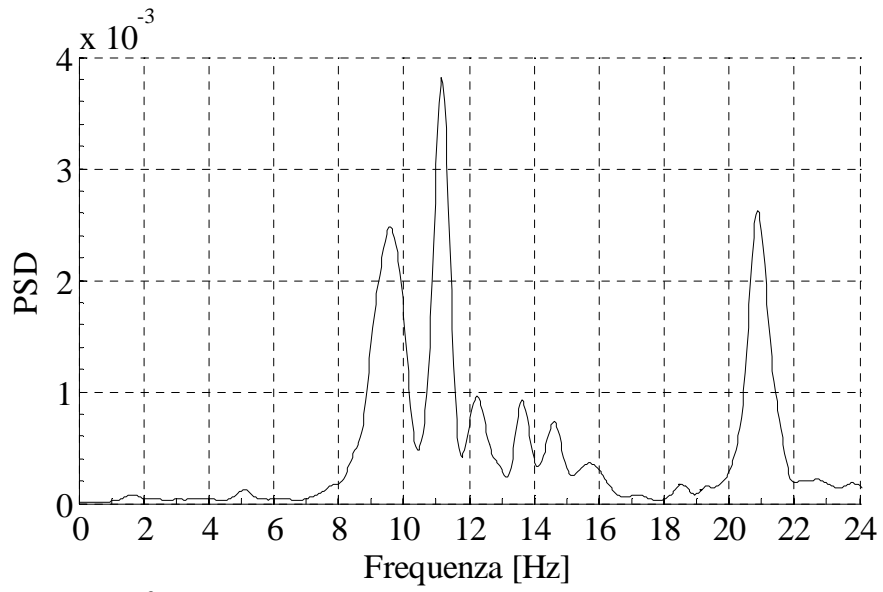
Deformata modale - Frequenza = 11.9 Hz; Smorzamento = 1.18%

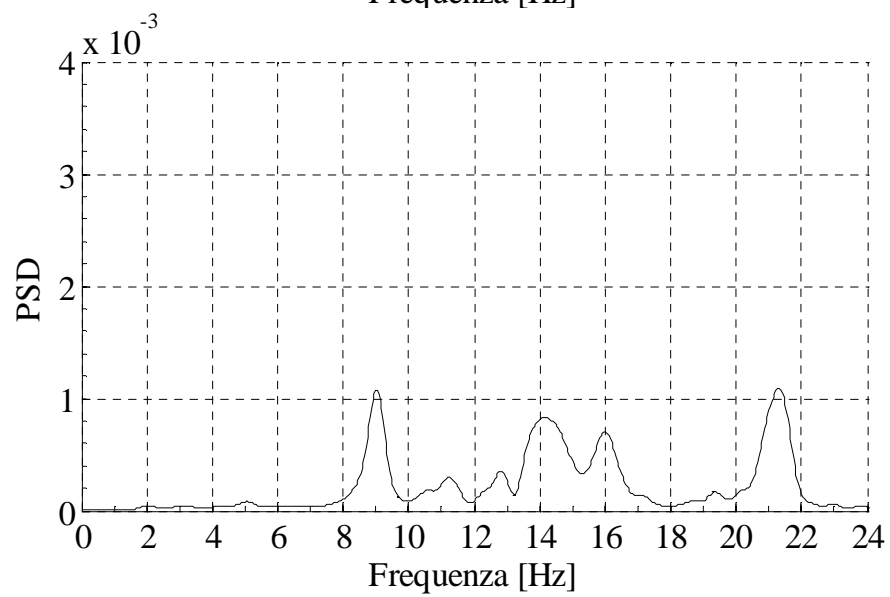
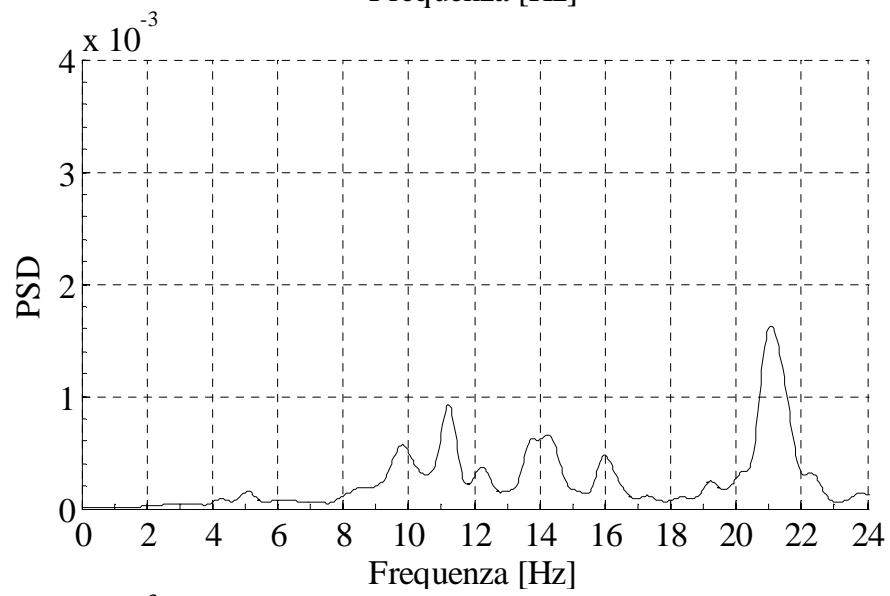
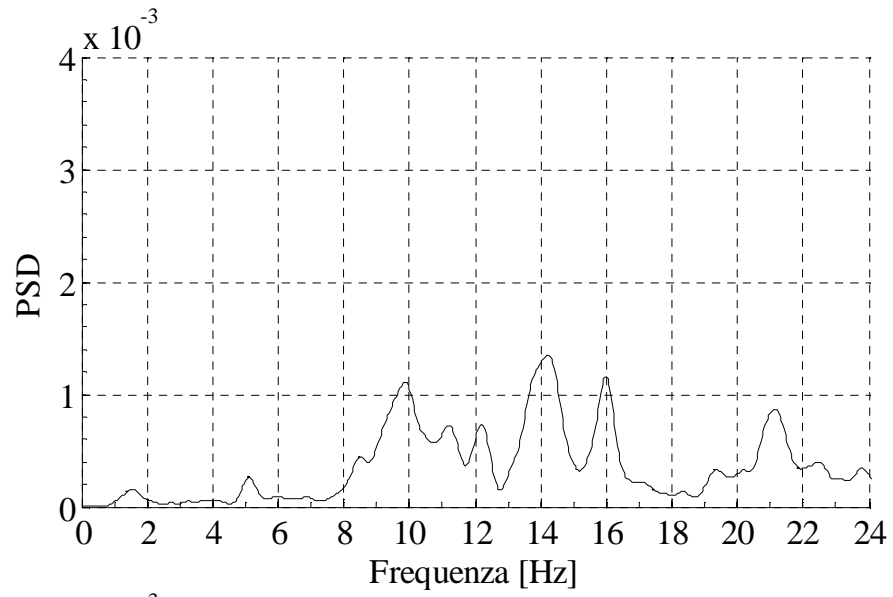


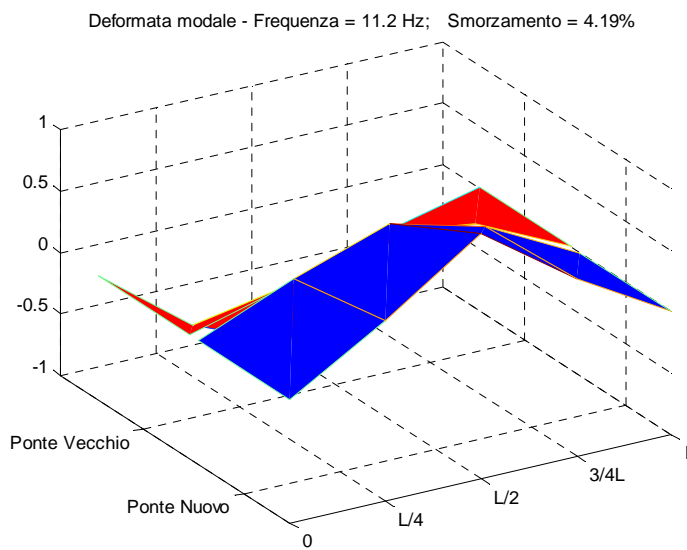
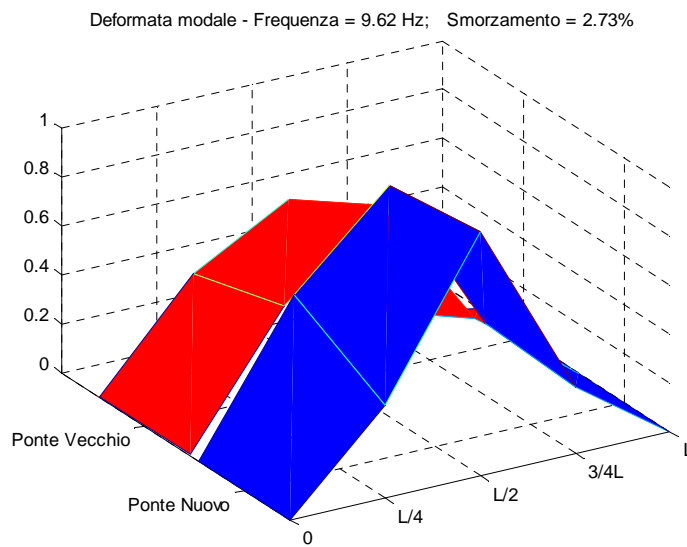
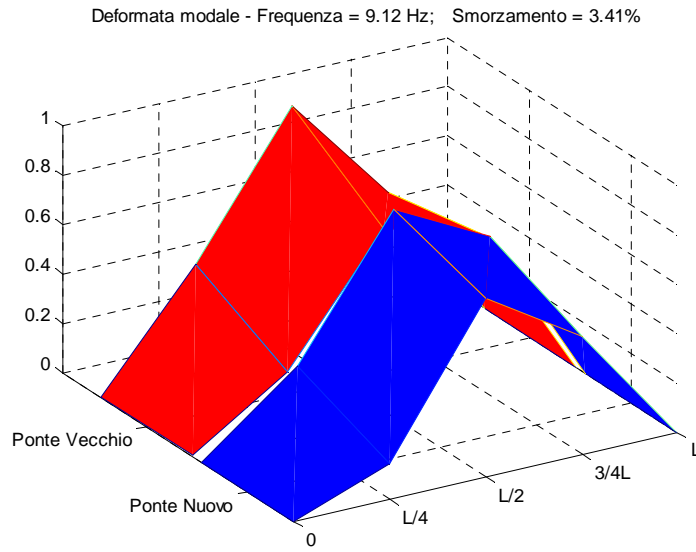
- **Record 17**



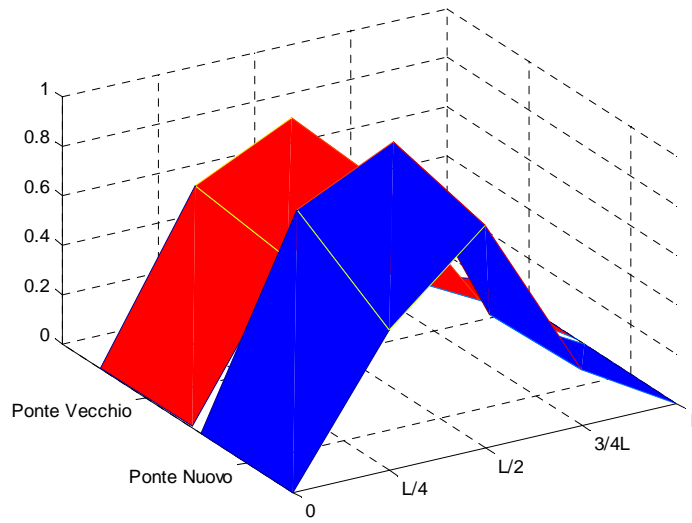




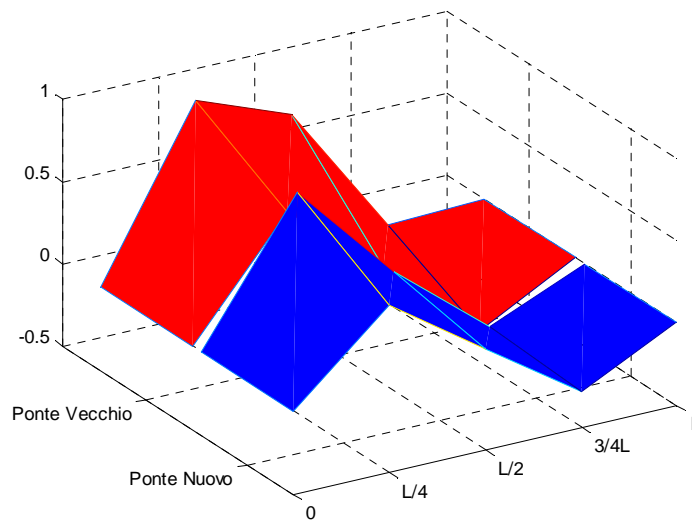




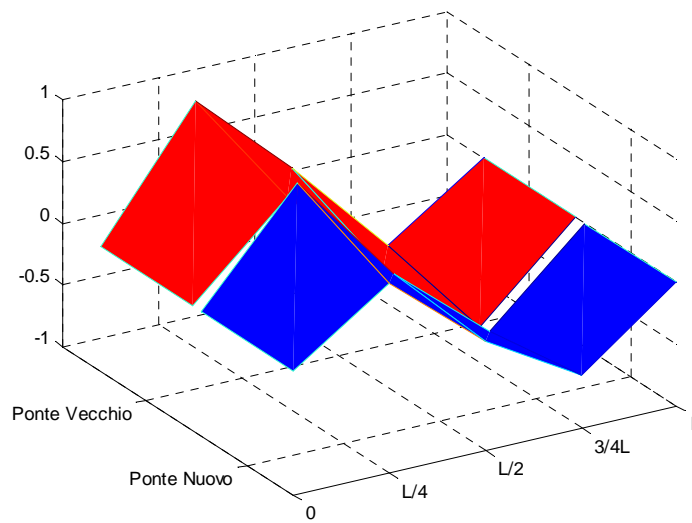
Deformata modale - Frequenza = 12.2 Hz; Smorzamento = 3.23%



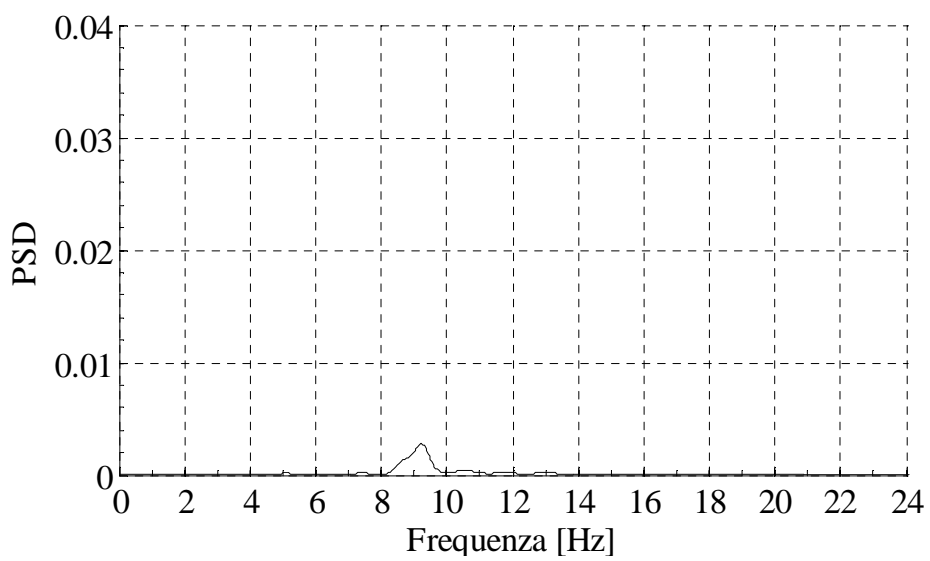
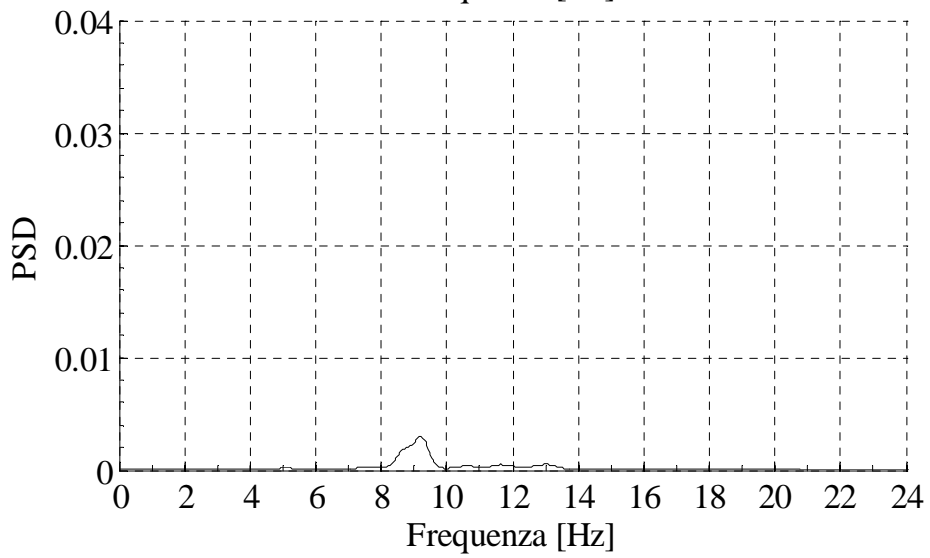
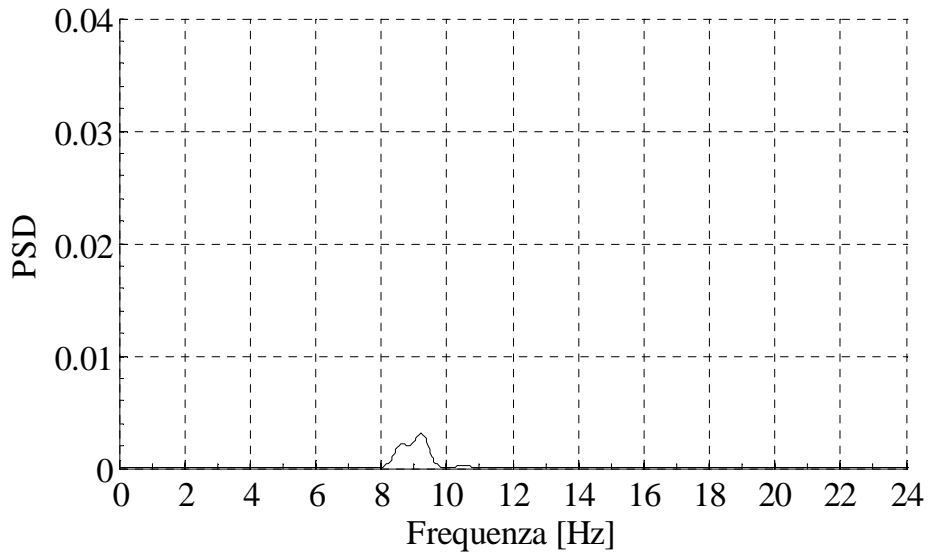
Deformata modale - Frequenza = 14.1 Hz; Smorzamento = 2.87%

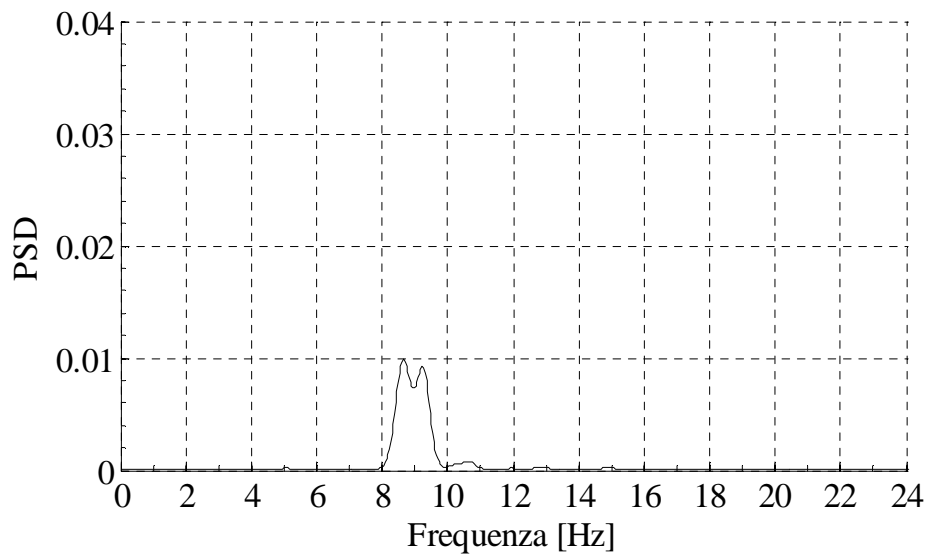
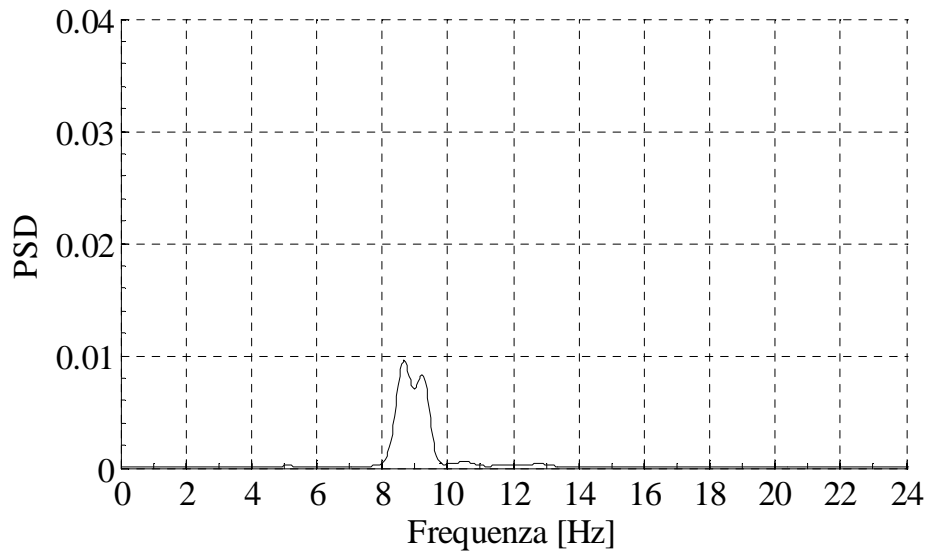
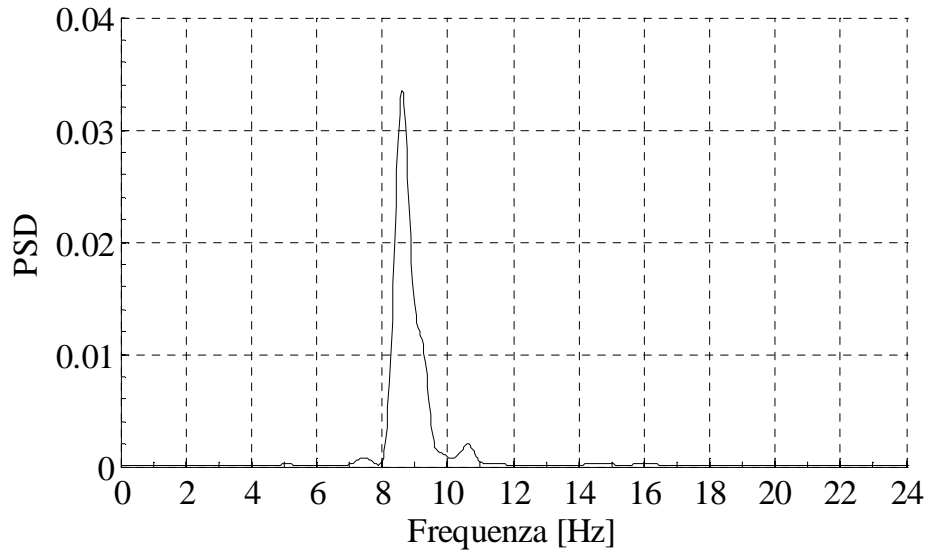


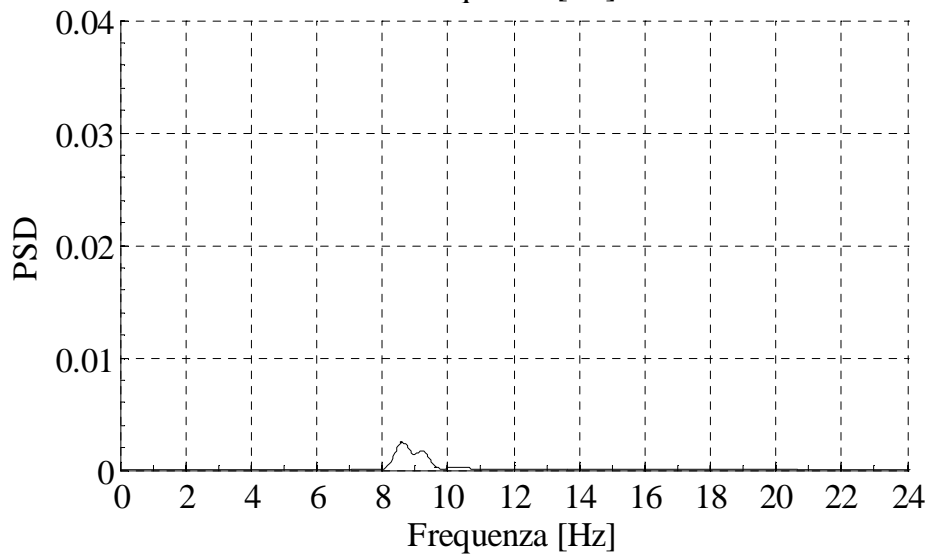
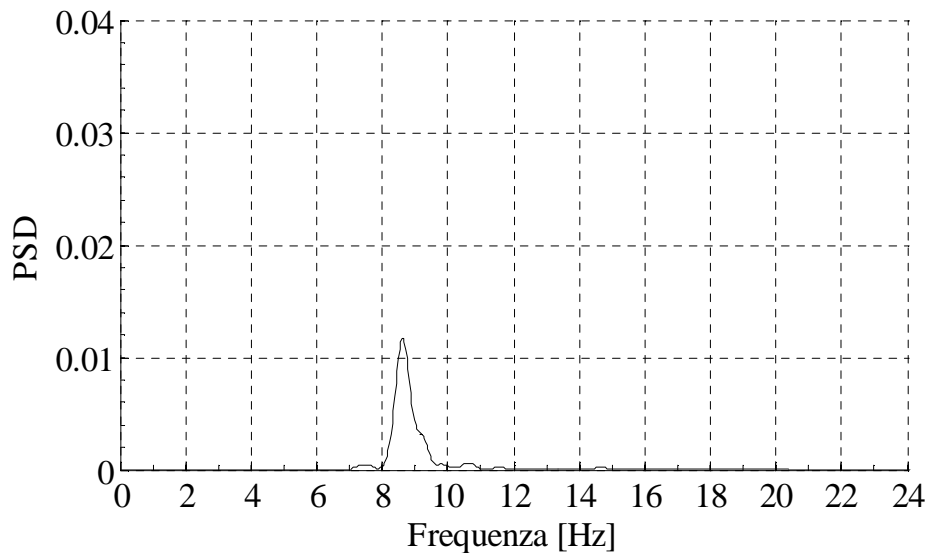
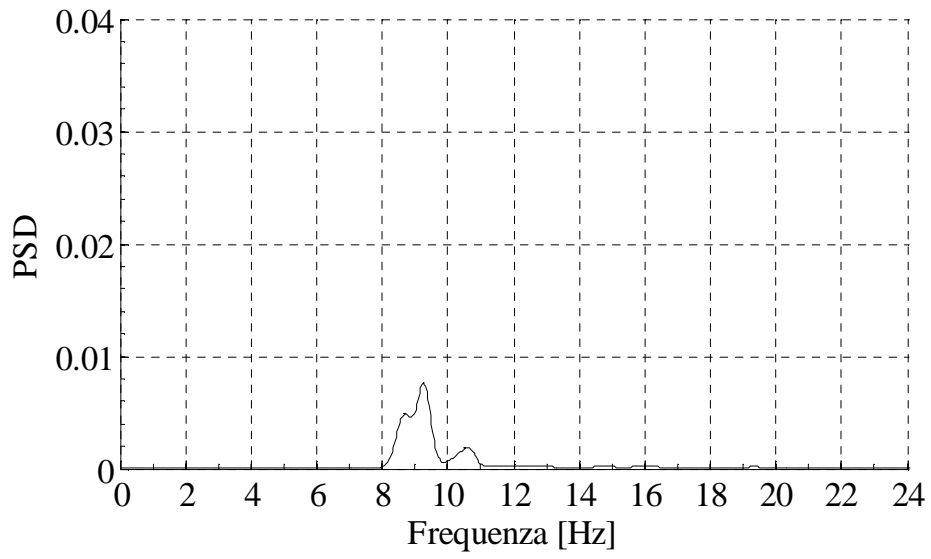
Deformata modale - Frequenza = 15.9 Hz; Smorzamento = 2.37%

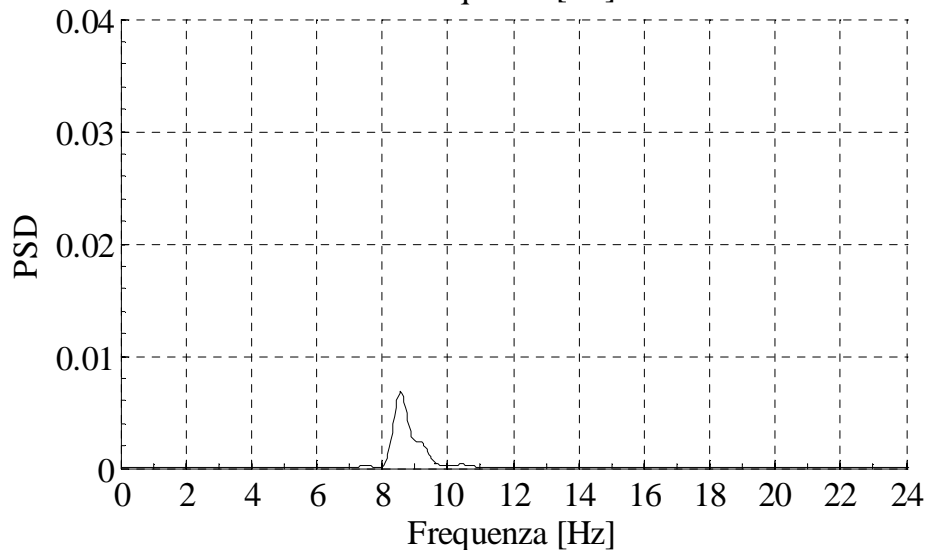
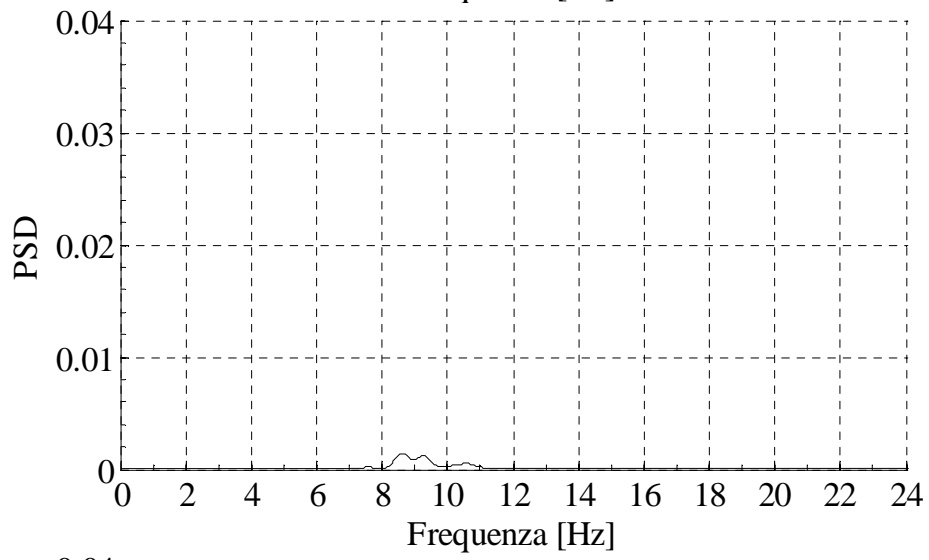
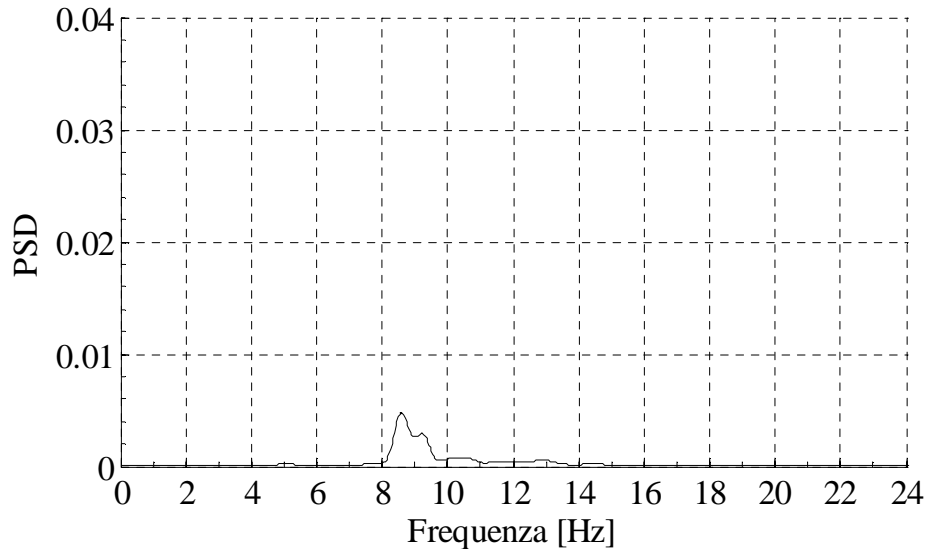


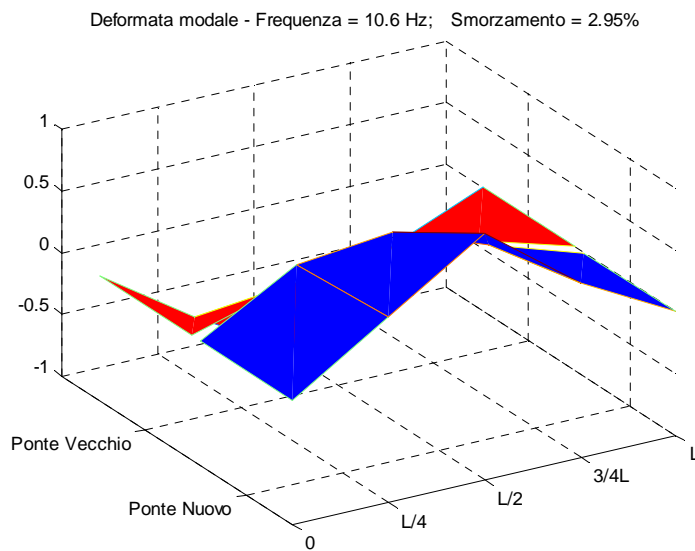
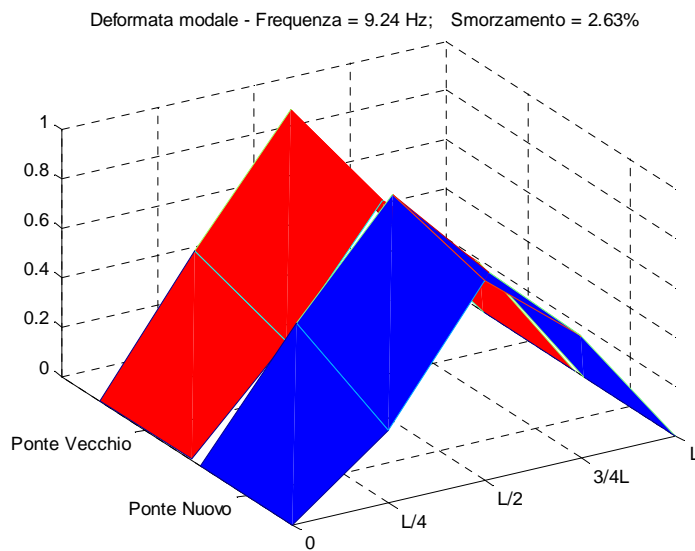
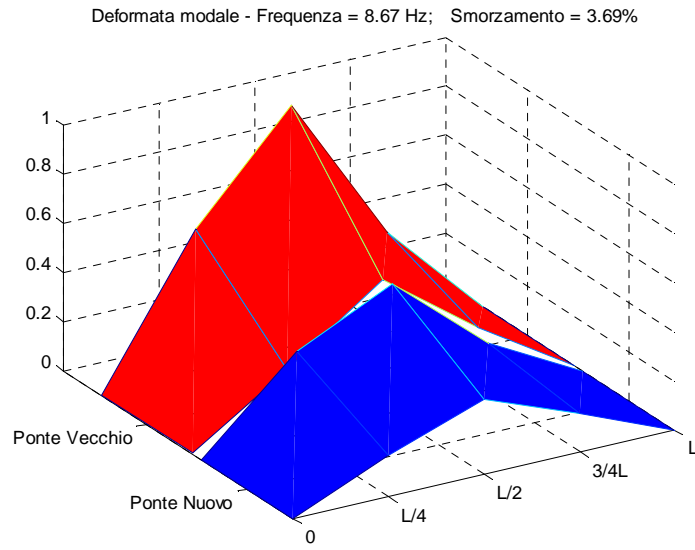
- **Record 18**

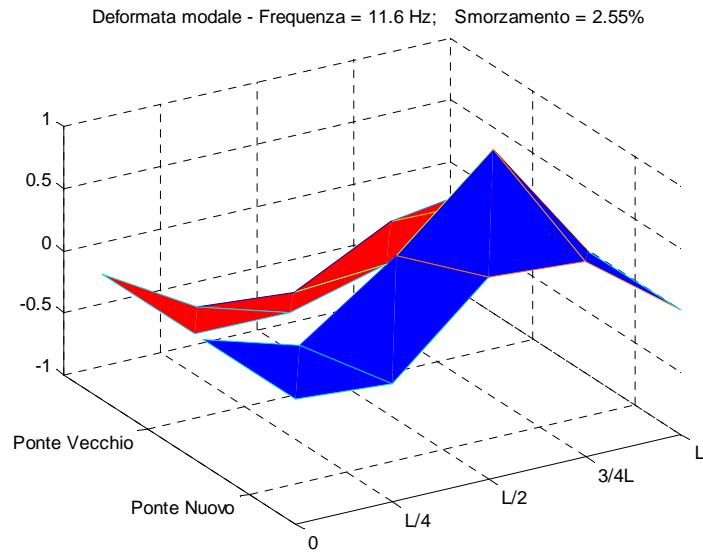




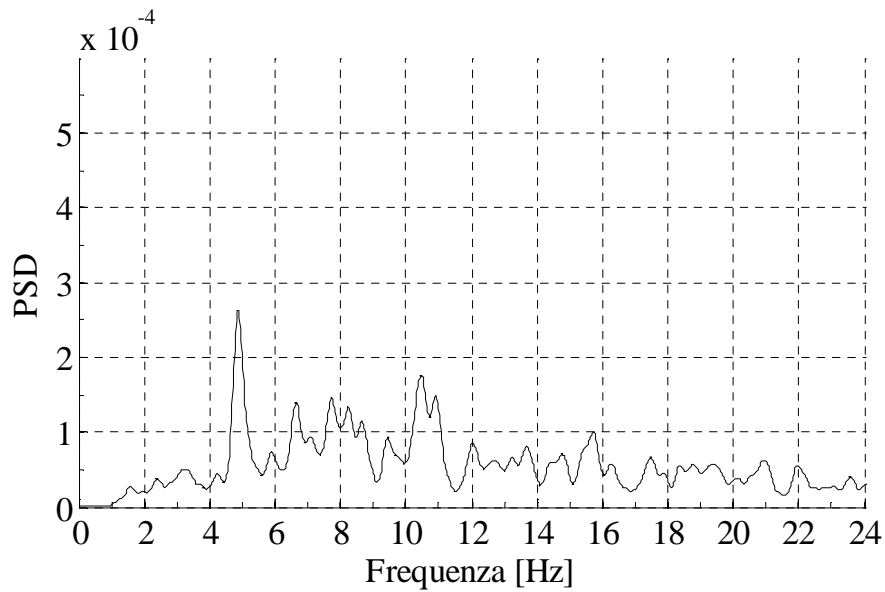
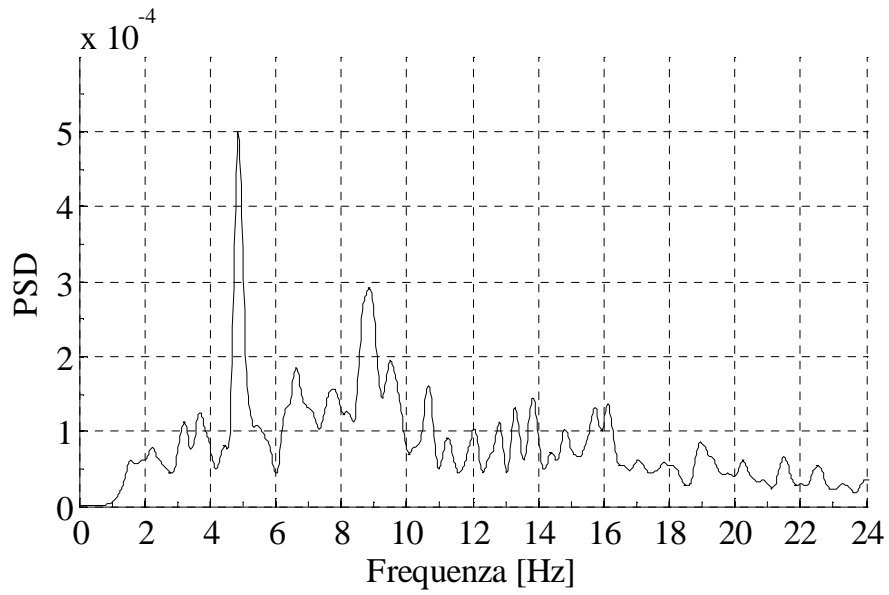
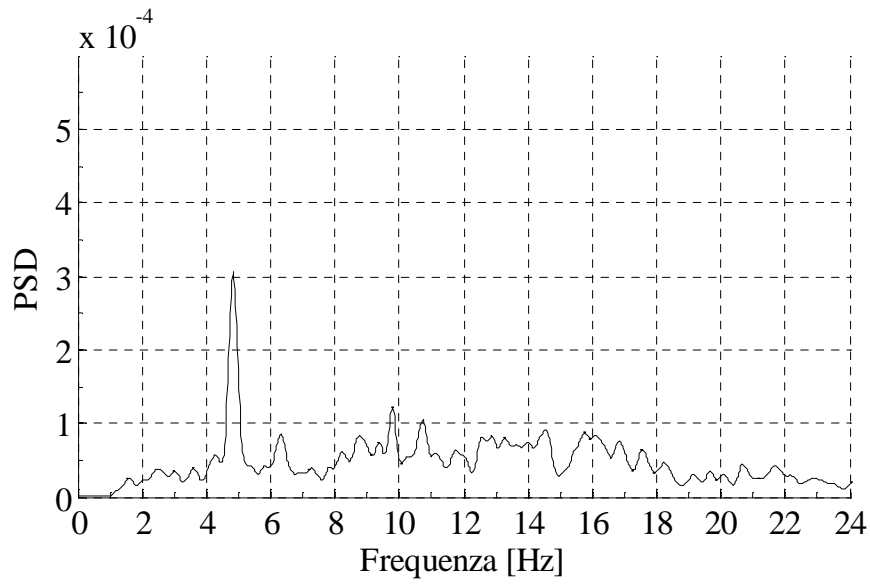


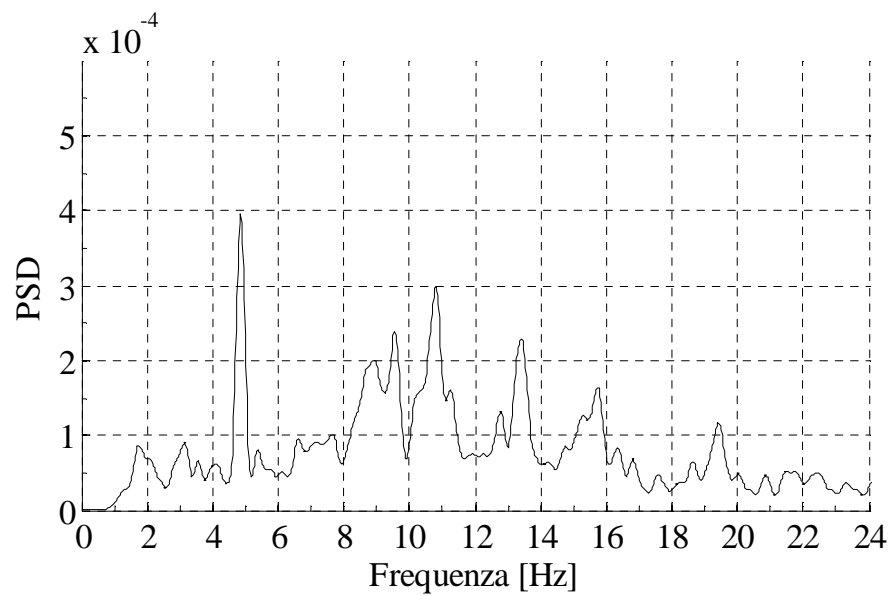
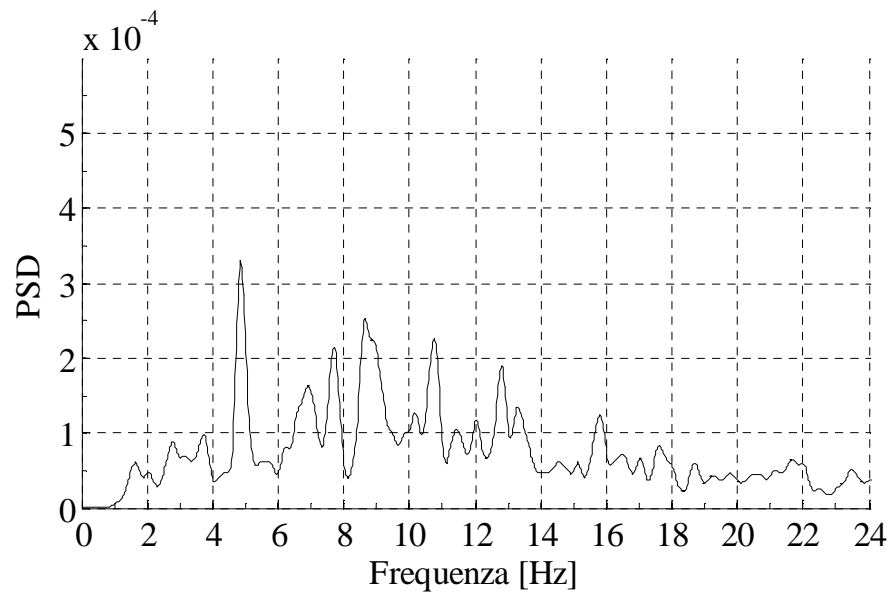
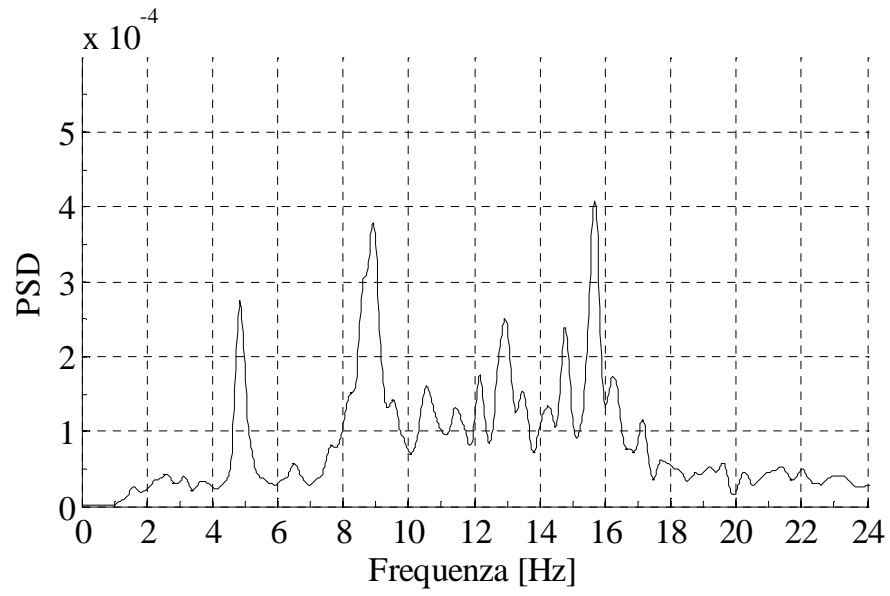


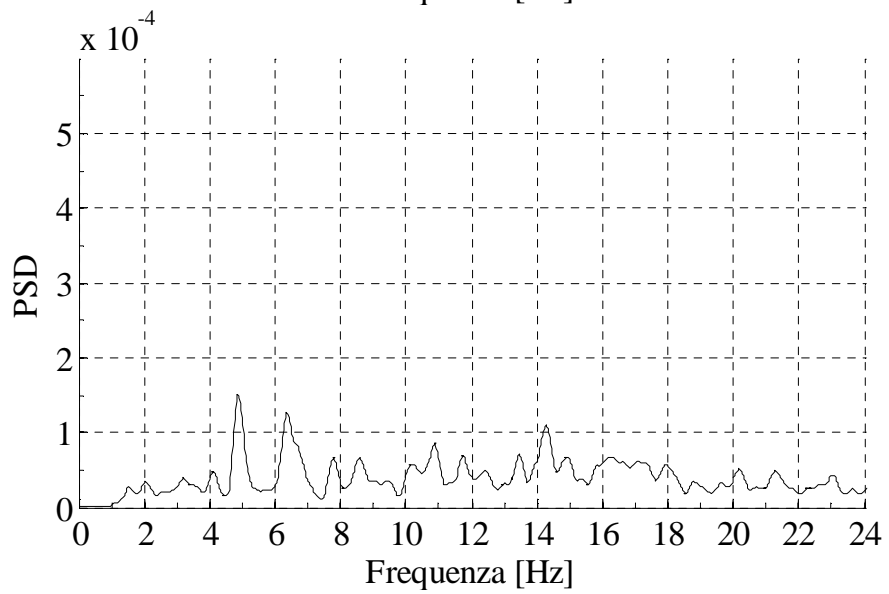
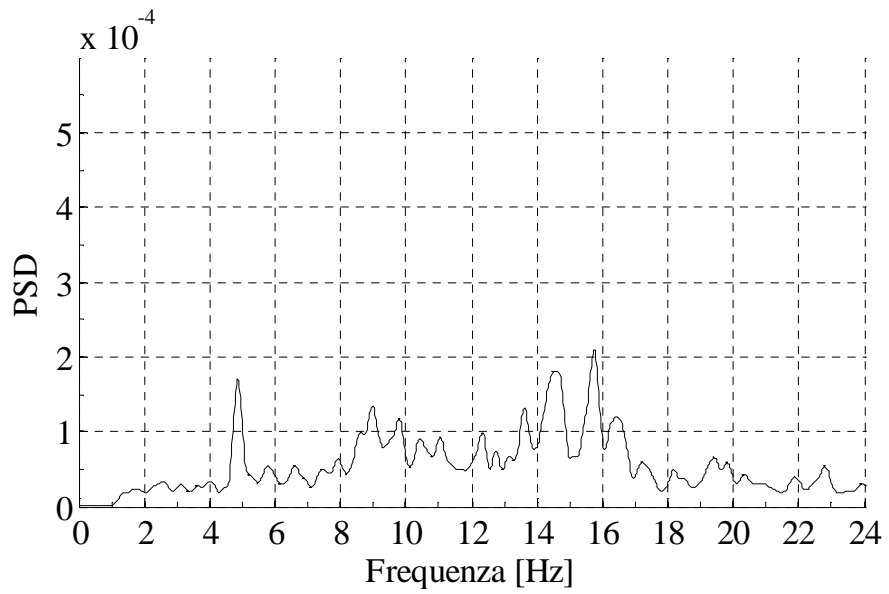
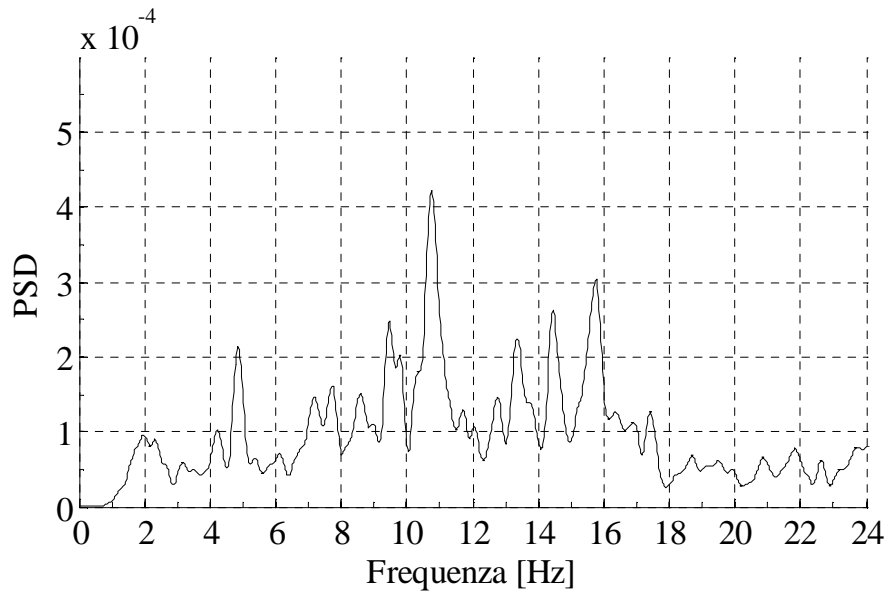


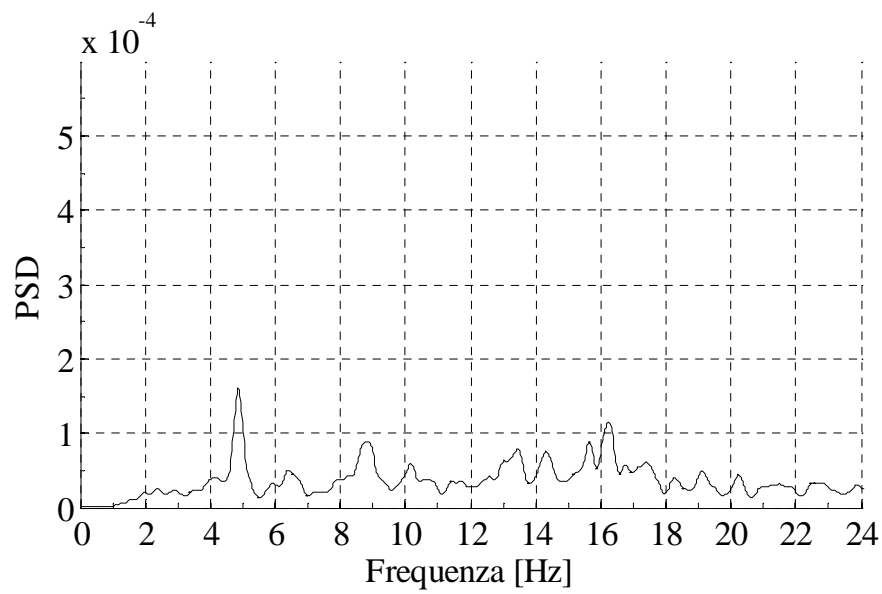
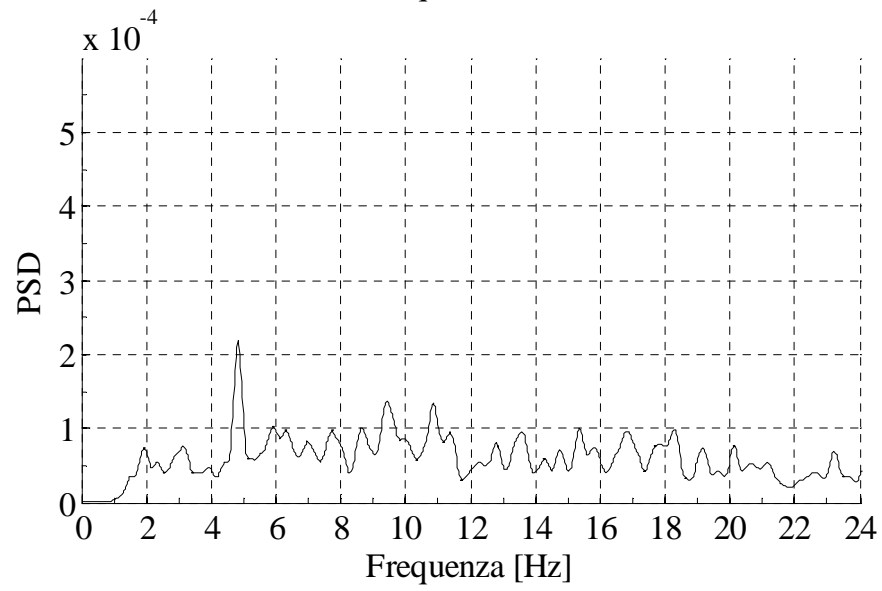
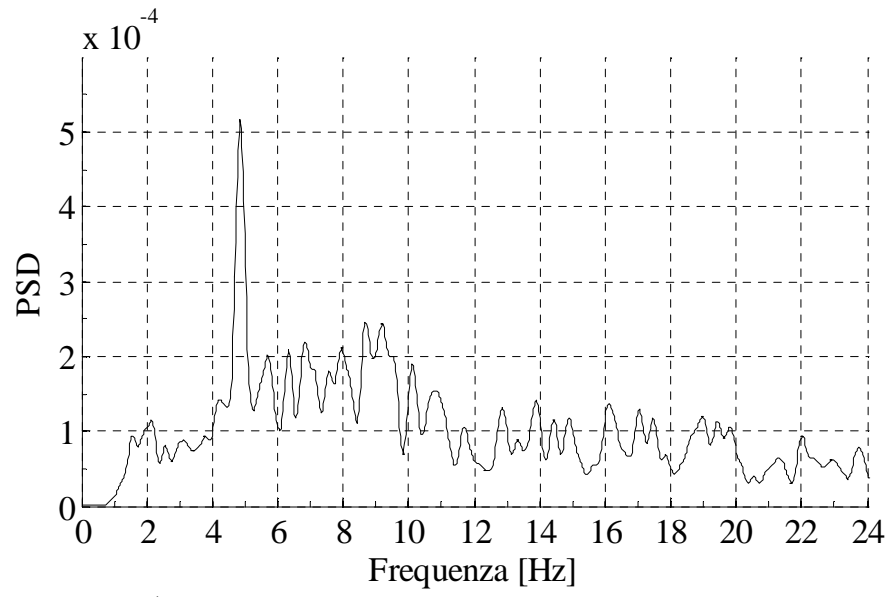


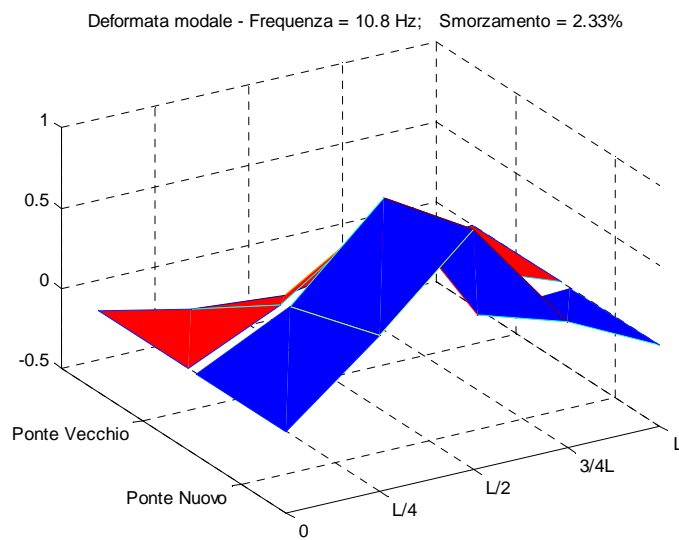
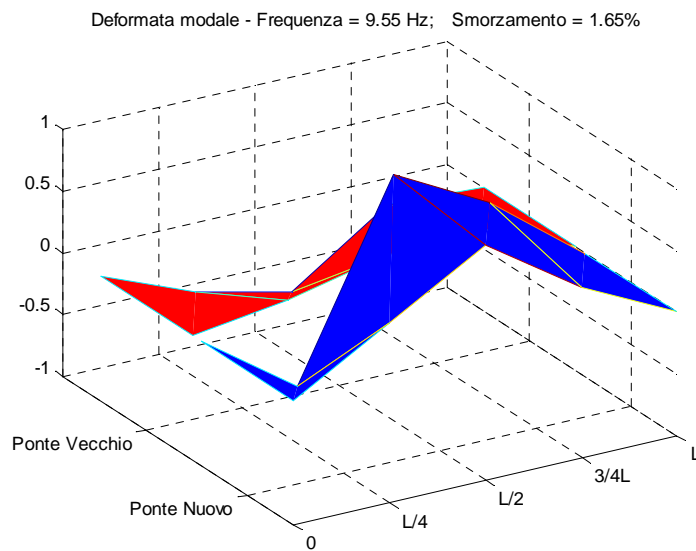
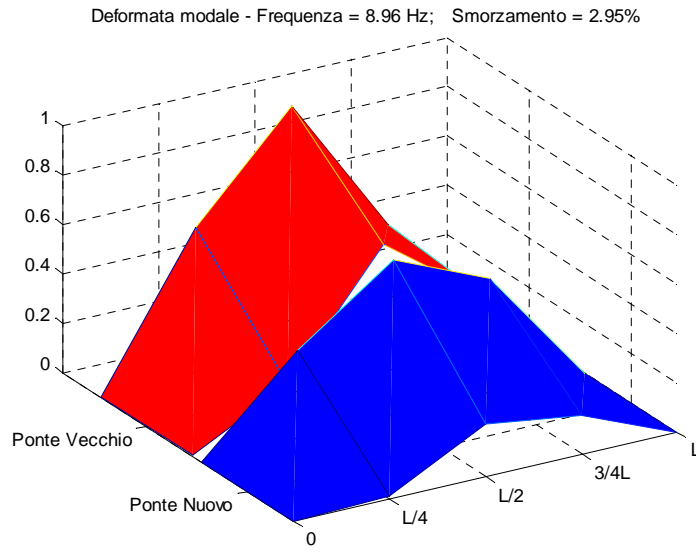
- **Record 19**



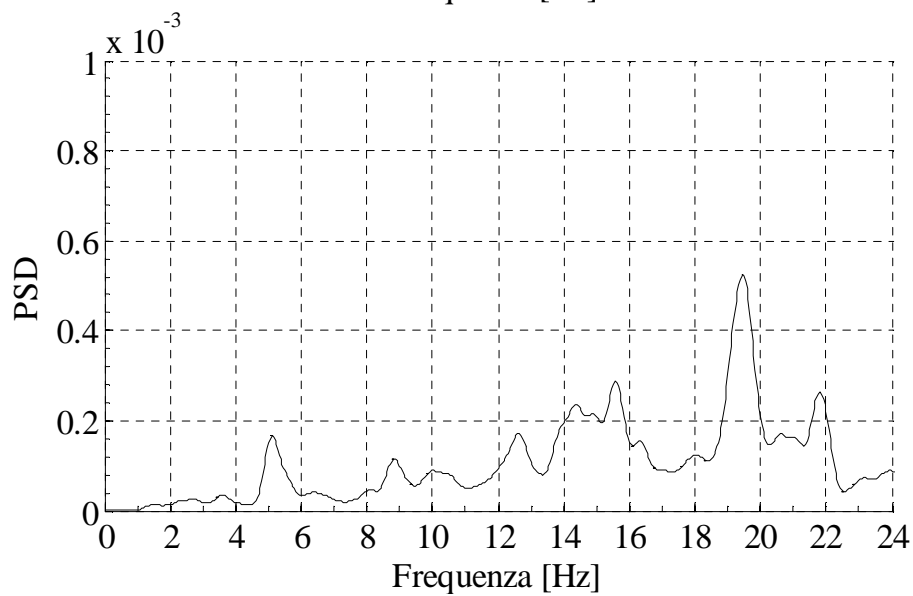
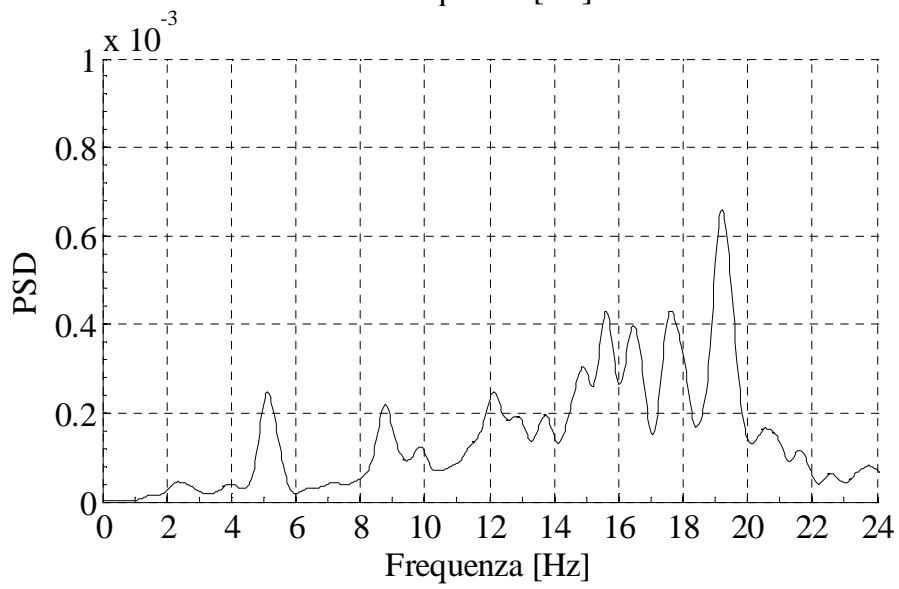
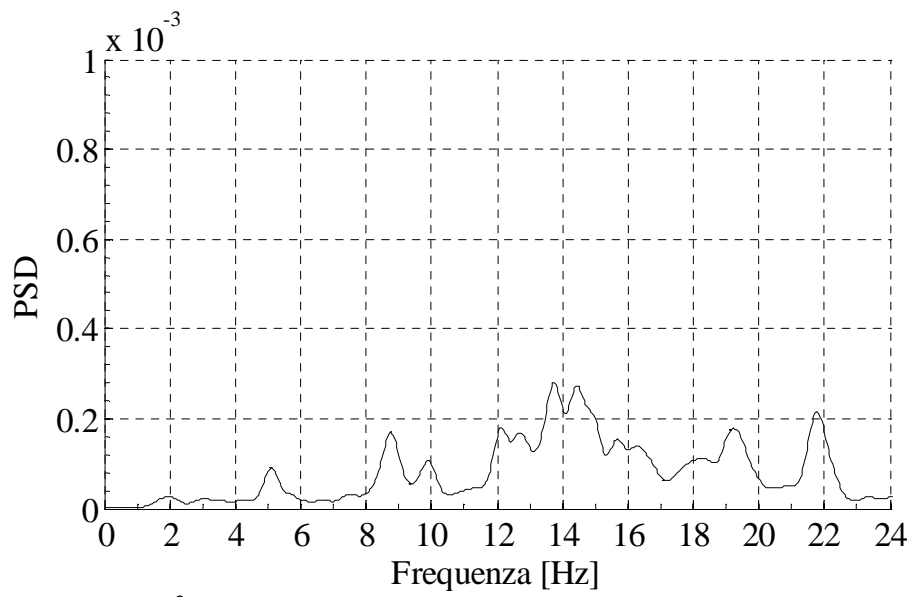


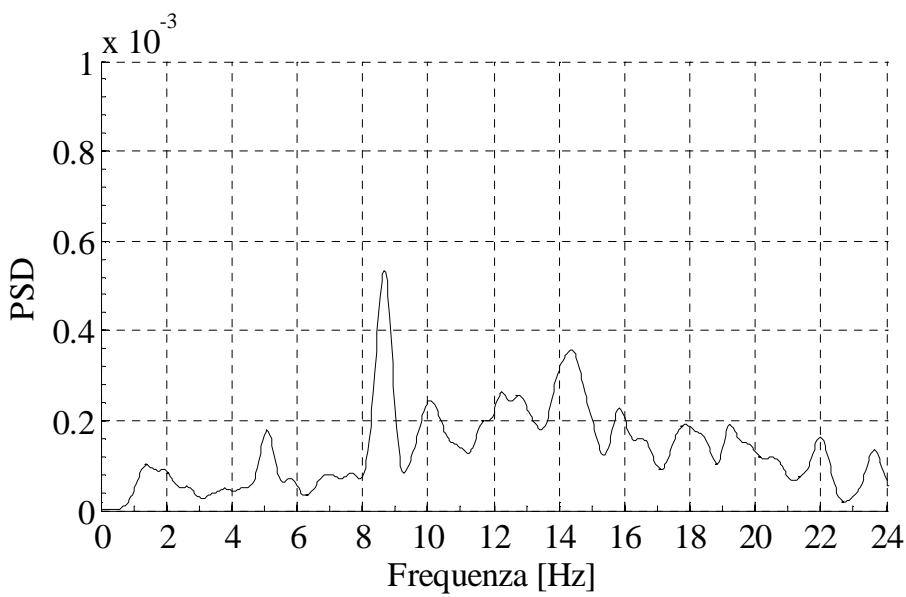
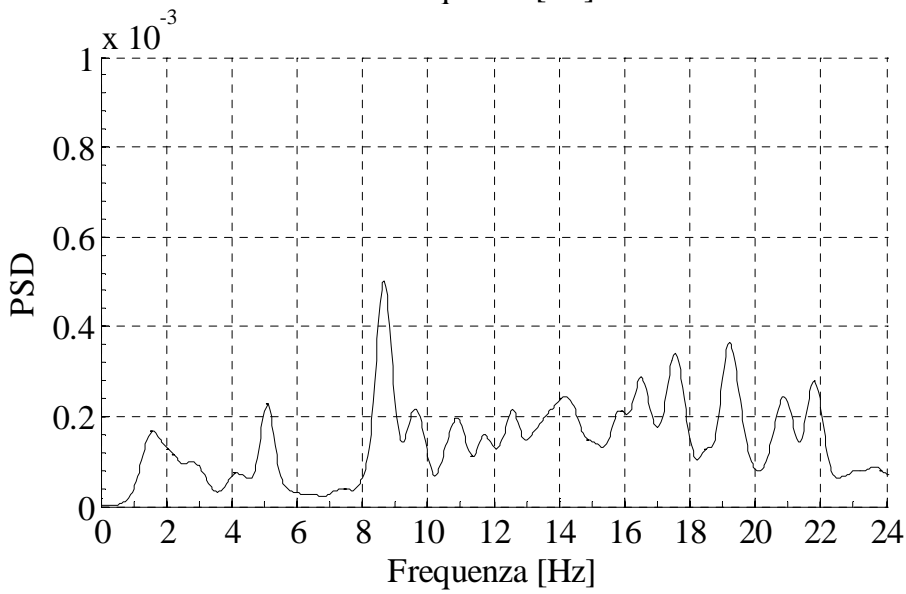
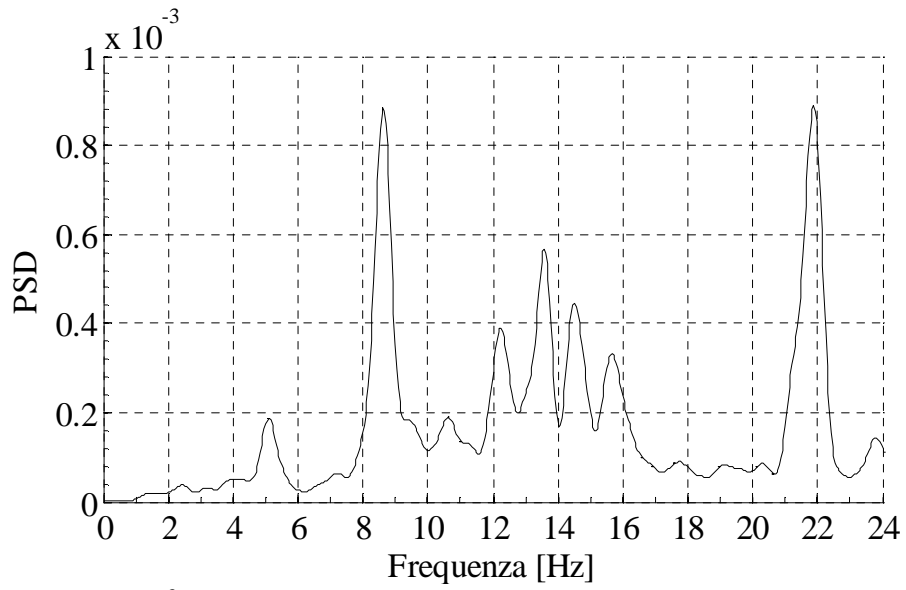


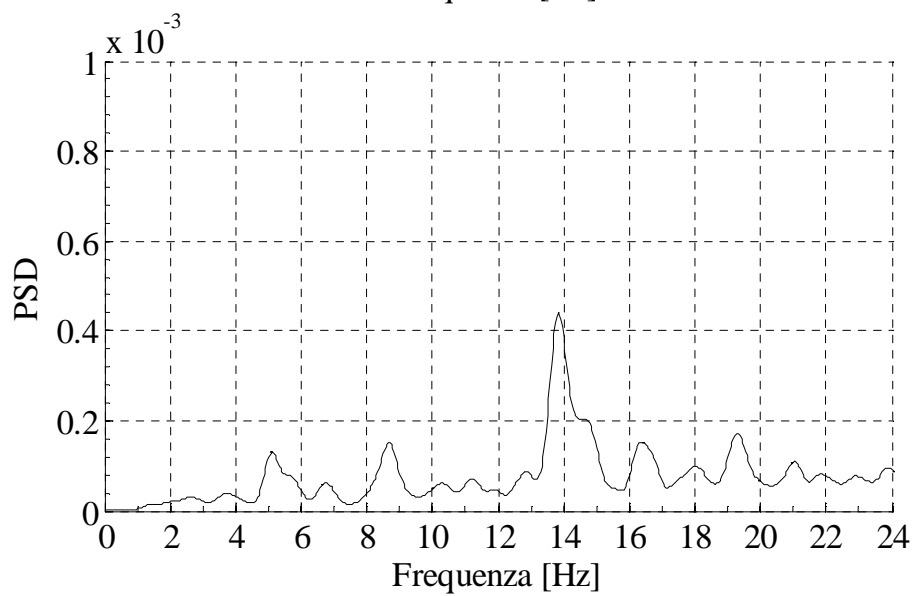
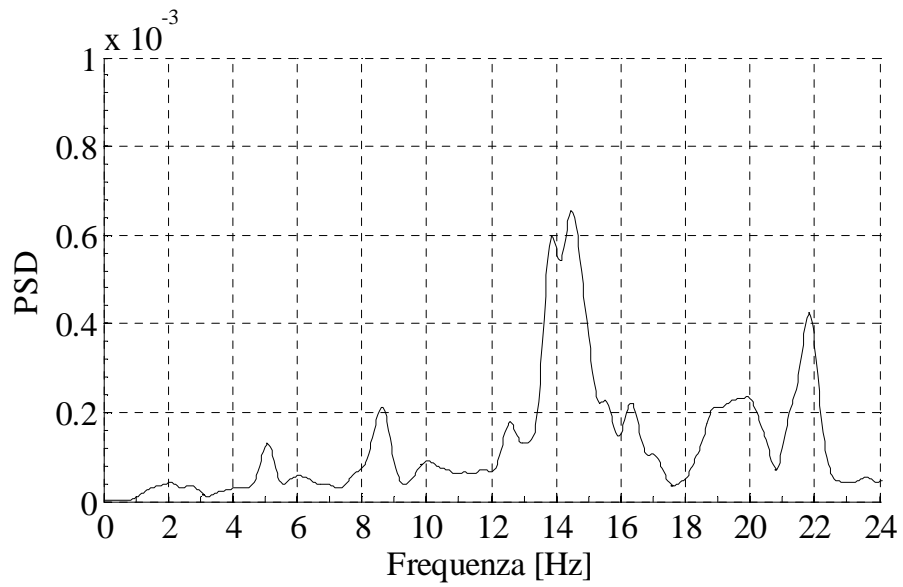
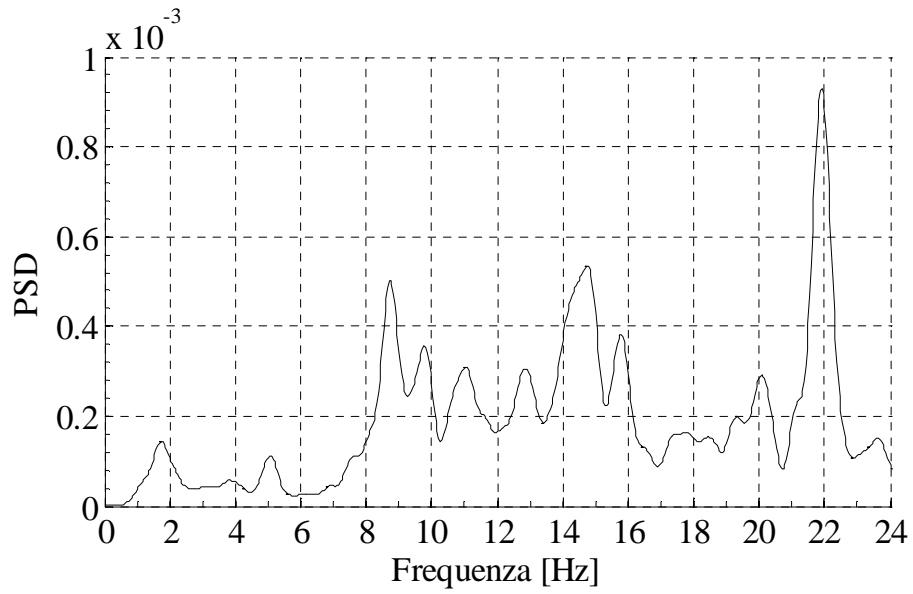


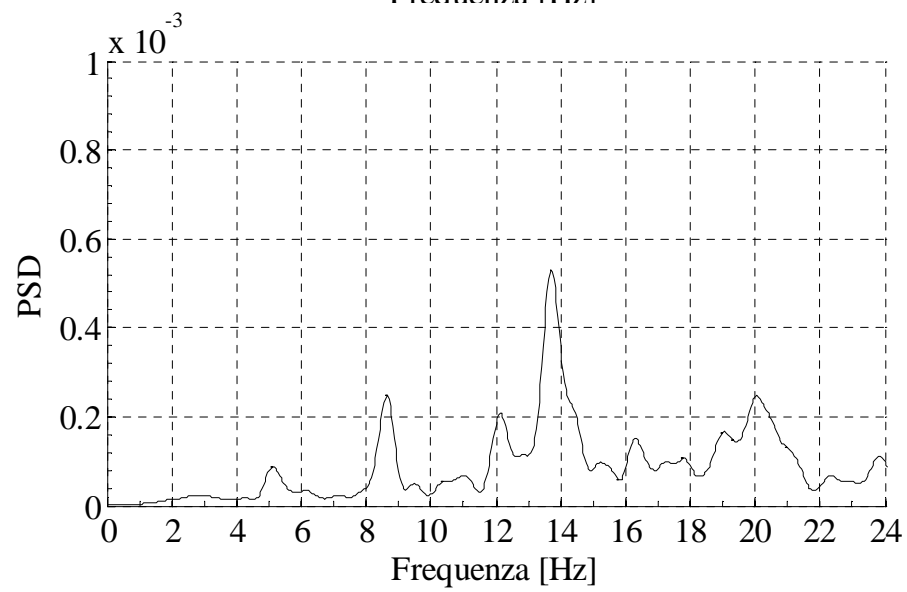
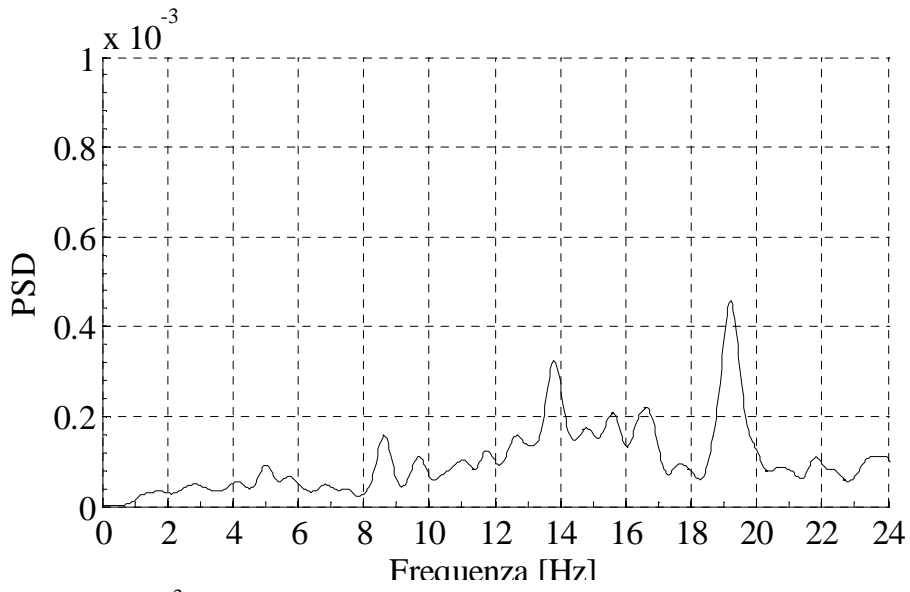
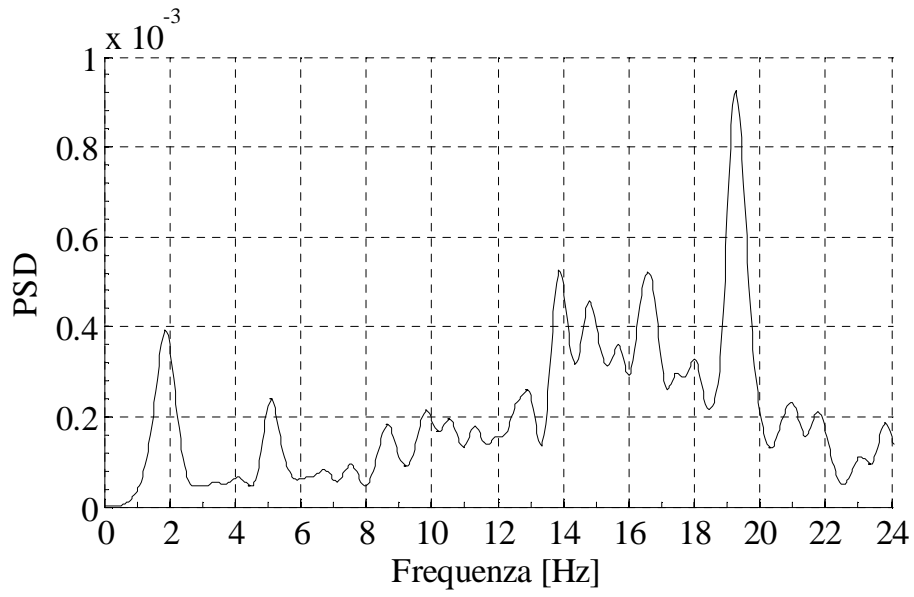


- **Record 20**

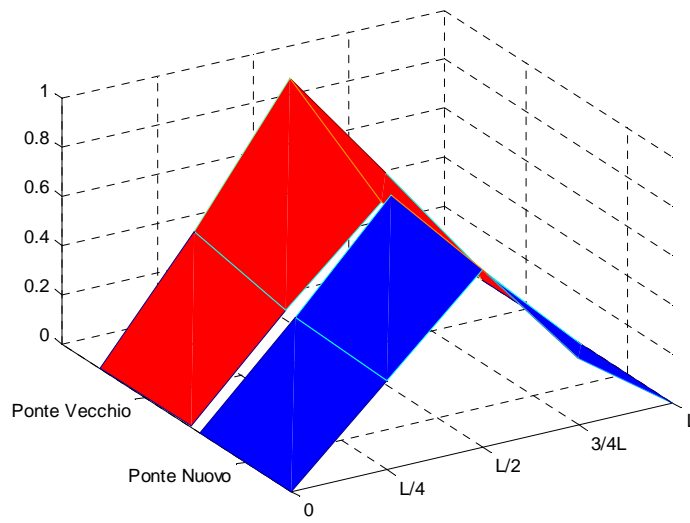




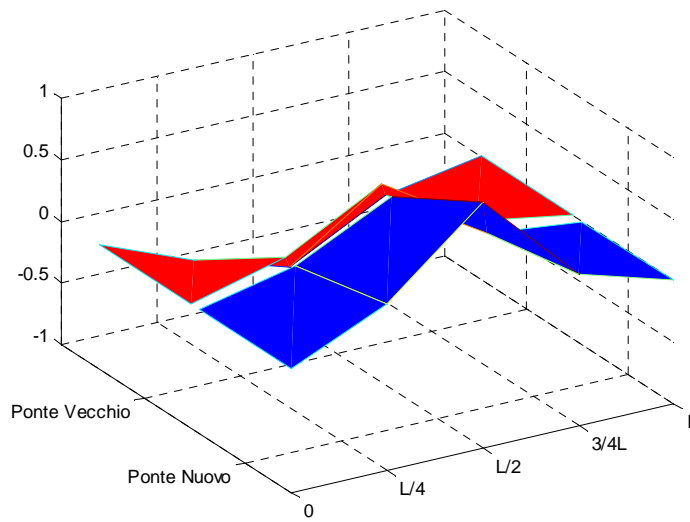




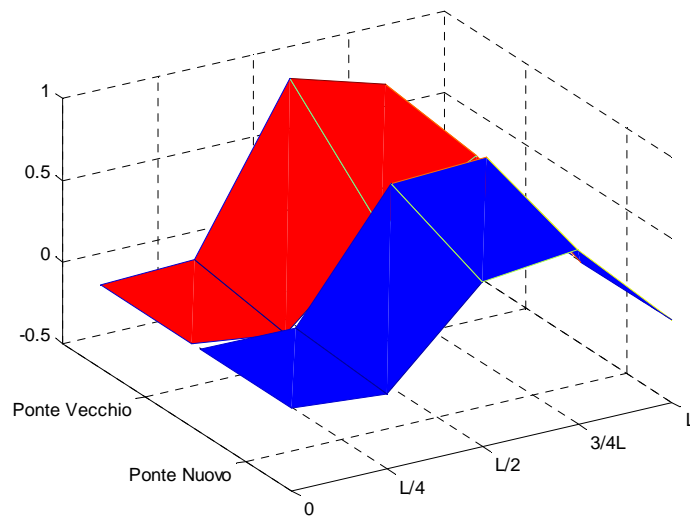
Deformata modale - Frequenza = 8.70 Hz; Smorzamento = 5.19%

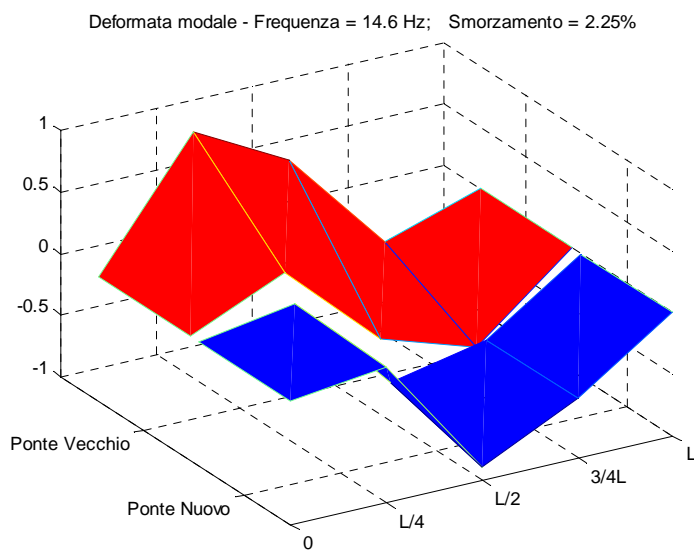
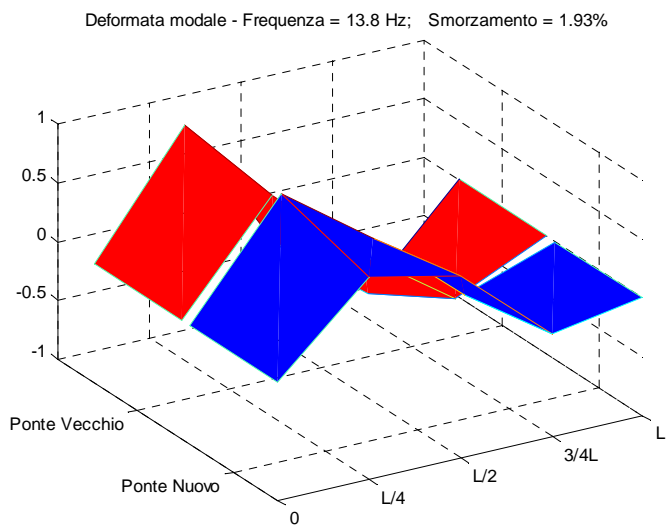
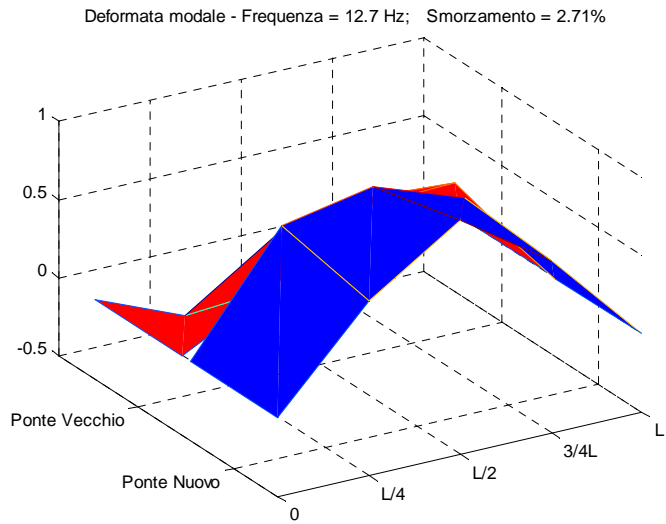


Deformata modale - Frequenza = 11.0 Hz; Smorzamento = 3.39%

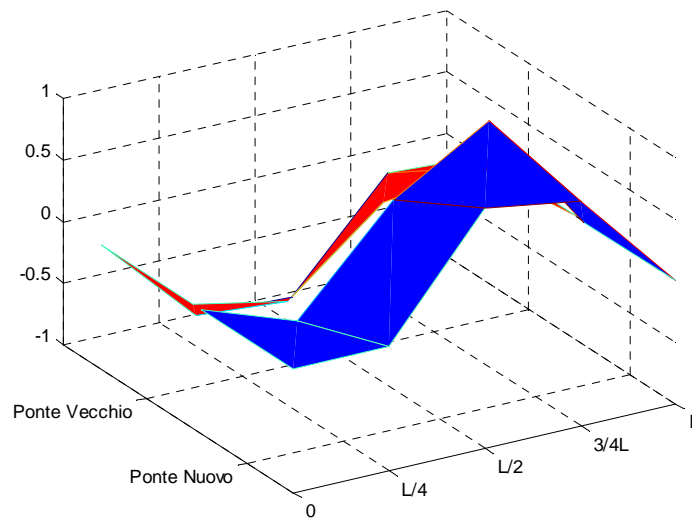


Deformata modale - Frequenza = 12.1 Hz; Smorzamento = 2.42%

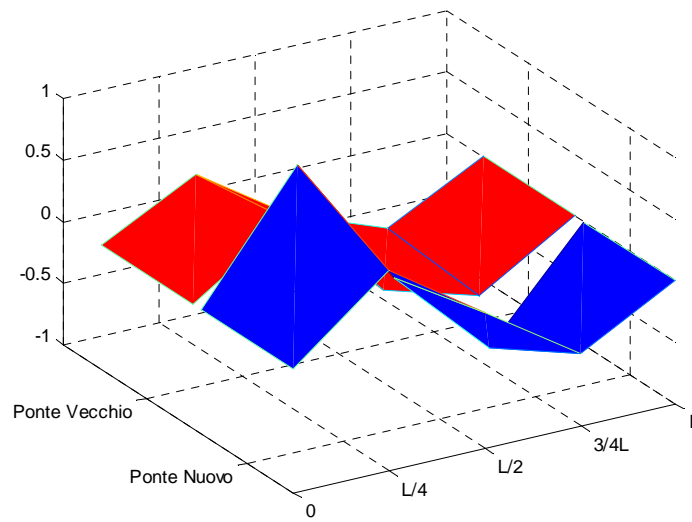




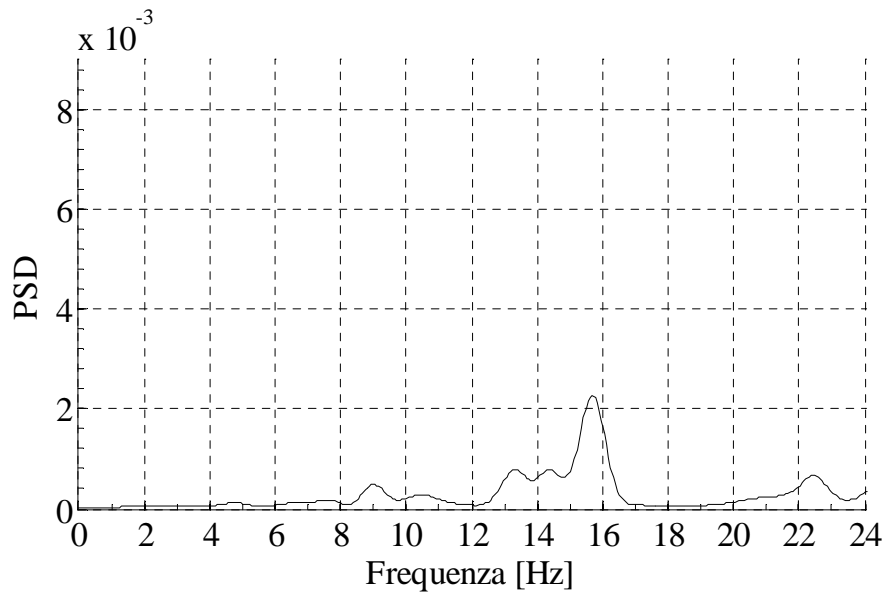
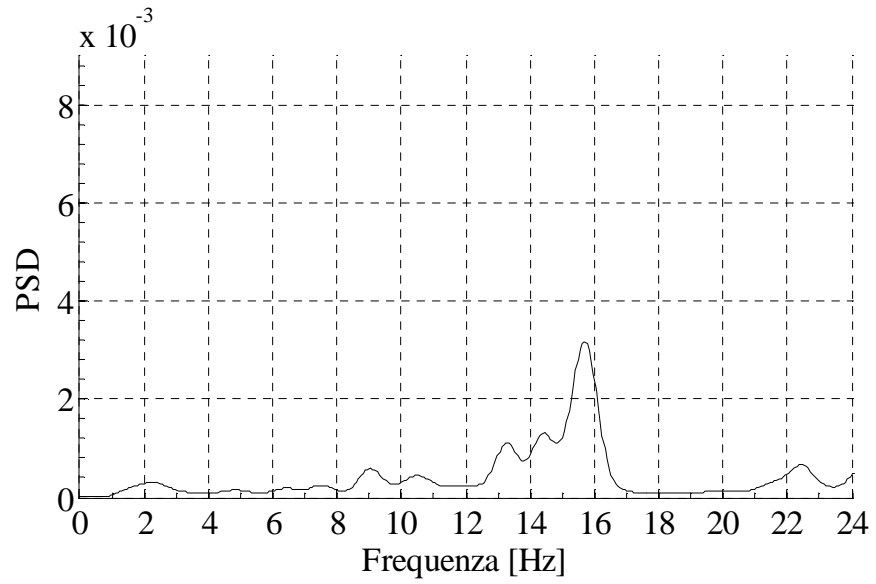
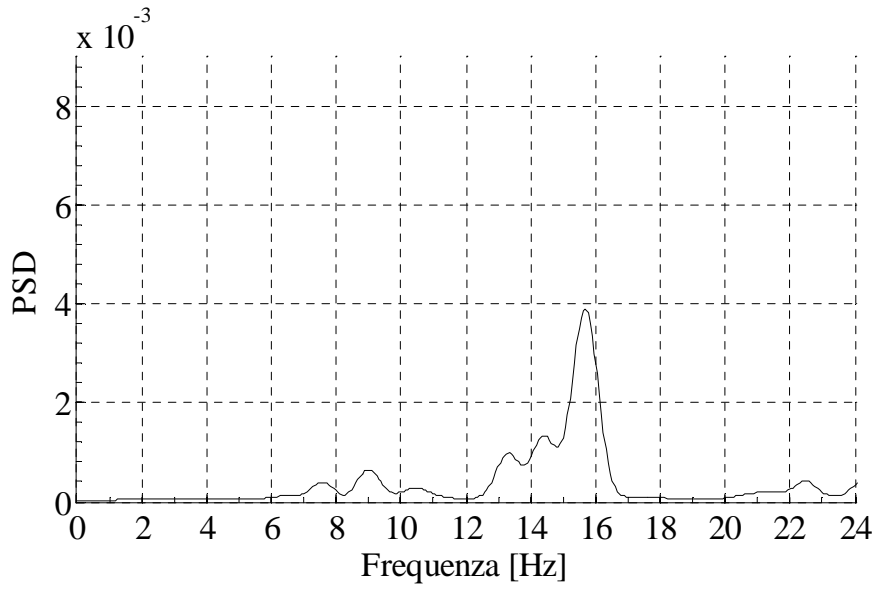
Deformata modale - Frequenza = 15.7 Hz; Smorzamento = 1.87%

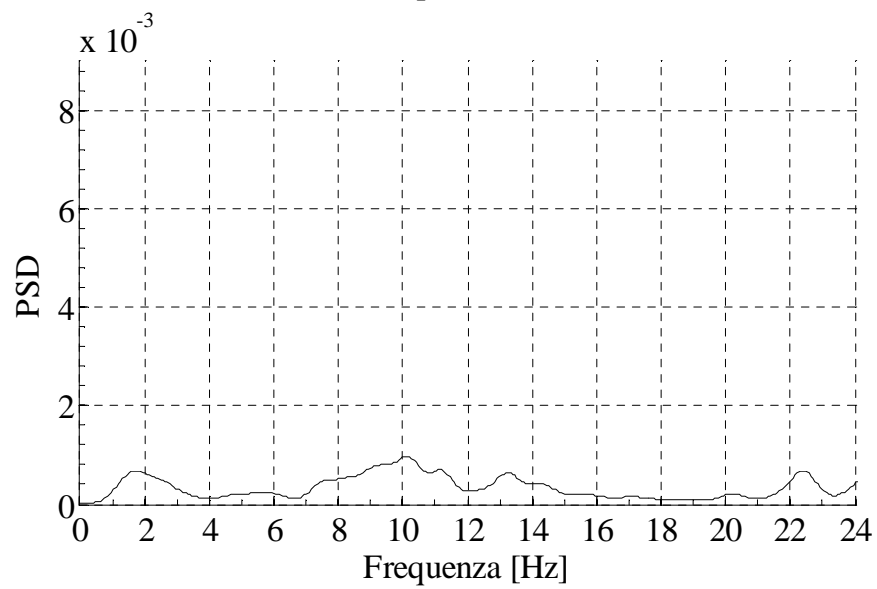
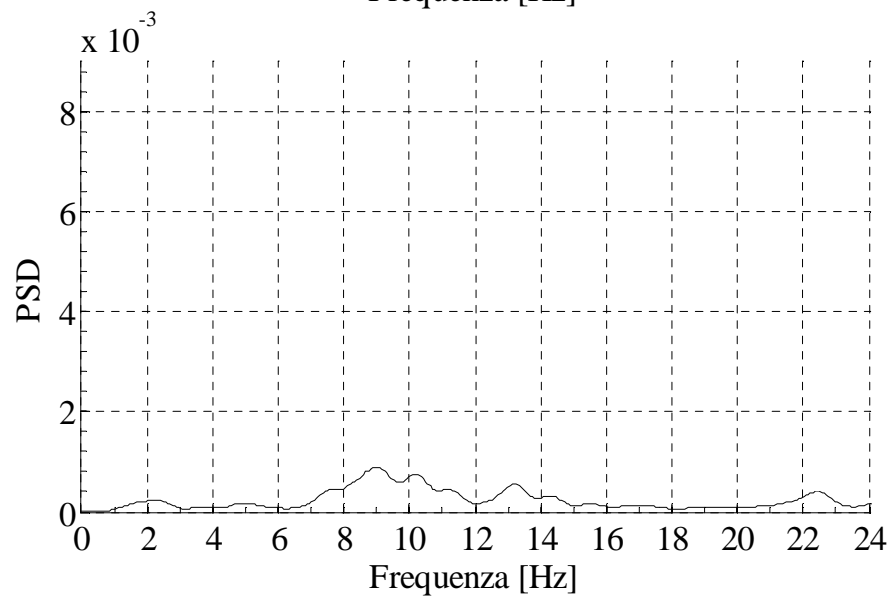
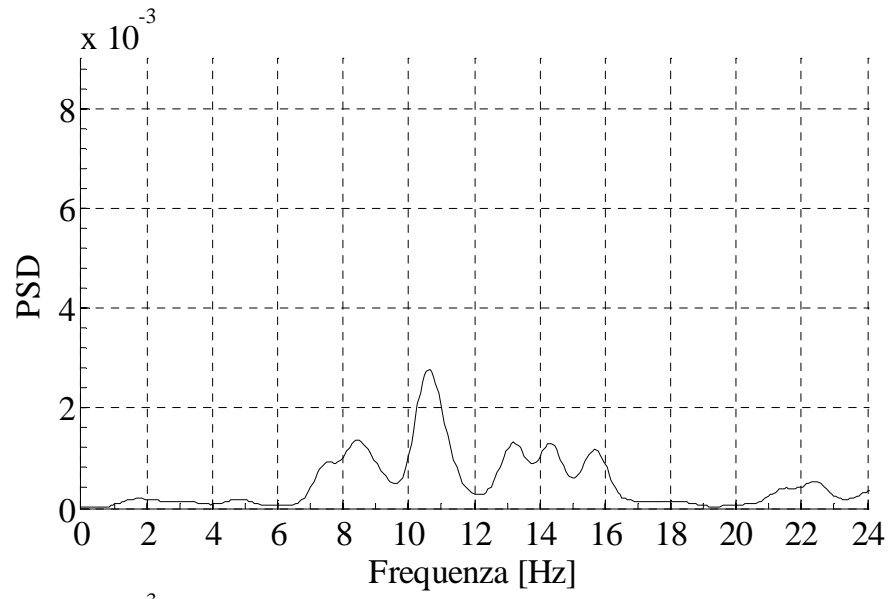


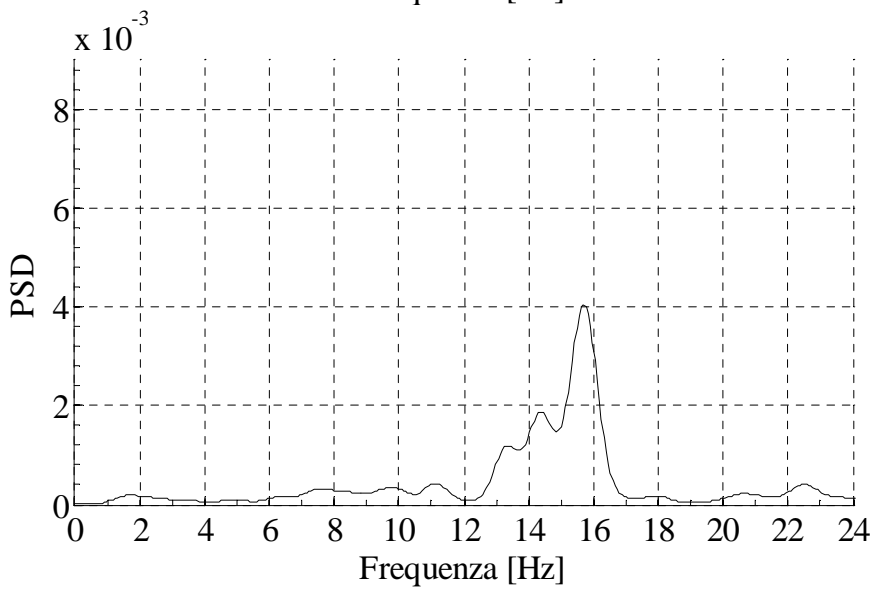
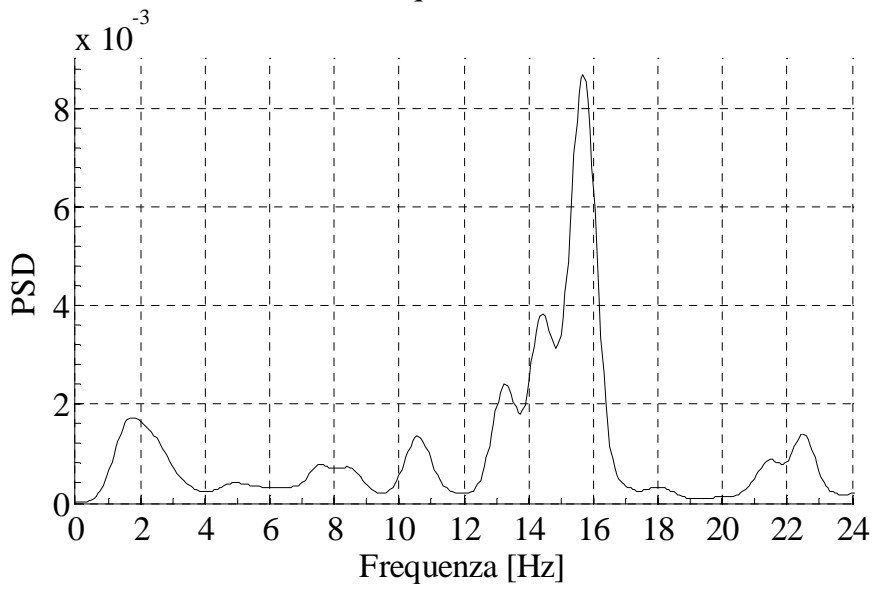
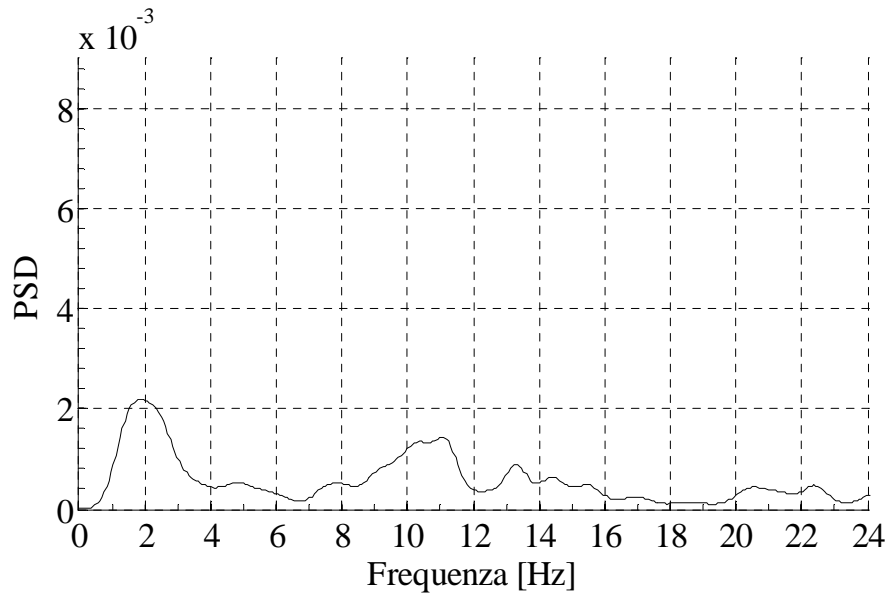
Deformata modale - Frequenza = 16.5 Hz; Smorzamento = 2.29%

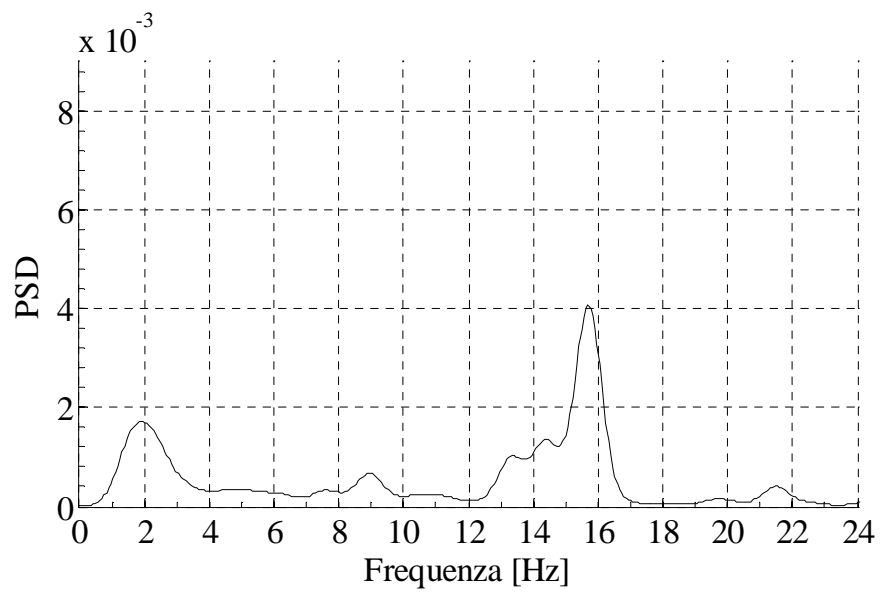
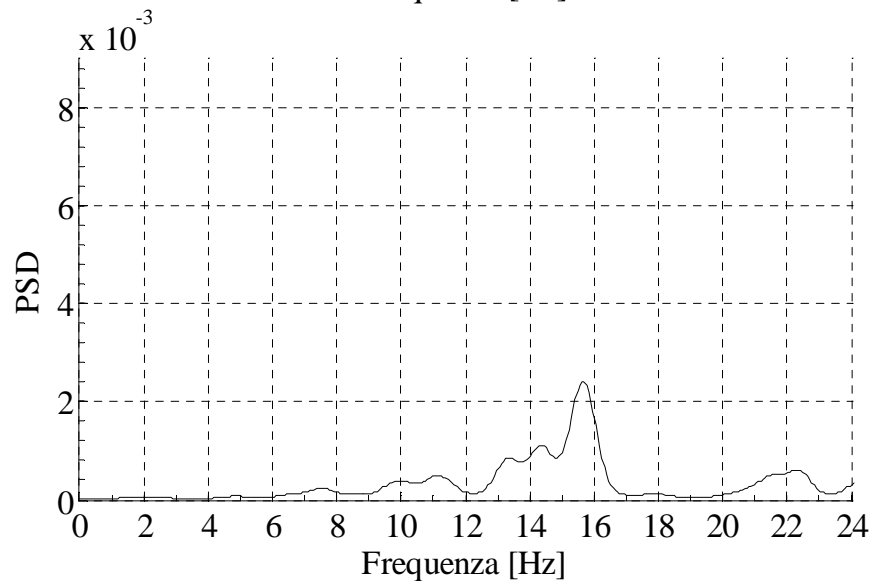
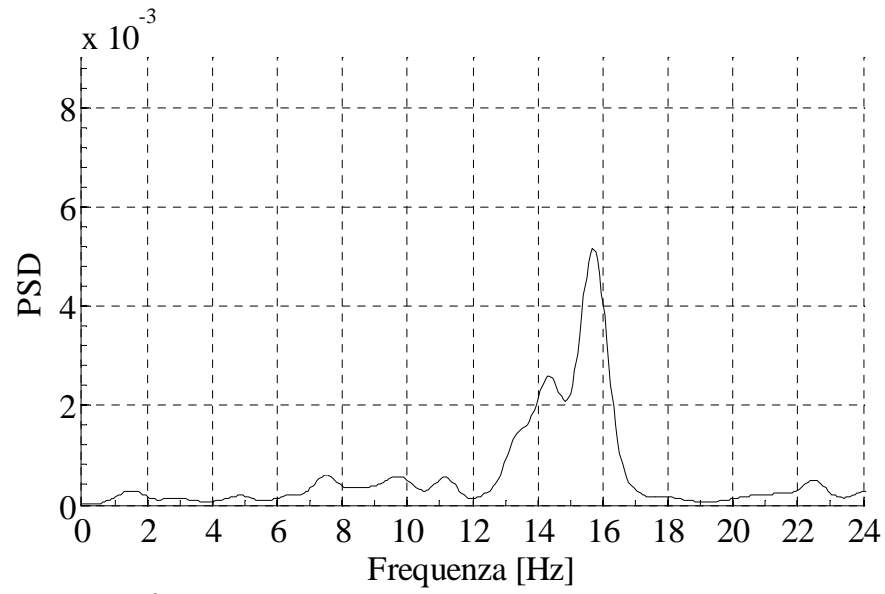


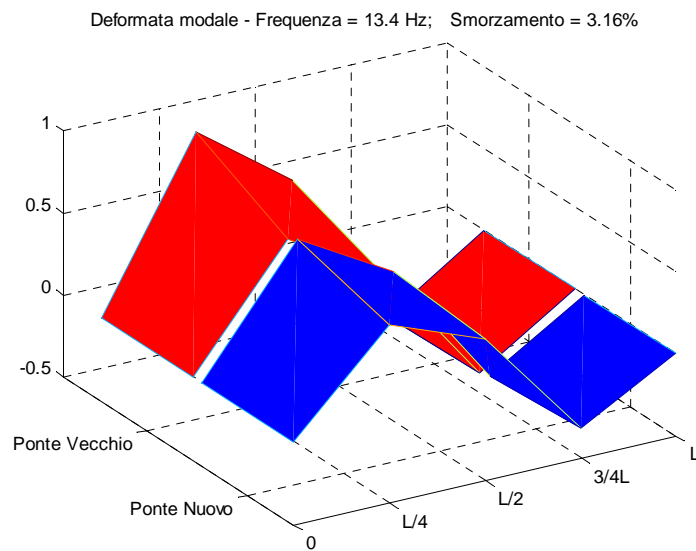
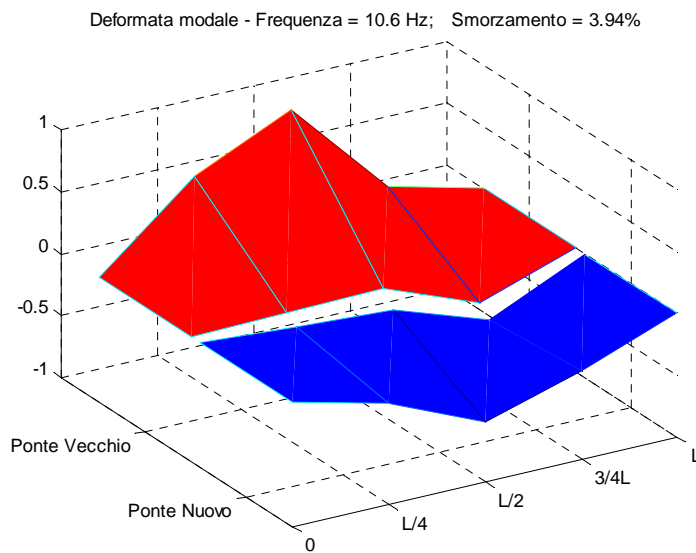
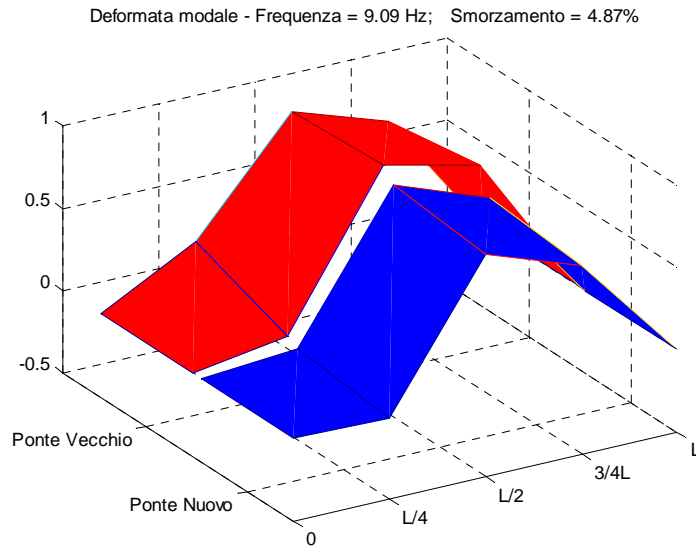
- **Record 21**



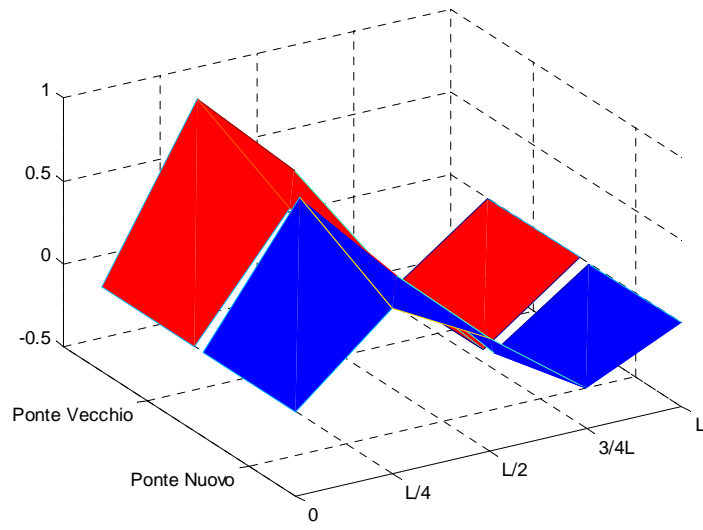




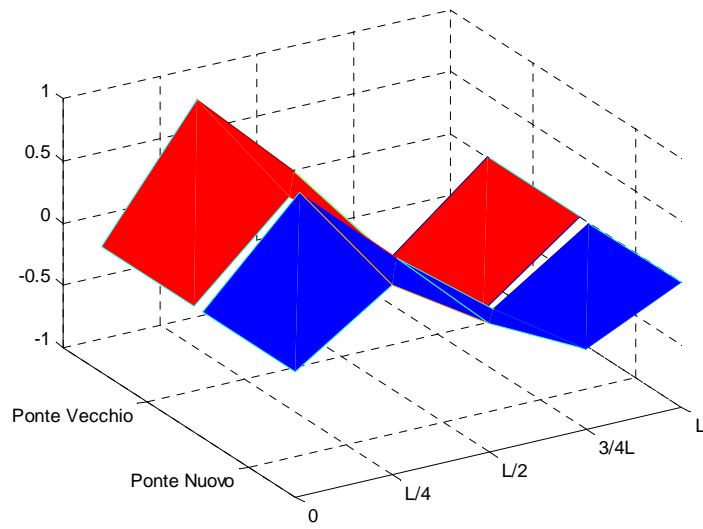




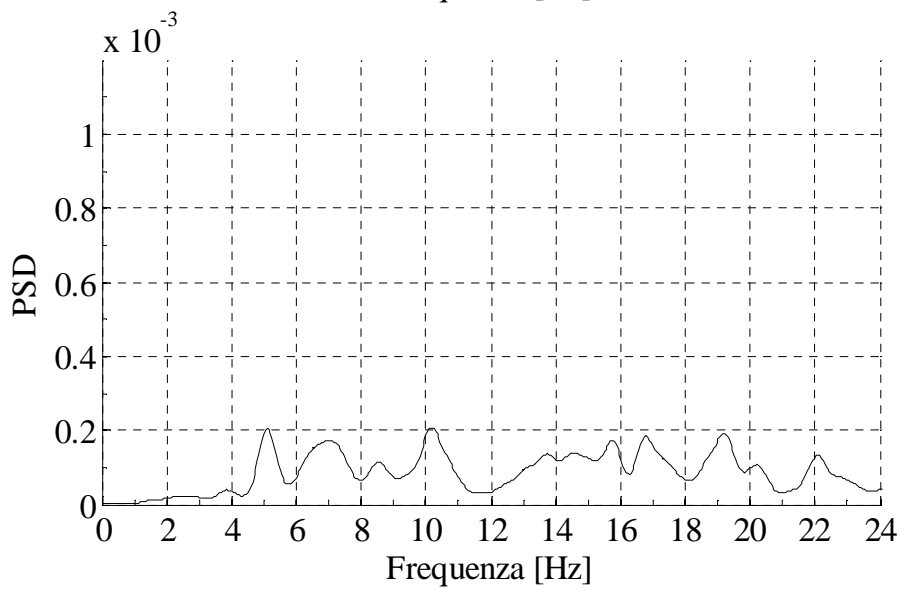
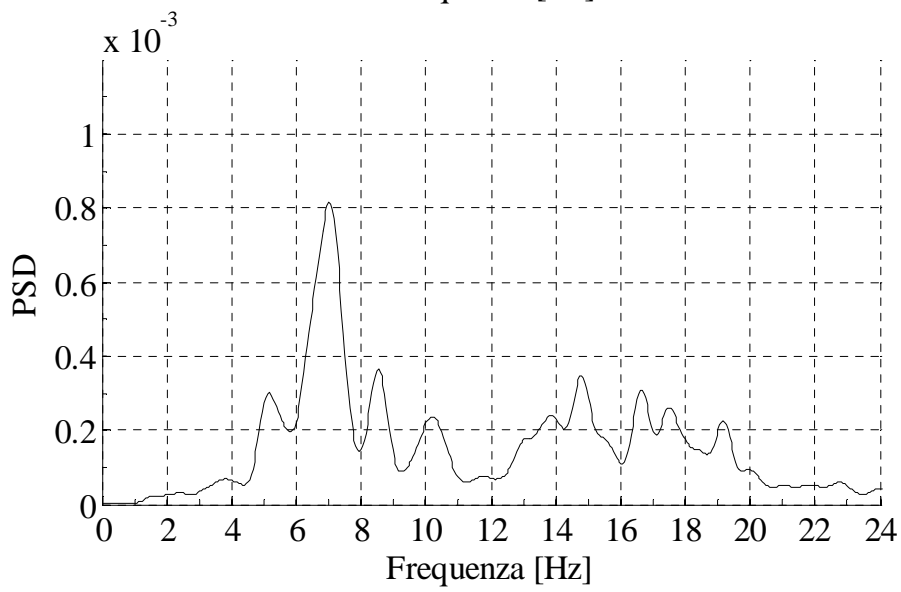
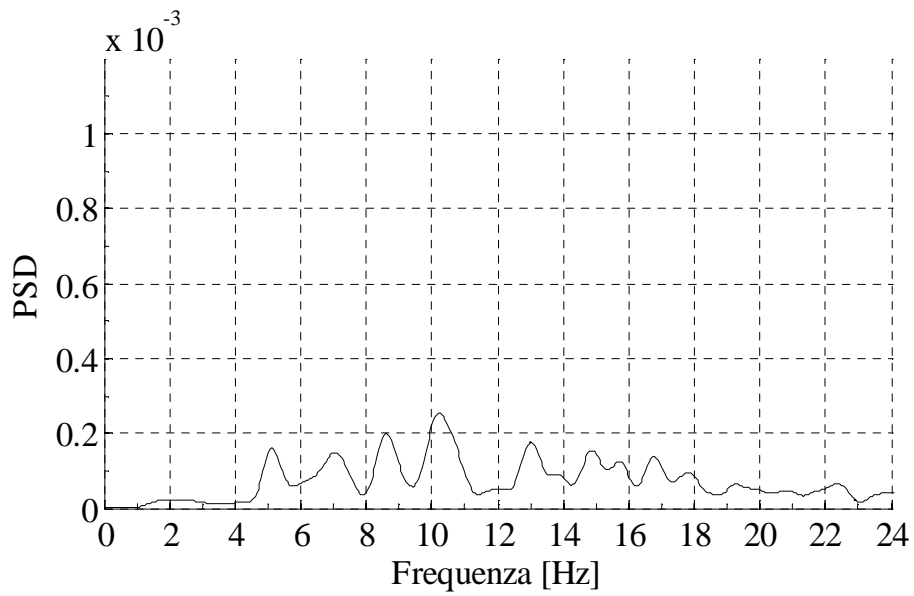
Deformata modale - Frequenza = 14.4 Hz; Smorzamento = 3.27%

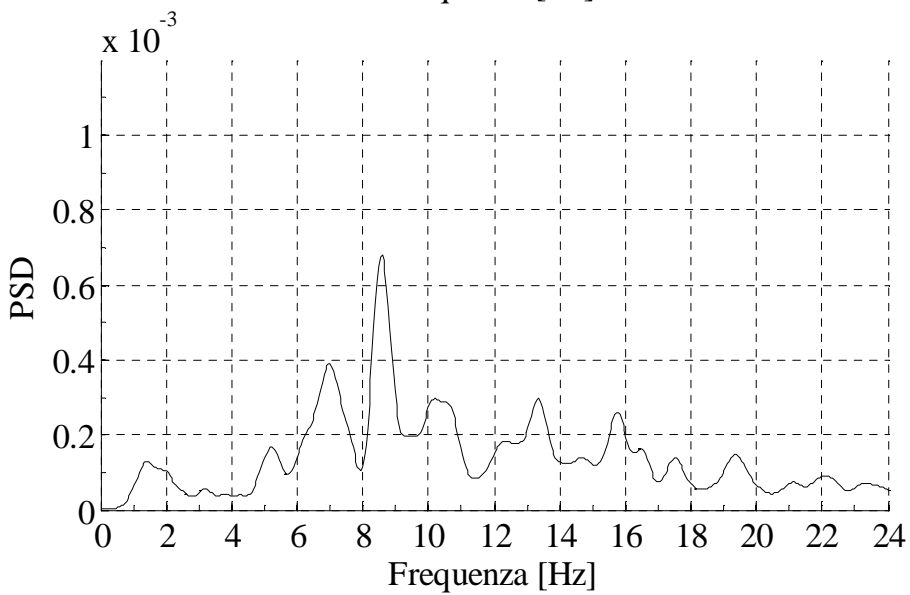
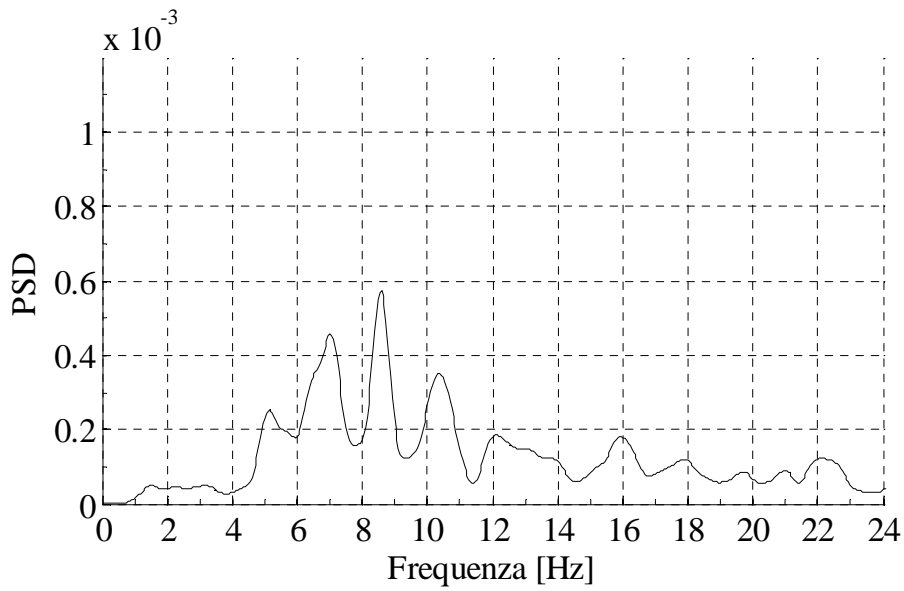
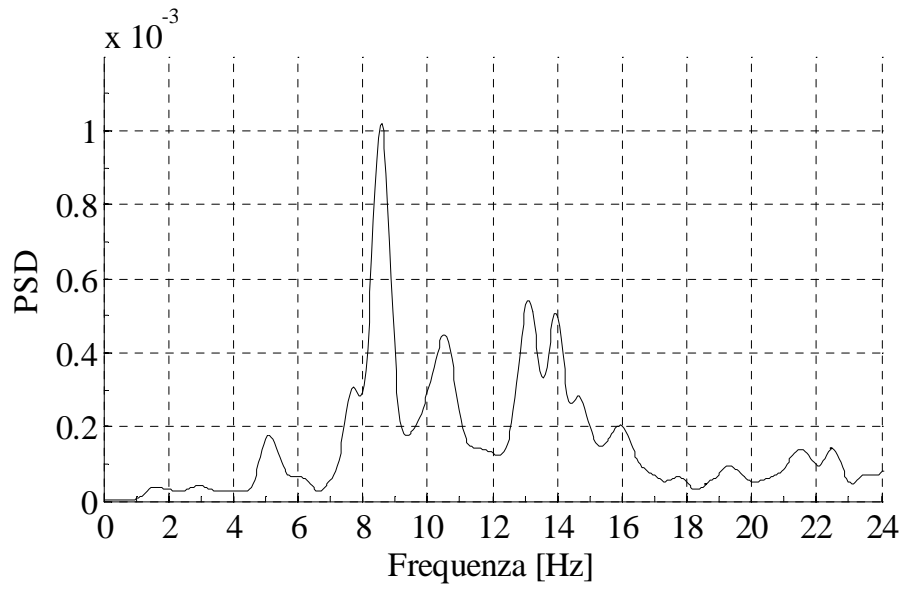


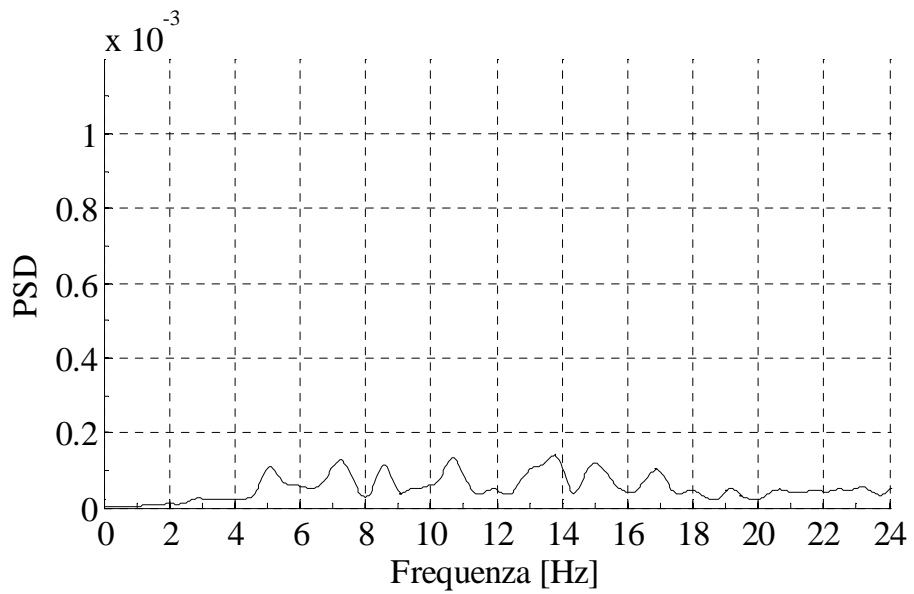
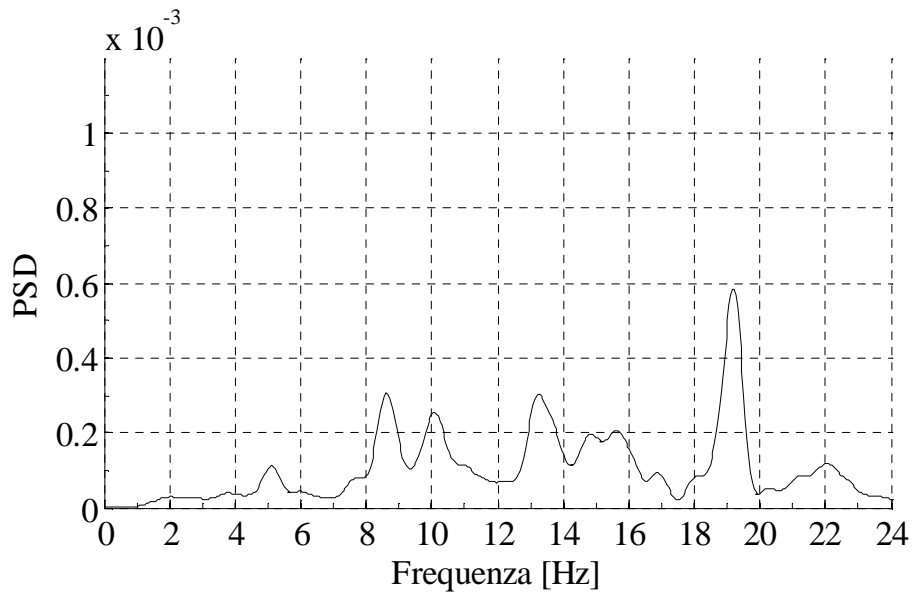
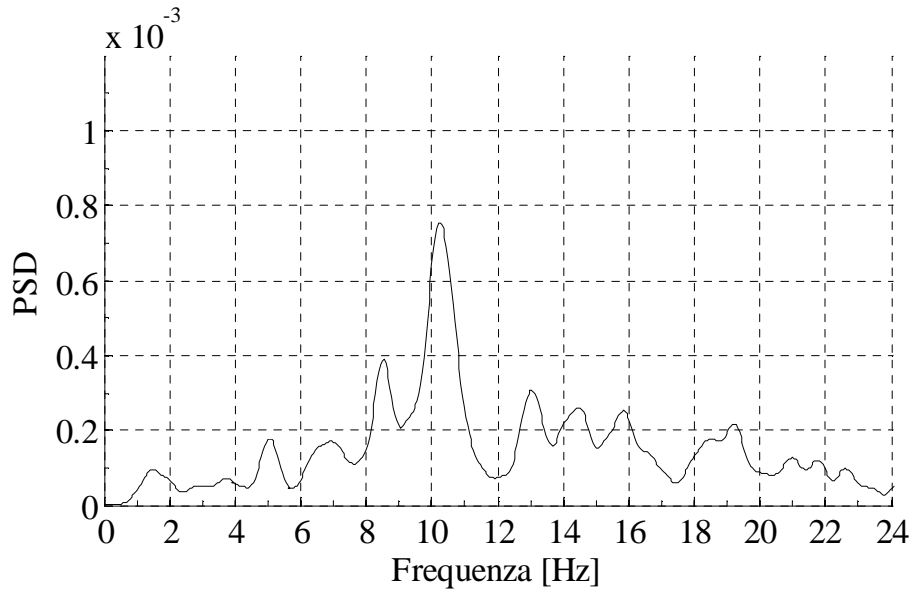
Deformata modale - Frequenza = 15.7 Hz; Smorzamento = 4.31%

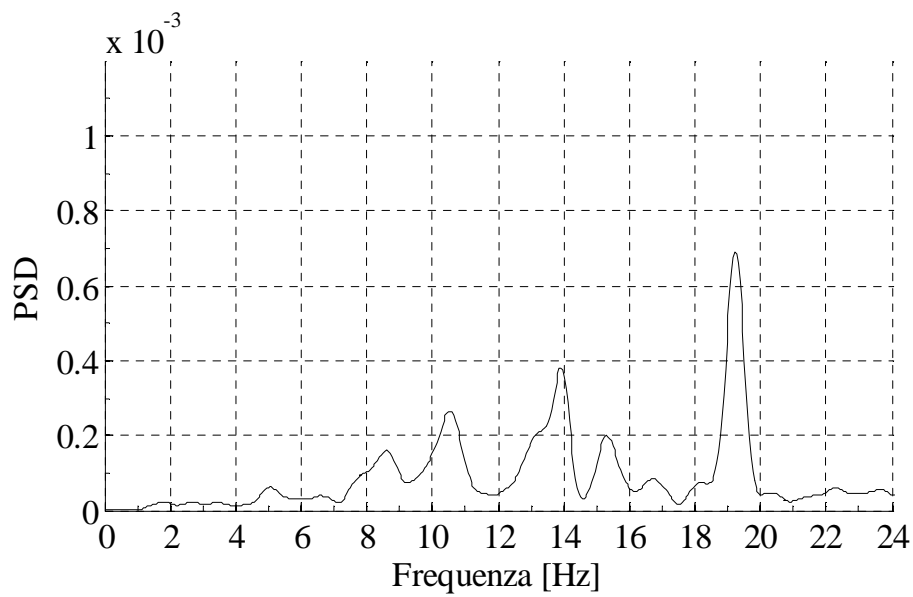
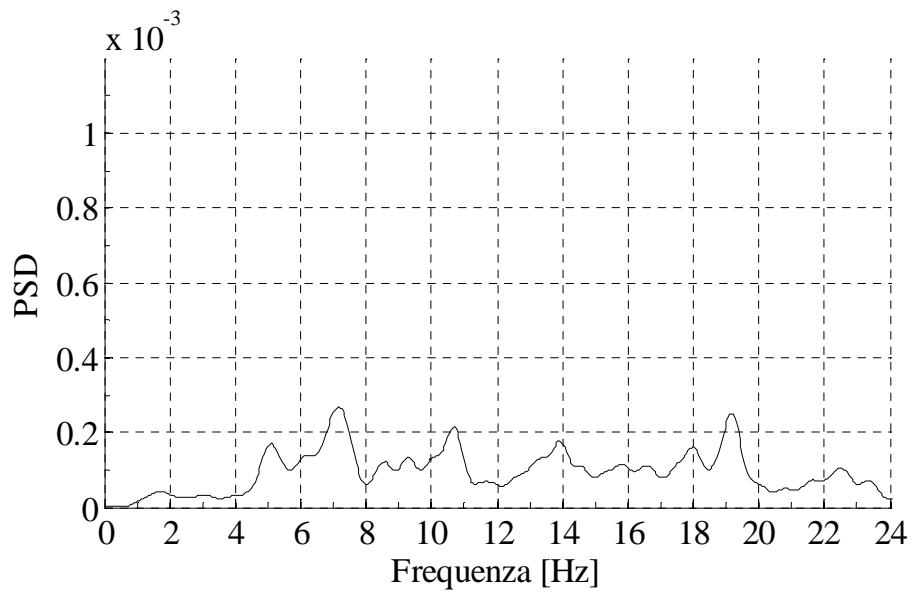
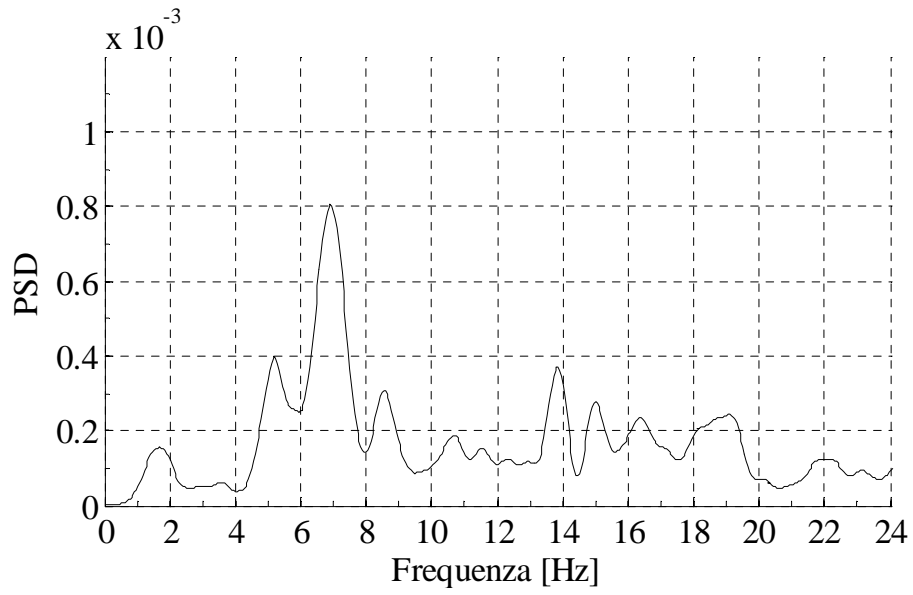


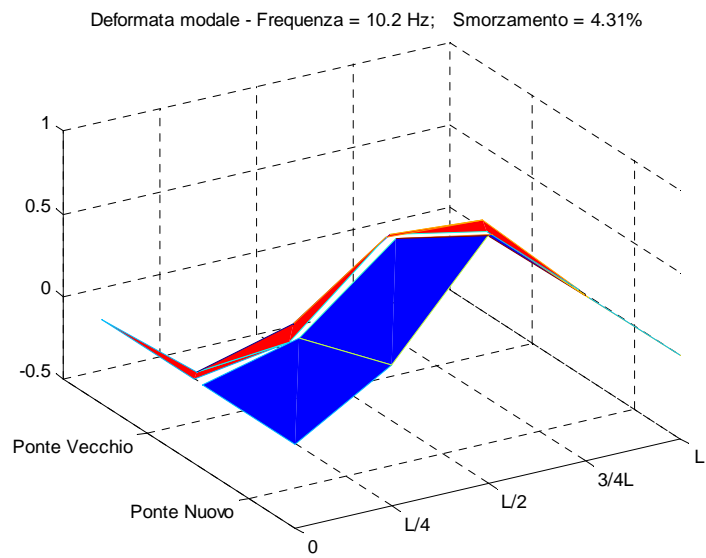
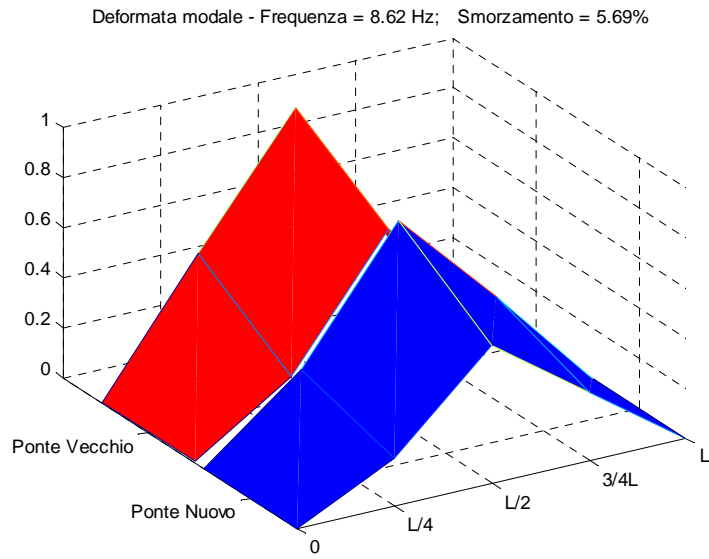
- **Record 22**



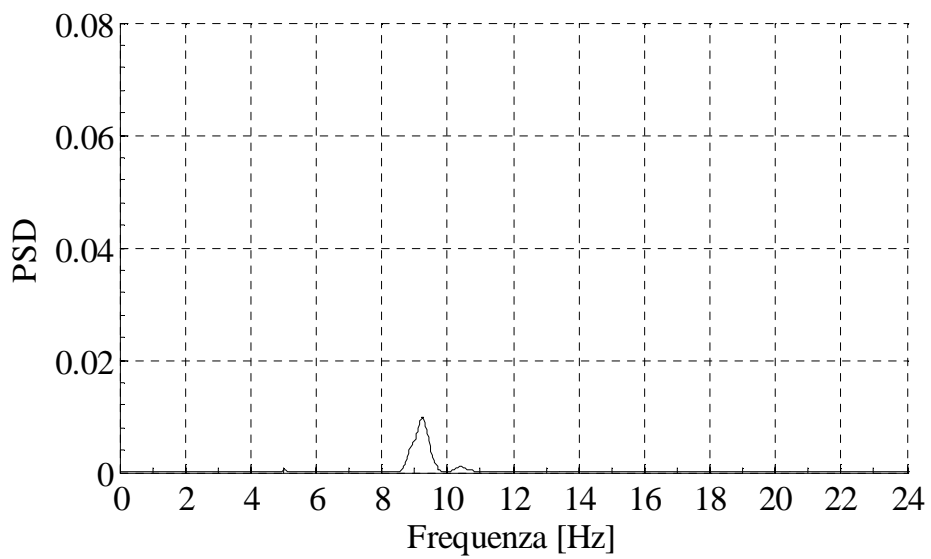
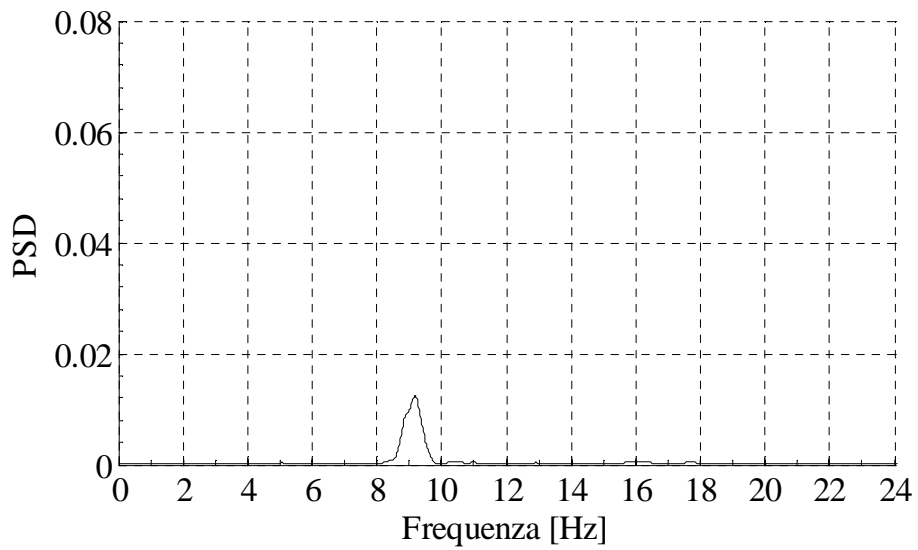
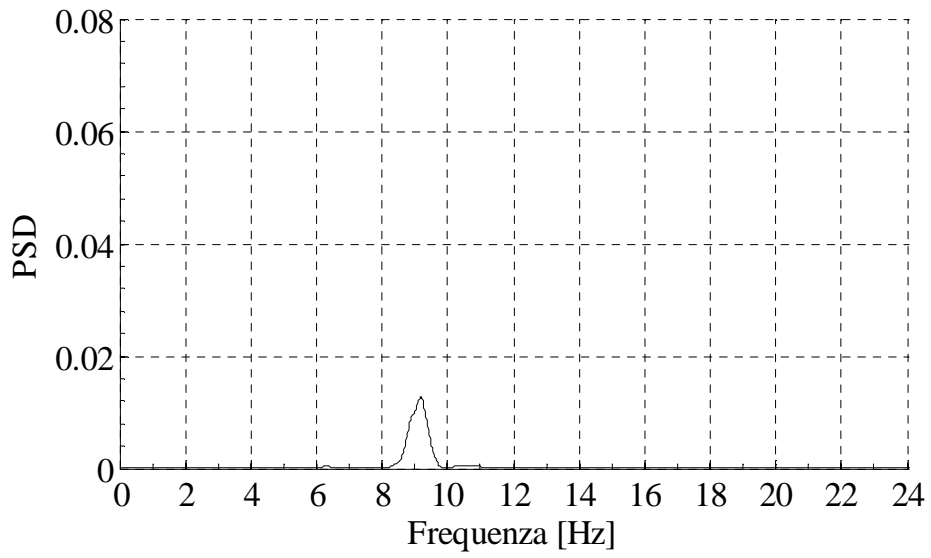


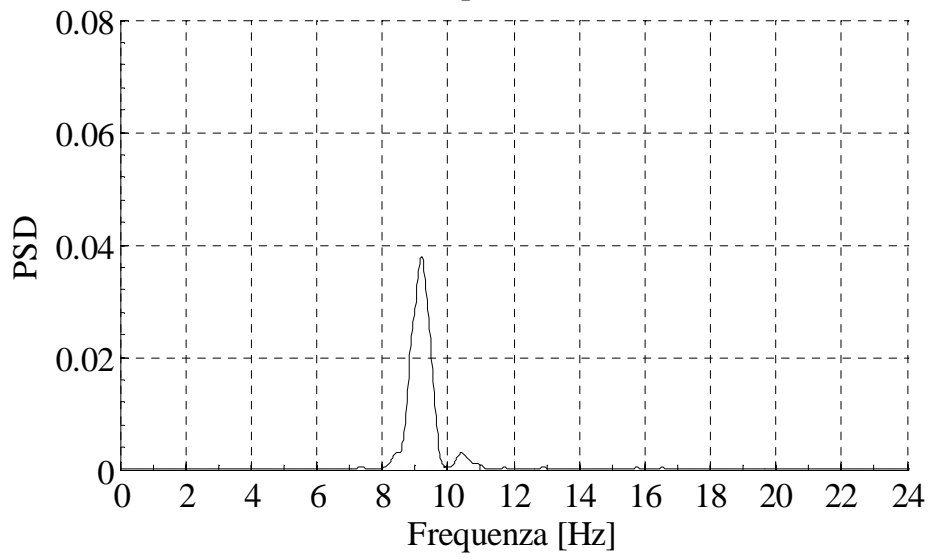
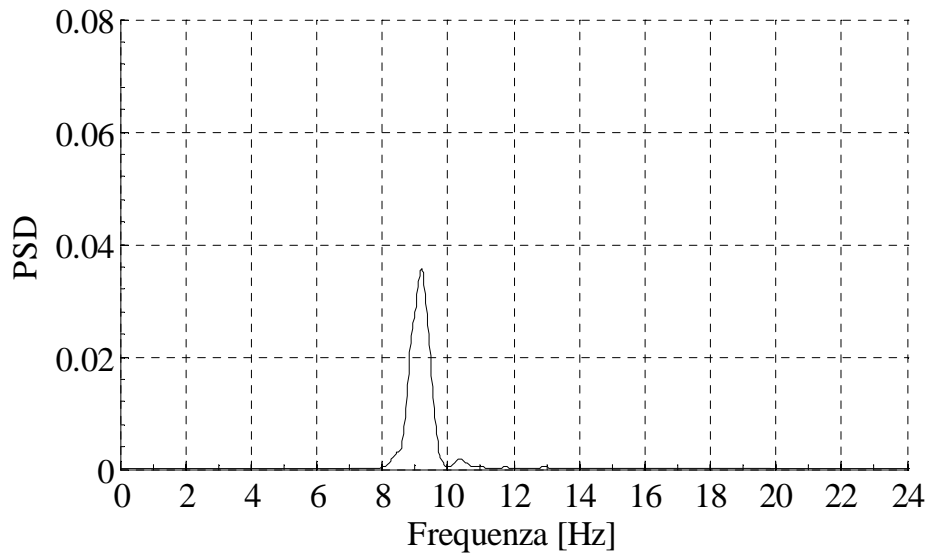
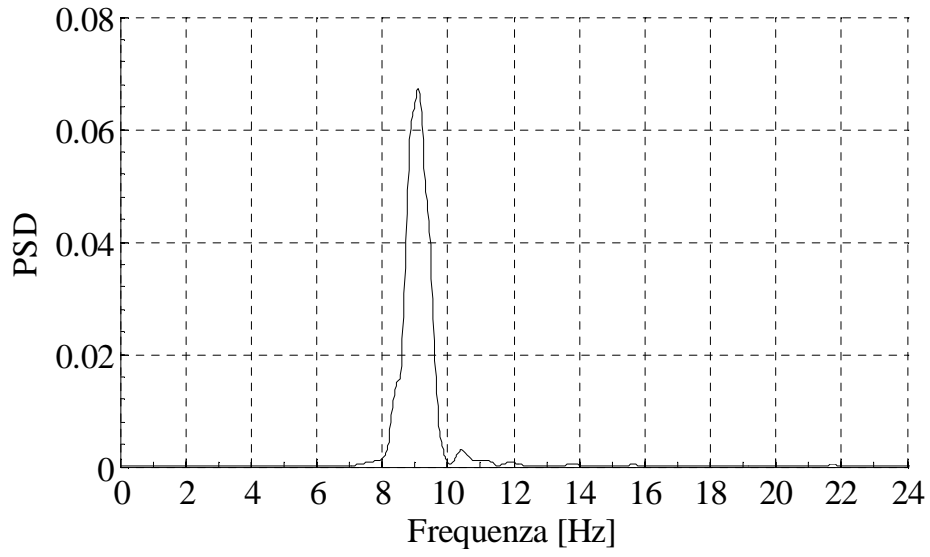


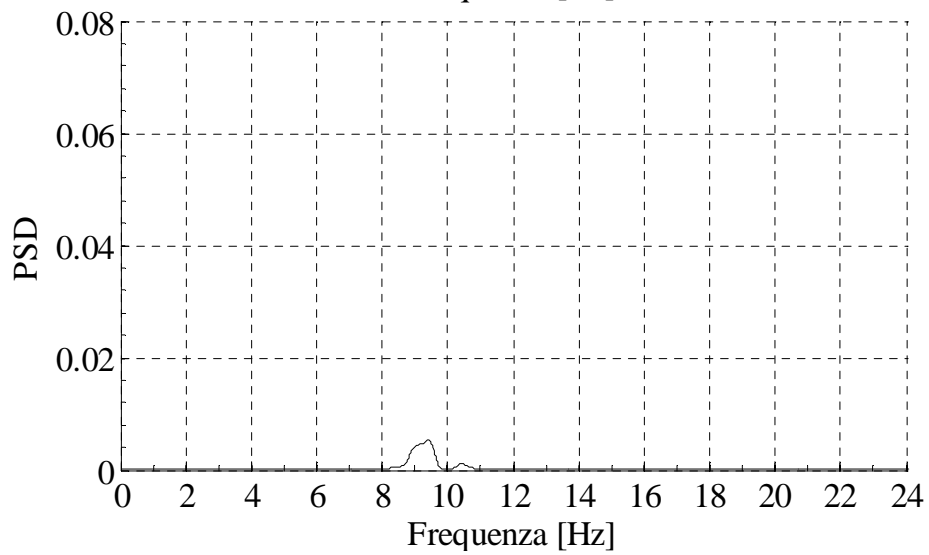
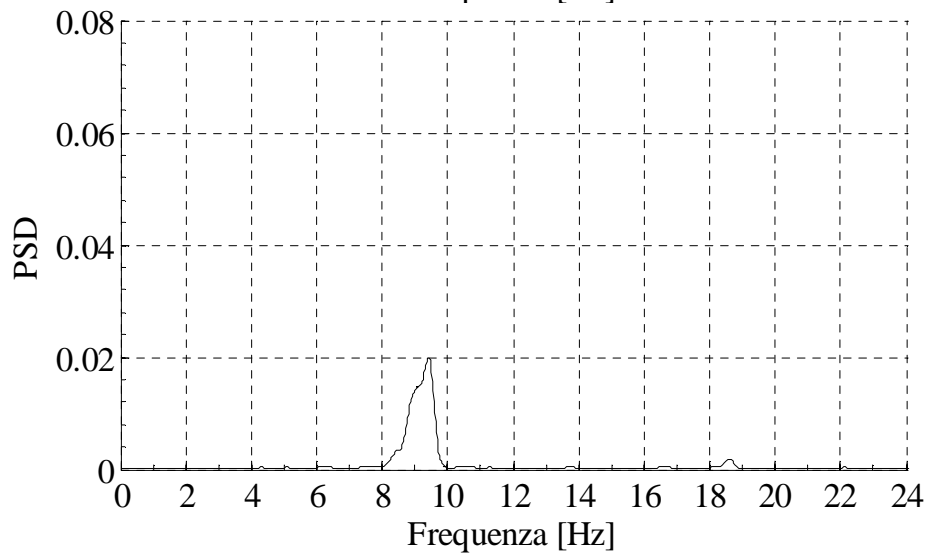
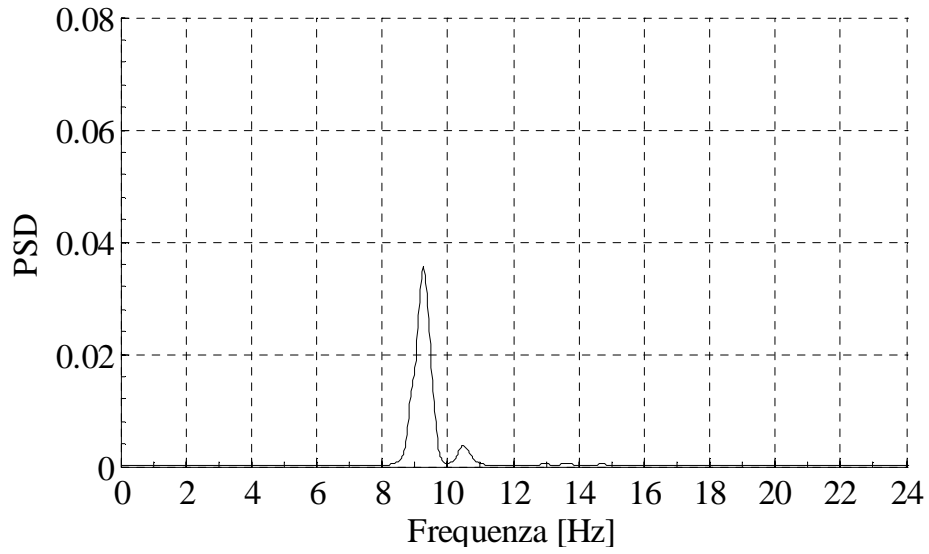


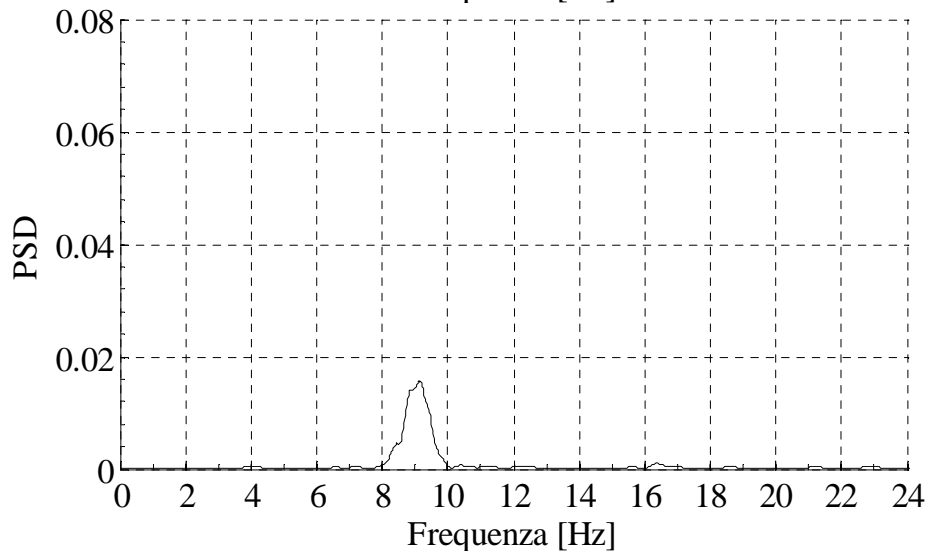
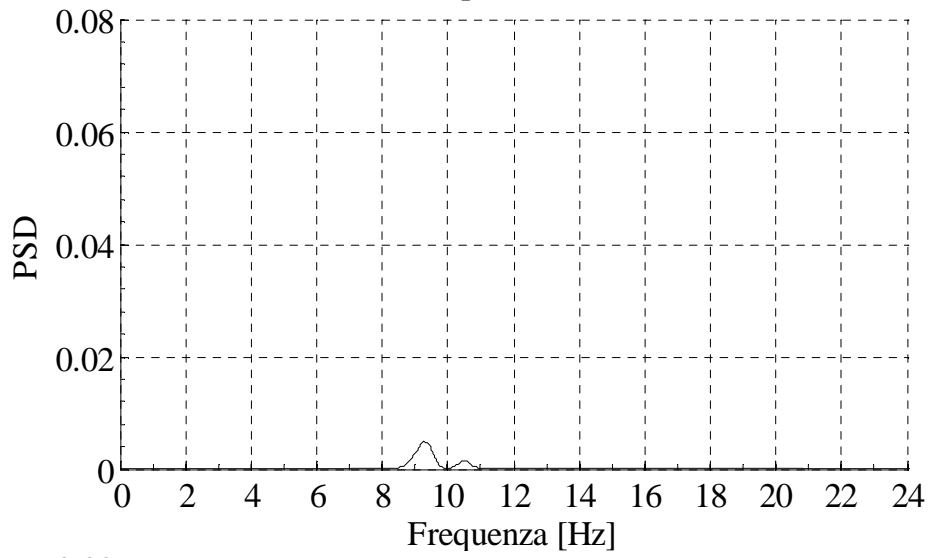
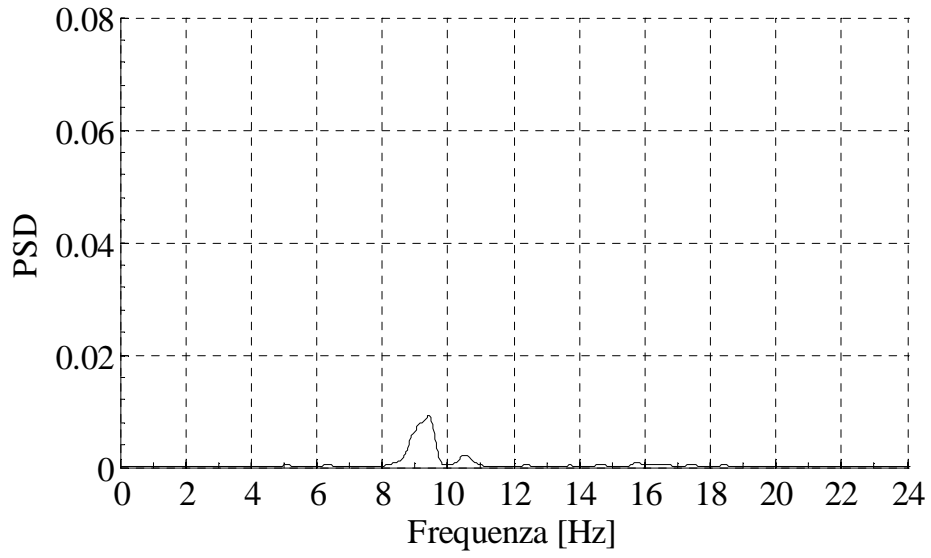


- **Record 23**

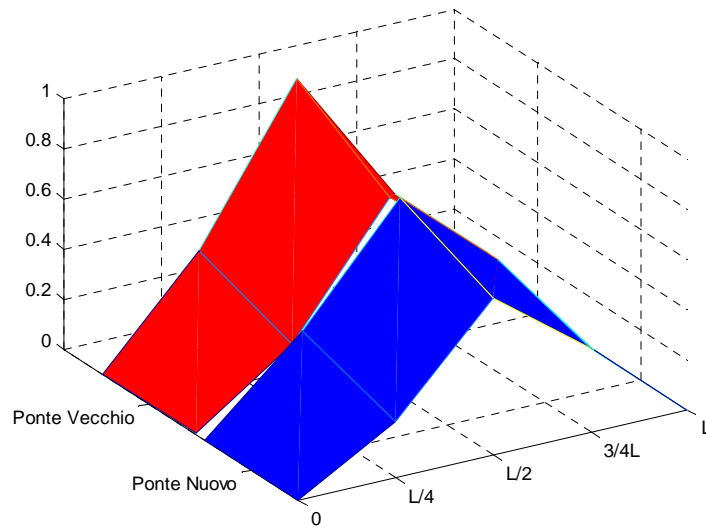




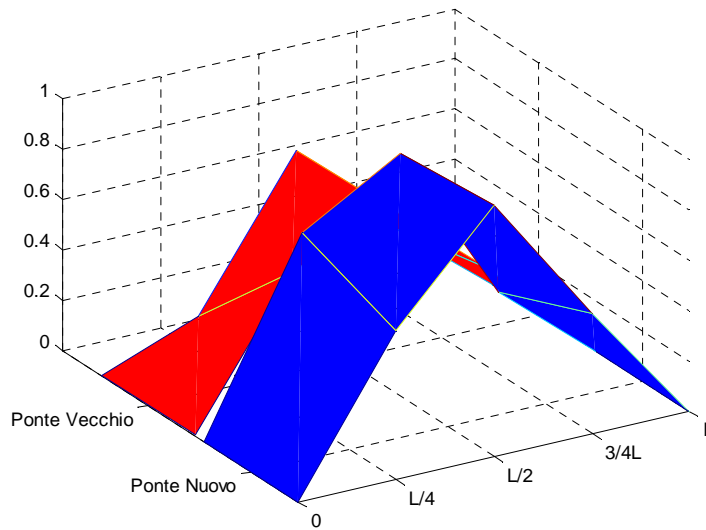




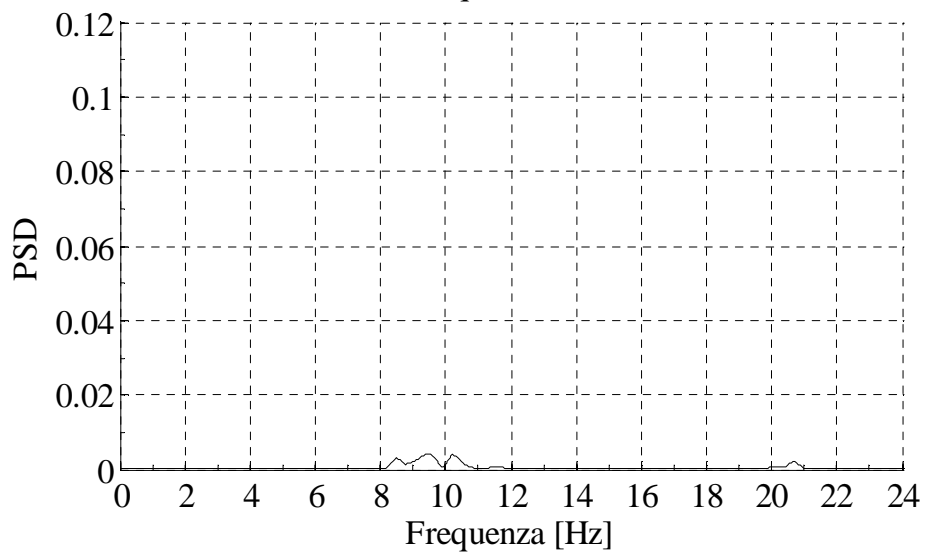
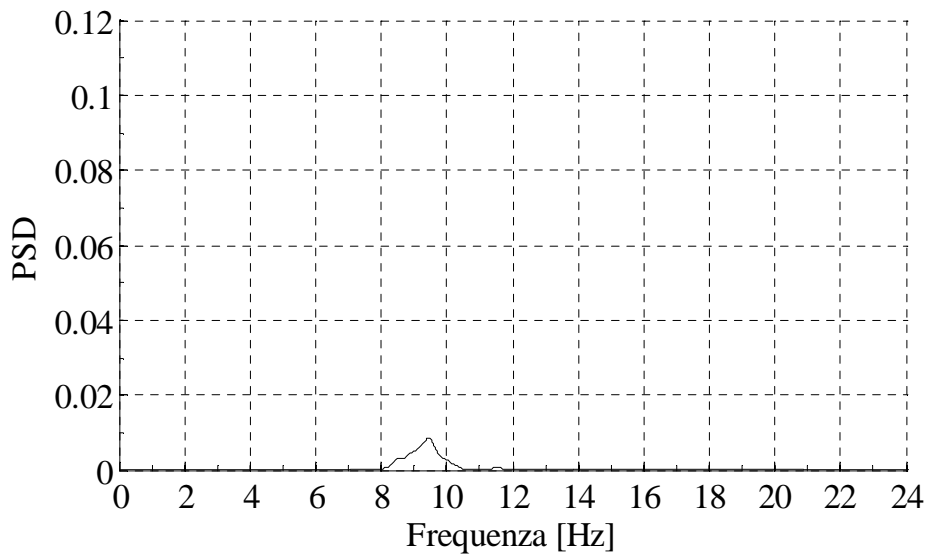
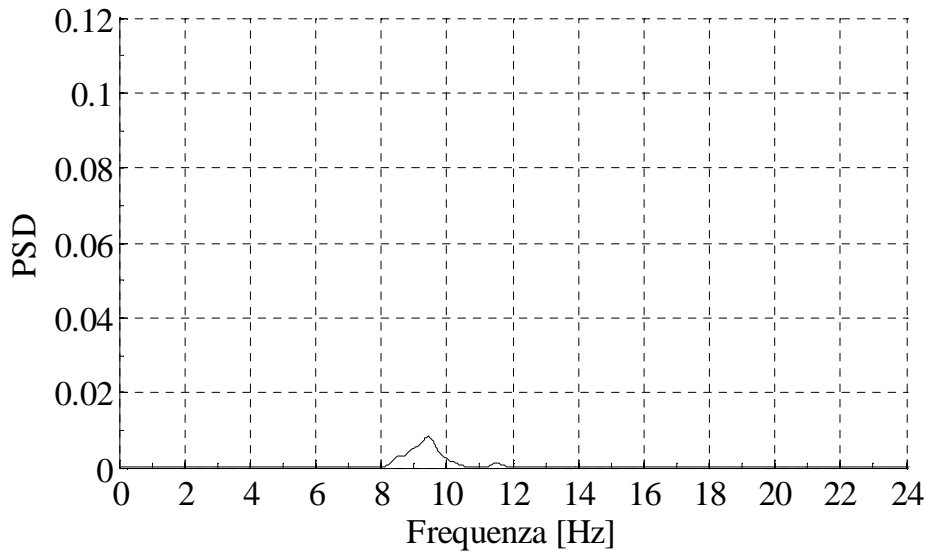
Deformata modale - Frequenza = 9.16 Hz; Smorzamento = 4.17%

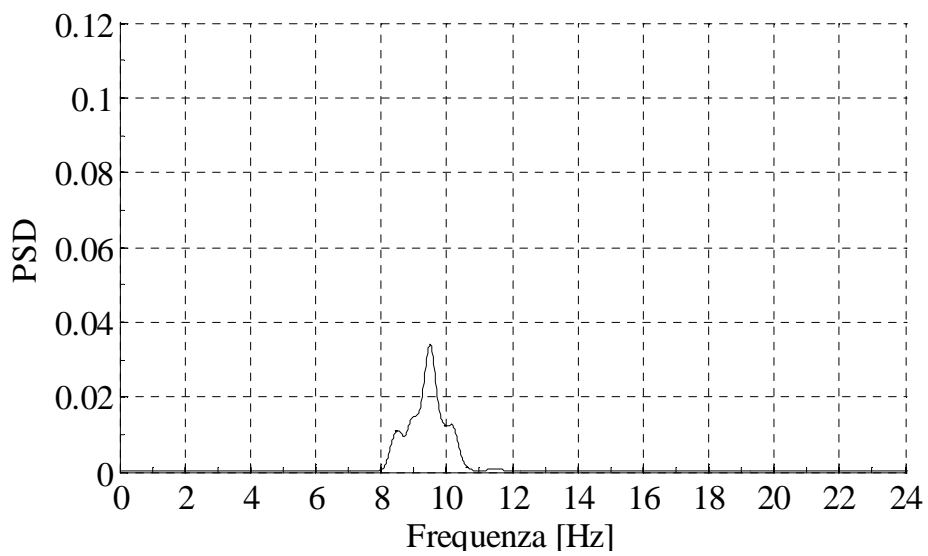
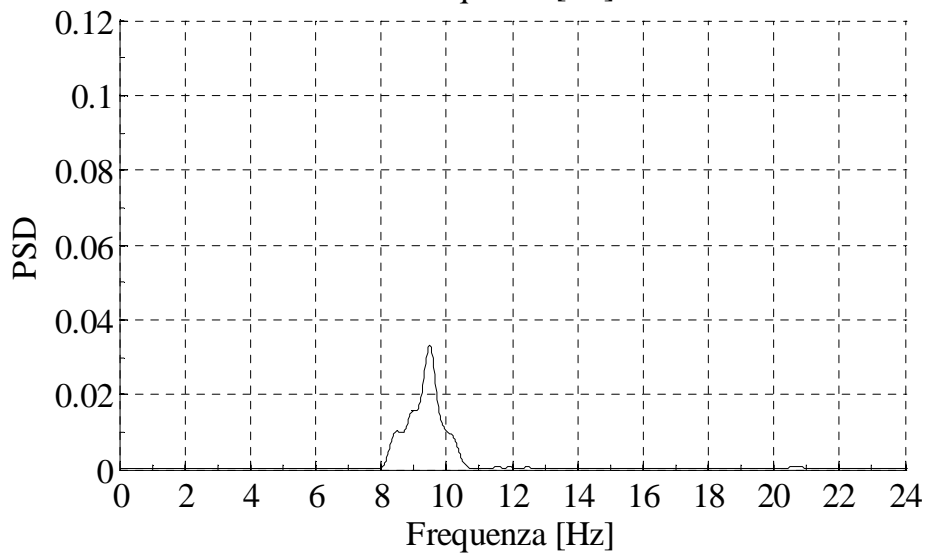
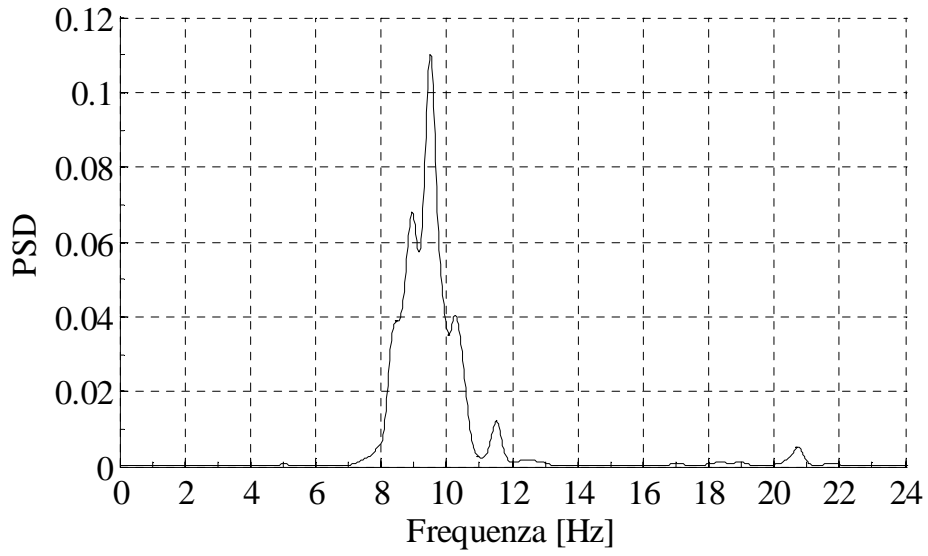


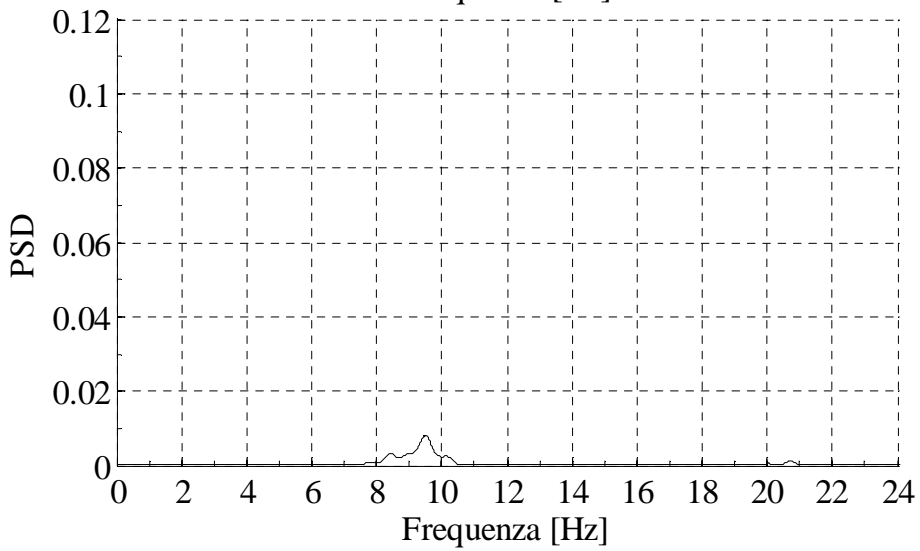
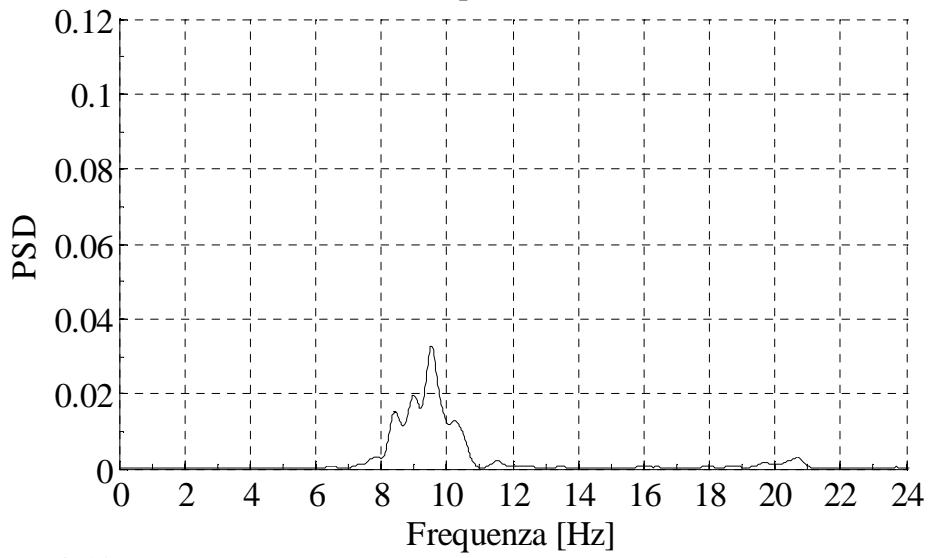
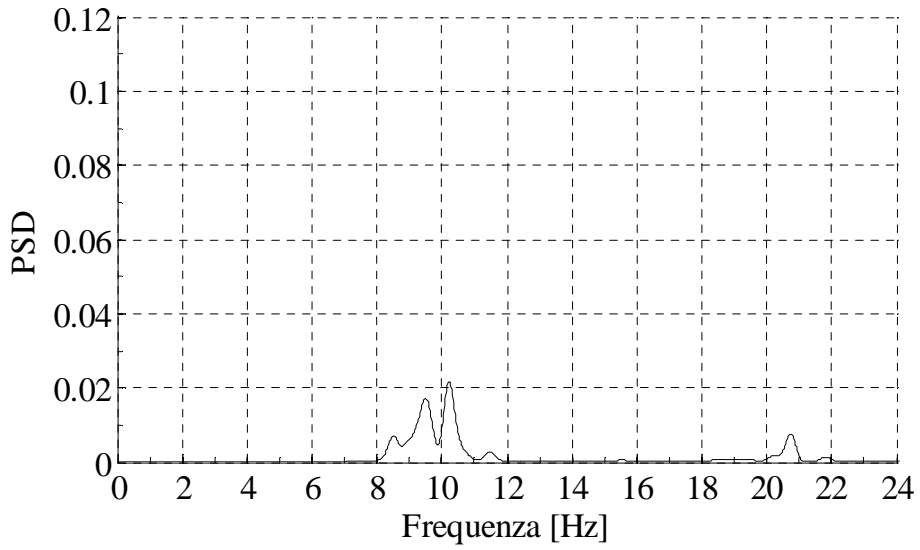
Deformata modale - Frequenza = 10.4 Hz; Smorzamento = 2.76%

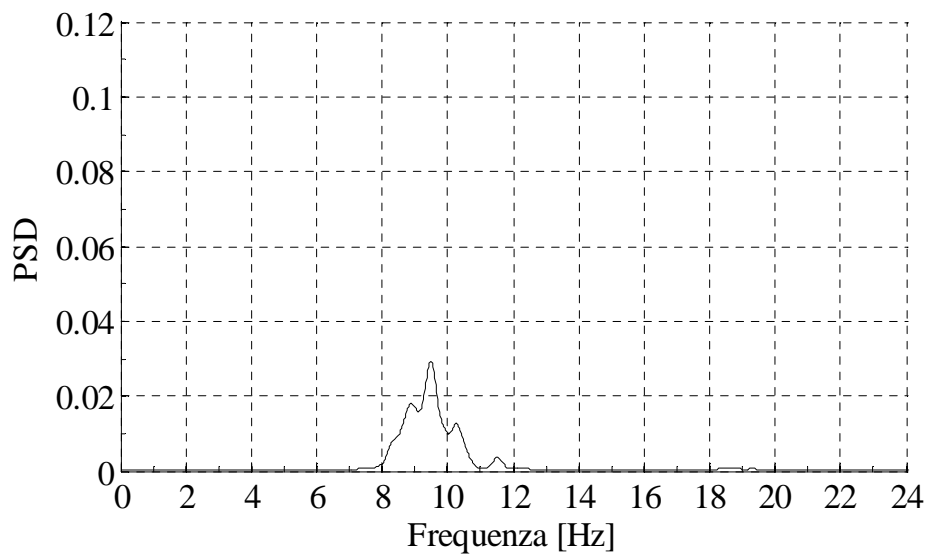
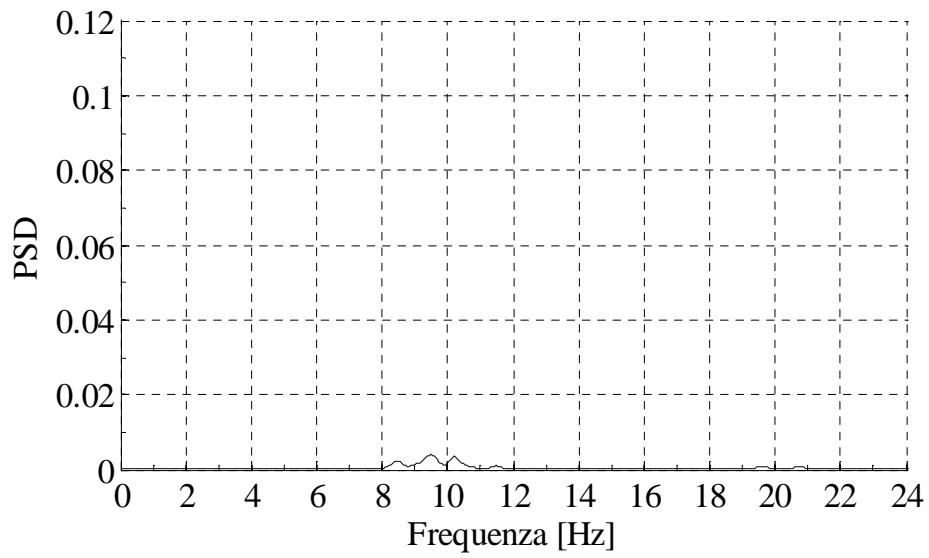
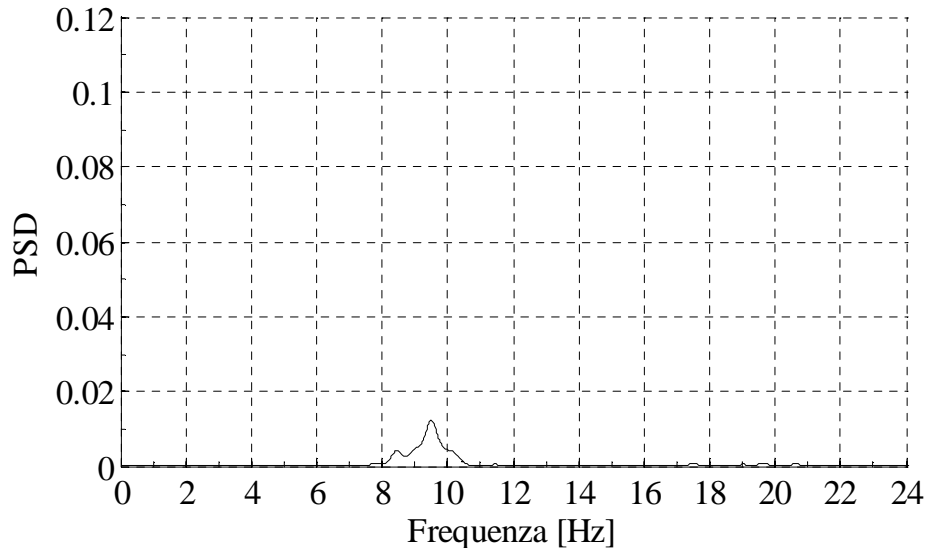


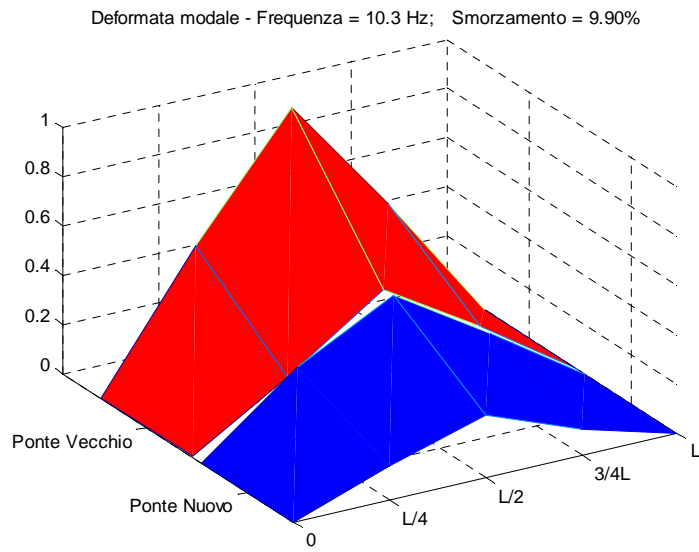
- **Record 24**

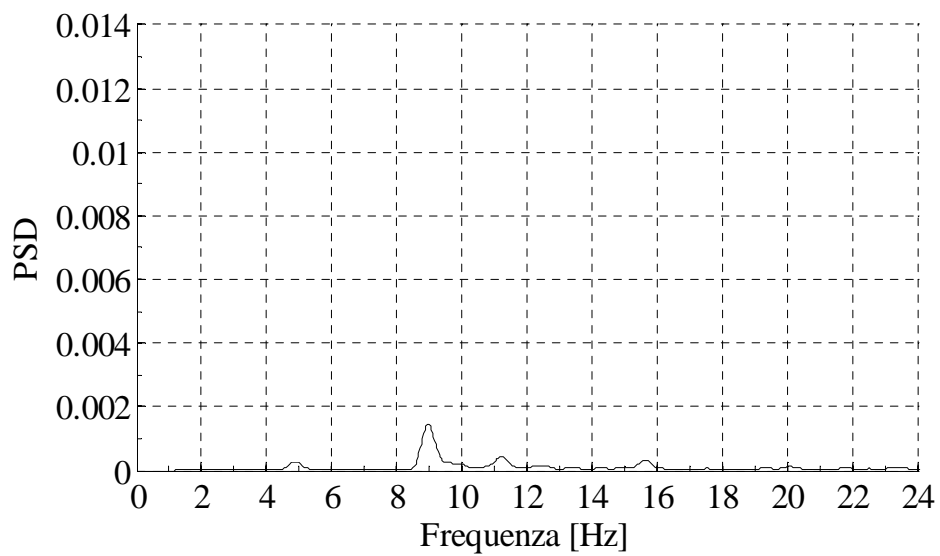
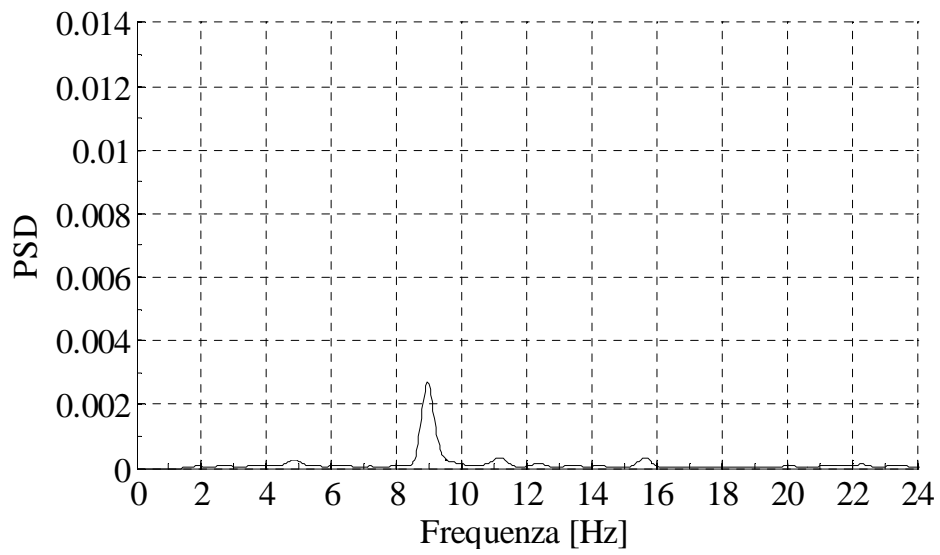
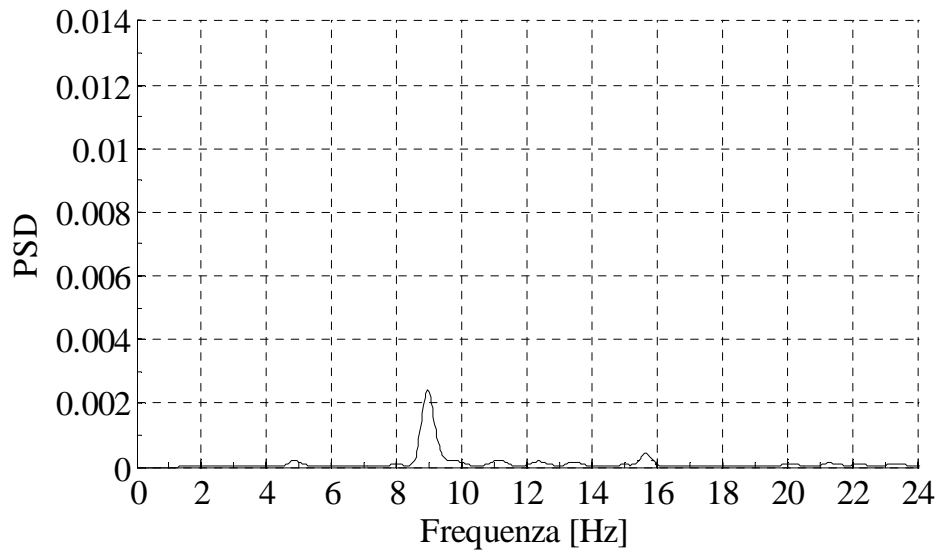


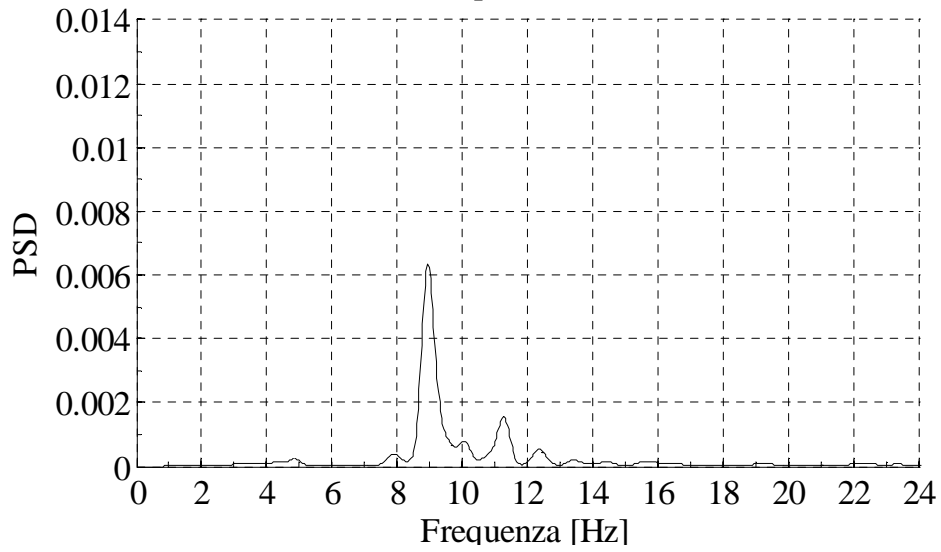
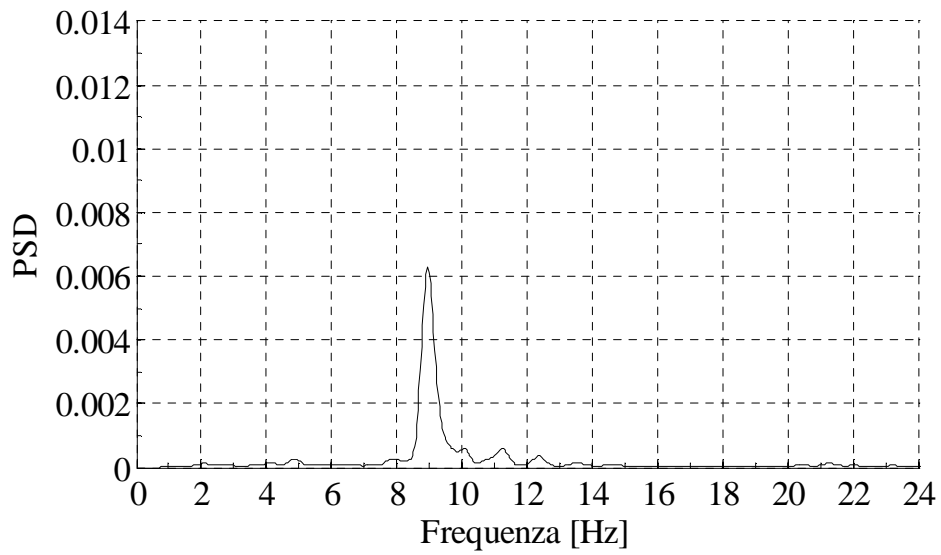
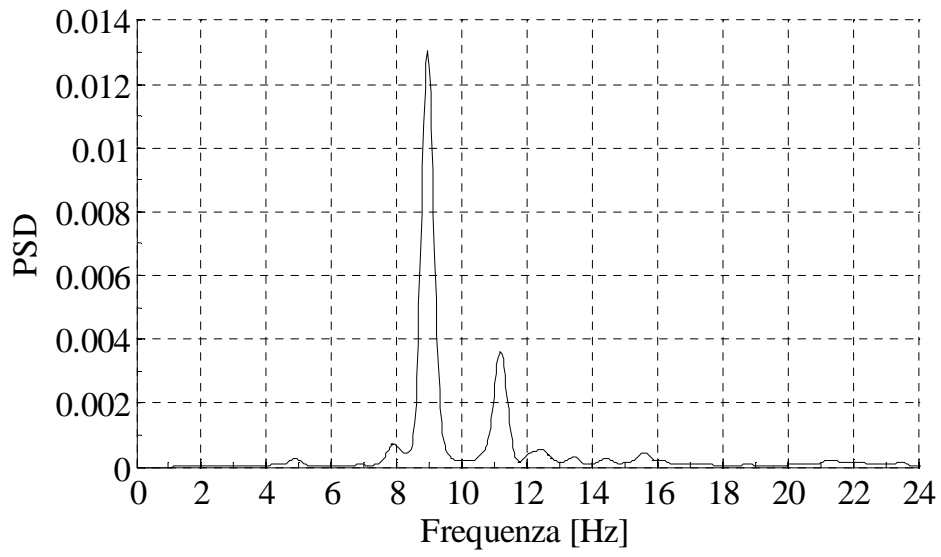


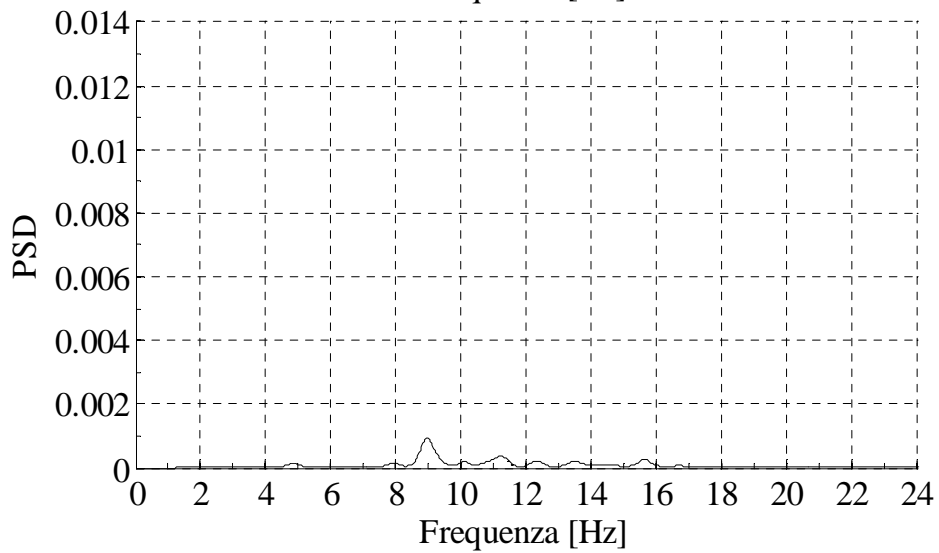
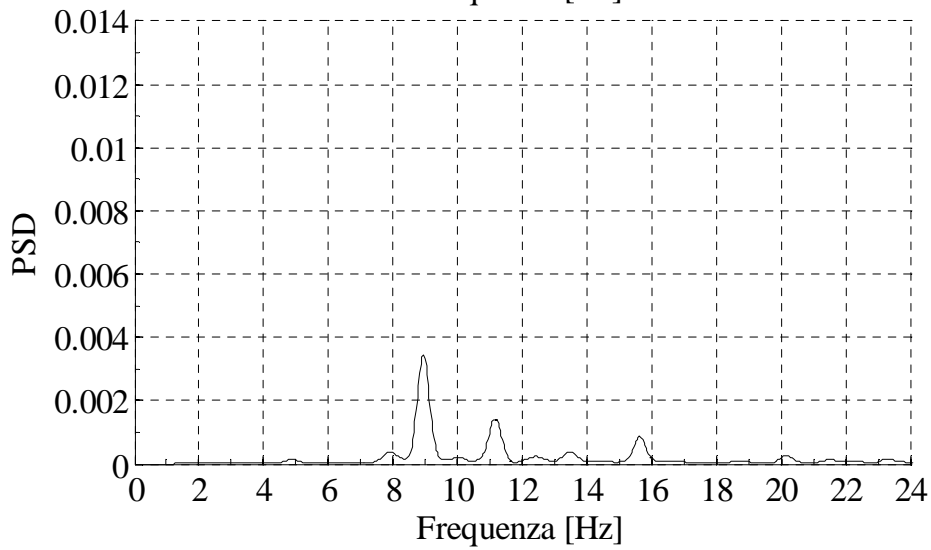
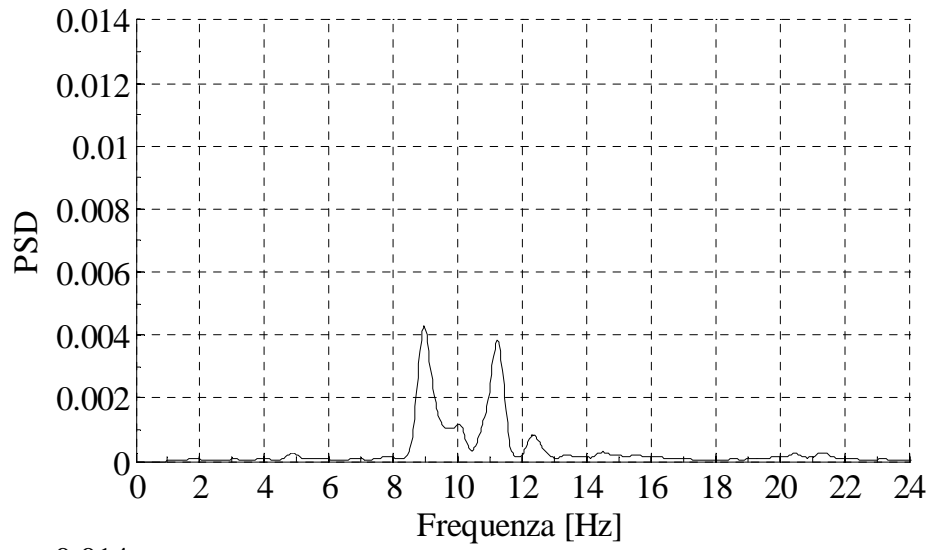


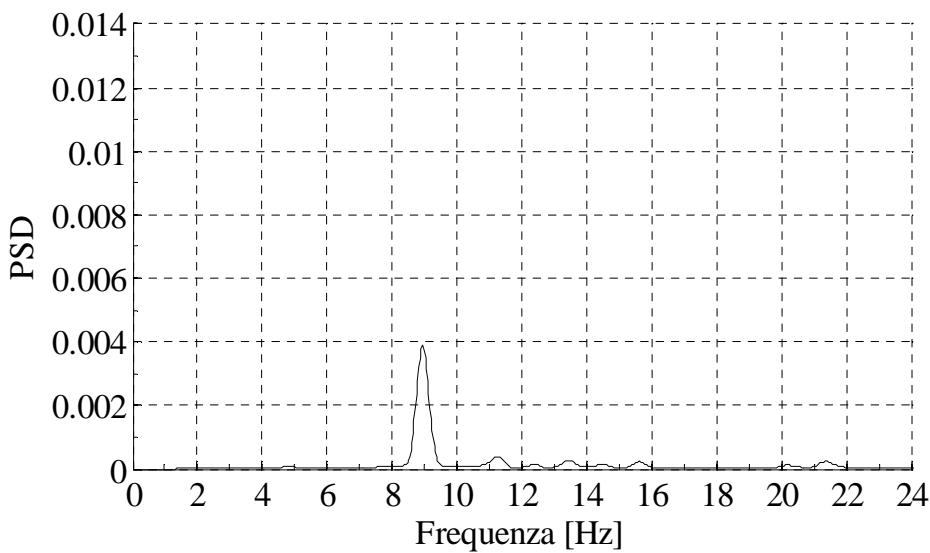
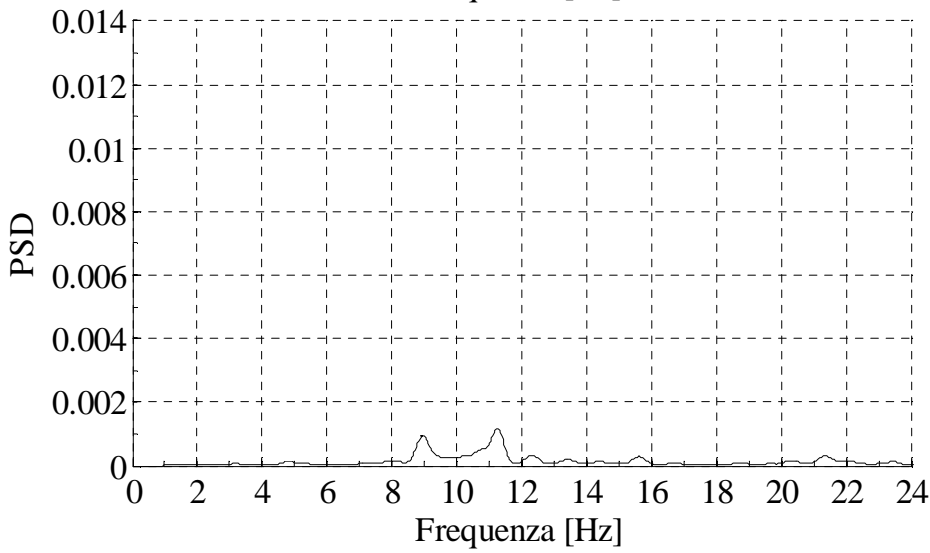
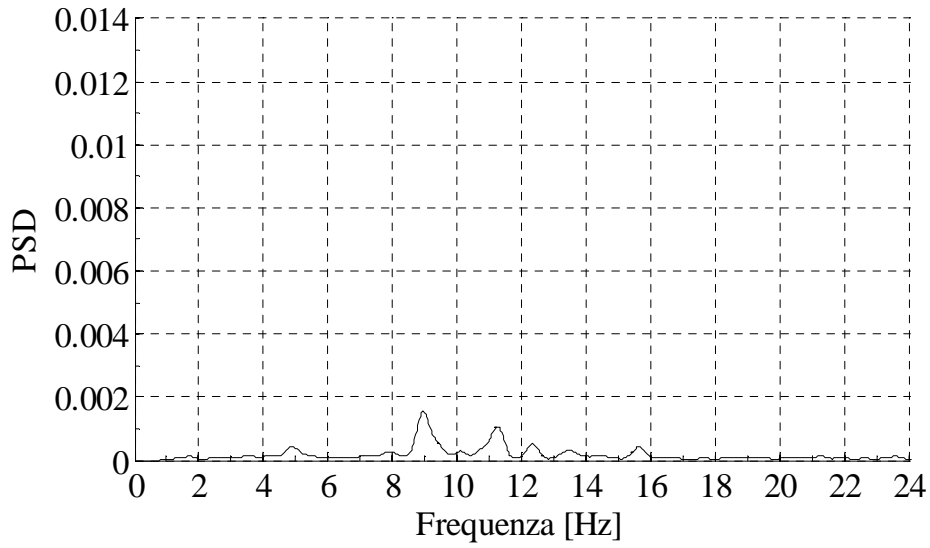




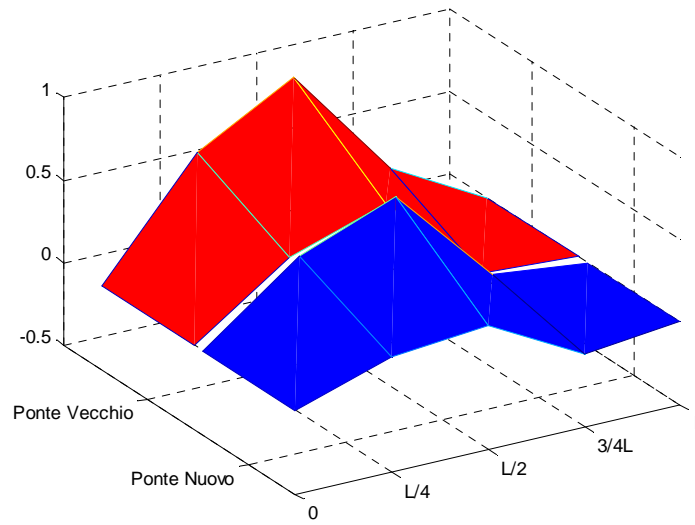
Record 25



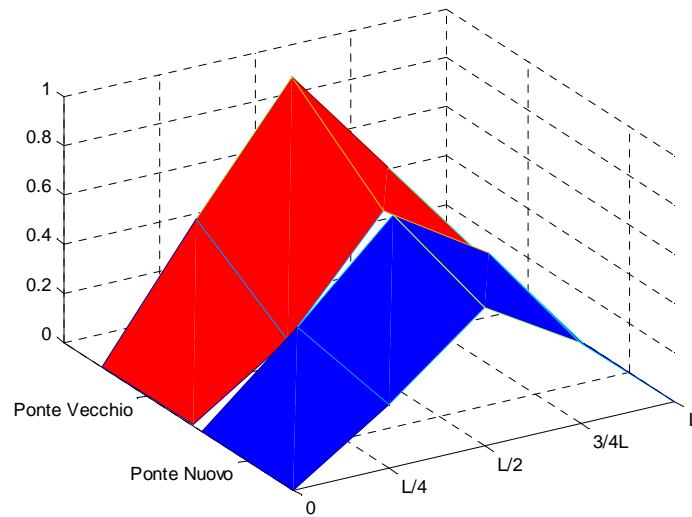




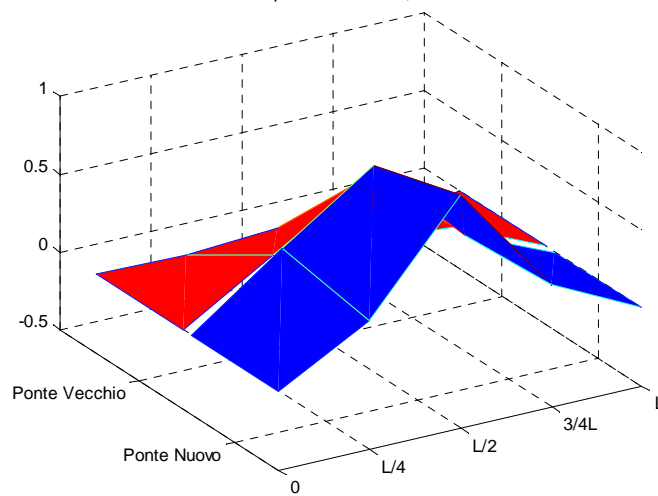
Deformata modale - Frequenza = 7.91 Hz; Smorzamento = 3.47%

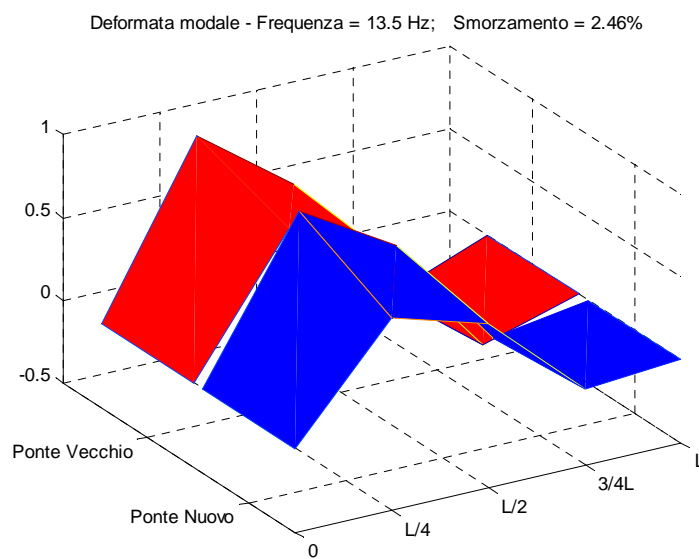
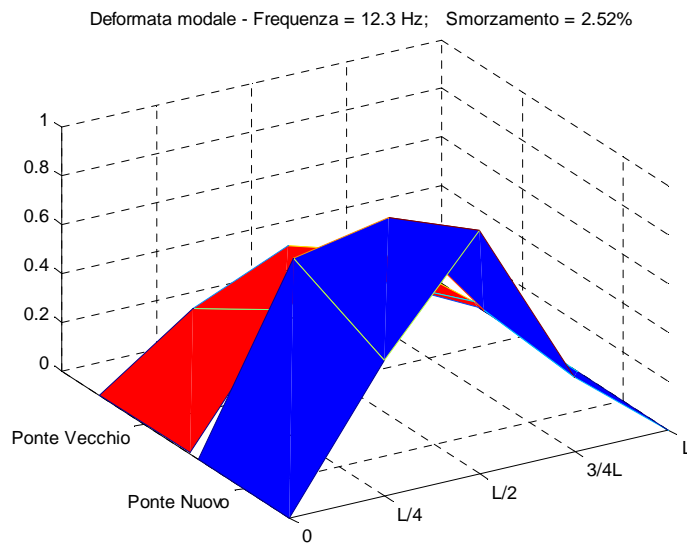
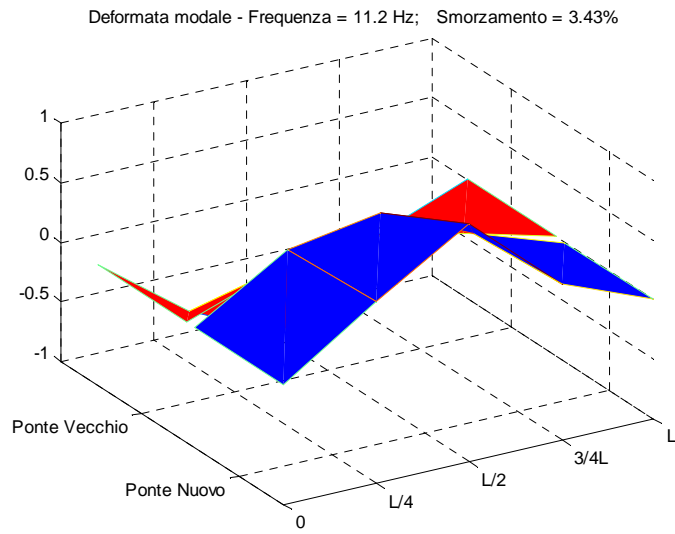


Deformata modale - Frequenza = 8.95 Hz; Smorzamento = 3.92%

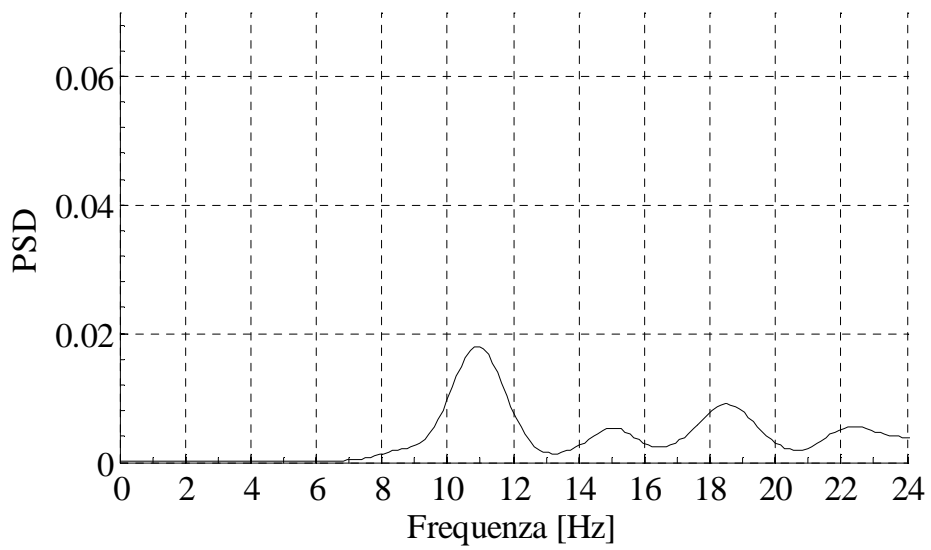
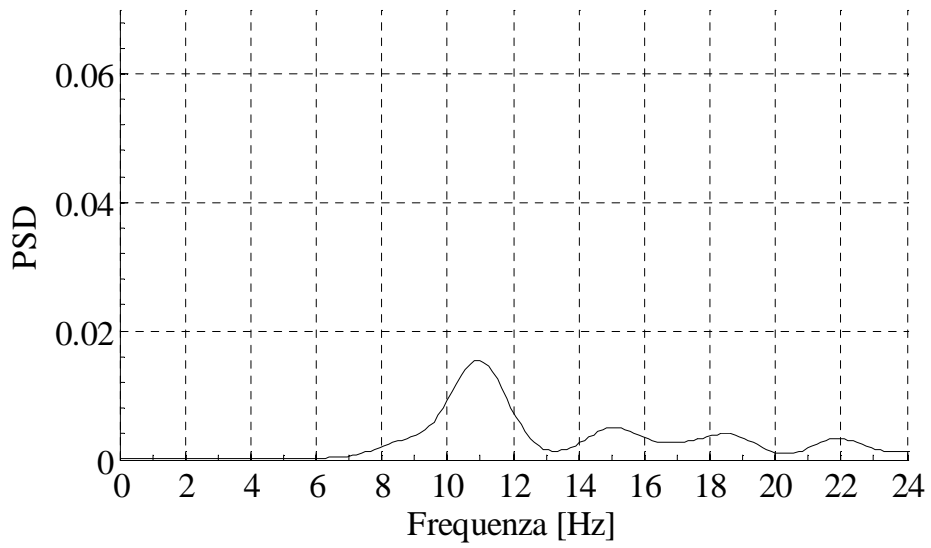
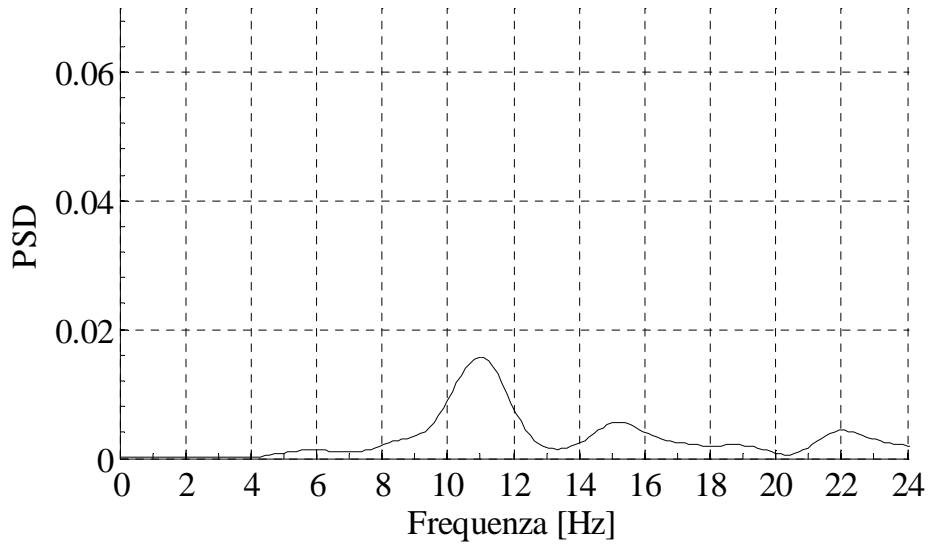


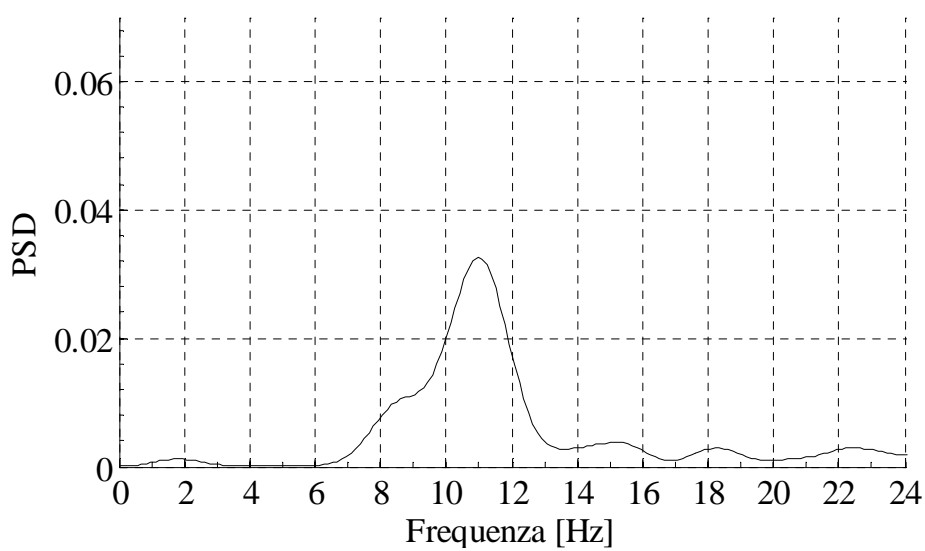
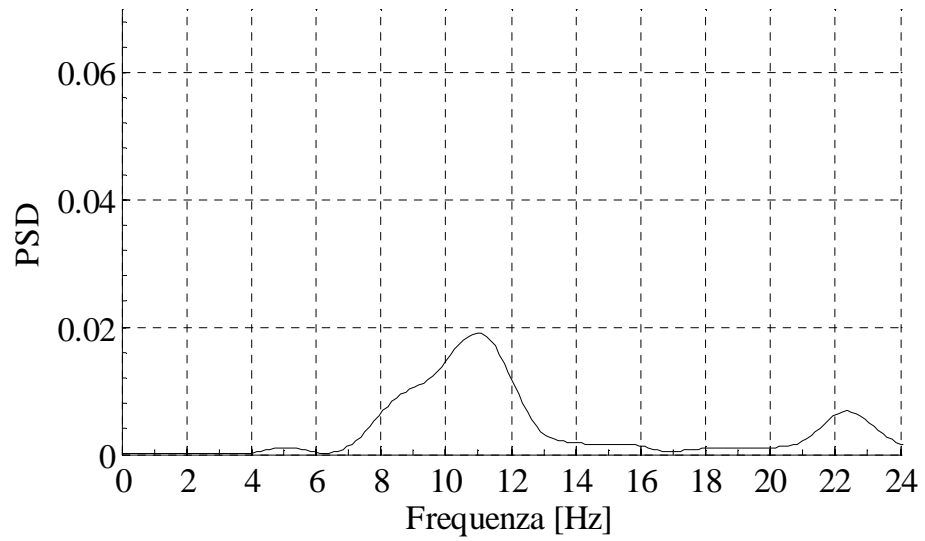
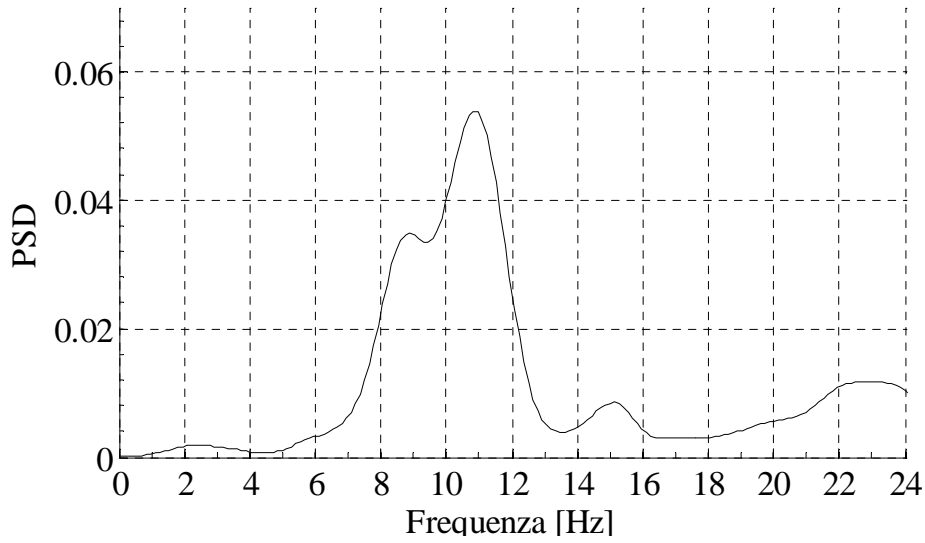
Deformata modale - Frequenza = 10.1 Hz; Smorzamento = 2.14%

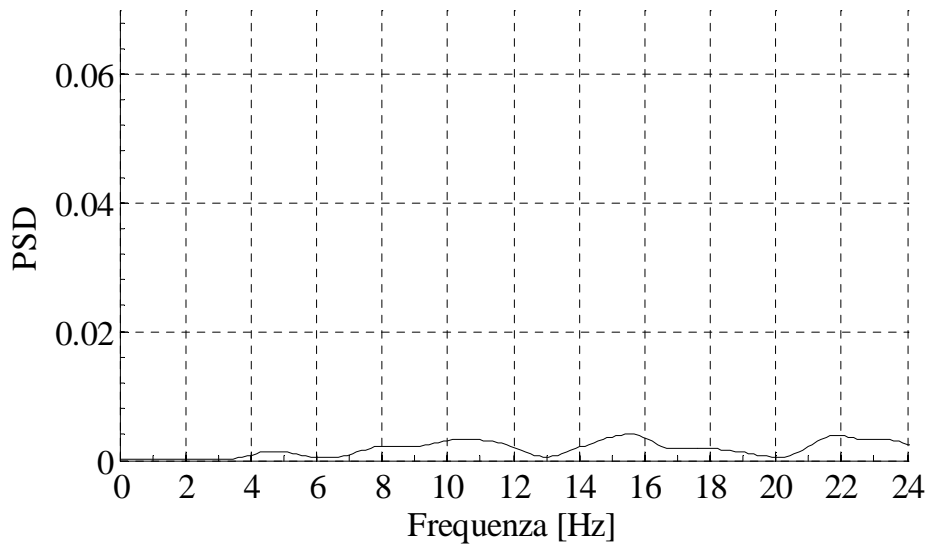
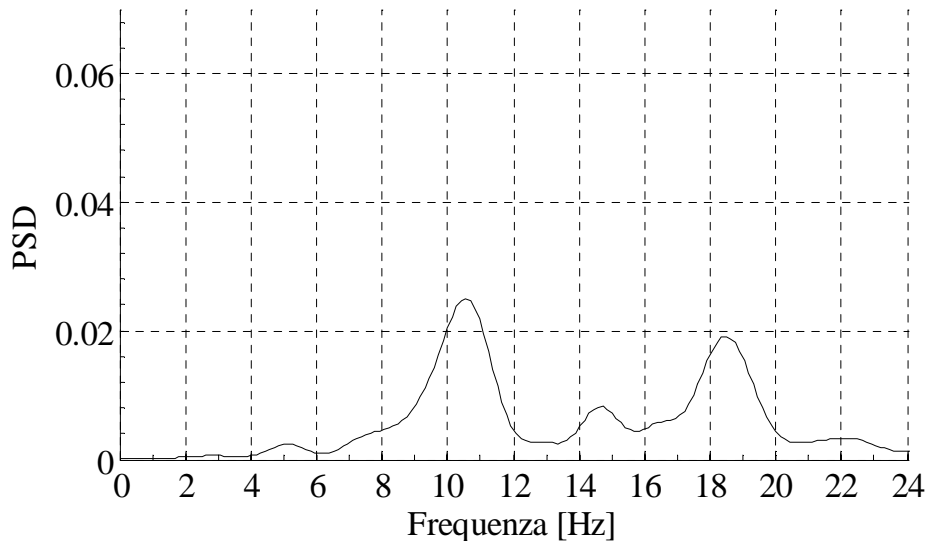
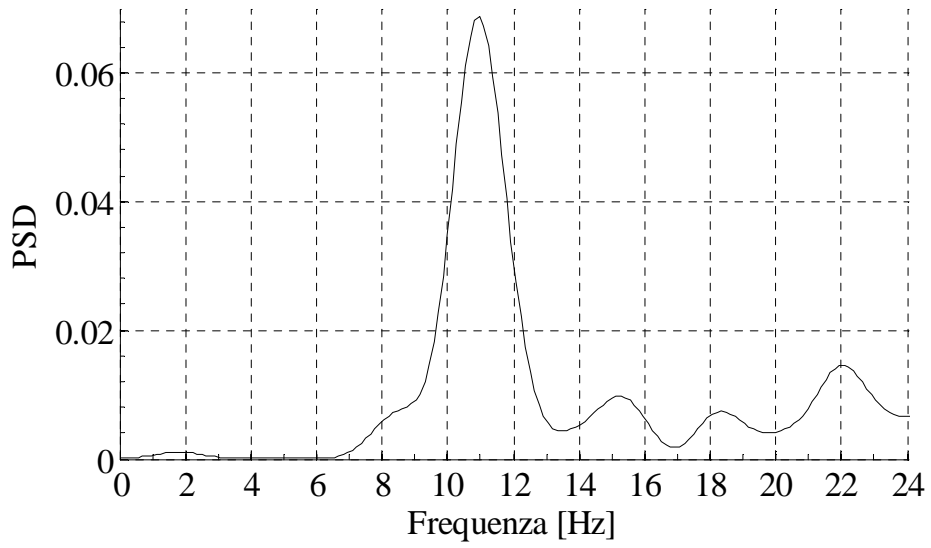


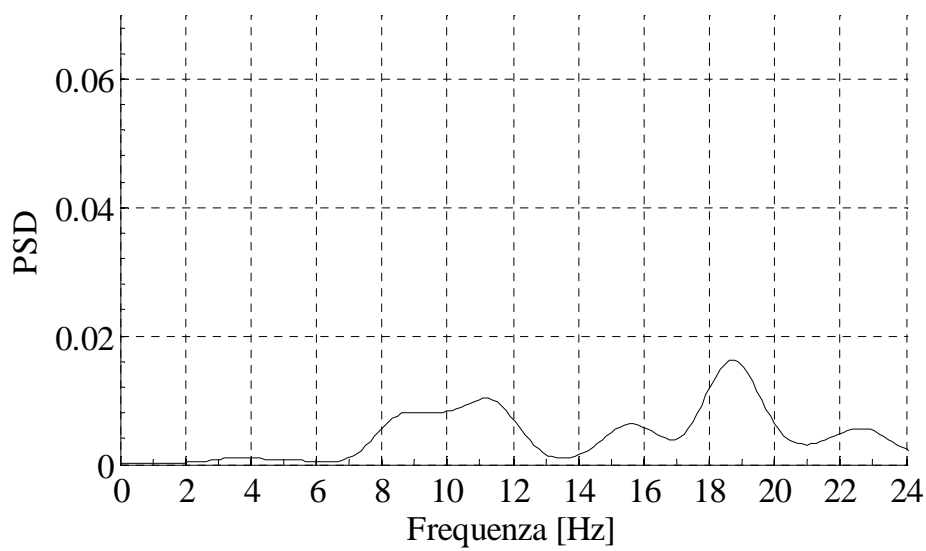
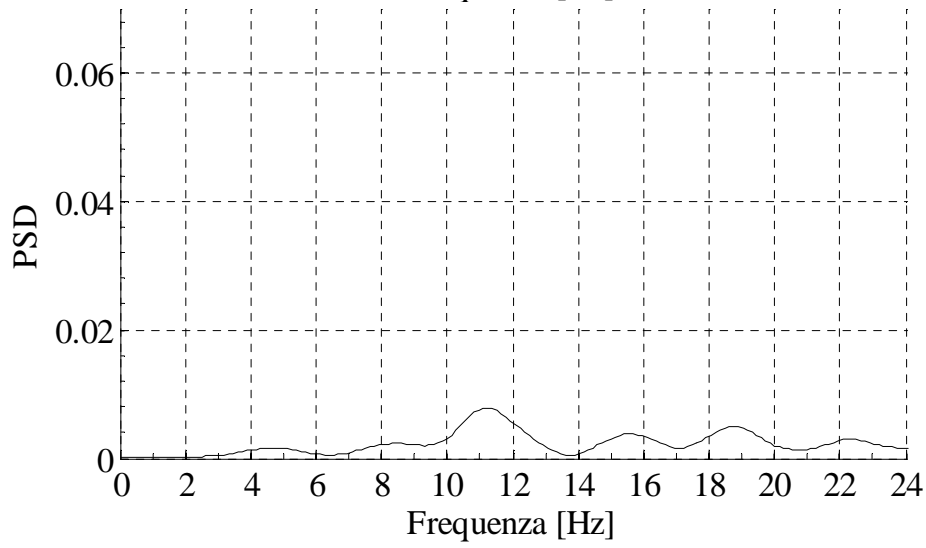
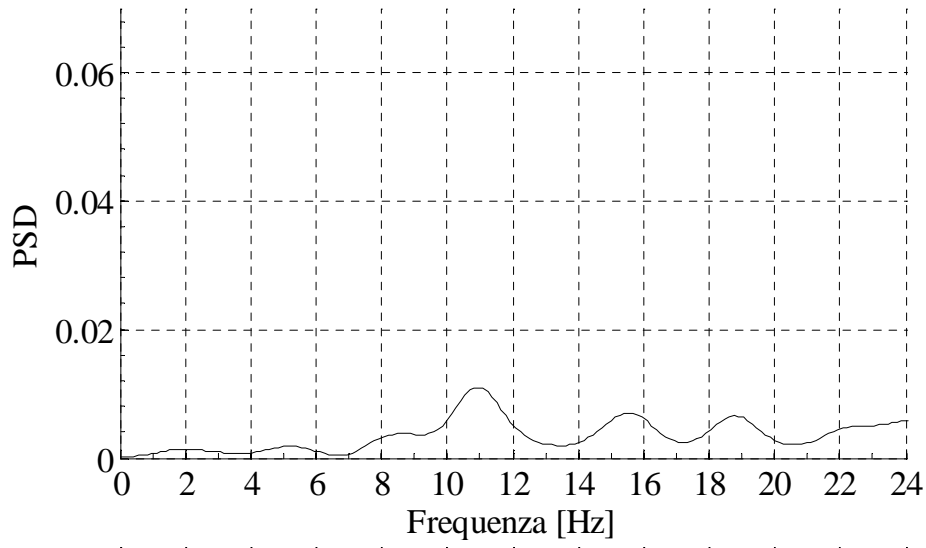


- **Record 26**

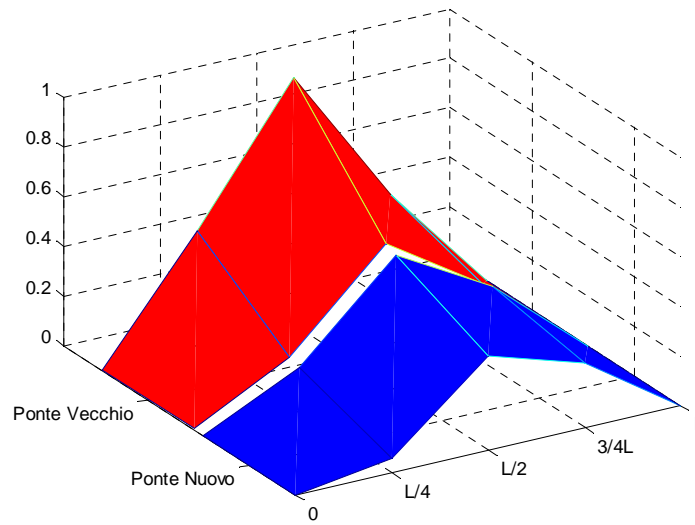




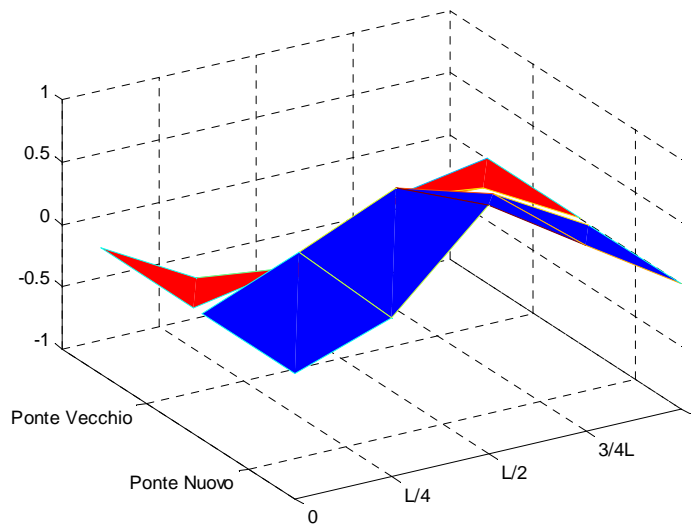




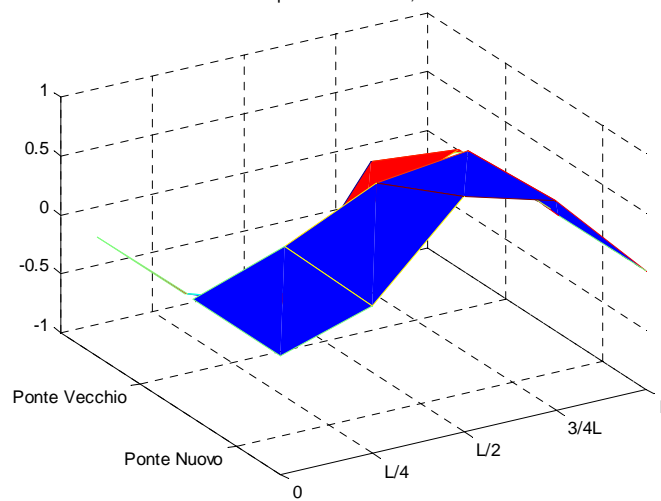
Deformata modale - Frequenza = 9.16 Hz; Smorzamento = 9.95%



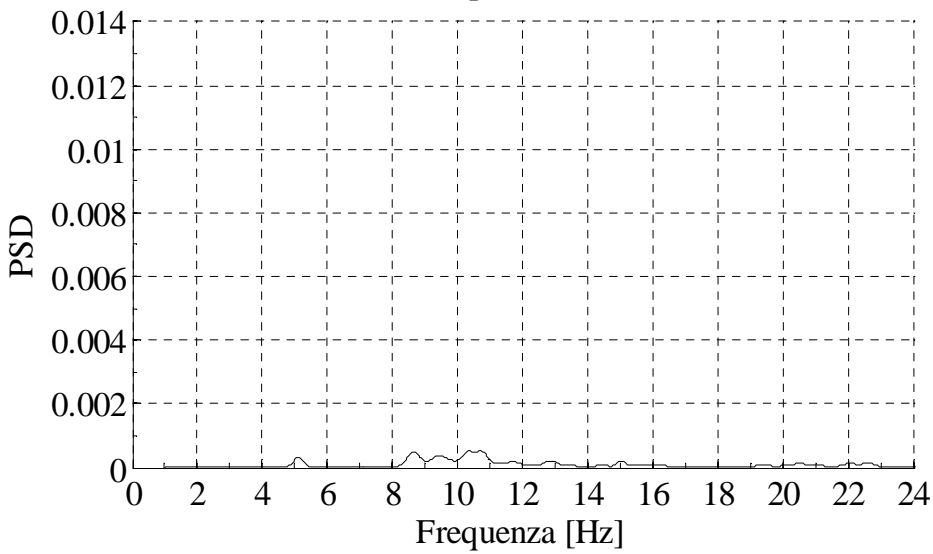
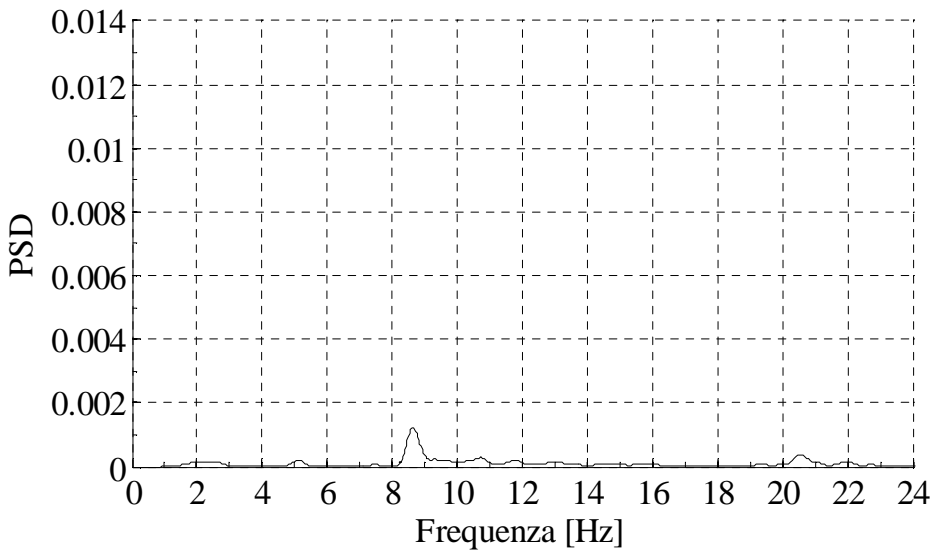
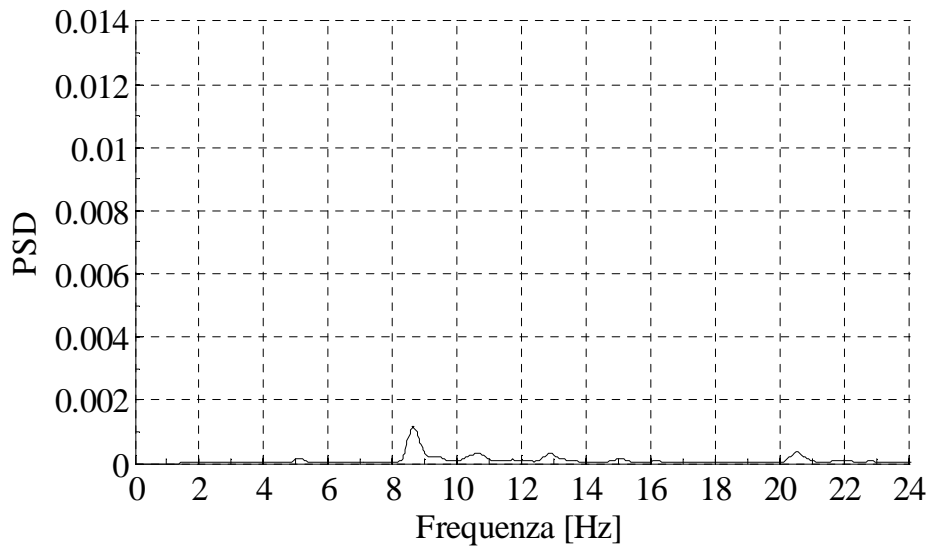
Deformata modale - Frequenza = 11.1 Hz; Smorzamento = 12.5%

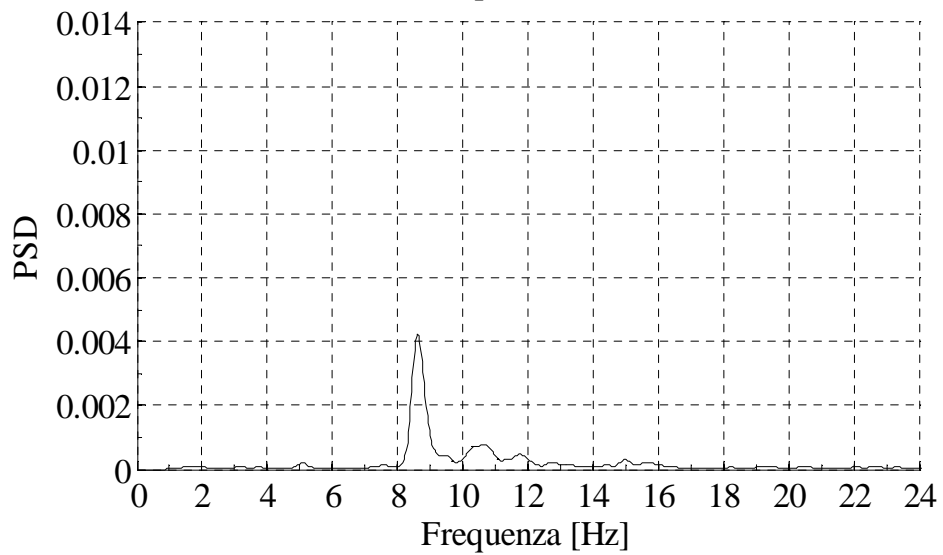
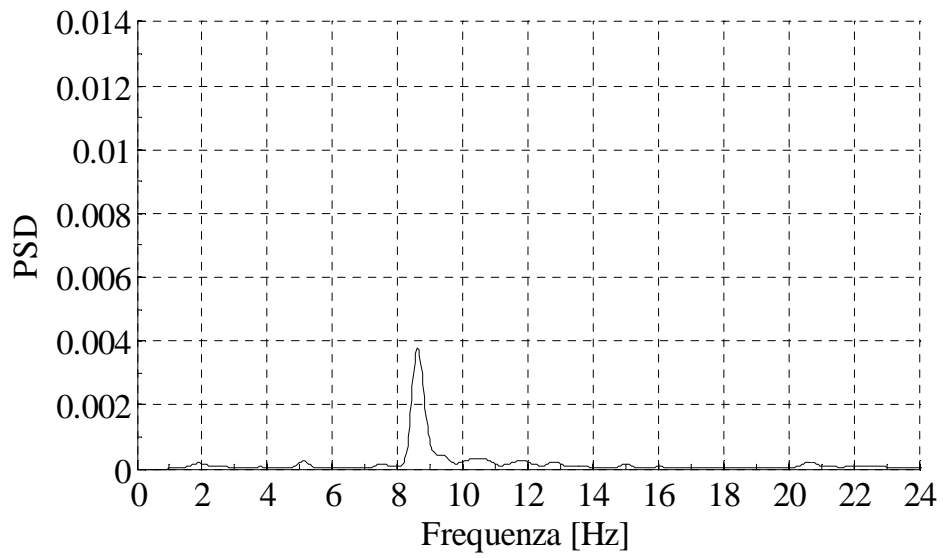
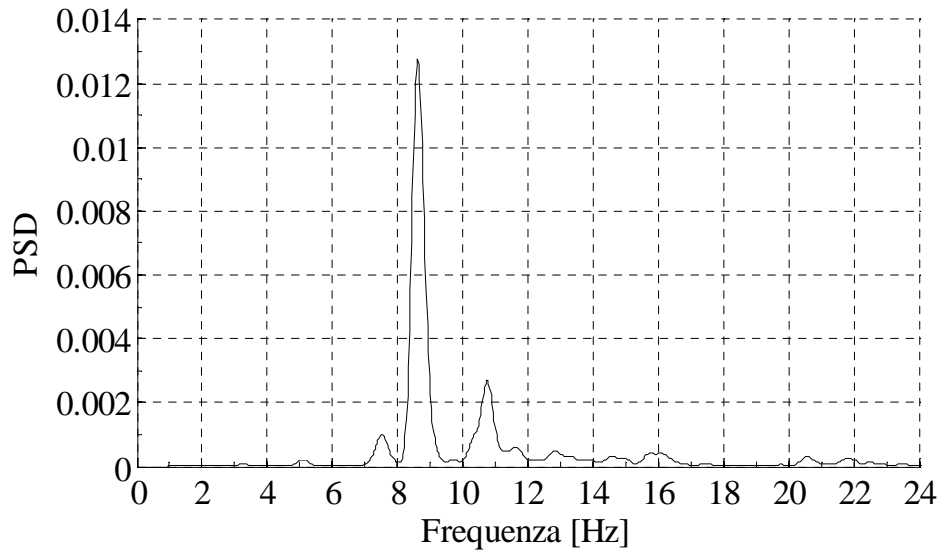


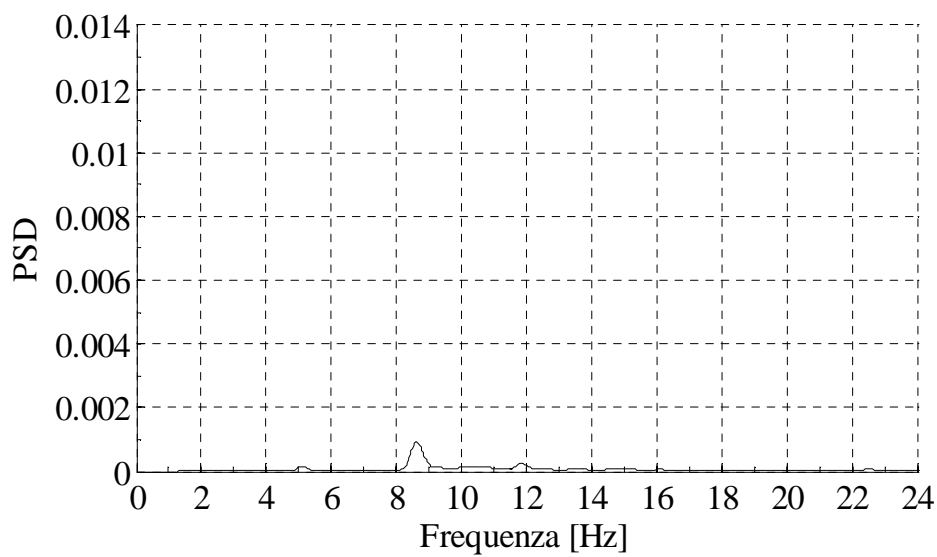
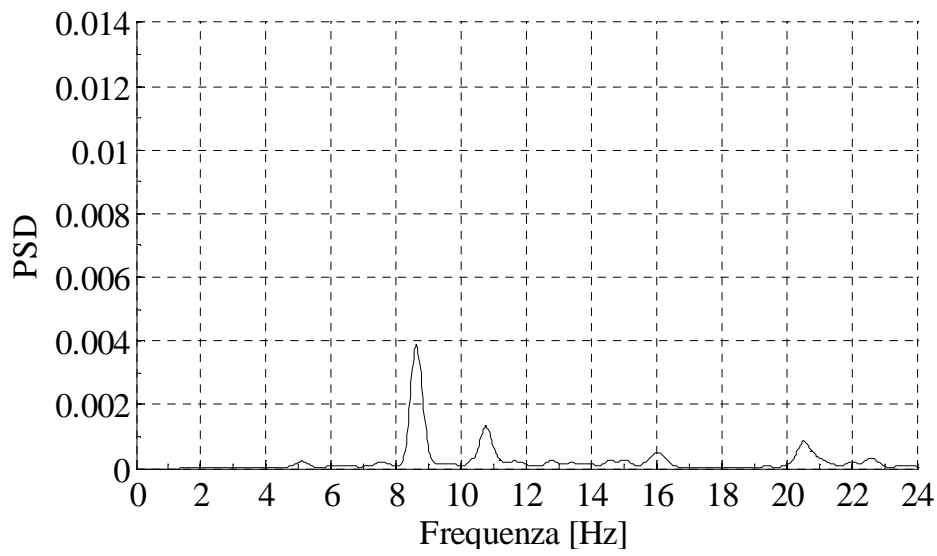
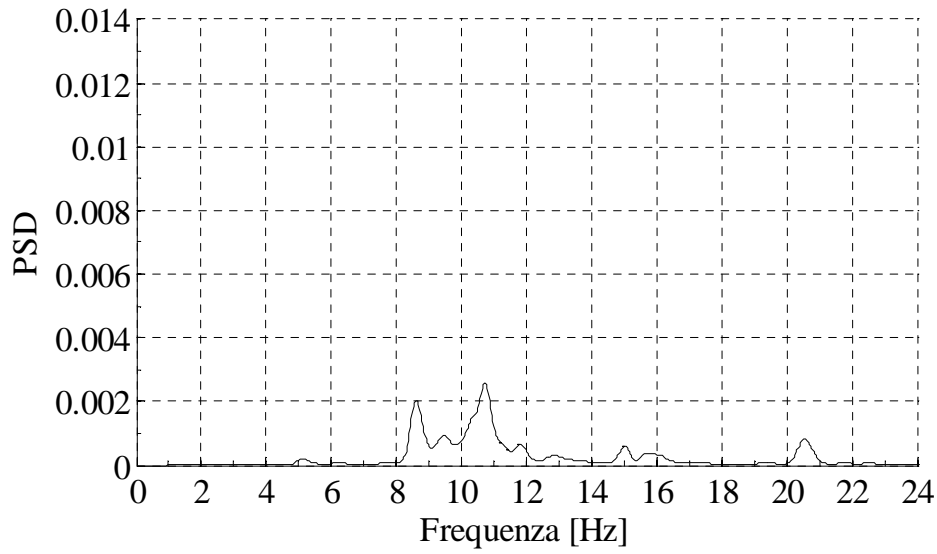
Deformata modale - Frequenza = 15.1 Hz; Smorzamento = 6.34%

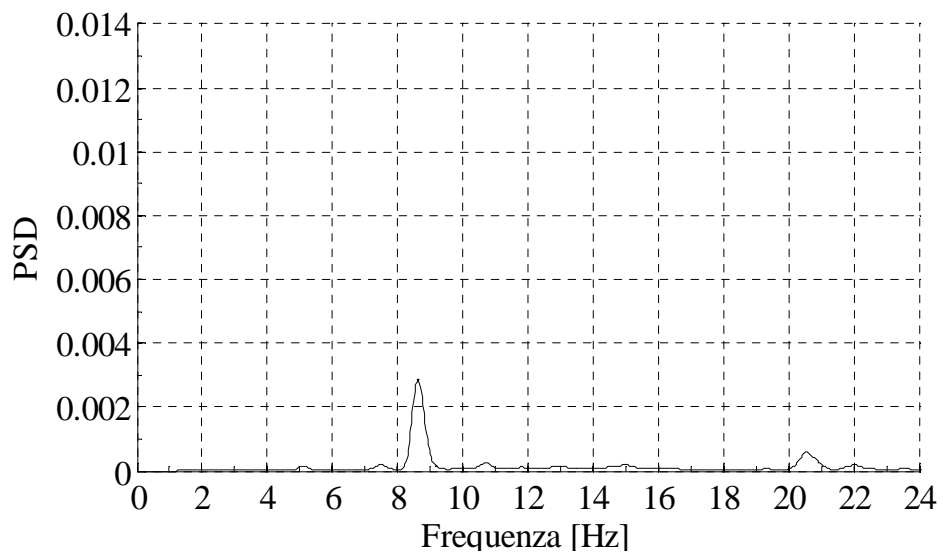
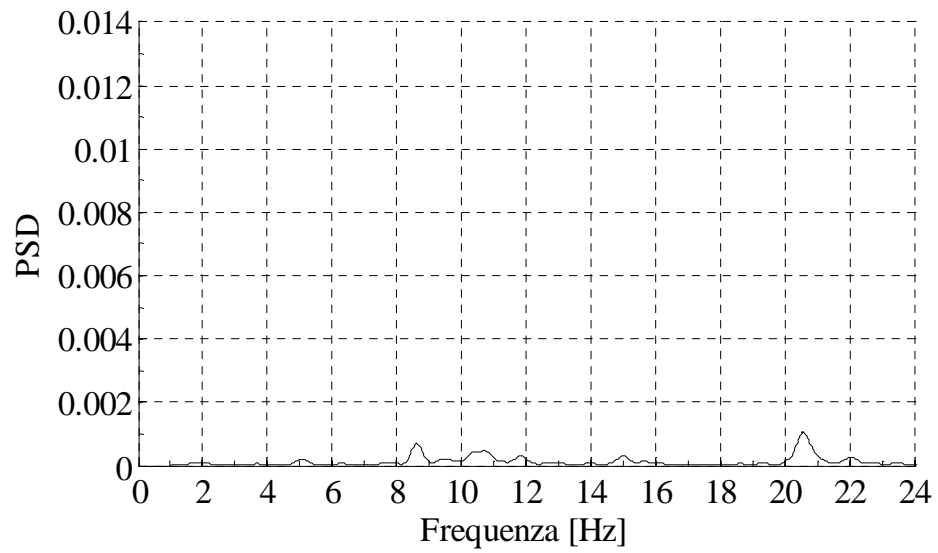
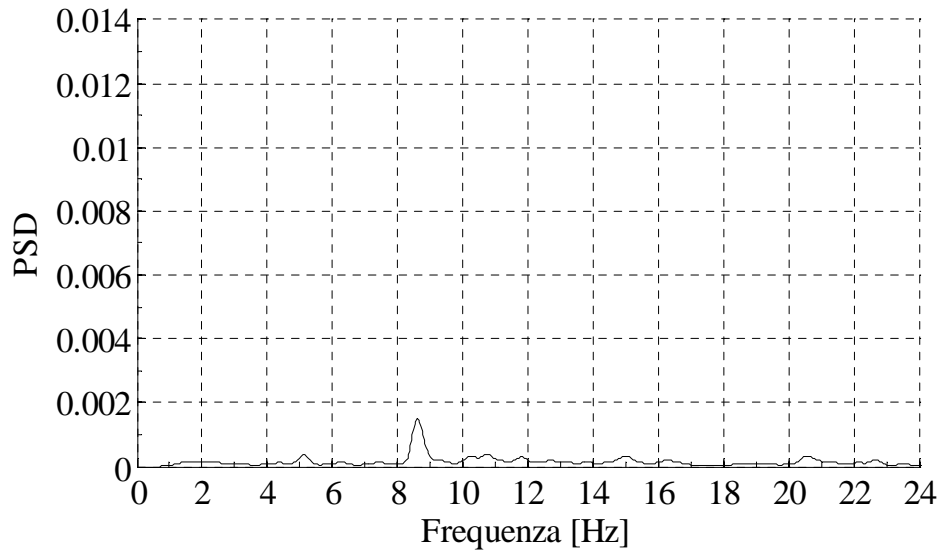


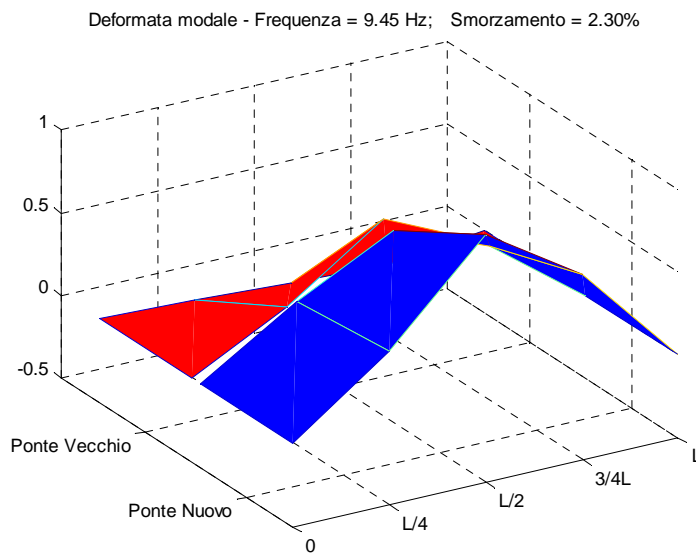
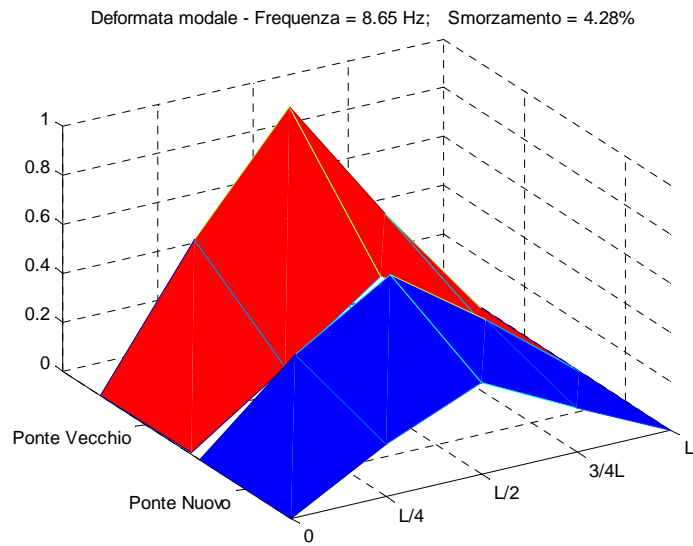
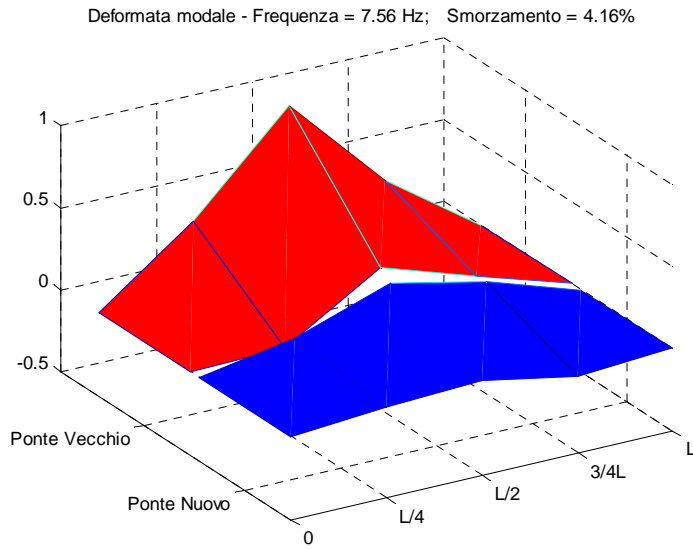
- **Record 27**



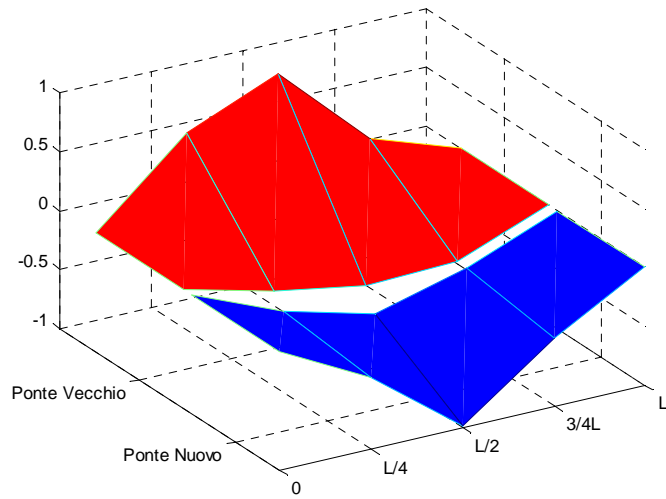




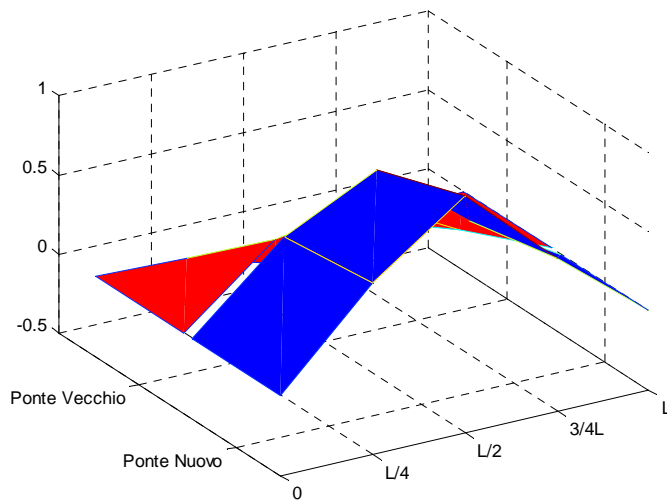




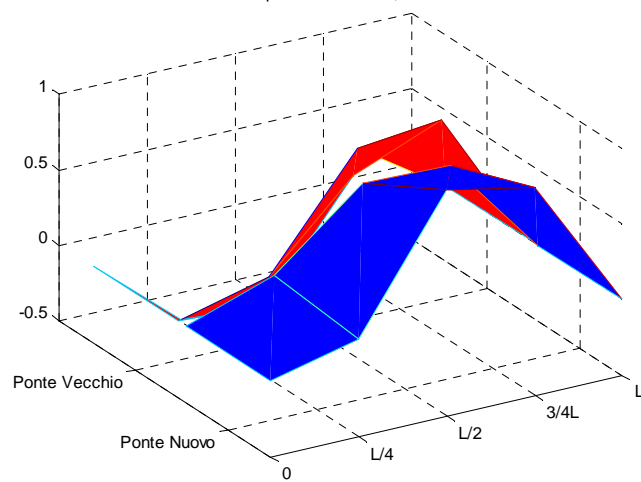
Deformata modale - Frequenza = 10.7 Hz; Smorzamento = 2.65%



Deformata modale - Frequenza = 11.8 Hz; Smorzamento = 2.28%



Deformata modale - Frequenza = 12.9 Hz; Smorzamento = 1.89%

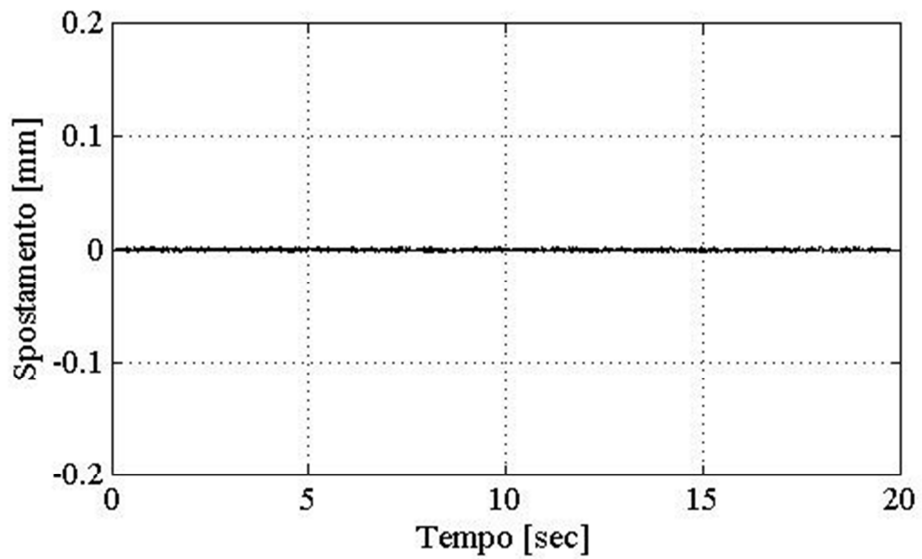
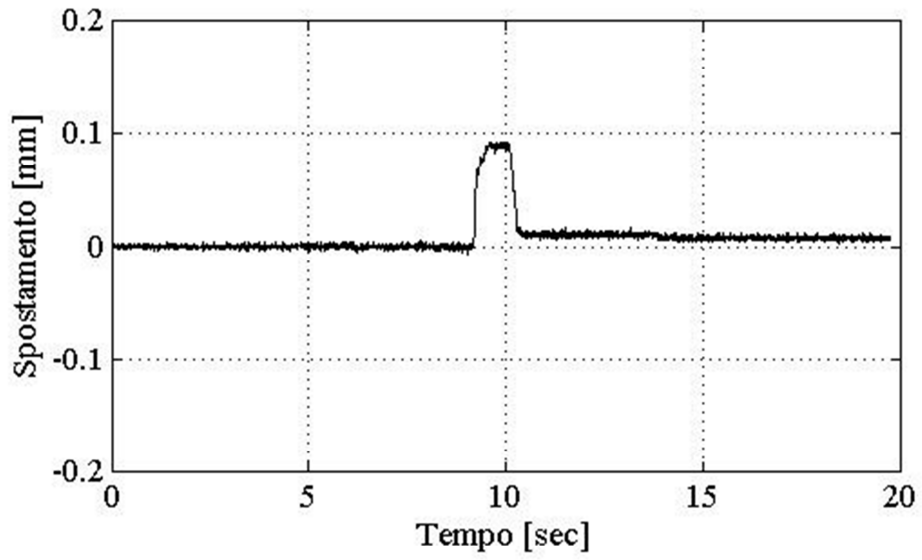


APPENDICE B

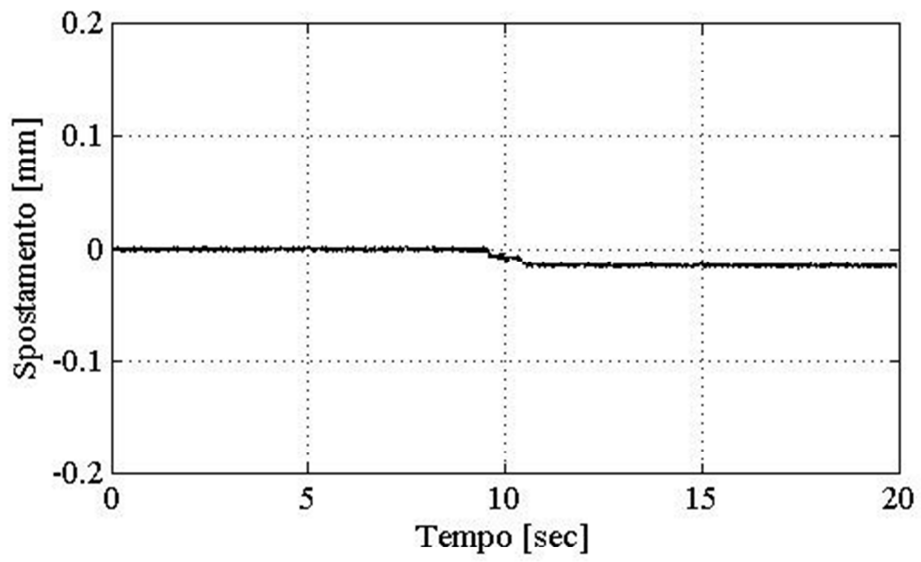
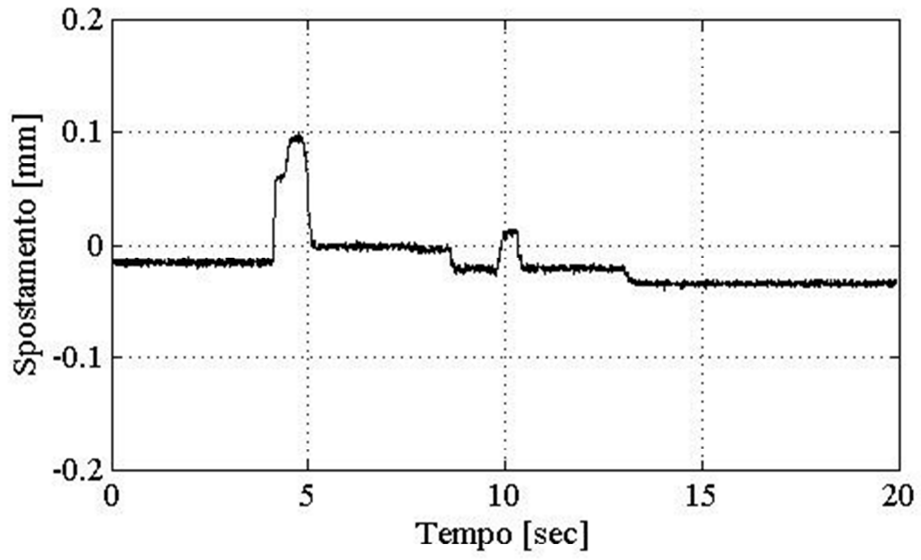
Si riportano nel seguito i grafici concernenti le frecce dinamiche acquisite durante le due giornate di prove dinamiche speditive eseguite il 03.05.2011 e il 05.05.2011. Nello specifico si riportano solamente i grafici dei record più significativi (prima si riporta il grafico relativo allo spostamento dell'impalcato di monte e poi quello relativo all'impalcato di valle).

1. **PROVA SPEDITIVA 03.05.2011**

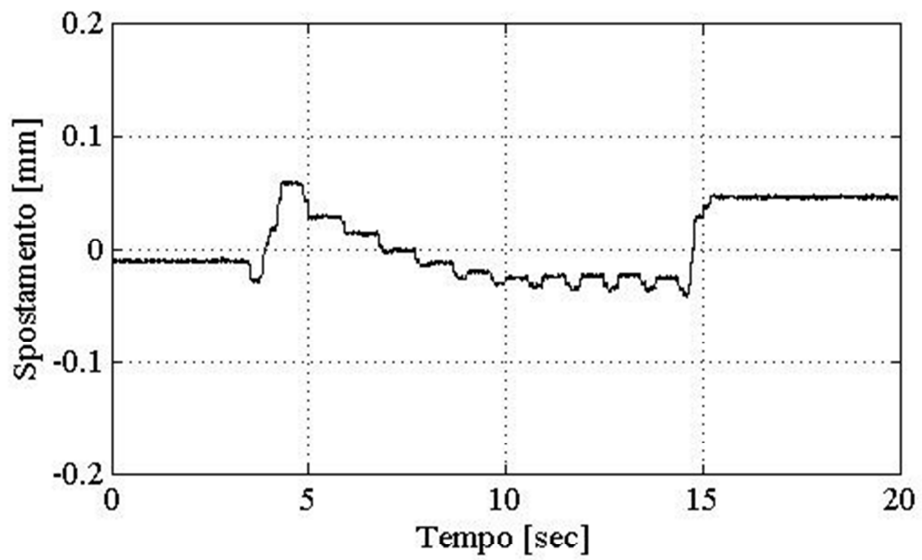
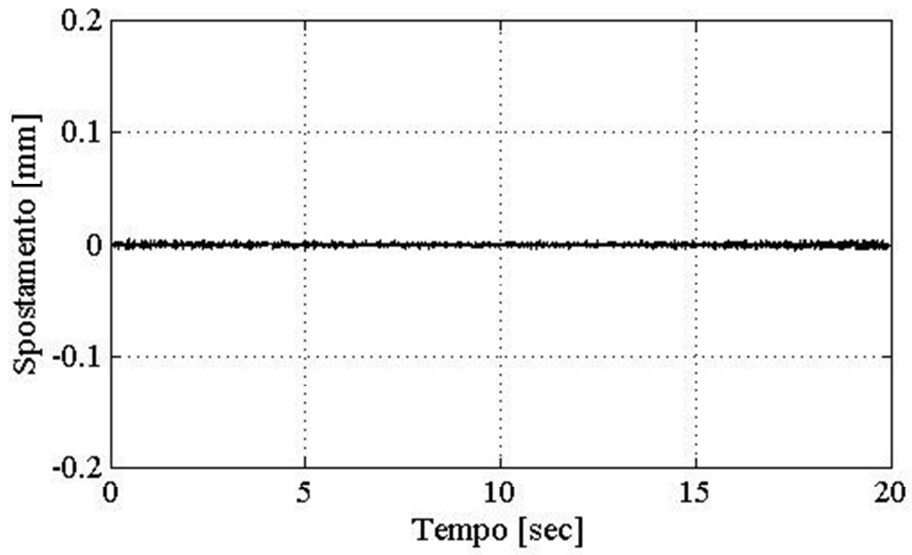
- *Record 1642*



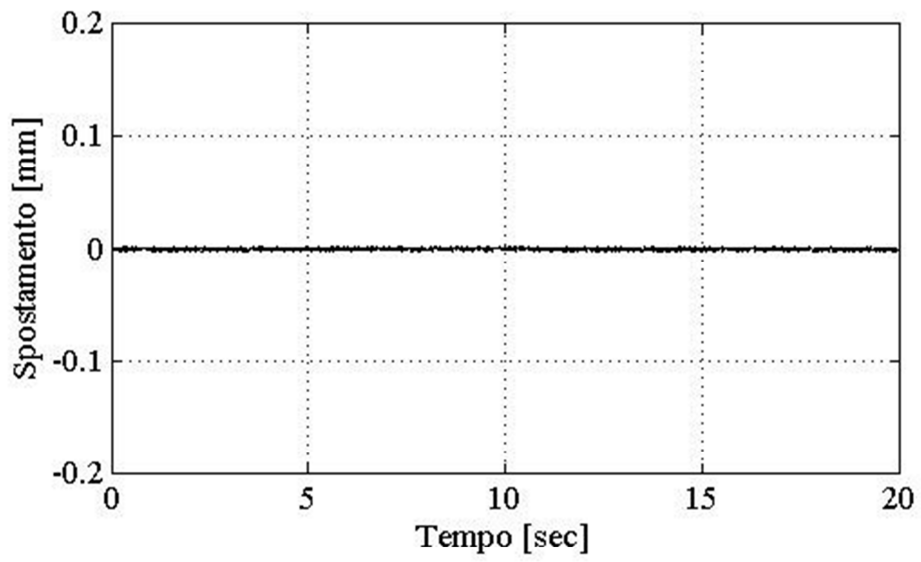
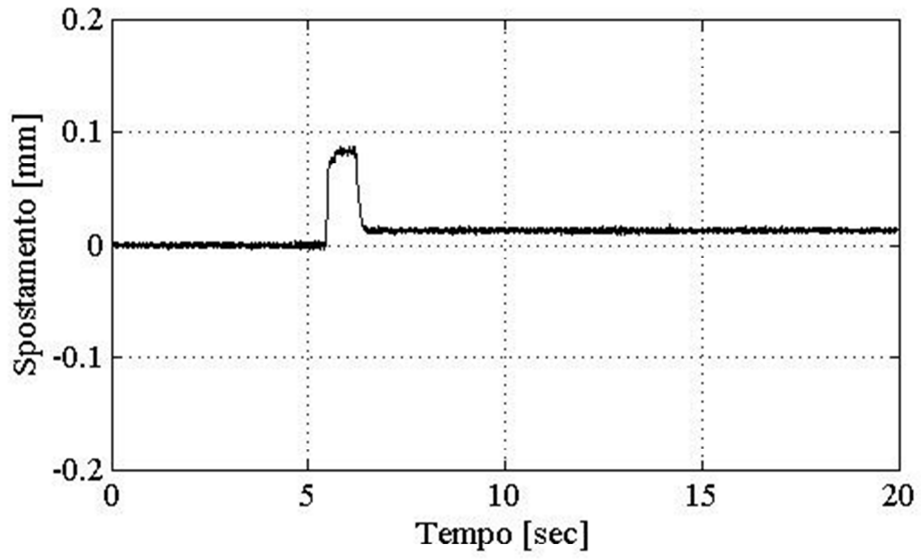
- *Record 1708*



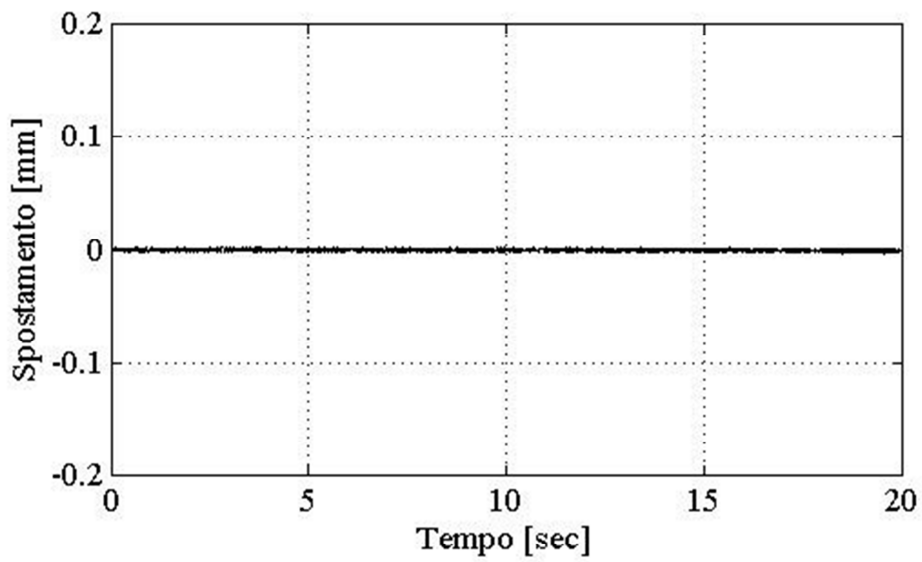
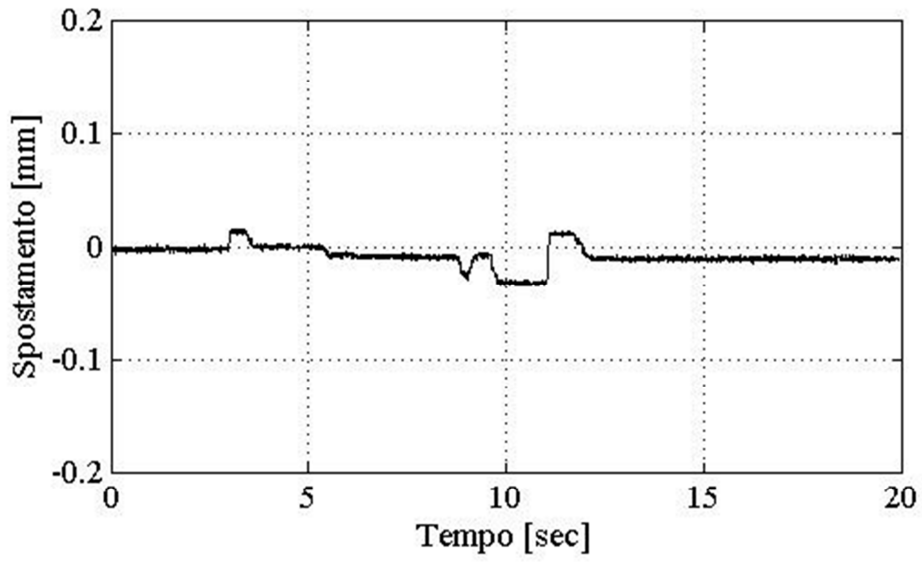
- *Record 1712*



- *Record 1718*

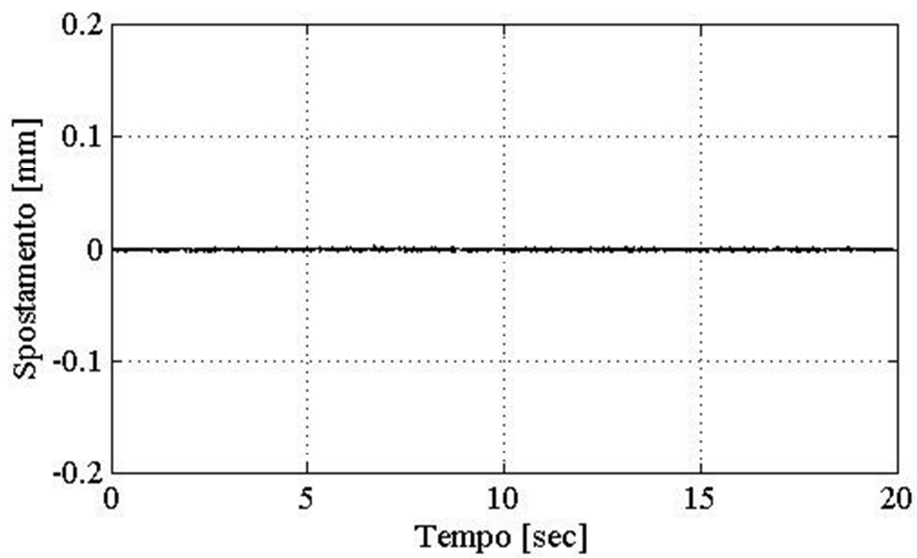
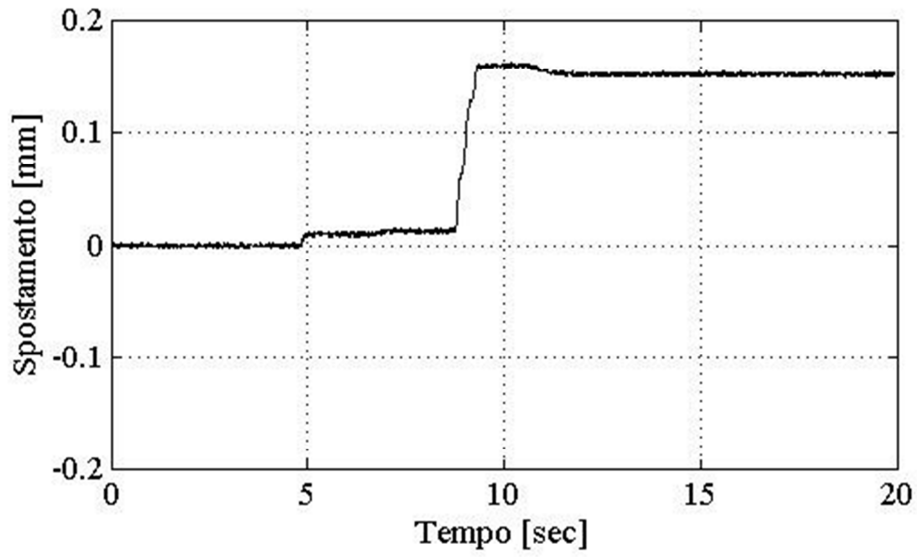


- *Record fff*

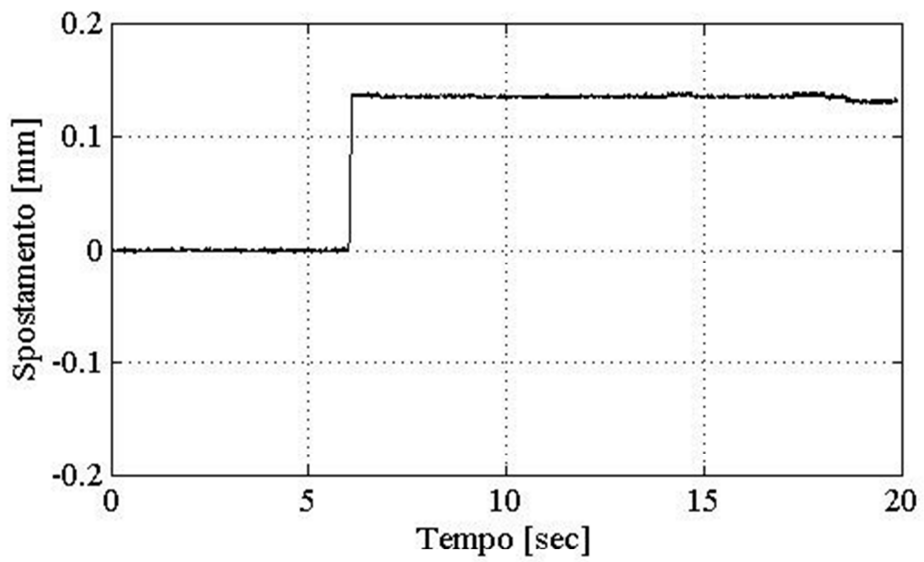
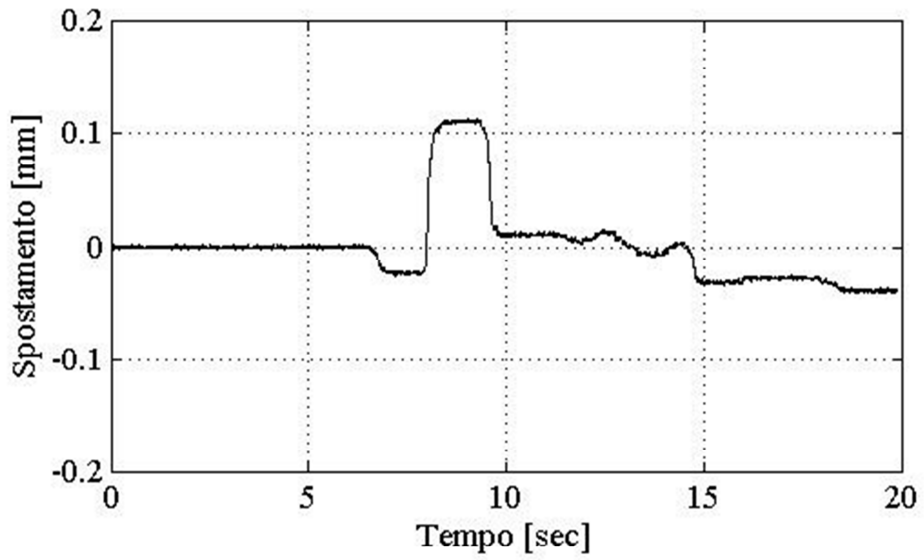


2. **PROVA SPEDITIVA 05.05.2011**

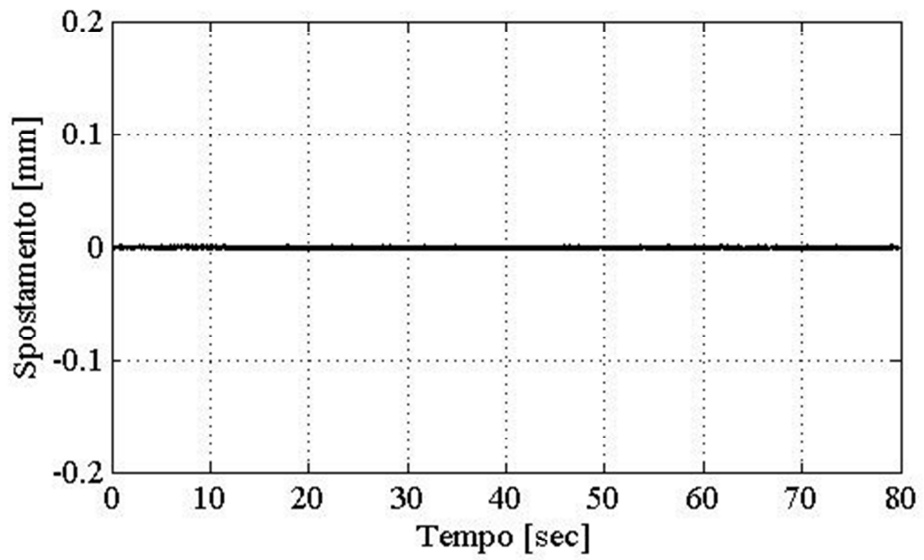
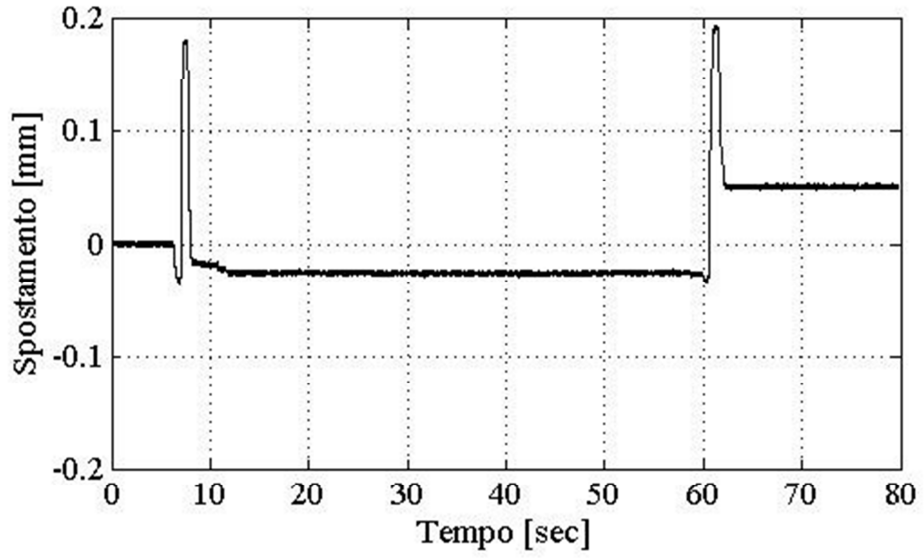
- *Record 1414*



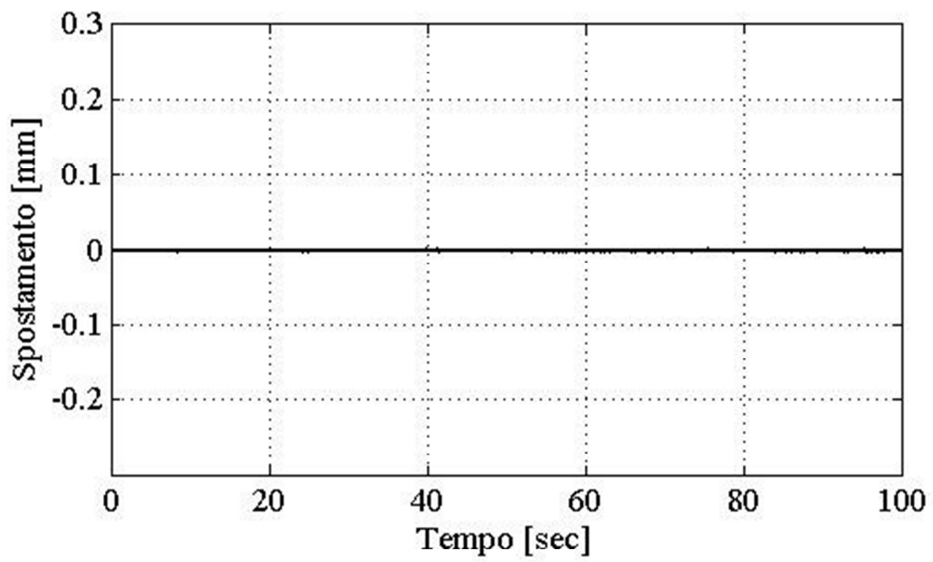
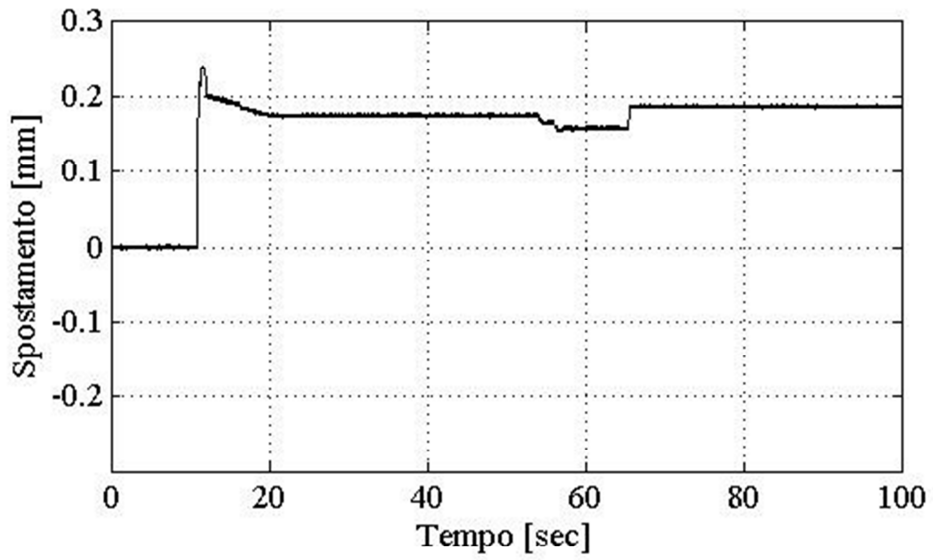
- *Record 1416*



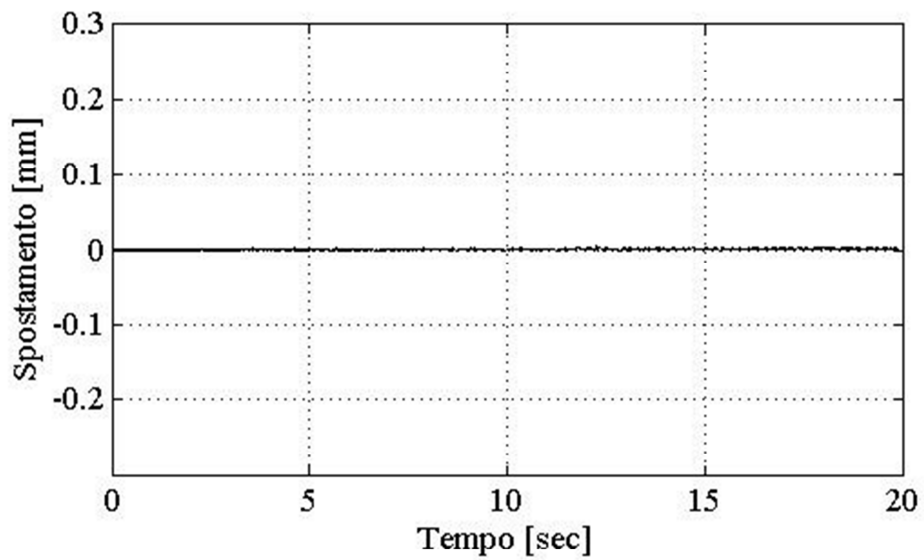
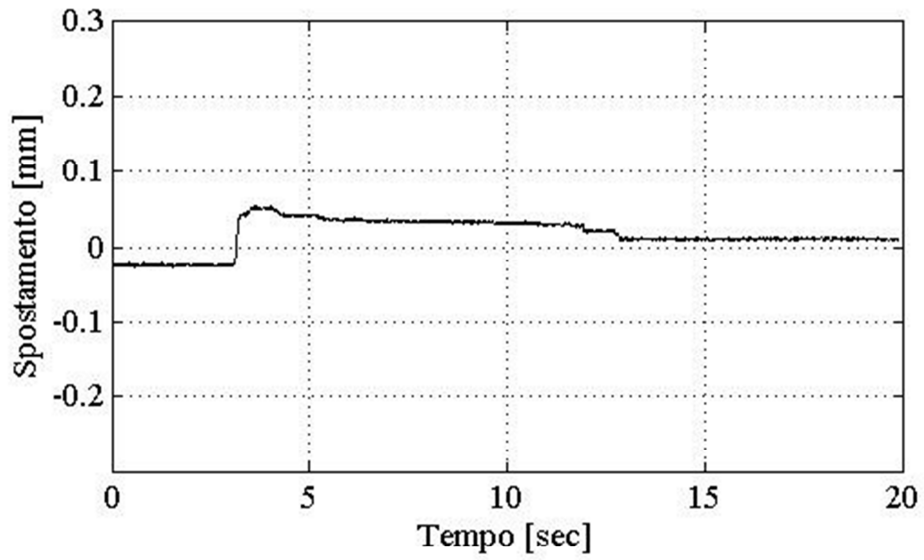
- *Record 1430*



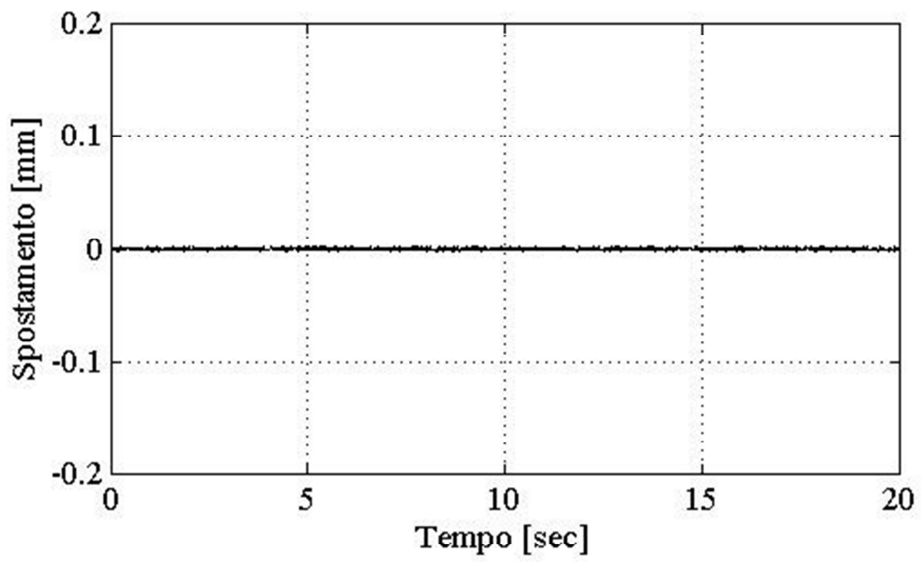
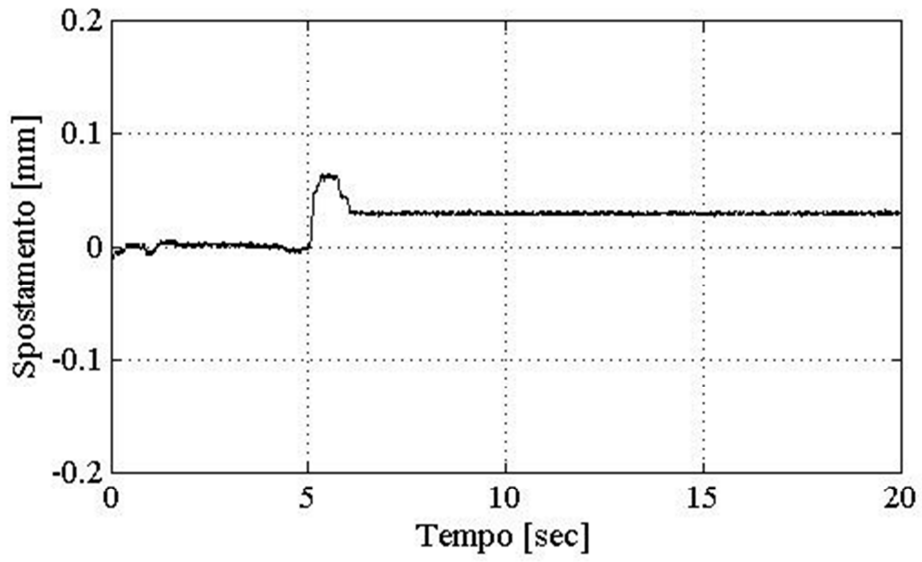
- *Record 1450*



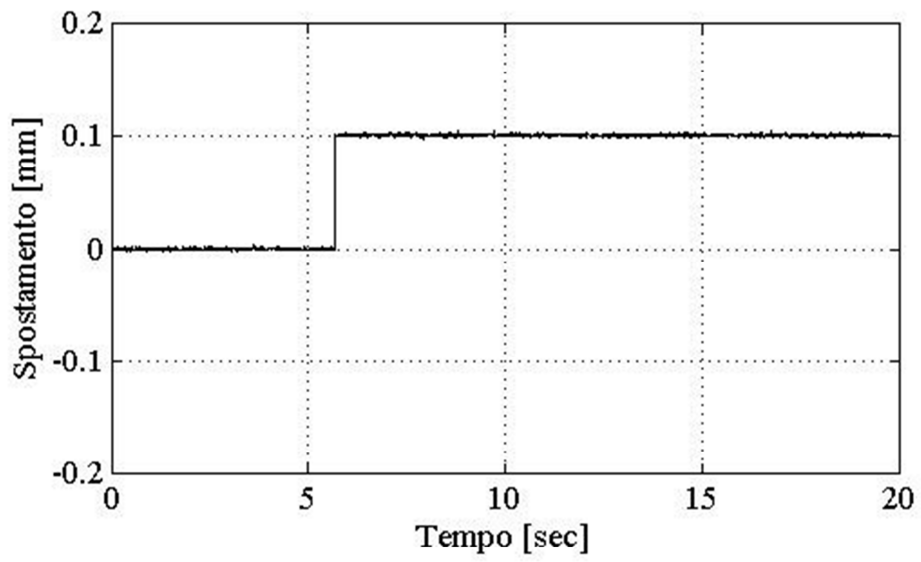
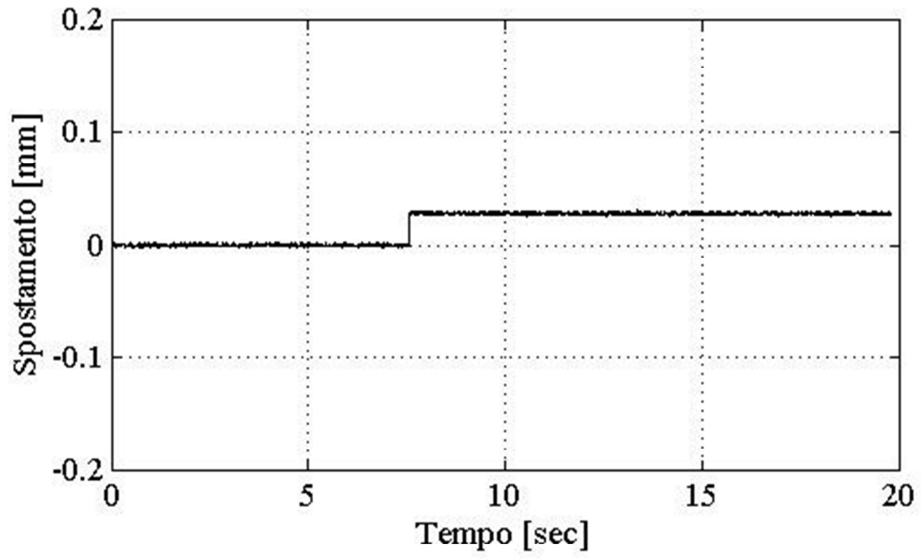
- *Record 1458*



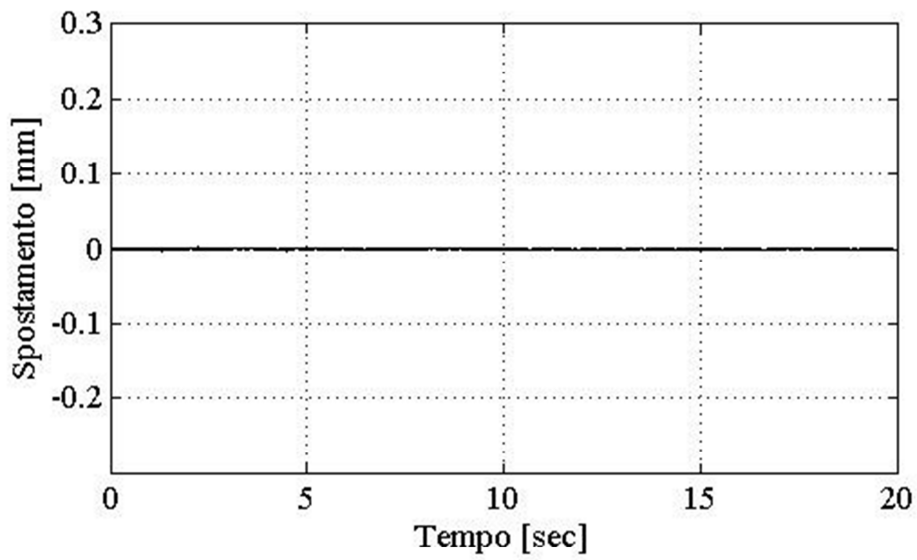
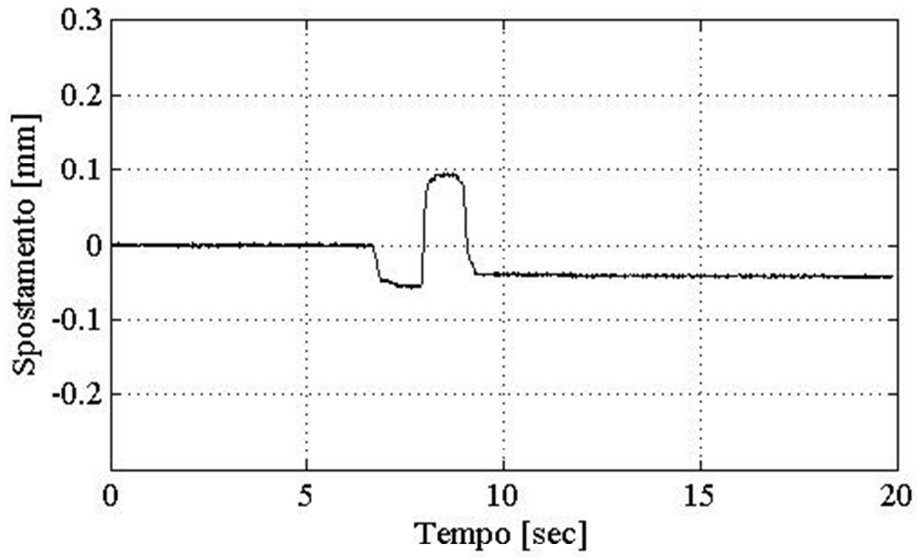
- *Record nbnmb*



- *Record nnn*



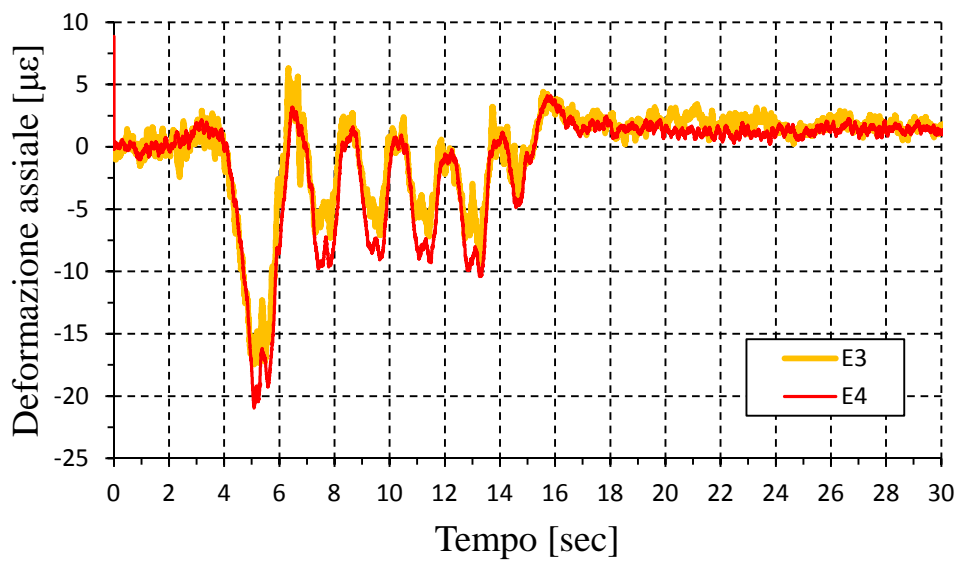
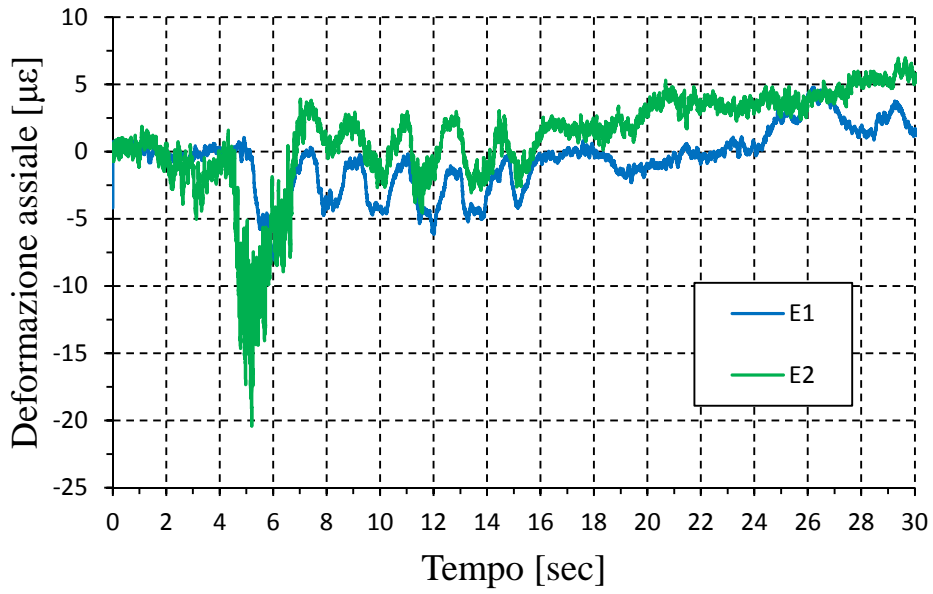
- *Record vento*

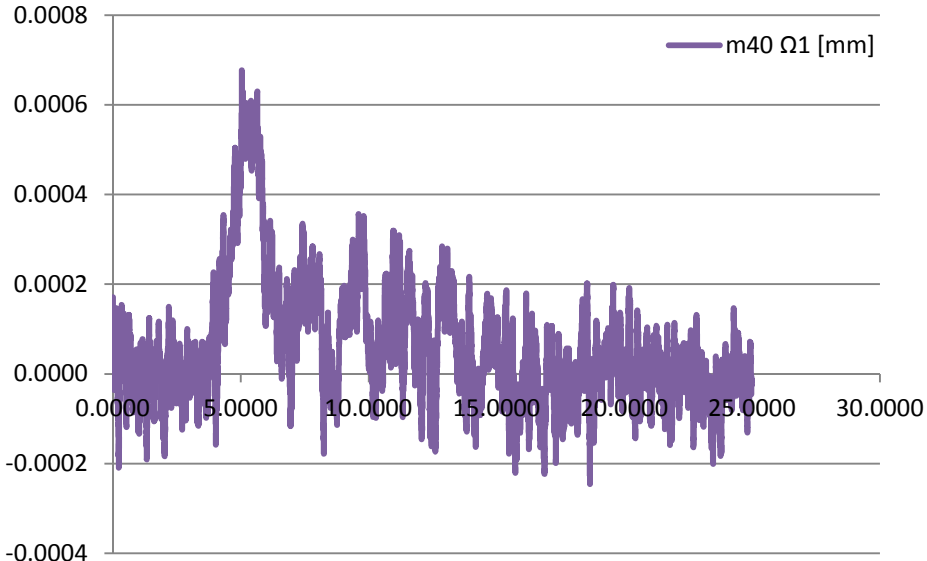
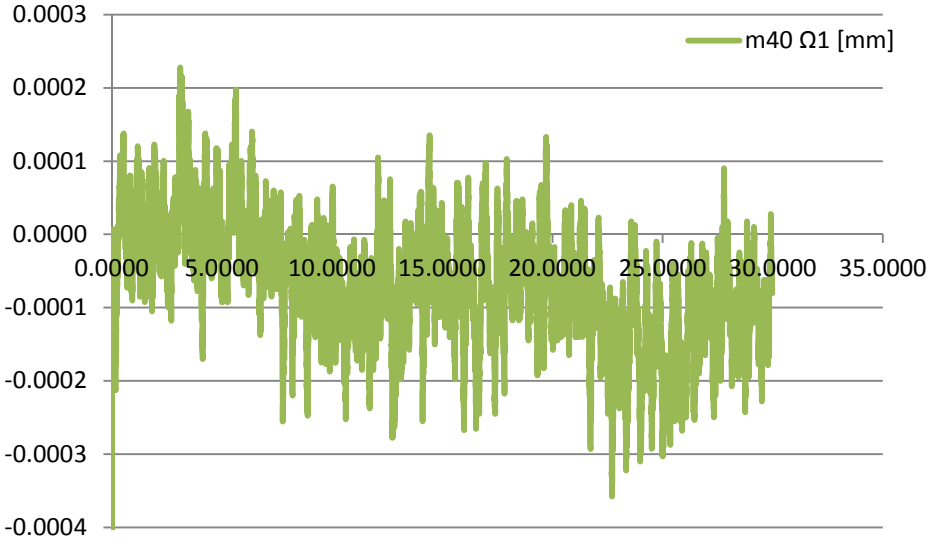


APPENDICE C

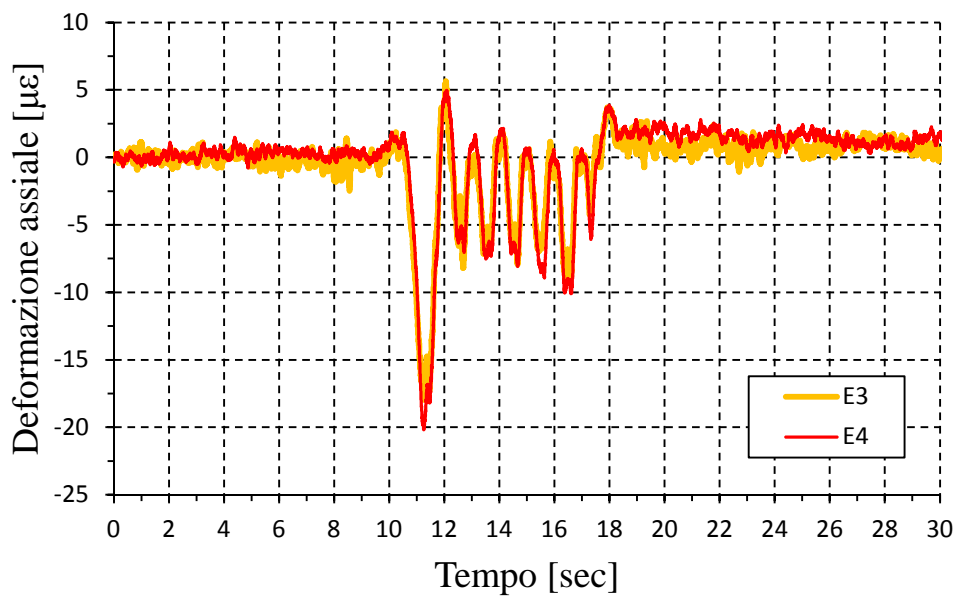
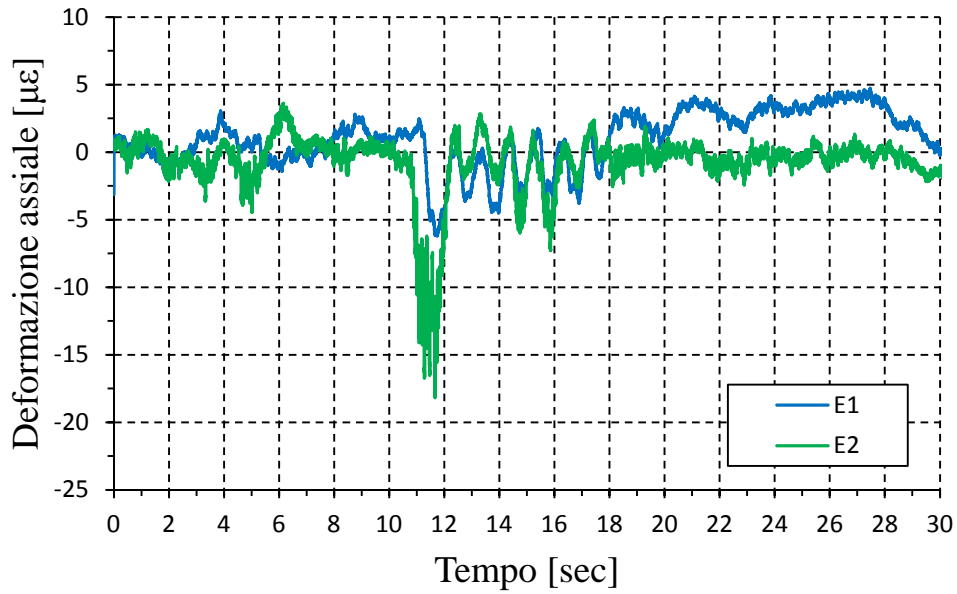
Si riportano nel seguito i grafici, più significativi, riguardanti le deformazioni assiali di due mattoni sovrapposti e del giunto di malta compreso tra questi, misurate rispettivamente mediante due estensimetri e un trasduttore ad omega durante la giornata di prova dinamica su timpano eseguita il 20.06.2011.

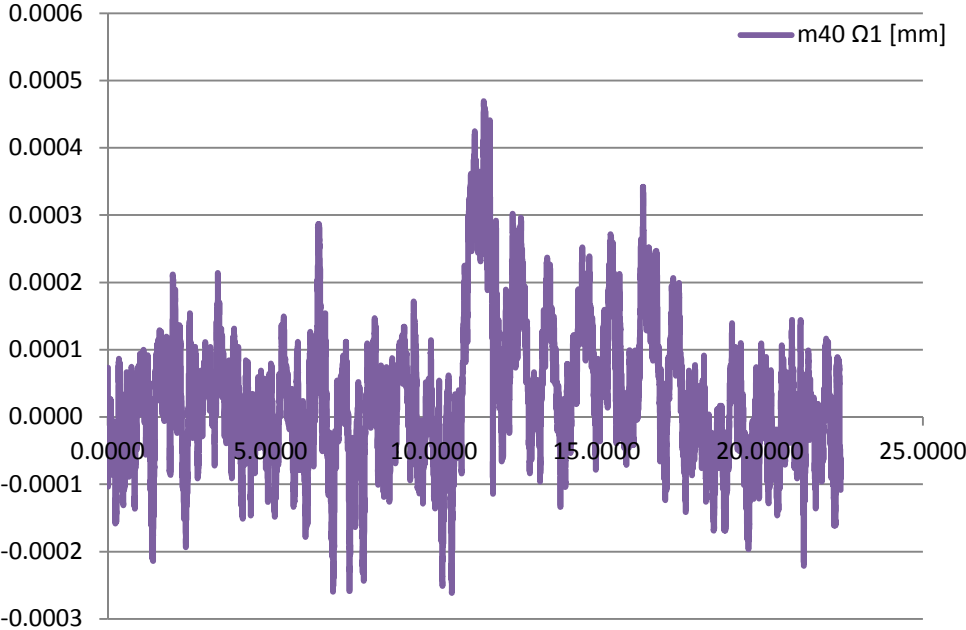
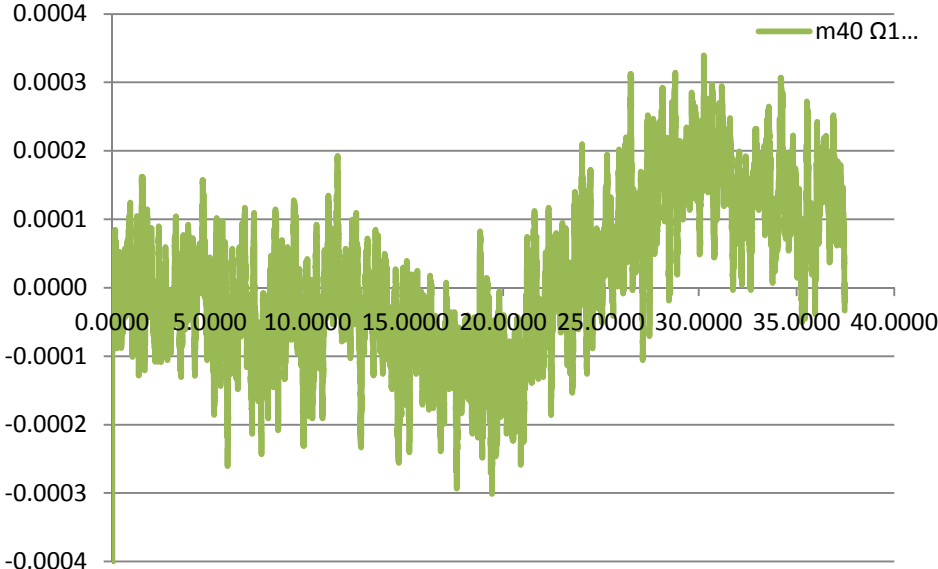
- *Record 1616*



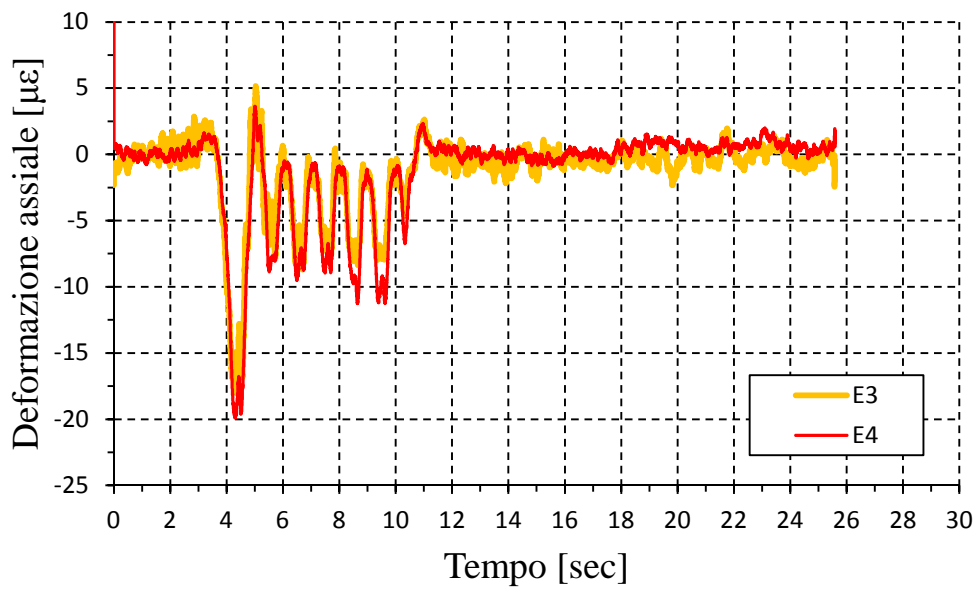
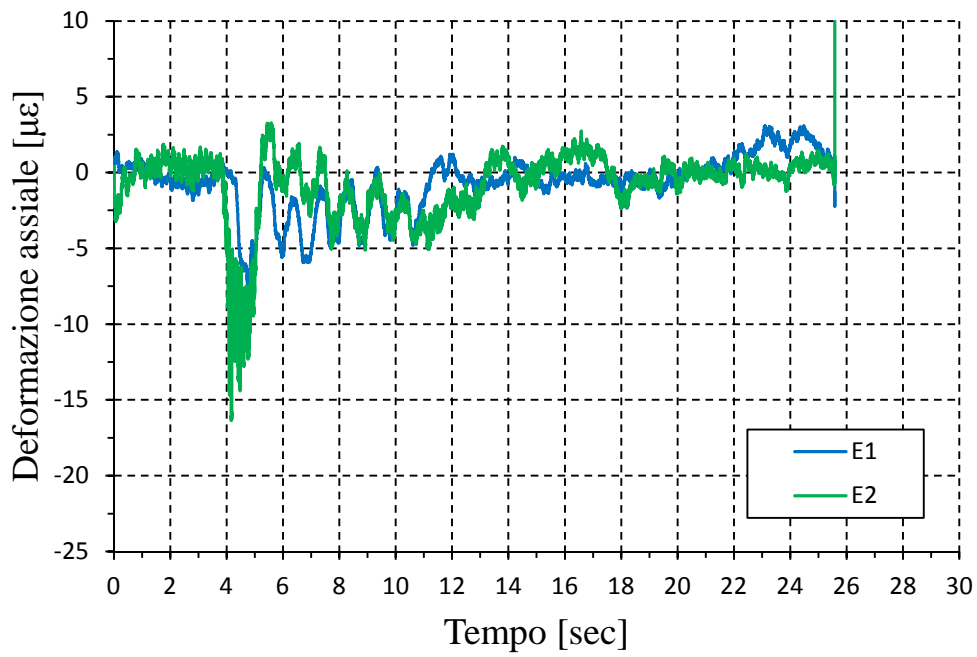


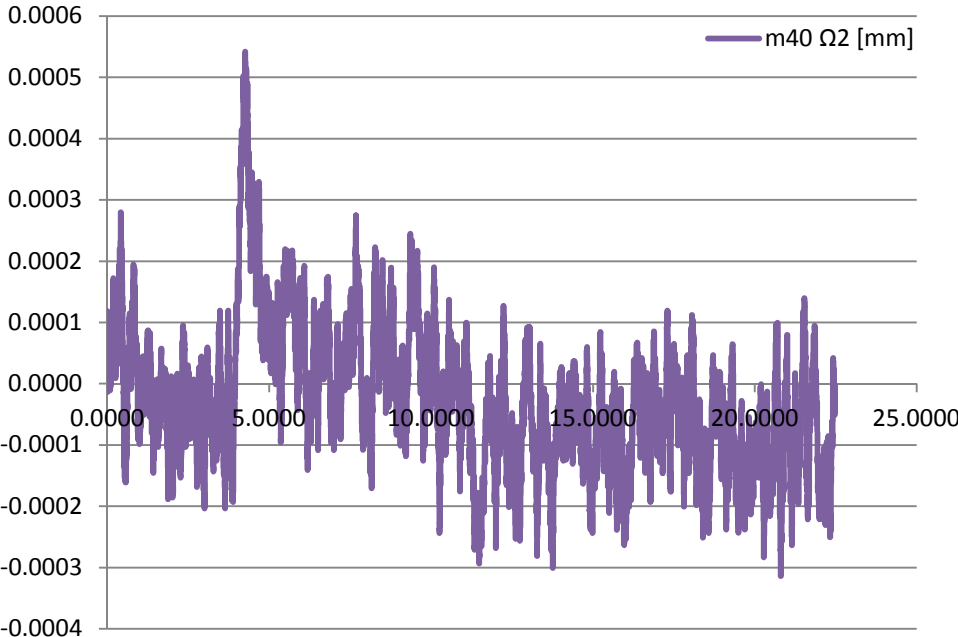
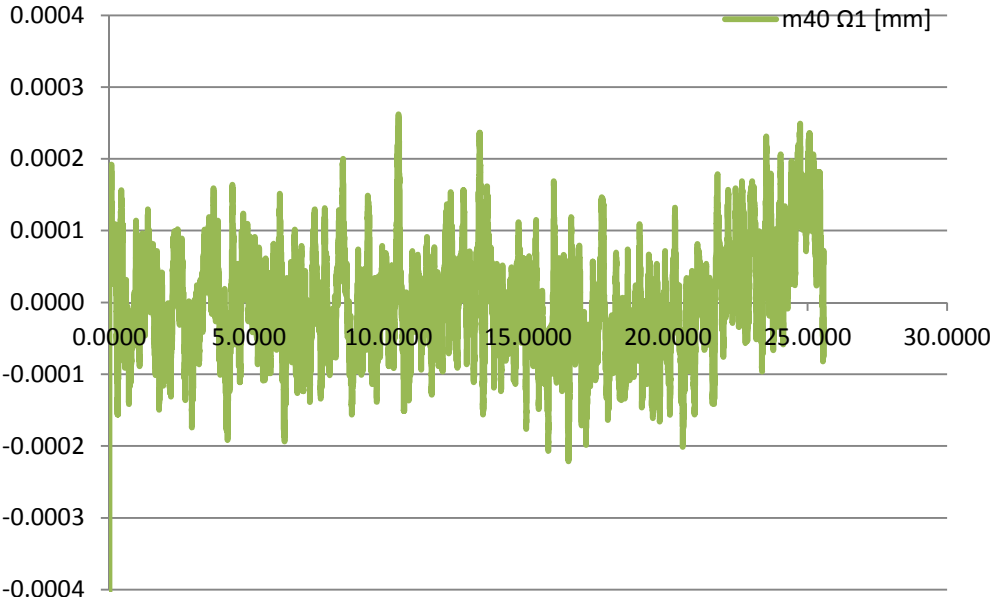
- *Record 1637*





- **Record 1639**





Bibliografia

<http://www.ingegneriasismica.net/Tematiche/2DS/2DSidentificazioneN/2DSidentificazioneN.htm>;

<http://etd.adm.unipi.it/theses/available/etd-10082004-144256/unrestricted/07AppendiceB.PDF> - Fast Fourier Trasform-FFT;

<http://www-dsp.elet.polimi.it/fondstiol/NoteFFT.pdf> - “Note sulla trasformata veloce di Fourier”;

C. Rainieri, G. Fabbrocino: “Identificazione dinamica automatica, problemi e prospettive di applicazione al monitoraggio strutturale in zona sismica”, estratto dal convegno Anidis 2009, Bologna;

C. Gentile: “Valutazione dello stato di conservazione dei ponti in cemento armato”, estratto dal convegno organizzato dal CIAS, “Ponti e viadotti: ispezioni visive e tecniche di risanamento”;

S. Lagomarsino, S. Resemini e B. Rossi, “Analisi teorico-sperimentale per la sicurezza dei ponti della linea ferroviaria Genova-Ovada”;

A.M. Ceci, D. Foti, V. Gattulli, M. Lepidi, M. Mongelli, F. Potenza, “Edificio A della facoltà di ingegneria dell’Aquila: misure della risposta dinamica strutturale alle azioni ambientali”;

“Fondamenti di dinamica e vibrazione delle strutture” - Volume primo: Sistemi discreti - Erasmo Viola;

Norma UNI EN 772-1 “Metodi di prova per elementi di muratura – Determinazione della resistenza a compressione” 2011;

Norma UNI 9739/90 “Elementi di laterizio per solai – Metodi di prova 1990”;

Pascale G., Bonfiglioli B., Colla C., “Tecniche di indagine non distruttiva per la diagnostica strutturale della muratura, alla luce delle recenti normative antisismiche.

GRAZIE...

Prima di tutto vorrei ringraziare il **Prof. Ing. Marco Savoia** per la fiducia accordatami proponendomi questa tesi. Ringrazio fortemente il **Prof. Ing. Claudio Mazzotti** che mi ha accompagnato dalla laurea triennale a quella specialistica, fino a raggiungere questo traguardo, sopportando le mie paranoie e aiutandomi a superarle. Vorrei ringraziare anche il **Prof. Ing. Loris Vincenzi** per l'infinita disponibilità e per avermi illuminato sulle funzioni di Matlab!

Per i ringraziamenti "divertenti", penso sia giusto cominciarli a scrivere in questo momento...oggi 25 Luglio sarà la mia ultima notte in **casa Petrarca**...ed è proprio lei che ringrazio...mi ha regalato 6 anni di alti e bassi... ma soprattutto mi ha fatto incontrare delle persone che rimarranno per sempre nel mio cuore!

I primi anni non sono stati molti facili, anzi sono stati un po' traumatici...ma non siamo tutti uguali...c'est la vie!!! Però poi ad aiutarmi è arrivata la saggia **Danti**...che regalandomi perle di saggezza a qualunque ora del giorno e della notte passeggiando semplicemente nel corridoi sapeva come tirarmi su il morale assieme all'imprevedibile **Cri**...due persone che, anche se non vedo e sento da tempo, rimangono comunque due grandi amiche. E come non parlare del **Mapone**...una ragazza più sfortunata e maldestra di me...non pensavo potesse esistere!!! Poi la dolce **Giulia**, con cui ho trascorso 2 anni di stretta convivenza...e spero di rincontrarla al suo battesimo-matrimonio :). Ed ora veniamo all'ultimo anno...grazie **Anna** e **Ro**...veramente...mi sono divertita un sacco con voi due...mi mancherete molto...di più non riesco a scrivere... posso solo dire: Sergio sei uno di noi!!!

Un grazie particolare va al gruppo "**via Crucis**"...con cui spero di non perdere i rapporti MAI (è quasi una minaccia, ora che vi ho trovate non vi mollo più!), un gruppo così eterogeneo di personalità e stili non si era mai visto ma è bello per

questo...no?! (ringrazio ulteriormente Mapo e FQ per averci fatto incontrare!!). Poi devo ringraziare anche la mia ultima casa Bolognese... **casa Borrelli** (Mapo sei come il prezzemolo... e mi fermo qui per autocensura e perché ti sei accollata l'ultimo mio mese di tesi... cosa che non tutti avrebbero fatto!!) grazie ad **Enza** per avermi cucinato i “buonissimi” sfringili... penso che da stanotte non li scorderò mai più...!!

Bene! Ora tocca ai miei compagni di avventura! **Carlotta**... me e te non so se siamo fatte per fare questo tipo di lavoro... probabilmente ci incontreremo fra qualche anno a lavorare insieme in un canile!! Comunque è stato un piacere averti accanto da Meccanica delle Strutture (stendiamo un velo pietoso) fino ad oggi 3 Ottobre... ti voglio bene! **Vale**... grazie anche a te per il sostegno sia all'università che fuori... sei stata un “pilastro portante” della mia esperienza nella laurea specialistica! Un grazie speciale va anche oltre oceano... all'**Elide** e all'**Irene**... che mi hanno “abbandonato” per inseguire il loro sogno...!

E poi grazie anche ai **ragazzi del CIRI**... che in questi ultimi mesi ho sfruttato in tutto e per tutto... soprattutto **Francesco**... grazie per il tempo perso a spiegarmi mille volte le stesse cose... le medie mobili... entità sconosciute ma che ora fanno parte di me... come anche matlab, excel, labview,...!!

Ed ora passo alla famiglia... innanzitutto ricordo a mio **babbo** che mi aveva fatto una promessa l'anno scorso... ed ora la deve mantenere, quindi **BABBO**... smetti di fumare!!! **Mamma**... lo so che sono disordinata, disorganizzata, maldestra, spendacciona, ecc... prometto che migliorerò... ora si deve crescere, ahimè... Comunque a parte gli scherzi, grazie per avermi dato questa opportunità... e per aver creduto sempre in me anche quando neanche io ci credevo... quindi, semplicemente, GRAZIE!!

Mat... grazie anche a te... perché so che anche se non ti fai sentire molto spesso... infondo so che per me ci sei e sarai sempre... o almeno lo spero!!

E i miei **nonni**... grazie dieci, cento, mille volte per il vostro sostegno...

Ed infine... **Tizio**... volano... le libellule... sopra gli stagni e le pozzanghere in città... sembra... che se ne fregino, della ricchezza che ora viene e dopo va... eccoti... sei tutto un fremito... eh lo so... in quest'anno... ti ho lasciato da solo la sera senza di me... ti ho lasciato da solo davanti al cielo... ma lo so... ti riconosco... perché hai le tasche piene di sassi, le scarpe piene di passi, la faccia piena di schiaffi, il cuore pieno di battiti e gli occhi pieni di me!!
Ricordati che sei tu quello con cui voglio stare quando il sole cade dietro al mare... GRAZIE per tutto quello che hai fatto e hai dovuto sopportare!

Valentina