



POLITECNICO DI TORINO

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

Tesi di Laurea Magistrale

Dynamic behaviour of the Streicker Bridge under human-induced loads

RELATORE:

Prof. Marco Domaneschi

CORRELATORI:

Prof. ssa Fiammetta Venuti

Prof. ssa Maria Gabriella Mulas

CANDIDATO:

Umberto Verardo

Anno accademico 2019-2020

Elenco delle figure

2.1	Rappresentazione delle GRF [31]	8
2.2	Componente verticale delle GRF per maschi e femmine in funzione della velocità e normalizzate rispetto al peso del corpo [20]	9
2.3	Componenti verticali delle GRF per entrambi i piedi e per due differenti velocità [18]	10
2.4	Parametri del passo [20]	11
2.5	Distribuzione gaussiana delle frequenze del passo dell'uomo [35]	12
2.6	Funzione di densità spettrale dell'andatura dell'uomo [27] . .	13
2.7	DLF per una singola persona [30]	14
2.8	Distribuzione normalizzate delle DLF fino alla tera armonica [29]	15
2.9	modello Mass-Spring-Damper per modellare l'interazione uomo-struttura [17]	16
3.1	Ubicazione sulla mappa di Princeton, New Jersey (Google Maps)	19
3.2	Ubicazione sulla mappa del Campus dell'università di Princeton (Google Maps)	20
3.3	Streicker Bridge - Princeton University Campus [1]	20
3.4	Pianta dello Streicker Bridge [1]	21
3.5	Elevazione dello Streicker Bridge [1]	21
3.6	Schema dello Streicker Bridge con piloni e <i>spandrels</i>	22
3.7	Piloni dello Streicker Bridge (Copia di cortesia , prof. Glisic)	23
3.8	Schema dello sviluppo del pilone (Copia di cortesia, prof. Glisic)	23
3.9	<i>Spandrels</i> dello Streicker Bridge (Copia di cortesia, prof. Glisic)	24
3.10	Elevazione dell'arco (Copia di cortesia, prof. Glisic)	25
3.11	Sezione trasversale in P6 e P7 (Copia di cortesia, prof. Glisic)	26
3.12	Sezione trasversale in P5 e P8 (Copia di cortesia, prof. Glisic)	26
3.13	Sezione trasversale in P4 e P9 (Copia di cortesia, prof. Glisic)	26

3.14	Sezione trasversale in P3 e P10 (Copia di cortesia, prof. Glisic)	27
3.15	Sezione trasversale per le gambe (Copia di cortesia, prof. Glisic)	27
3.16	Dettagli dell'appoggio della spalla a ovest (Copia di cortesia, prof. Glisic)	29
3.17	Dettagli del rinforzo elastomerico dell'appoggio (Copia di cortesia, prof. Glisic)	30
3.18	Fondazione ovest dell'arco e del pilone P3 (Copia di cortesia, prof. Glisic)	30
3.19	Disegno della fondazione (Copia di cortesia, prof. Glisic)	31
3.20	Fondazione est dell'arco e del pilone P10	31
3.21	Disegno dei dettagli della fondazione P11S (Copia di cortesia, prof. Glisic)	32
3.22	Disegno dei dettagli della fondazione P11S da google Maps	32
3.23	Disegno del collegamento pilone-impalcato in P5 (Copia di cortesia, prof. Glisic)	33
3.24	Disegno del piano trasversale del collegamento pilone-impalcato in P5 (Copia di cortesia, prof. Glisic)	33
4.1	Posizione dei sensori in elevazione, in pianta e nella sezione trasversale [1]	38
4.2	Sensori di deformazione e di temperatura attaccati alle barre di acciaio [1]	38
4.3	Linee di influenza [1]	40
4.4	Quattro macchine da golf usate come carico viaggiante [1]	40
4.5	Test dinamico [1]	41
4.6	Risultati processati da Domaneschi [3]	43
4.7	Tabella 1 di [3]	43
4.8	Test setup e impiego dell'ALE sul ponte [2]	44
4.9	Setup quasi-statico [2]	45
4.10	Dettaglio del TH registrato durante il test quasi statico [2]	45
4.11	Dettaglio della PSD valutata dal test registrato TH quasi statico [2]	46
4.12	Dettaglio del test TH registrato con un input di sollecitazione di 3 Hz [2]	46
4.13	Dettaglio del test TH registrato con un input di sollecitazione di 3 Hz [2]	47
4.14	Dettaglio del test TH registrato con un input di sollecitazione di 3 Hz [2]	47
4.15	Dettaglio del test TH registrato con un input di sollecitazione di 3 Hz [2]	48

5.1	Sezione trasversale rettangolare	51
5.2	Geometria delle linee d'asse del modello A	52
5.3	Assegnazione della sezione trasversale dell'impalcato del modello A	53
5.4	Sezione trasversale del tubo	54
5.5	Visione estrusa del modello A	55
5.6	Vincolo di corpo rigido del pilone P3	55
5.7	Geometria con vincoli del modello A	57
5.8	Elementi del modello B	58
5.9	Modello B con <i>joint restraints</i>	59
5.10	Elementi del modello C	60
5.11	Elementi del modello C	62
6.1	macchine da golf	67
6.2	Linea di influenza in P8	68
6.3	Confronto tra linee di influenza: in alto modelli sviluppati, in basso linea di sviluppata in [1]	69
6.4	Linea di influenza in P11h12	70
6.5	Impronta "estesa" (a sinistra) e impronta "concentrata" (a destra)	71
6.6	Linea di influenza in P8	72
6.7	Linea di influenza in P10	73
6.8	Linea di influenza in P11h12	74
6.9	1 Modo: flessionale nel piano orizzontale e antisimmetrico	77
6.10	2 Modo: flessionale e antisimmetrico	78
6.11	3 Modo: flessionale e simmetrico	79
6.12	4 Modo: flessionale nel piano orizzontale e antisimmetrico	80
6.13	5 Modo: flessionale e antisimmetrico	81
6.14	6 Modo: flessionale nel piano orizzontale e antisimmetrico	82
6.15	7 Modo: flessionale e simmetrico	83
6.16	Descrizione qualitativa delle forme modali	84
7.1	Forzante	90
7.2	Elementi del modello C	91
7.3	Definizione del modello geometrico	92
7.4	<i>Keypoints</i> del modello geometrico	92
7.5	<i>hardpoints</i>	93
7.6	Posizione (in alto) e <i>time history</i> dell'accelerazione (in basso) del nodo 472	96
7.7	PSD del nodo 472	96

7.8	Posizione (in alto) e <i>time history</i> dell'accelerazione (in basso) del nodo 346	97
7.9	PSD del nodo 346	98
7.10	Posizione (in alto) e <i>time history</i> dell'accelerazione (in basso) del nodo 337	99
7.11	PSD del nodo 337	99
7.12	Posizione (in alto) e <i>time history</i> dell'accelerazione (in basso) del nodo 328	100
7.13	PSD del nodo 328	101
7.14	Posizione (in alto) e <i>time history</i> dell'accelerazione (in basso) del nodo 310	101
7.15	PSD del nodo 310	102
7.16	Posizione (in alto) e <i>time history</i> dell'accelerazione (in basso) del nodo 301	103
7.17	PSD del nodo 301	104
7.18	Posizione (in alto) e <i>time history</i> dell'accelerazione (in basso) del nodo 472	104
7.19	PSD del nodo 472	105
7.20	Posizione (in alto) e <i>time history</i> dell'accelerazione (in basso) del nodo 346	106
7.21	PSD del nodo 346	106
7.22	Posizione (in alto) e <i>time history</i> dell'accelerazione (in basso) del nodo 337	107
7.23	PSD del nodo 337	108
7.24	Posizione (in alto) e <i>time history</i> dell'accelerazione (in basso) del nodo 328	108
7.25	PSD del nodo 328	109
7.26	Posizione (in alto) e <i>time history</i> dell'accelerazione (in basso) del nodo 310	110
7.27	PSD del nodo 310	110
7.28	Posizione (in alto) e <i>time history</i> dell'accelerazione (in basso) del nodo 301	111
7.29	PSD del nodo 301	112
7.30	Posizione (in alto) e <i>time history</i> dell'accelerazione (in basso) del nodo 472	113
7.31	PSD del nodo 472	114
7.32	Posizione (in alto) e <i>time history</i> dell'accelerazione (in basso) del nodo 346	114
7.33	PSD del nodo 346	115

7.34	Posizione (in alto) e <i>time history</i> dell'accelerazione (in basso) del nodo 337	116
7.35	PSD del nodo 337	117
7.36	Posizione (in alto) e <i>time history</i> dell'accelerazione (in basso) del nodo 328	117
7.37	PSD del nodo 328	118
7.38	Posizione (in alto) e <i>time history</i> dell'accelerazione (in basso) del nodo 310	119
7.39	PSD del nodo 310	120
7.40	Posizione (in alto) e <i>time history</i> dell'accelerazione (in basso) del nodo 301	120
7.41	PSD del nodo 301	121
7.42	Posizione (in alto) e <i>time history</i> dell'accelerazione (in basso) del nodo 472	122
7.43	PSD del nodo 472	123
7.44	Posizione (in alto) e <i>time history</i> dell'accelerazione (in basso) del nodo 346	123
7.45	PSD del nodo 346	124
7.46	Posizione (in alto) e <i>time history</i> dell'accelerazione (in basso) del nodo 337	125
7.47	PSD del nodo 337	125
7.48	Posizione (in alto) e <i>time history</i> dell'accelerazione (in basso) del nodo 328	126
7.49	PSD del nodo 328	127
7.50	Posizione (in alto) e <i>time history</i> dell'accelerazione (in basso) del nodo 310	128
7.51	PSD del nodo 310	129
7.52	Posizione (in alto) e <i>time history</i> dell'accelerazione (in basso) del nodo 301	129
7.53	PSD del nodo 301	130
7.54	Posizione (in alto) e <i>time history</i> dell'accelerazione (in basso) del nodo 472	131
7.55	PSD del nodo 472	132
7.56	Posizione (in alto) e <i>time history</i> dell'accelerazione (in basso) del nodo 310	132
7.57	PSD del nodo 310	133
7.58	Posizione (in alto) e <i>time history</i> dell'accelerazione (in basso) del nodo 301	134
7.59	PSD del nodo 301	135

7.60	Posizione (in alto) e <i>time history</i> dell'accelerazione (in basso) del nodo 472	135
7.61	PSD del nodo 472	136
7.62	Posizione (in alto) e <i>time history</i> dell'accelerazione (in basso) del nodo 328	137
7.63	PSD del nodo 328	138
7.64	Risultato del test dinamico [1]	138

Elenco delle tabelle

3.1	Lunghezze e pendenze della passerella [1]	22
3.2	Altezza dei piloni [1]	22
3.3	Altezza degli <i>spandrels</i> [1]	24
3.4	Dimensioni della sezione trasversale	25
3.5	Coordinate relative all'arco	25
3.6	Dimensioni sezione trasversale di tubi in acciaio e arco	26
3.7	Proprietà sezioni trasversali	27
5.1	Sezioni rettangolari equivalenti relative all'impalcato.	51
5.2	Geometrie.	54
5.3	Numero elementi	54
5.4	Calcestruzzo	56
5.5	Acciaio	56
6.1	Peso proprio del modello A	64
6.2	Valori ottenuti per il modello A	64
6.3	Valori ottenuti per il modello B	65
6.4	Valori ottenuti per il modello C	66
6.5	Momenti flettenti in P8 per modello A e B	68
6.6	Momenti flettenti in P10 per modello A e B	70
6.7	Momenti flettenti ed errori percentuali in P11h12 per i modelli A e B	71
6.8	Valori di impronta "estesa"	72
6.9	Momenti flettenti ed errore percentuale in P8 per il modello C	72
6.10	Momenti flettenti ed errore percentuale in P10 per il modello C	74
6.11	Momenti flettenti ed errore percentuale in P11h12 per il mo- dello C	75
6.12	Frequenze naturali estratte dai modelli A, B e C	75
6.13	Mac tra modello A e modello B	85

6.14	Mac tra modello B e modello C	86
6.15	Calcolo automatico dei MAC - Ansys	86
6.16	Confronto tra i MAC	86
7.1	Nodi considerati per l'analisi transiente	94
7.2	Frequenze dei primi modi di vibrare	95

ABSTRACT

Nell'ambito dell'ingegneria strutturale, la progettazione di passerelle soggette a carichi indotti dall'uomo, come quelli dovuti alla camminata o alla corsa, richiede una delicata fase di modellazione della struttura e delle azioni che i pedoni esercitano sulla struttura stessa con l'obiettivo di poter prevenire vibrazioni del ponte che compromettano il comfort degli utenti, come successe negli anni 2000 sul Millenium Bridge di Londra o più tardi sulla Passerelle Solférino di Parigi. Data la complessità e l'aleatorietà dei carichi che possono agire sulle passerelle, sempre di più negli ultimi anni si sta accentuando il bisogno di validazione di modelli numerici. In Europa esistono normative di riferimento per la verifica in esercizio di passerelle soggette all'azione dinamica dei pedoni, come le linee guida Hivoss e Setra le quali introducono diverse classi di comfort, a ciascuna delle quali corrisponde un limite di accelerazione del ponte. Nel mio lavoro di tesi l'obiettivo è stato quello di validare un modello agli elementi finiti di una passerella reale, lo Streicker Bridge nel campus dell'università di Princeton, rispetto alle azioni statiche e dinamiche sulla passerella, attraverso il confronto con dati sperimentali presenti in letteratura. La passerella è lunga 104 m ed è composta da una campata principale e quattro raccordi che la vincolano nel piano orizzontale. Nel piano verticale, la campata principale è sostenuta da un arco metallico e i raccordi curvilinei da pile metalliche ad "Y". La passerella presenta un impalcato composto da sezione mista in calcestruzzo post-teso e acciaio ad alte prestazioni. A partire da studi precedenti sulla passerella, in questo elaborato sono stati sviluppati tre modelli agli elementi finiti (FE): il modello A, sviluppato in SAP2000 con soli elementi monodimensionali di tipo beam; il modello B, sviluppato in ANSYS con soli elementi beam; il Modello C, sviluppato in ANSYS, con elementi di tipo beam ed elementi bidimensionali di tipo shell per l'impalcato. Successivamente, sono stati utilizzati i dati sperimentali messi a disposizione dall'Università di Princeton per la validazione dei tre modelli FEM in termini di comportamento statico e modale. Dalla validazione è emerso che il modello C riproduce in modo soddisfacente le

proprietà modali ricavate dalle misure condotte sulla passerella e le linee di influenza calcolate tramite una prova di carico viaggiante. Successivamente alla validazione, è stata condotta un'analisi dinamica considerando diversi casi di azione pedonale sulla passerella, adottando un modello di carico proposto in letteratura:

1. un singolo pedone che corre, adottando un approccio a linee di influenza per distribuire il carico mobile sull'impalcato tridimensionale;
2. più pedoni che corrono.

Queste condizioni vogliono riprodurre alcuni test condotti sulla passerella e i risultati delle simulazioni numeriche sono stati confrontati con le misure condotte.

Il risultato di questo studio è un modello validato, che può essere utilizzato per condurre indagini numeriche più avanzate, come quella transiente, anche in condizioni di carico diverse da quelle testate sperimentalmente, con l'obiettivo di valutare il comportamento in esercizio della passerella.

Indice

1	INTRODUZIONE	1
2	MODELLAZIONE AZIONE DINAMICA DEI PEDONI	5
2.1	ANALISI FENOMENOLOGICA DEL PASSO DELL'UOMO	5
2.1.1	IL CICLO DEL PASSO	5
2.1.2	IL CARICO INDOTTO DALL'UOMO	6
2.2	REVISIONE DEI MODELLI DI FORZA PEDONALE	11
2.2.1	MODELLI DI FORZA DETERMINISTICI	12
2.2.2	MODELLI DI FORZA PROBABILISTICI	15
2.3	INTERAZIONE PEDONE-STRUTTURA	16
3	LO STREICKER BRIDGE	19
3.1	POSIZIONE	19
3.2	GEOMETRIA	20
3.2.1	PILONI E <i>SPANDRELS</i>	21
3.2.2	ARCO	25
3.2.3	IMPALCATO	26
3.3	MATERIALI	27
3.3.1	CALCESTRUZZO	27
3.3.2	CALCESTRUZZO AUTOCOMPATTANTE (SCC)	28
3.3.3	ACCIAIO STRUTTURALE	28
3.3.4	ACCIAIO DA POST-TENSIONE	28
3.3.5	ACCIAIO RINFORZATO	28
3.3.6	BULLONI DI ANCORAGGIO	29
3.4	APPOGGI E COLLEGAMENTI	29
3.4.1	SPALLE	29
3.4.2	FONDAZIONE DELL'ARCO	29
3.4.3	FONDAZIONE DEL PILONE	31
3.4.4	COLLEGAMENTO IMPALCATO-PILONE	31

4	LETTERATURA SULLO STREICKER BRIDGE	35
4.1	REVISIONE DELLA LETTERATURA	35
4.2	MONITORAGGIO STRUTTURALE (<i>SHM</i>)	36
4.3	COMPORAMENTO STATICO	38
4.4	COMPORAMENTO DINAMICO	41
5	MODELLI AGLI ELEMENTI FINITI DELLA PASSERELLA	49
5.1	SOFTWARE E PACKAGES	49
5.1.1	SAP2000	49
5.1.2	ANSYS MECHANICAL APDL	50
5.2	ASSUNZIONI DI MODELLO	50
5.2.1	MATERIALI	50
5.2.2	GEOMETRIA	50
5.3	MODELLO A: MODELLO FEM IN SAP2000 CON ELEMENTI <i>BEAM</i>	52
5.3.1	GEOMETRIA	52
5.4	MODELLO B: MODELLO FEM IN ANSYS MECHANICAL APDL	56
5.4.1	GEOMETRIA	57
5.4.2	PROPRIETA' DEI MATERIALI	58
5.4.3	COLLEGAMENTO IMPALCATO-PILONI	58
5.5	MODELLO C: MODELLO FEM IN ANSYS CON ELEMENTI <i>SHELL</i>	59
5.5.1	GEOMETRIA	59
5.5.2	COLLEGAMENTO IMPALCATO-PILONI	61
6	VALIDAZIONE DEI MODELLI FEM	63
6.1	ANALISI STATICA	63
6.1.1	VALIDAZIONE DEL PESO PROPRIO DEL MODELLO A	63
6.1.2	VALIDAZIONE DEL PESO PROPRIO DEL MODELLO B	64
6.1.3	VALIDAZIONE DEL PESO PROPRIO DEL MODELLO C	65
6.2	MOMENTI FLETTENTI DOVUTI AD UN CARICO STATICO MOBILE	66
6.2.1	MODELLO A e B	66
6.2.2	MODELLO C	70
6.3	ANALISI MODALE	74

6.3.1	FREQUENZE DEI PRIMI MODI DI VIBRARE . . .	75
6.3.2	FORME MODALI	76
6.3.3	MAC	85
6.4	OSSERVAZIONI FINALI SULLA VALIDAZIONE	87
7	RISULTATI DELL'ANALISI DINAMICA	89
7.1	MODELLO DI CORSA ADOTTATO	89
7.2	APPLICAZIONE DEL CARICO DINAMICO SUL MODEL- LO FEM	90
7.2.1	MODELLO FEM E MODELLO GEOMETRICO . . .	90
7.2.2	LINEE E <i>HARD POINTS</i>	90
7.3	RISULTATI OTTENUTI DALL'ANALISI TRANSIENTE . .	94
7.3.1	1 PEDONE - 3Hz	95
7.3.2	1 PEDONE - 4Hz	103
7.3.3	2 PEDONI - 3Hz	112
7.3.4	2 PEDONI - 4Hz	121
7.3.5	4 PEDONI - 3Hz	129
7.3.6	4 PEDONI - 4Hz	134
7.4	CONSIDERAZIONI SUI RISULTATI OTTENUTI	136
8	CONCLUSIONI	139
A	APPENDICE	143

Capitolo 1

INTRODUZIONE

Per tutta la seconda metà del secolo scorso, la ricerca di nuove soluzioni architettoniche nel campo dell'ingegneria civile ha portato alla realizzazione di strutture sempre più snelle e leggere. Cambiare il modo di costruire, ha cambiato inevitabilmente anche il modo di progettare, portando alla necessità di studiare ed analizzare una serie di problematiche che fino a prima degli anni '50 non sono mai state approfondite. Un esempio pratico è stato il crollo del Takoma Narrow Bridge del 7 novembre 1940 che ha posto l'attenzione sulla necessità di studiare il carico dinamico degli effetti del vento già in fase di progettazione. Numerosi passi avanti sono stati fatti fino ad oggi, tante sono le variabili che vengono analizzate in fase di progettazione, ma restano ancora degli aspetti da approfondire. Come il carico del vento, altri sono i fattori e le variabili che oggi vengono analizzate in fase di progettazione, ma restano degli aspetti ancora da approfondire.

Il miglioramento delle proprietà dei materiali degli ultimi anni ha contribuito alla possibilità di progettare passerelle con valori di massa bassi, campate più lunghe e, in generale, passerelle molto "leggere" dal punto di vista estetico, provocando una maggiore sensibilità ai carichi indotti dall'uomo. Quest'ultimo non era mai stato analizzato in maniera strutturata fino ai primi anni 2000. Solo in casi molto rari (Tilly et al. [37]) provocano il collasso della struttura, ma la percezione da parte dell'utente di vibrazioni può risultare fastidiosa, o creare un senso di insicurezza. Non è facile immaginare che una persona che cammina o corre possa indurre vibrazioni così grandi da essere fastidiose, eppure, i casi del Millennium Bridge di Londra e della Passerelle Solférino di Parigi, hanno dimostrato che il problema è percepibile e di rilevante importanza. Successivamente a questi due episodi, la comunità scientifica ha iniziato a sollevare degli interrogativi sul problema ed a

cercare delle soluzioni che permettessero di valutare la necessità dell'utilizzo o meno di misure di controllo delle vibrazioni. Le normative di riferimento fino agli anni 2000 non consentivano di modellare accuratamente tutti gli aspetti caratteristici dell'azione pedonale, tra cui i fenomeni di interazione pedone-struttura.

I primi e importantissimi studi furono condotti sul Millennium Bridge da Dallard et al. ([24], [25] e [26]) e da Fitzpatrick et al. ([38] e [39]) con lo scopo di studiare e descrivere le interazioni uomo-struttura. Gli studi sulle Passerelle Solférino [40] si sono basati su test di folla in diverse situazioni, ad esempio persone che camminano o corrono, traiettoria rettilinea o traiettoria circolare, ed hanno consentito di determinare il numero critico di persone che induce il fenomeno di Eccitazione Laterale Sincronizzata. Grazie a questi studi negli anni successivi sono stati proposti diversi modelli matematici di *Ground Reaction Forces* (GRF) deterministici e stocastici con l'obiettivo di riprodurre nel modo più accurato possibile la variabilità inter e intra-soggetti.

In fase di modellazione bisogna tener conto anche della determinazione precisa delle proprietà delle strutture come massa e rigidità. Di particolare importanza, sono le caratteristiche di smorzamento che influenzano la risposta della struttura e di conseguenza delle sue frequenze naturali della struttura che, nel caso di passerelle progettate e realizzate negli ultimi anni, ricadono sempre più spesso nell'intervallo di frequenze che caratterizzano i carichi indotti dal camminare, correre o saltare.

L'obiettivo di questa tesi è entrare nel flusso di studi sull'argomento e valutare il comportamento del modello dello Streicker Bridge [8] per differenti casi di carico pedonale in corsa considerando in particolare i problemi legati all'accelerazione verticale. Sono stati validati tre modelli agli elementi finiti rispetto alle azioni statiche e dinamiche sulla passerella, confrontandoli con dati sperimentali presenti in letteratura.

Nel Capitolo 2 verrà esposta una revisione sull'interazione uomo-struttura e in particolare ci si soffermerà sui modelli di forza dovuti alla camminata e alla corsa. Nel Capitolo 3 verrà descritta l'ubicazione dello Streicker Bridge e le sue caratteristiche in termini di geometria e di proprietà dei materiali. Nel Capitolo 4 verrà presentata una revisione della letteratura della passerella. Nel Capitolo 5 verranno illustrati i tre modelli FE sviluppati utilizzando il software sap2000 e Ansys Mechanical APDL. I dettagli sui comandi utilizzati per creare il modello sono riportati in APPENDICE. Le analisi statica e dinamica effettuate sui tre modelli verranno descritte successivamente nel Capitolo 6. La validazione dei modelli si basa sul confronto tra dati numerici e sperimentali sia nel caso statico (confronto tra linee di influenza) sia in

quello dinamico (MAC). Successivamente alla validazione, è stata condotta un'analisi dinamica, descritta nel Capitolo 7, considerando diversi casi di azione pedonale sulla passerella, adottando un modello di carico proposto da Spizzuoco [6].

1. un singolo pedone che corre, adottando un approccio a linee di influenza per distribuire il carico mobile sull'impalcato tridimensionale;
2. più pedoni che corrono.

Infine, il Capitolo 7 presenta le principali conclusioni tratte dal lavoro nonché raccomandazioni per possibili sviluppi nel campo della circolazione dei carichi indotti dai pedoni.

Capitolo 2

MODELLAZIONE AZIONE DINAMICA DEI PEDONI

In questo capitolo verrà, in prima analisi, presentata l'analisi fenomenologica del passo dell'uomo con una breve descrizione del ciclo del passo e differenti tipi di carico indotti (camminata, corsa). In seguito verrà proposta una revisione dei modelli di forza pedonale presenti in letteratura. Infine sarà descritta l'interazione uomo-struttura e il suo effetto in termini di variazione delle proprietà dinamiche della struttura stessa.

2.1 ANALISI FENOMENOLOGICA DEL PASSO DELL'UOMO

Quando un pedone è in movimento, produce forze dinamiche. L'analisi del cammino è quella branca della biomeccanica che studia la locomozione umana dal punto di vista meccanico [23].

La riduzione al minimo della perdita di energia meccanica nel movimento del centro di massa corporea spiega perché tutti gli esseri umani non patologici camminano allo stesso modo e seguono una precisa sequenza di movimenti che si susseguono nel cosiddetto ciclo del passo.

2.1.1 IL CICLO DEL PASSO

Il ciclo del passo viene definito come il periodo di tempo tra due eventi nominalmente identici nel processo di camminata [16]. L'inizio del ciclo è

convenzionalmente scelto come il momento in cui uno dei due piedi colpisce il suolo ([34], [22], [41]). Un ciclo di camminata si divide in due fasi principali:

- fase di appoggio: è il momento in cui il piede è a terra; inizia quando il tallone colpisce il suolo e finisce quando la punta la lascia il suolo.
- fase di volo: è l'intervallo di tempo che intercorre tra una fase di appoggio e l'inizio della successiva.

Esistono diversi parametri, legati al tempo e allo spazio, che caratterizzano l'andatura umana permettendo di distinguere camminata, jogging o corsa.

I parametri temporali che si considerano per descrivere il ciclo del passo sono ampiamente descritti in [34], tra i fondamentali abbiamo la durata, la frequenza e la velocità. La velocità di camminata è la distanza percorsa durante il tempo per effettuare un ciclo, ottenuto anche come prodotto di una data frequenza di passo per la distanza. Pertanto, la velocità di camminata può essere modificata in due modi: variando la frequenza del passo o la lunghezza del passo.

Conoscendo il posizionamento del corpo umano nello spazio si possono individuare le forze di reazione al suolo (GRF-*Ground Reaction Force*) nello spazio 3D rispetto al corpo umano.

2.1.2 IL CARICO INDOTTO DALL'UOMO

Le forze di reazione al suolo (GRF) rappresentano la risposta del terreno al carico indotto dal movimento degli esseri umani su una superficie. Come ogni tipo di forza nello spazio, hanno tre componenti: componenti verticali, laterali e longitudinali. Ovviamente le forze si generano quando il piede è a contatto con il suolo, cioè durante la fase di appoggio.

Andando più in dettaglio nell'analisi della componente verticale, subito dopo che il tallone tocca terra, quando "piede e gamba agiscono come ammortizzatori" [22], il peso corporeo viene improvvisamente trasferito a terra. Dopo questo primo momento, a causa del movimento dell'altra gamba e della conseguente variazione della posizione del centro di massa del corpo, si può apprezzare una diminuzione della forza di reazione verticale.

Infine, nell'istante in cui il piede inizia a staccarsi da terra, compare un nuovo aumento della reazione che raggiunge il suo massimo quando il tallone dell'altro piede tocca terra. Quindi, la forza diminuisce fino a quando l'intero piede si solleva riportando la reazione a zero.

Una rappresentazione precisa delle componenti delle GRF è presentata da Racic e Brownjohn [33].

In Figura 2.1, gli assi dei diagrammi rappresentano i valori normalizzati delle forze rispetto al tempo rispetto alla durata dell'appoggio ottenuti tramite misurazioni.

Un lavoro ampio e significativo è stato svolto da Keller et al. [32]. La loro idea era di studiare la variazione dell'ampiezza delle GRF in funzione della velocità, in modo tale da studiare il passaggio dalla camminata veloce al jogging lento e alla corsa. Inoltre hanno dimostrato che esiste una leggera differenza nella componente verticale dei GRF tra maschi e femmine. Hanno riportato le loro *time history* separatamente per maschi e femmine (Figura 2.2).

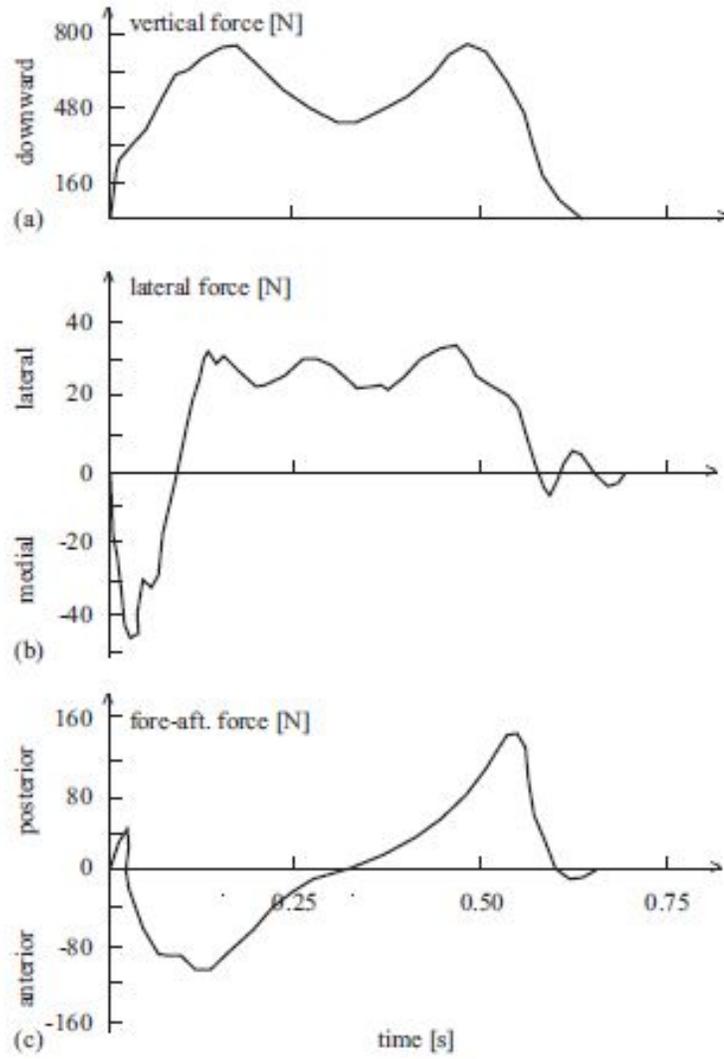


Figura 2.1: Rappresentazione delle GRF [31]

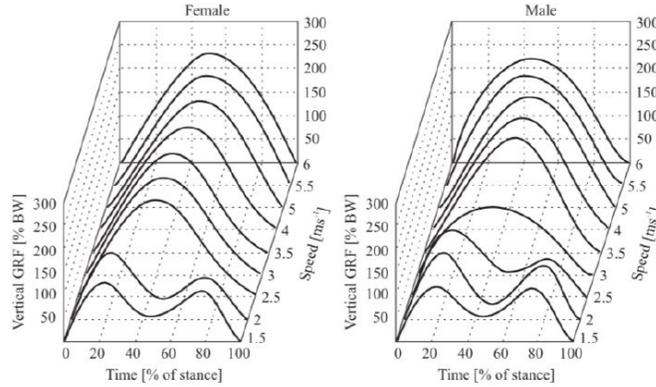


Figura 2.2: Componente verticale delle GRF per maschi e femmine in funzione della velocità e normalizzate rispetto al peso del corpo [20]

Hanno derivato, attraverso una regressione lineare, espressioni per calcolare l'ampiezza dei picchi in funzione della velocità nell'intervallo $1.5 < v < 3.5 \text{ m/s}$:

$$F_{z,maschi} = 0,598 * v + 0,249 \quad (2.1)$$

$$F_{z,femmine} = 0,634 * v + 0,159 \quad (2.2)$$

E, a causa di una variazione limitata tra i due gruppi, hanno proposto un'espressione media per entrambi i gruppi:

$$F_z = 0,614 * v + 0,208 \quad (2.3)$$

Per velocità superiori a $3,5 \text{ m/s}$, F_z è approssimativamente costante e uguale a 2,5 volte il peso corporeo (Figura 2.2).

L'analisi è stata effettuata sulle GRF prodotte durante il ciclo del passo per un solo piede. Per la normale velocità di camminata la presenza e il movimento dell'altro arto, nonché la sua interazione con il suolo, influenzano le GRF. Inoltre, esiste un periodo di tempo, chiamato fase di doppio appoggio, in cui entrambi i piedi sono a contatto con il suolo. Appare all'inizio e alla fine di ogni ciclo di andatura del piede, prendendo fino al 20% dell'intera durata dell'andatura. Per valutare la relazione tra la durata della fase di doppio supporto e la velocità dell'andatura, Galbraith e Barton [18] hanno riportato alcuni importanti risultati di test per tre soggetti "che si muovevano a velocità che variavano da molto lento a molto veloce (corsa) su tre tipi di superficie e con differenti tipi di calzature". Hanno concluso che non

è stata registrata alcuna influenza sostanziale in conseguenza dei diversi tipi di terreno e di calzature. Inoltre, hanno tratto altre due importanti conclusioni. In primo luogo, come nel lavoro di Keller et al. [32], hanno ottenuto che passando da velocità basse a valori più alti, la componente verticale delle GRF ha un solo picco invece di due. In secondo luogo, hanno misurato la durata delle fasi di doppio appoggio e tracciato i risultati per una normale velocità di camminata e una di corsa, dimostrando che la fase di doppio appoggio ha una durata legata alla velocità e non esiste più per la velocità di corsa (Figura 2.3).

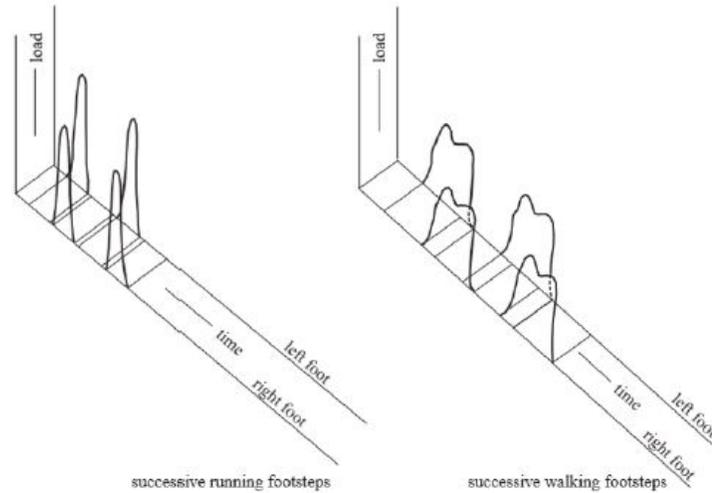


Figura 2.3: Componenti verticali delle GRF per entrambi i piedi e per due differenti velocità [18]

Wheeler ha fatto uno sforzo rilevante per fornire una visione d'insieme del carico indotto dall'uomo con la prospettiva di presentare una procedura utile per la progettazione di passerelle [20]. Ha organizzato il lavoro svolto dai ricercatori precedenti e ha presentato la dipendenza di una serie di parametri dell'andatura (lunghezza del passo, velocità, peso statico e tempo di contatto) (Figura 2.4).

Da un punto di vista diverso, Matsumoto et al. [35], secondo quanto riportato da Živanović et al. [30], hanno realizzato un importante lavoro statistico. Hanno raccolto informazioni sulle normali frequenze di camminata di 505 persone. Utilizzando un tipico approccio statistico, considerando la frequenza del passo come una variabile casuale, hanno derivato una cur-

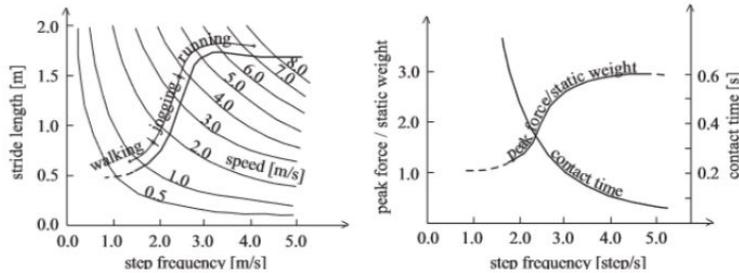


Figura 2.4: Parametri del passo [20]

va di distribuzione che è ben rappresentata da una funzione di probabilità gaussiana con un valore medio di 2,0 Hz e una deviazione standard di 0,173 Hz (Figura 2.5). I carichi indotti dall'uomo sono stati analizzati anche per quanto riguarda il loro contenuto energetico. Nella sua tesi di dottorato, Eriksson [27], come riportato da Živanović et al. [30], ha concluso che la camminata continua è un processo a banda stretta, cioè un processo stazionario casuale che può essere ben rappresentato dalla sua funzione di densità auto spettrale (ASD) (Figura 2.6).

2.2 REVISIONE DEI MODELLI DI FORZA PEDONALE

A causa della grande variabilità delle GRF, è, ancora oggi, molto difficile modellare i carichi indotti dall'uomo. Non è semplice determinare un modo per tener conto della loro variazione nel tempo ma anche nello spazio influenzata da: variabilità inter e intra-soggetto, situazioni esterne come la presenza di altre persone, possibilità che gli esseri umani adattino il loro modo di camminare nel caso in cui percepiscano o meno vibrazioni da loro stessi prodotti. Sono stati proposti diversi modelli:

- Modelli di forza nel dominio del tempo: si basano sul presupposto che entrambi i piedi producano gli stessi effetti e si ripetano periodicamente. Sono classificati in:
 - Modelli di forza deterministici, il cui scopo è cercare di modellare ogni tipo di attività umana in ogni situazione;
 - Modelli di forza probabilistici, che considerano la grande casualità dell'intero processo e vogliono modellare funzioni di distribuzione di probabilità di variabili casuali che lo influenzano.

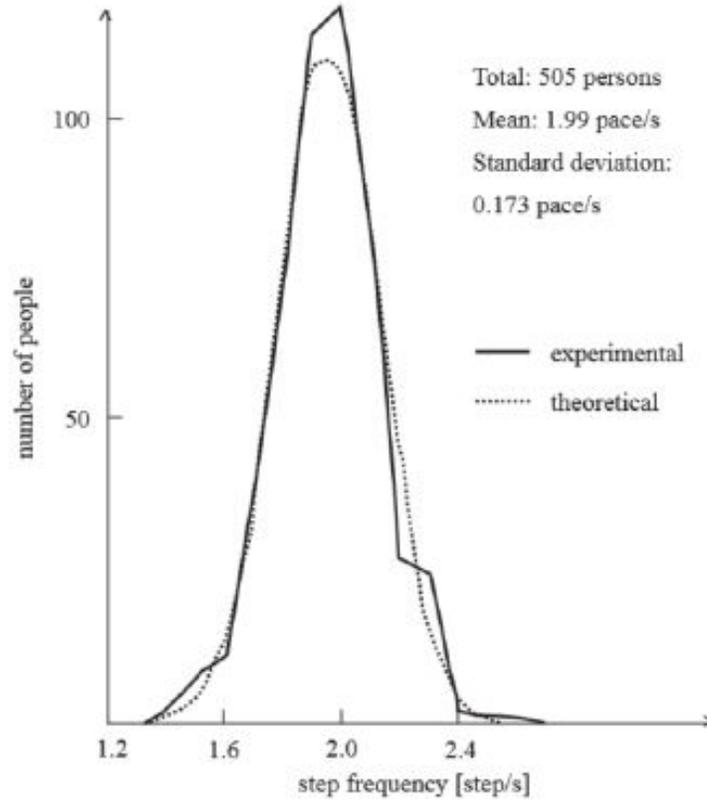


Figura 2.5: Distribuzione gaussiana delle frequenze del passo dell'uomo [35]

- I modelli di forza nel dominio della frequenza: assumono che il camminare umano sia un processo a banda stretta.

I modelli di forza nel dominio del tempo sono in gran parte i più comunemente usati.

2.2.1 MODELLI DI FORZA DETERMINISTICI

Secondo l'ipotesi che i carichi indotti dall'uomo siano forze periodiche, possono essere rappresentati nel dominio del tempo da una serie di Fourier:

$$F_p(t) = G + \sum_{i=1}^n G * \alpha_i * \sin(2\pi * f_p * t - \phi_i) \quad (2.4)$$

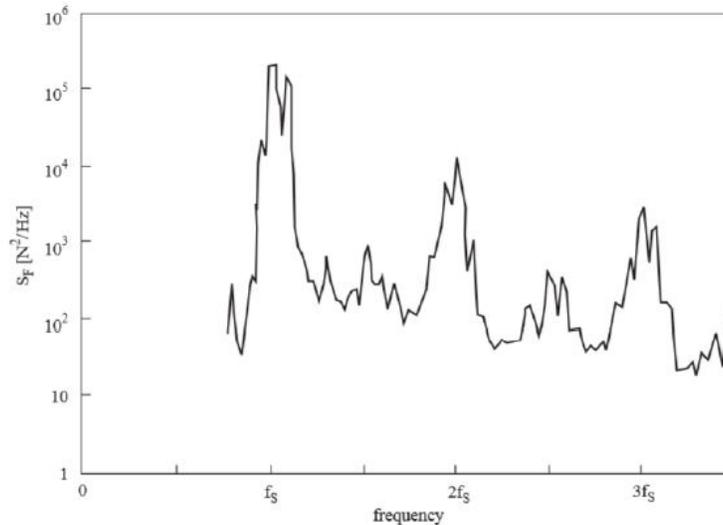


Figura 2.6: Funzione di densità spettrale dell'andatura dell'uomo [27]

Dove:

- G è il peso della persona, normalmente assunto pari a 700 N;
- α_i sono i coefficienti di Fourier della i -esima armonica, solitamente identificati come fattori di carico dinamici o *dynamic load factors* (DLF);
- f_p è la frequenza del passo;
- ϕ_i è lo sfasamento rispetto all'armonica i -esima;
- n è il numero totale delle armoniche che contribuiscono.

Dato che le attività sono misurabili e gli spostamenti di fase possono essere determinati in modo casuale, i parametri più importanti sono i DLF .

A partire dagli anni Settanta sono state condotte molte prove ed esperimenti su vasta scala. È stato riscontrato che i DLF dipendono dall'attività, dalla frequenza, nonché dalla velocità della persona e dalle armoniche che contribuiscono. Živanović et al. [30] hanno riportato risultati di diversi autori (Figura 2.7).

Table 1
DLFs for single person force models after different authors

Author(s)	DLFs for considered harmonics	Comment	Type of activity and its direction
Blanchard et al. [34]	$\alpha_1 = 0.257$	DLF is lessen for frequencies from 4 to 5 Hz	Walking—vertical
Bachmann and Ammann [14]	$\alpha_1 = 0.4 - 0.5$ $\alpha_2 = \alpha_3 = 0.1$	Between 2.0 and 2.4 Hz At approximately 2.0 Hz	Walking—vertical
Schulze (after Bachmann and Ammann [14])	$\alpha_1 = 0.37, \alpha_2 = 0.10, \alpha_3 = 0.12,$ $\alpha_4 = 0.04, \alpha_5 = 0.08$ $\alpha_1 = 0.039, \alpha_2 = 0.01, \alpha_3 = 0.043,$ $\alpha_4 = 0.012, \alpha_5 = 0.015$ $\alpha_{1/2} = 0.037, \alpha_1 = 0.204, \alpha_{3/2} = 0.026,$ $\alpha_2 = 0.083, \alpha_{5/2} = 0.024$	At 2.0 Hz At 2.0 Hz	Walking—vertical Walking—lateral
Rainer et al. [42]	$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ and α_4	DLFs are frequency dependent (Fig. 10)	Walking, running, jumping—vertical
Bachmann et al. [48]	$\alpha_1 = 0.4/0.5, \alpha_2 = \alpha_3 = 0.1/-$ $\alpha_1 = \alpha_3 = 0.1$ $\alpha_{1/2} = 0.1, \alpha_1 = 0.2 \quad \alpha_2 = 0.1$	At 2.0/2.4 Hz At 2.0 Hz At 2.0 Hz	Walking—vertical Walking—lateral Walking—longitudinal
Kerr [36]	$\alpha_1 = 1.6, \alpha_2 = 0.7, \alpha_3 = 0.2$	At 2.0–3.0 Hz	Running—vertical
Young [56]	$\alpha_1, \alpha_2 = 0.07, \alpha_3 \approx 0.06$ $\alpha_1 = 0.37(f - 0.95) \leq 0.5$ $\alpha_2 = 0.054 + 0.0044f$ $\alpha_3 = 0.026 + 0.0050f$ $\alpha_4 = 0.010 + 0.0051f$	α_1 is frequency dependent (Fig. 11) These are mean values for DLFs	Walking—vertical Walking—vertical
Bachmann et al. [48]	$\alpha_1 = 1.8/1.7, \alpha_2 = 1.3/1.1,$ $\alpha_3 = 0.7/0.5$ $\alpha_1 = 1.9/1.8, \alpha_2 = 1.6/1.3,$ $\alpha_3 = 1.1/0.8$ $\alpha_1 = 0.17/0.38, \alpha_2 = 0.10/0.12,$ $\alpha_3 = 0.04/0.02$ $\alpha_1 = 0.5$	Normal jump at 2.0/3.0 Hz High jump at 2.0/3.0 Hz At 1.6/2.4 Hz At 0.6 Hz	Jumping—vertical Jumping—vertical Bouncing—vertical Body swaying while standing—lateral
Yao et al. [52]	$\alpha_1 = 0.7, \alpha_2 = 0.25$	Free bouncing on a flexible platform with natural frequency of 2.0 Hz	Bouncing—vertical

Figura 2.7: DLF per una singola persona [30]

2.2.2 MODELLI DI FORZA PROBABILISTICI

I modelli probabilistici delle forze sono ancora basati sull'idea che i carichi indotti dall'uomo siano periodici. La differenza è che sono costruiti con l'obiettivo di riprodurre la grande casualità dell'andatura umana. Un importante esempio di modellazione delle forze con un approccio probabilistico è fornito da Živanović et al. [29]. La novità di questo lavoro è considerare i DLF come variabili casuali e rappresentarli attraverso la loro distribuzione normalizzata (Figura 2.8). I DLF sono calcolati per le armoniche principali ma, osservando lo spettro delle GRF, è possibile identificare la presenza di subarmoniche con i propri DLF. Applicando questo tipo di forze con il

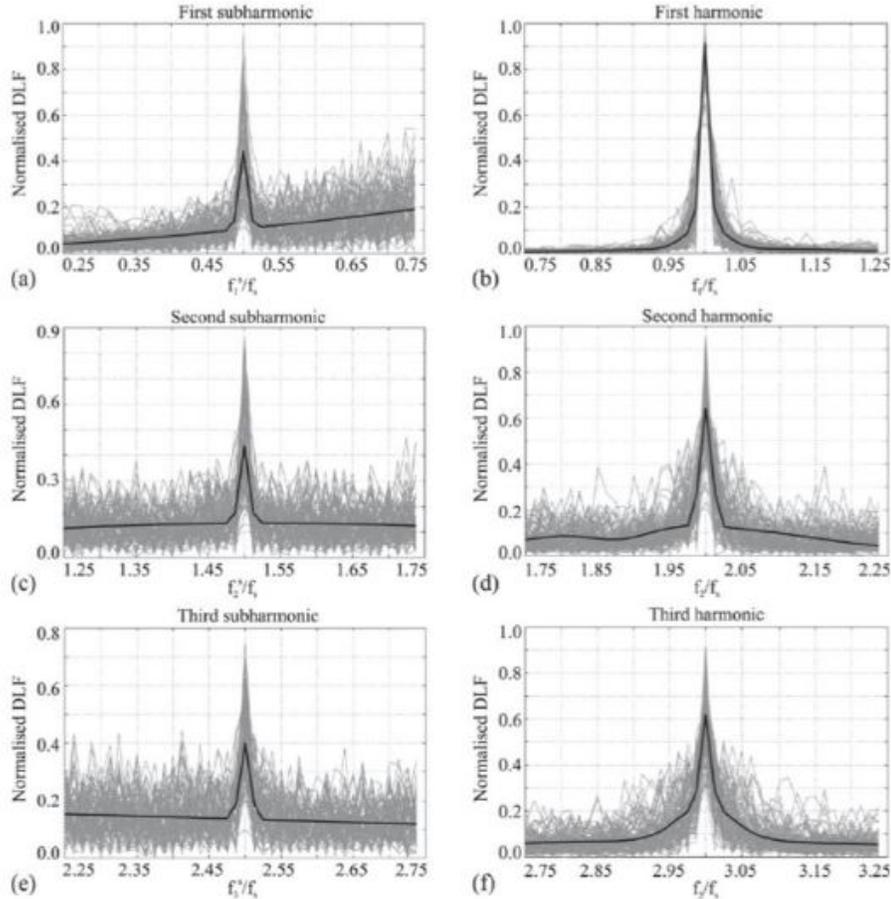


Figura 2.8: Distribuzione normalizzate delle DLF fino alla tera armonica [29]

procedimento descritto in [29], la risposta della struttura può essere data in termini di probabilità di superare una data soglia di vibrazioni. Il metodo presenta un grande potenziale e la sua semplicità potrebbe essere, come affermato nelle conclusioni dell'articolo, determinante per future applicazioni nella valutazione delle vibrazioni dovute al camminare di una sola persona.

2.3 INTERAZIONE PEDONE-STRUTTURA

Oggi, dopo il gran numero di studi effettuati, è generalmente accettato che la presenza di pedoni che si muovono crea un'interazione uomo struttura (*Human structure interaction-HSI*). Con il loro movimento modificano le proprietà di smorzamento e le frequenze naturali della passerella, cambiamenti che non possono essere trascurati durante la fase di progettazione.

Molti studi hanno dimostrato che le persone modificano la loro camminata in funzione delle vibrazioni percepite. Gli esseri umani si comportano come smorzatori extra sulla struttura: lo smorzamento è più efficiente nel sistema congiunto uomo-struttura rispetto al caso della struttura vuota. Per tenere conto di questo, Lai e Mulas [17], hanno modellato il pedone come un sistema MSD (Mass-Spring-Damper) per ottenere la risposta numerica del ponte considerando l'influenza reciproca tra uomo e struttura (Figura 2.9). Poche

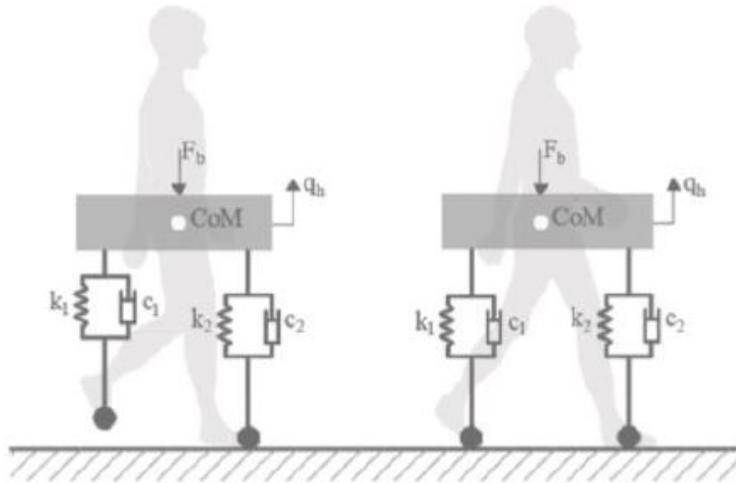


Figura 2.9: modello Mass-Spring-Damper per modellare l'interazione uomo-struttura [17]

sono le linee guida sulla modellazione della componente verticale del carico

indotto dall'uomo e si basano solo sulle GRF generate su superficie rigida. Bisogna però tener conto che il pedone è un sistema complesso in quanto caratterizzato da una variabilità inter-soggettiva ed è fortemente influenzato dall'ambiente circostante (esempio le persone attorno). Venuti et al, in [5], propone due modelli di interazione uomo struttura nella direzione verticale simulando la variazione nel tempo di posizione e velocità di più pedoni sull'impalcato della passerella.

18 *CAPITOLO 2. MODELLAZIONE AZIONE DINAMICA DEI PEDONI*

Capitolo 3

LO STREICKER BRIDGE

In questo capitolo viene fornita la descrizione della geometria, dei materiali e dei collegamenti dello Streicker Bridge. Inoltre, vengono presentate la passerella ed i carichi di progettazione.

3.1 POSIZIONE

Lo Streicker Bridge è situato nel campus universitario di Princeton, New Jersey, Stati Uniti d’America (Figura 3.1). E’ una passerella pedonale che collega il campus occidentale, ove ergono il Lewis-Sigler Institute for Integrative Genomics ed il Princeton Neuroscience Institute, con il lato orientale, dove si collocano il Dipartimento di Fisica, il Dipartimento di Chimica e la Biblioteca Lewis.

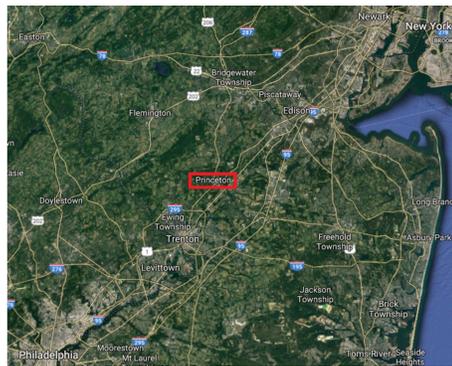


Figura 3.1: Ubicazione sulla mappa di Princeton, New Jersey (Google Maps)



Figura 3.2: Ubicazione sulla mappa del Campus dell'università di Princeton (Google Maps)

La scelta di una struttura strallata è dovuta alla volontà da parte del progettista di voler preservare il paesaggio boschivo dentro il quale sarebbe poi stato innalzato il ponte. Questo si rispecchia anche nella scelta di piloni con degli *spandrels* sulla sommità a sostegno dell'impalcato della campata centrale, come mostrato in Figura 3.3.

In particolare, gli *spandrels*, nei ponti, sono per definizione degli elementi di collegamento che delimitano una superficie approssimativamente triangolare tra l'arco e l'impalcato, come si può vedere in seguito in Figura 3.9.



Figura 3.3: Streicker Bridge - Princeton University Campus [1]

3.2 GEOMETRIA

Lo Streicker Bridge è lungo 104 m ed è costituito da una campata principale e quattro "gambe", come mostrato in Figura 3.4. La lunghezza del ponte tiene conto di quella della campata principale e delle due gambe a nord. La

campata principale ha la forma di un arco e si estende per 35 m, come mostrato nell'elevazione in Figura 3.5, presenta una doppia simmetria, mentre le gambe sono quasi simmetriche attorno all'asse longitudinale del ponte. Le lunghezze e le pendenze della campata principale e delle quattro gambe sono riportate nella Tabella 3.1.

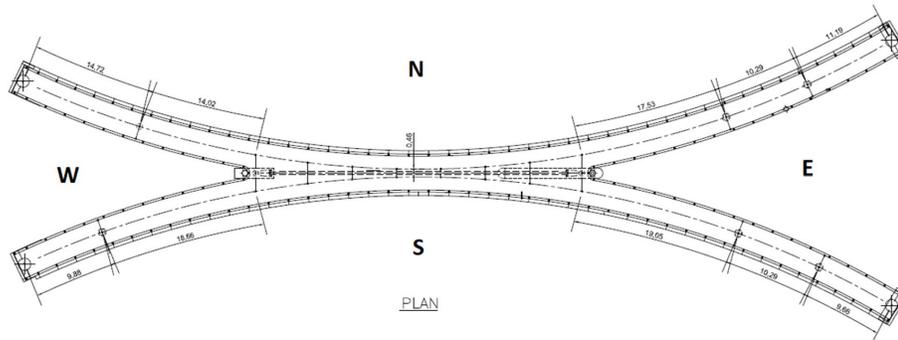


Figura 3.4: Pianta dello Streicker Bridge [1]

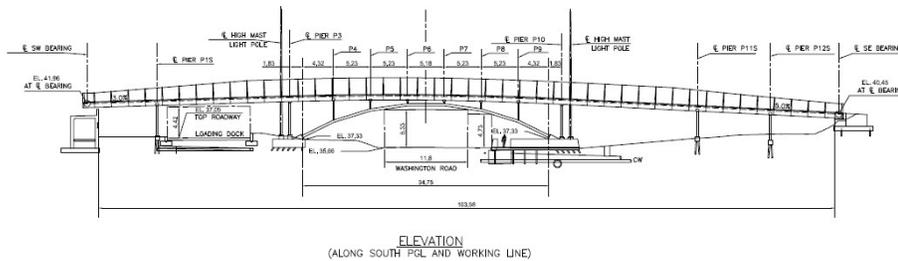


Figura 3.5: Elevazione dello Streicker Bridge [1]

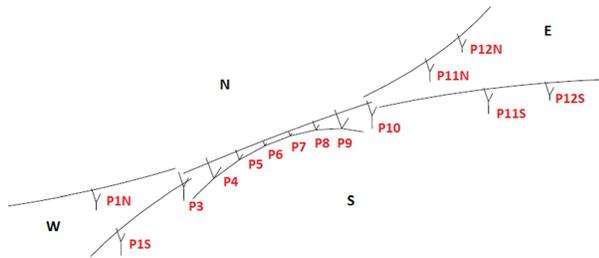
3.2.1 PILONI E SPANDRELS

Le gambe della passerella sono supportate da otto piloni a forma di "Y". La campata principale e l'arco sono collegati attraverso sei *spandrels*. Sia i piloni che gli *spandrels* sono composti da tubi di acciaio riempiti di cemento (CFT, *Concrete Filled Tubes*). Lo schema in Figura 3.6 evidenzia la notazione sia dei piloni che degli *spandrels*.

La geometria dei piloni è rappresentata in Figura 3.7. I piloni sono posizionati come segue: uno nella gamba NW (P1N), uno nella gamba SW (P1S), uno in cui l'arco principale unisce le gambe ovest (P3), uno in cui

Tabella 3.1: Lunghezze e pendenze della passerella [1]

	Lunghezza [m]	Pendenza[%]
Gamba nord-ovest	28.74	3
Gamba sud-ovest	28.54	3
Campata centrale	34.75	-
Gamba nord-est	39.06	5
Gamba sud-est	38.96	5

Figura 3.6: Schema dello Streicker Bridge con piloni e *spandrels*

l'arco principale unisce le gambe est (P10), due nella gamba NE (P11N e P12N) e due nella gamba SE (P11S e P12S). L'asse del ponte è sempre perpendicolare al piano su cui si trova ogni pilone, pertanto, la normale ai piani dei sei piloni situati sotto le gambe viene ruotata di circa 25 gradi rispetto all'asse della campata principale.

L'altezza dei piloni è riportata in Tabella 3.2. Come mostrato in Figura 3.8, H_1 è l'altezza dalla base del pilone, H_2 è l'altezza della parte a forma di "Y" e H è l'altezza totale del pilone.

Tabella 3.2: Altezza dei piloni [1]

Pilone	H_1 [m]	H_2 [m]	H [m]
P1N	1.24	2.01	3.25
P1S	2.30	2.01	4.31
P3	2.43	2.22	4.65
P10	2.35	2.01	4.57
P11N	1.64	2.01	3.65
P11S	1.64	2.01	3.65
P12N	0.68	2.01	2.69
P12S	0.68	2.01	2.69

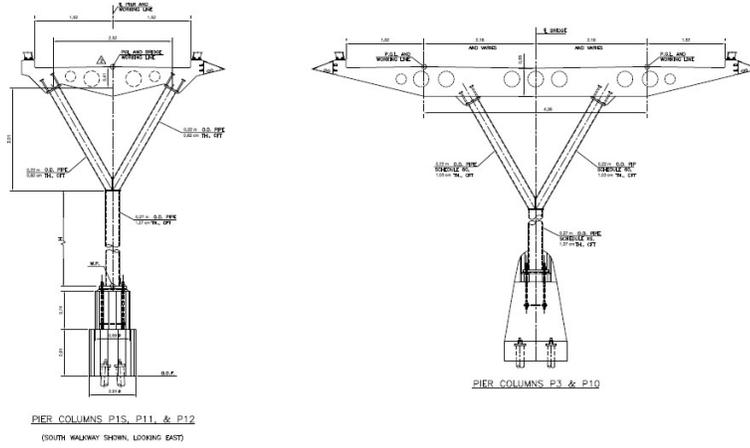


Figura 3.7: Piloni dello Streicker Bridge (Copia di cortesia , prof. Glisic)

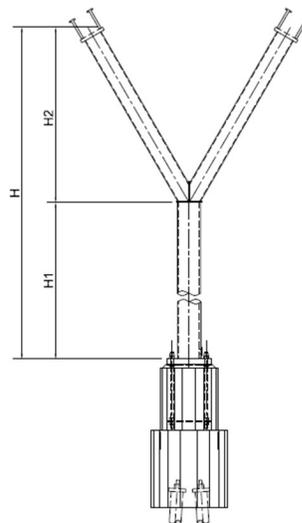


Figura 3.8: Schema dello sviluppo del pilone (Copia di cortesia, prof. Glisic)

La geometria degli *spandrels* che supportano la campata principale è rappresentata in Figura 3.9. Gli *spandrels* sono indicati, da ovest a est, come P4, P5, P6, P7, P8 e P9. L'altezza totale H degli *spandrels* (Tabella 3.3) viene misurata dal baricentro della sezione trasversale dell'arco al collegamento tubo-impalcato.

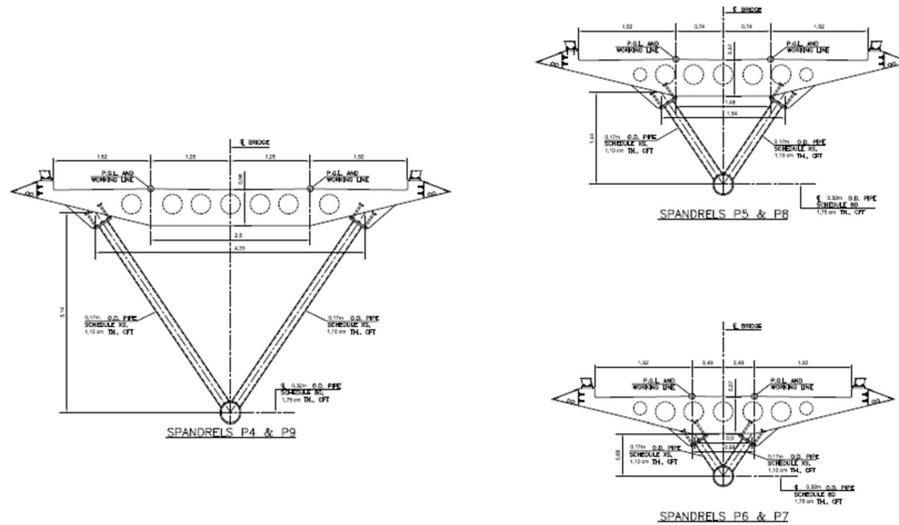


Figura 3.9: *Spandrels* dello Streicker Bridge (Copia di cortesia, prof. Glisic)

Tabella 3.3: Altezza degli *spandrels* [1]

<i>Spandrel</i> N	H[m]
P4	2.92
P5	1.38
P6	0.66
P7	1.92
P8	1.23
P9	2.67

Le dimensioni della sezione trasversale del pilone e dei tubi d'acciaio degli *spandrels*, vale a dire il raggio interno r_1 , il raggio esterno r_2 e lo spessore del tubo, sono riportati nella Tabella 3.4. I piloni a forma di "Y" hanno una sezione trasversale minore per quanto riguarda gli elementi obliqui, indicata come "Pilone a V", rispetto alla base, indicata come "Pilone di base".

Tabella 3.4: Dimensioni della sezione trasversale

	Pilone di base	Pilone a V	Spandrel
r_1 [m]	0.122	0.100	0.074
r_2 [m]	0.135	0.110	0.085
Spessore [m]	0.013	0.010	0.011

3.2.2 ARCO

L'arco irrigidito facente parte della campata centrale sul ponte si estende su una lunghezza di 34,75 m, come la campata centrale. E' lungo circa 36,30 m ed è composto da tubi di acciaio riempiti di cemento (CFT). La sua elevazione è rappresentata nella Figura 3.10. Le coordinate sono riportate nella Tabella 3.5. Le dimensioni della sezione trasversale dei tubi in acciaio ad arco sono riportate nella Tabella 3.6.

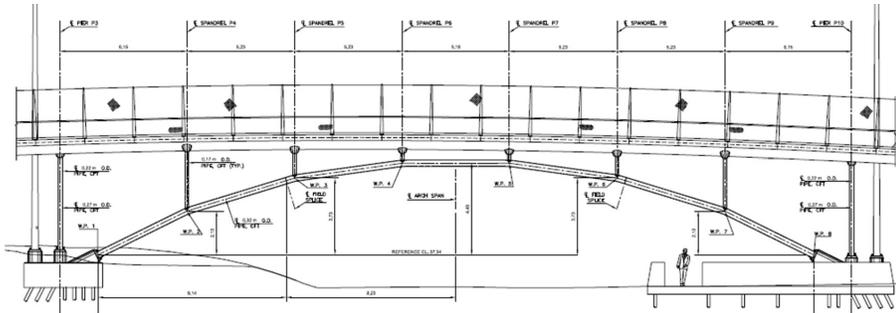


Figura 3.10: Elevazione dell'arco (Copia di cortesia, prof. Glisic)

Tabella 3.5: Coordinate relative all'arco

Spandrel N.	x' [m]	y' [m]
Supporto ovest	0.00	0.00
P4	4.32	2.13
P5	9.55	3.73
P6	14.78	4.45
P7	19.96	4.45
P8	25.2	3.73
P9	30.43	2.13
Supporto est	34.75	0.00

Tabella 3.6: Dimensioni sezione trasversale di tubi in acciaio e arco

	Arco
$r_1[m]$	0.143
$r_2[m]$	0.160
Spessore[m]	0.018

3.2.3 IMPALCATO

Come si può notare in Figura 3.11, 3.12, 3.13, 3.14 e 3.15 la campata principale ha una sezione trasversale variabile: più stretta nella parte centrale e più larga nel punto in cui le gambe si uniscono alla campata principale. Le quattro gambe sono travi continue curve di sezione costante, supportate da otto piloni in acciaio a forma di "Y" (P1N, P1S, P3, P10, P11N, P11S, P12N e P12S). Tutte le sezioni del ponte contengono fori di alleggerimento. In Tabella 3.7 sono riportate le differenti proprietà delle sezioni trasversali degli spandrels nelle rispettive posizioni in corrispondenza dei piloni.

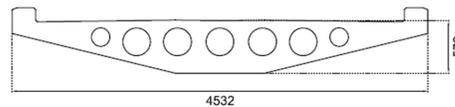


Figura 3.11: Sezione trasversale in P6 e P7 (Copia di cortesia, prof. Glisic)

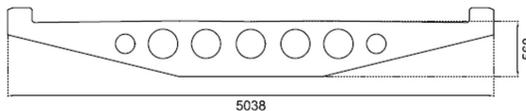


Figura 3.12: Sezione trasversale in P5 e P8 (Copia di cortesia, prof. Glisic)

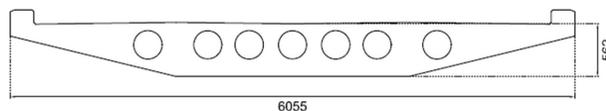


Figura 3.13: Sezione trasversale in P4 e P9 (Copia di cortesia, prof. Glisic)

Si può definire una struttura snella in quanto l'altezza massima del ponte è di 60 cm e il diametro delle travi tubolari è di 32 cm. In pianta, il ponte è composto da due archi intersecanti che forniscono stabilità laterale al

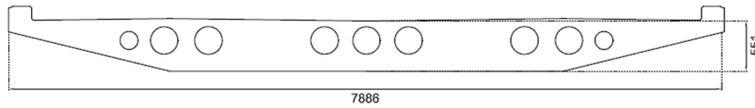


Figura 3.14: Sezione trasversale in P3 e P10 (Copia di cortesia, prof. Glisic)

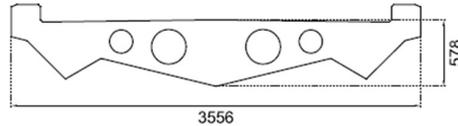


Figura 3.15: Sezione trasversale per le gambe (Copia di cortesia, prof. Glisic)

sottile arco in acciaio. La complessa geometria e la snellezza degli elementi contribuiscono entrambe a un sistema strutturale complesso.

Tabella 3.7: Proprietà sezioni trasversali

	P6-P7	P5-P8	P4-P9	P3-P10	LEGS
Area[m ²]	1.46	1.74	2.24	3.21	1.28
I _x [m ⁴]	0.04	0.05	0.07	0.10	0.03
I _y [m ⁴]	2.17	3.20	5.90	14.02	1.31
Baricentro fibra inferiore [mm]	358	348	332	315	370

3.3 MATERIALI

Il ponte è in calcestruzzo post-teso ad alte prestazioni e l'arco è in acciaio resistente agli agenti atmosferici.

3.3.1 CALCESTRUZZO

La miscela di calcestruzzo per il ponte è stata progettata per soddisfare le specifiche del Dipartimento dei Trasporti del New Jersey (*NJDOT-New Jersey Department of Transportation*) per il calcestruzzo ad alte prestazioni di classe A (HPC). La resistenza a compressione specificata per 56 giorni del calcestruzzo è di 41,4 MPa. Sebbene il calcestruzzo abbia le stesse specifiche nominali sia nelle gambe che nell'arco principale, le proprietà finali di questi due elementi differiscono a causa dei diversi tempi di costruzione: le gambe sono state costruite circa due mesi dopo l'arco principale. La forza effettiva dei test sui cilindri dopo 28 giorni era rispettivamente di 51 e 59 MPa per

la campata principale e le gambe. Il modulo di elasticità di 28 giorni del calcestruzzo è stato stimato utilizzando la sezione ACI 318-08 8.5.1 dai test di resistenza alla compressione deve essere 37,5 GPa. Il calcestruzzo è stato realizzato utilizzando un additivo in polvere superplasticizzante (Super P). Per le altre parti costituenti il ponte come cordoli, spalle e fondazioni, è stato utilizzato un calcestruzzo di classe A secondo le specifiche NJDOT. La sua resistenza a compressione specifica di 28 giorni è di 31,7 MPa.

3.3.2 CALCESTRUZZO AUTOCOMPATTANTE (SCC)

Il calcestruzzo autocompattante (SCC-*Self Compacting Concrete*) è stato pompato a iniezione in tutti gli elementi del tubo in acciaio: arco, pilastri e spandrels. Questa tipologia di calcestruzzo non dovrebbe soffrire di fenomeno da ritiro, conforme alla resistenza di segregazione non superiore al 15 % e una dimensione degli aggregati massima di 13 mm.

3.3.3 ACCIAIO STRUTTURALE

L'acciaio nell'arco, nei pilastri e negli spandrels è un acciaio strutturale (HSS-*high speed steel*) di sezione circolare cava con una resistenza minima allo snervamento di 345 MPa e una resistenza minima di 483 MPa conforme all'ASTM A847-05. Inoltre, i piloni e gli spandrels sono pieni di calcestruzzo (SCC).

3.3.4 ACCIAIO DA POST-TENSIONE

I trefoli post-tesi devono avere un modulo di elasticità apparente di 197 GPa ed essere conformi alla norma ASTM A416, grado 270 per trefoli a basso rilassamento e senza saldatura. Le barre per la post-tensione devono avere un modulo di elasticità apparente di 207 GPa e inoltre devono essere conformi alla norma ASTM A722, grado 150, tipo 2 deformato.

3.3.5 ACCIAIO RINFORZATO

Tutto l'acciaio di rinforzo deve essere ASTM 615 Grado 60, $F_s = 414$ MPa. L'acciaio di rinforzo deve essere rivestito con resina epossidica e deve avere una copertura in cemento di 25 mm nel rinforzo inferiore e 38 mm nel rinforzo superiore della sovrastruttura fusa.

3.3.6 BULLONI DI ANCORAGGIO

Tutti i bulloni ad alta resistenza devono avere un diametro di $7/8[in]$ ovvero $22[mm]$ e conformi all'acciaio resistente agli agenti atmosferici ASTM A325 tipo 3. I bulloni di ancoraggio filettati devono essere conformi a ASTM F1554 grado 55 o 105.

3.4 APPOGGI E COLLEGAMENTI

3.4.1 SPALLE

Sulle spalle, il ponte poggia su cuscinetti elastomerici, come mostrato in Figura 3.16. Questo tipo di cuscinetti è composto da più laminati di neoprene separati da rinforzi in acciaio. I cuscinetti elastomerici rinforzati nello Streicker Bridge sono 20×20 cm e contengono 7 strati di neoprene come indicato nel dettaglio nella Figura 3.17.

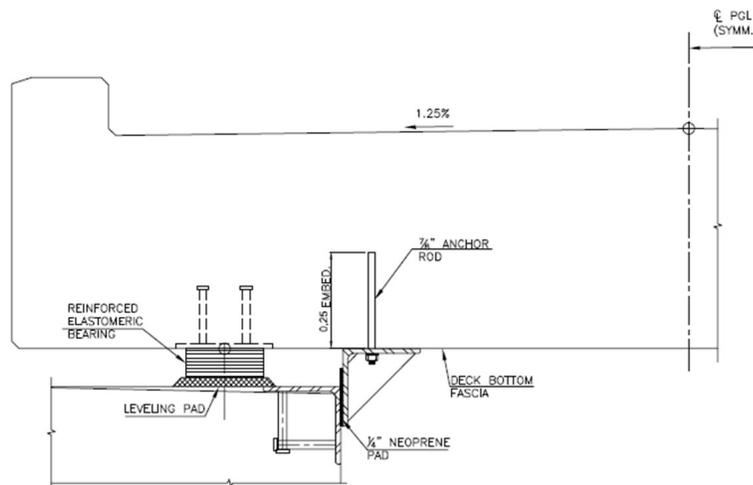
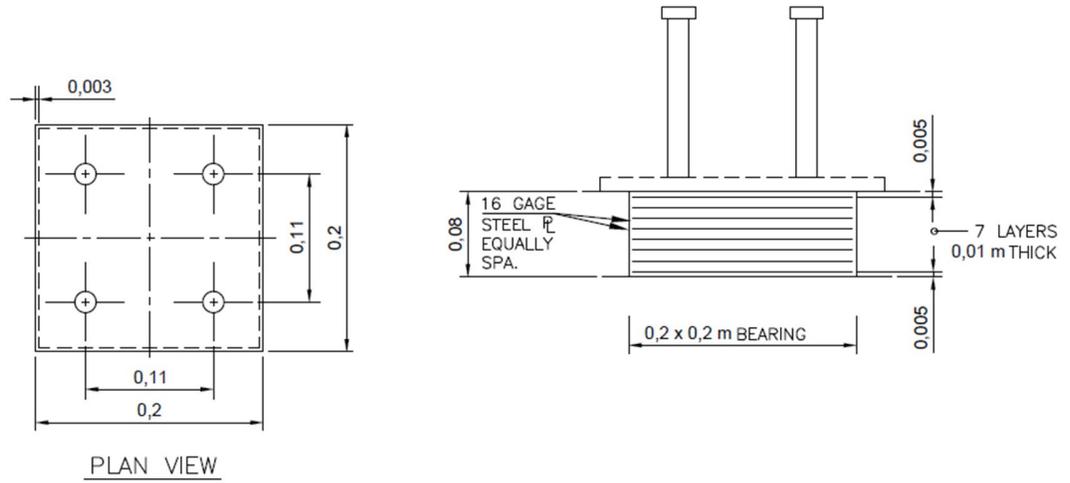


Figura 3.16: Dettagli dell'appoggio della spalla a ovest (Copia di cortesia, prof. Glisic)

3.4.2 FONDAZIONE DELL'ARCO

La base ovest dell'arco e il pilone P3 sono fissati rigidamente alla stessa base del cuscinetto in cemento armato (Figura 3.18) mentre la base est dell'arco e il pilone P10 sono fissati a un piano più lungo (Figura 3.19 e 3.20). I tubi circolari (*pipes*) sono bullonati alle fondazioni con le zone di ancoraggio



REINFORCED ELASTOMERIC BEARING

Figura 3.17: Dettagli del rinforzo elastomerico dell'appoggio (Copia di cortesia, prof. Glisic)

presenti sulla fascia perimetrale del profilo. Le fondazioni sono caratterizzate dalla presenza di micropali.

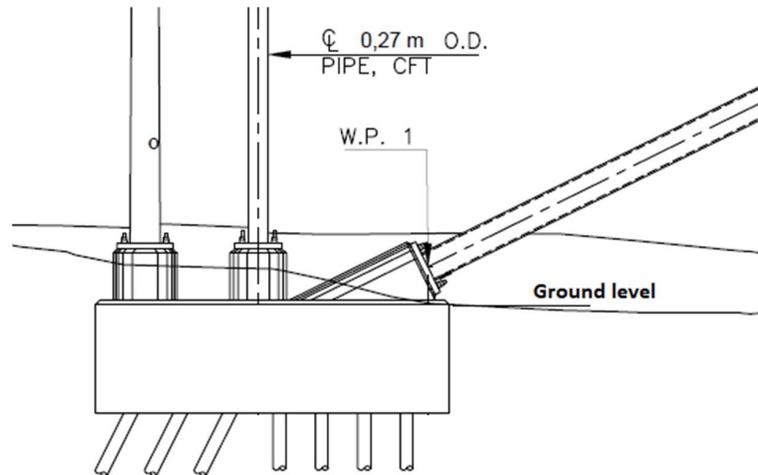


Figura 3.18: Fondazione ovest dell'arco e del pilone P3 (Copia di cortesia, prof. Glisic)

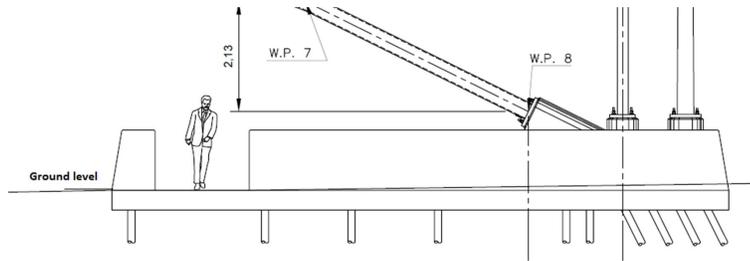


Figura 3.19: Disegno della fondazione (Copia di cortesia, prof. Glisic)



Figura 3.20: Fondazione est dell'arco e del pilone P10

3.4.3 FONDAZIONE DEL PILONE

I sei piloni (P1N, P1S, P11N, P11S, P12N e P12S), sono rigidamente fissati inferiormente ad un piccolo basamento cilindrico in calcestruzzo. I bulloni di ancoraggio si trovano sulla fascia perimetrale del profilo (Figura 3.21 e 3.22). I basamenti sono inoltre ancorati al suolo tramite micropali.

3.4.4 COLLEGAMENTO IMPALCATO-PILONE

L'impalcato della campata centrale è collegato ai piloni e di conseguenza agli spandrels tramite unioni bullonate con la presenza di bulloni lungo tutto il perimetro dei tubi come evidenziato in Figura 3.23 e 3.24).

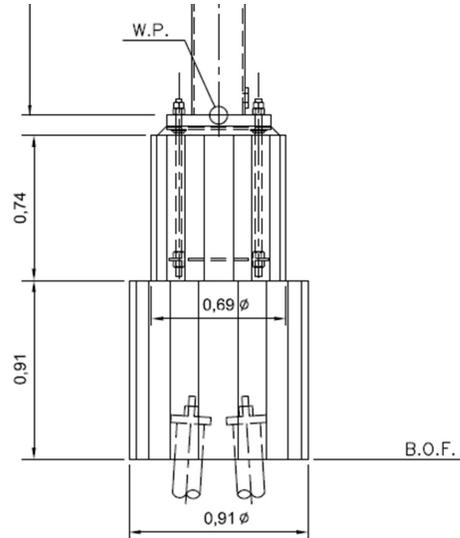


Figura 3.21: Disegno dei dettagli della fondazione P11S (Copia di cortesia, prof. Glisic)



Figura 3.22: Disegno dei dettagli della fondazione P11S da google Maps

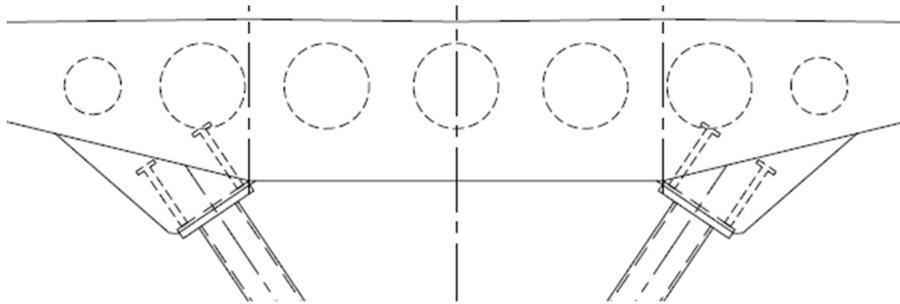


Figura 3.23: Disegno del collegamento pilone-impalcato in P5 (Copia di cortesia, prof. Glisic)

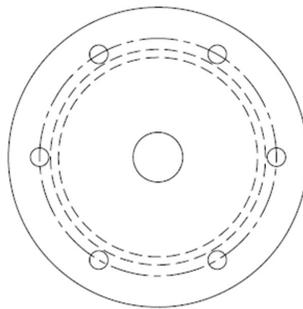


Figura 3.24: Disegno del piano trasversale del collegamento pilone-impalcato in P5 (Copia di cortesia, prof. Glisic)

Capitolo 4

LETTERATURA SULLO STREICKER BRIDGE

Il presente capitolo riassume la letteratura sullo Streicker Bridge in merito alla valutazione sperimentale della passerella per quanto riguarda sia il comportamento statico che dinamico. Inoltre, verranno descritti i sistemi SHM installati nel bridge.

4.1 REVISIONE DELLA LETTERATURA

Sigurdardottir e Glisic [1] hanno presentato in modo esaustivo i metodi SHM implementati e gli approcci di analisi dei dati e la loro validazione in condizioni in loco. Ciò include: una descrizione dettagliata dei sistemi *System Health Monitoring -SHM* e la strategia alla base della selezione dei sistemi. Hanno inoltre presentato i dati di deformazione e temperatura a lungo termine ed effettuato una verifica sulla stabilità dei sensori a lungo termine (considerando variazioni giornaliere e stagionali) con l'obiettivo di valutare la sicurezza strutturale. Inoltre il comportamento dinamico del ponte è stato valutato sperimentalmente dai sistemi SHM.

Sabato [2], invece, ha presentato uno studio in cui viene utilizzata una scheda accelerometrica, basata su MEMS, di nuova concezione (*Acceleration Evaluator, ALE*) come sensore autonomo per eseguire un'analisi delle vibrazioni sullo Streicker Bridge. Attraverso una vasta serie di test quasi-statici e dinamici, è stato dimostrato che la scheda sensore sviluppata può essere utilizzata come dispositivo affidabile per il rilevamento delle vibrazioni e l'identificazione modale.

Le forze di precompressione possono essere ottenute sperimentalmente dai

sistemi SHM. Un metodo universale per la determinazione della distribuzione delle forze di precompressione lungo le strutture di travi di cemento al momento del trasferimento della forza di precompressione (ad esempio, al momento della precompressione o del post-tensionamento) è stato studiato da Abdel-Jaber e Glisic [8]. Il metodo si basa sull'uso di sensori a fibre ottiche e la rete di sensori è simile (praticamente identica) a quella utilizzata per l'identificazione dei danni. Il metodo comprende la determinazione delle forze di precompressione sia in sezioni sane che incrinata, e per quest'ultima può fornire informazioni sulla condizione delle fessure. Abdel-Jaber e Glisic [9] hanno anche presentato un metodo per la valutazione in loco delle perdite di precompressione nelle strutture in calcestruzzo precompresso. Il metodo proposto utilizza misure di deformazione da sensori a fibre ottiche a scartamento lungo per studiare le variazioni di deformazione nel baricentro della rigidità (cioè il baricentro della sezione composta) delle sezioni trasversali. L'applicazione del metodo è illustrata attraverso l'utilizzo delle misurazioni raccolte in un periodo di 7 anni dai sensori di deformazione incorporati nello Streicker Bridge. L'applicazione del metodo indica che le perdite di precompressione misurate dai sensori sono di entità comparabile alle stime di progettazione, il che implica che le stime non sono necessariamente eccessivamente conservative. Il cracking in tenera età del ponte potrebbe influire sul comportamento del ponte e potrebbero apparire delle discrepanze tra i calcoli di progettazione e la realtà.

Hubbell e Glisic [10] hanno descritto il rilevamento e la caratterizzazione in tempo reale delle fessure termiche della prima infanzia nel ponte in cemento ad alte prestazioni di Streicker Bridge. Gli autori forniscono dettagli su un semplice modello ad elementi finiti del ponte e hanno delineato la procedura di analisi utilizzata per dimostrare la formazione di fessure termiche utilizzando questo modello.

4.2 MONITORAGGIO STRUTTURALE (*SHM*)

Lo *Structural Health Monitoring (SHM)* è il processo di misurazione continuo o periodico dei parametri strutturali che ha l'obiettivo di ottenere informazioni sulle condizioni strutturali effettive e sulle prestazioni. Le tecniche più utilizzate per SHM si basano sul monitoraggio della deformazione, sul monitoraggio delle onde (emissione acustica e propagazione delle onde) e sulle misurazioni delle vibrazioni. Tuttavia, SHM è ancora un campo emergente nell'ambito dell'ingegneria strutturale e, sebbene le tecnologie di monitoraggio siano disponibili in commercio, molti proprietari di ponti sono riluttanti

tanti a implementarle. Quattro livelli di sofisticazione sono comunemente considerati all'interno di SHM:

1. SHM di livello I: capacità di SHM di rilevare comportamenti strutturali insoliti (ad es. danno).
2. Livello II SHM: capacità di SHM di localizzare comportamenti strutturali insoliti.
3. Livello III SHM: capacità di SHM di quantificare o valutare la gravità del danno.
4. Livello IV SHM: capacità di SHM di trasformare i dati in informazioni fruibili, vale a dire per fornire stime delle attuali condizioni e prestazioni strutturali.

Il sistema SHM installato nello Streicker Bridge è descritto da Sigurdardottir e Glisic [1]. Poiché la passerella ha un piano abbastanza simmetrico, solo metà della campata principale e la gamba sud-est erano dotate di sistemi SHM, come indicato in Figura 4.1. La passerella è dotata di due sistemi di monitoraggio basati su fibra ottica:

1. un sistema di monitoraggio discreto in fibra di legno (FBG).
2. un rilevamento distribuito utilizzando il sistema di monitoraggio dell'analisi del dominio del tempo ottico (BOTDA) di Brillouin.

Circa un centinaio di sensori discreti di deformazione e temperatura in fibra ottica di calibro lungo (*FGB-fiber Bragg-grating*) e 80 m di cavo di rilevamento in fibra ottica distribuito (*BOTDA-Brillouin optical time domain analysis*) sono stati collegati in modo lasco a barre di rinforzo e incorporati nel ponte di cemento (Figura 4.2). Tali sensori sono stati posti principalmente nella metà orientale della campata principale e nella parte sud-est. Quest'ultimo contiene la luce libera più lunga nel ponte (19,05 m).

I sensori discreti a lungo raggio FBG possono monitorare la deformazione sulla lunghezza del sensore, la deformazione di taglio media, la curvatura media, la deformata e la temperatura in materiali disomogenei come il calcestruzzo e consentire il monitoraggio strutturale globale sia in modalità dinamica statica che ad alta frequenza. I sensori distribuiti BOTDA forniscono sforzo medio, integrità e monitoraggio della temperatura. Sono installati in due topologie principali:

- In parallelo, dove sono previsti momenti di flessione massima e minima (sopra le colonne e al centro delle campate)

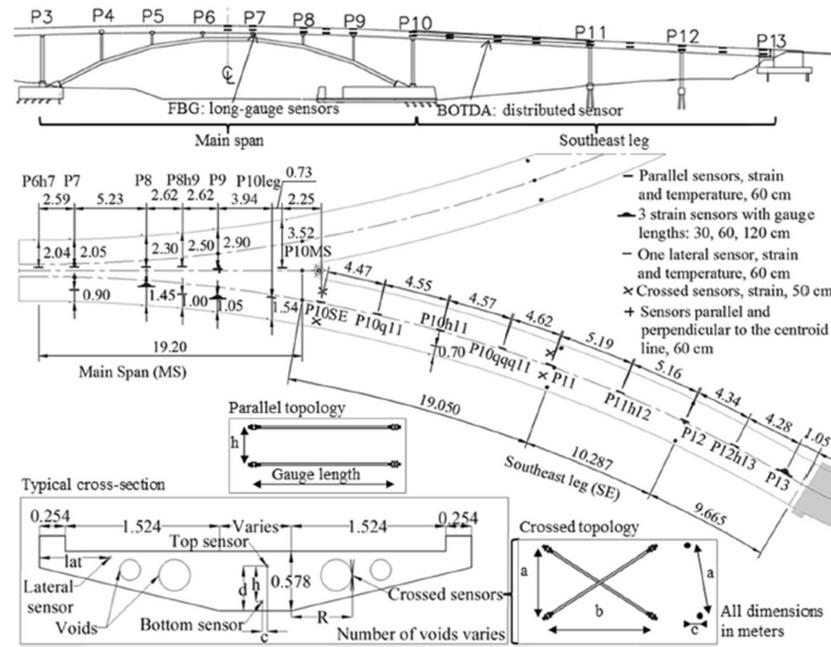


Figura 4.1: Posizione dei sensori in elevazione, in pianta e nella sezione trasversale [1]

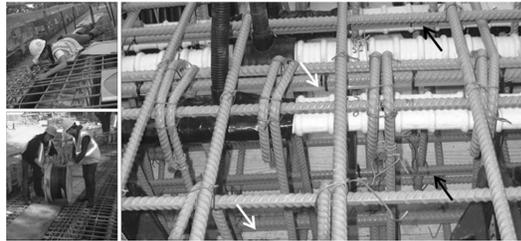


Figura 4.2: Sensori di deformazione e di temperatura attaccati alle barre di acciaio [1]

- trasversalmente, dove sono previste torsione e taglio massimi.

4.3 COMPORTAMENTO STATICO

Il comportamento statico dello Streicker Bridge è stato valutato attraverso il sistema di monitoraggio da Sigurdardottir e Glisic [1]. Nella passerella sono previste la massima torsione e taglio nelle sezioni trasversali in corrisponden-

za dei piloni. Non sono previsti taglio o torsione significativi nell'intervallo principale. A causa della curvatura della gamba sud-est, un carico uniformemente distribuito lungo la trave introdurrà torsione. Le sezioni maggiormente sollecitate, e quindi i momenti di flessione massima e minima, sono quelle all'attacco con i piloni e nella mezzeria delle campate. L'arco e i piloni non sono soggetti a importanti momenti flettenti, oltre ai momenti secondari generati dall'imperfezione dei collegamenti. Le linee di influenza per i momenti flettenti (Figura 4.3) sono state ricavate da un test da quattro macchine da golf (Figura 4.4) utilizzate come carico statico mobile pari a 18 kN (4,5 kN per macchina inclusi i passeggeri). Quest'ultime sono state posizionate in sequenza in 14 posizioni diverse e le misurazioni sono state eseguite in ogni posizione del sensore contemporaneamente. La curvatura, κ , è stata calcolata come segue:

$$\kappa = \frac{\epsilon_b - \epsilon_t}{h} \quad (4.1)$$

Dove ϵ_b e ϵ_t sono le deformazioni misurate rispettivamente dal sensore superiore e inferiore, e h è la distanza tra i due sensori. È stato calcolato il momento flettente, M , come segue:

$$M = \kappa * E * I \quad (4.2)$$

dove E è il modulo di Young e I è il momento di inerzia della sezione trasversale.

I momenti nell'impalcato sono nell'ordine di 10 kNm, mentre i momenti nell'arco sono nell'ordine di 0,1 kNm. Ciò suggerisce che il ponte si sta comportando come un arco irrigidito dal ponte, non trasferendo momenti importanti all'arco. È stata rilevata una discrepanza al centro dell'intervallo principale (P6h7). Una forte interazione tra il ponte e l'arco (maggiore rigidità in questa posizione) potrebbe essere causata dai piloni eccezionalmente corti che collegano il ponte e l'arco e dalla distribuzione non lineare della tensione termica sulla sezione trasversale a causa dell'esposizione diretta al sole. Un'altra discrepanza è stata riscontrata nel punto in cui la gamba sud-orientale si unisce alla campata principale (P10). Quando il carico era al centro dell'intervallo tra P10 e P11, il valore misurato era circa il 70 % del valore previsto dall'FEM, quindi questo dimostra che il modello FEM è troppo rigido per il giunto (Figura 4.3). Questa riduzione della rigidità articolare a P10 suggerisce che:

- la fessura che si è verificata durante la prima età del calcestruzzo non è stata completamente chiusa;

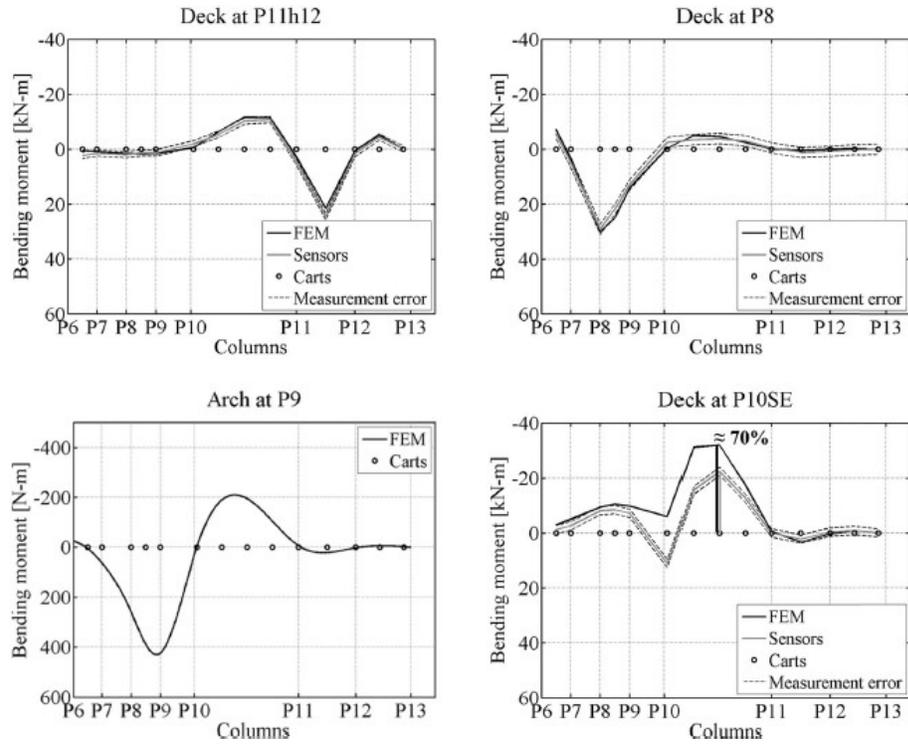


Figura 4.3: Linee di influenza [1]



Figura 4.4: Quattro macchine da golf usate come carico viaggiante [1]

- la costruzione non monolitica dell'articolazione influisce sulle sue prestazioni;
- una combinazione di entrambe le influenze ha causato la ridotta rigidità articolare.

La riduzione rilevata della rigidezza articolare nella posizione P10 non in-

fluenza in modo significativo le prestazioni complessive del ponte. La posizione teorica del baricentro della rigidezza nella gamba sud-est è a 398 mm a partire dalla fibra inferiore della sezione trasversale. Le misure mostrano che l'asse neutro è costantemente più in basso. Poiché l'ipotesi di Bernoulli è valida, i sensori nella sezione P10h11 hanno confermato che l'intera sezione non è efficace nel portare la flessione a causa della sua particolare forma. Pertanto, questo comportamento insolito non è causato da danni.

4.4 COMPORTAMENTO DINAMICO

Le misure di deformazione dello Streicker Bridge sono state utilizzate per studiare il comportamento dinamico del ponte [1]. Le frequenze naturali del ponte sono state determinate sperimentalmente e confrontate con quelle calcolate da un modello FEM. Nella campagna sperimentale sono stati eseguiti tre test che hanno coinvolto cinque persone che correvano sul ponte in modo da creare carichi dinamici: il primo test è stato effettuato con persone che correvano in maniera sincrona a circa 3 Hz; nel secondo test la frequenza era di circa 4 Hz. Nel terzo test, hanno eseguito diverse frequenze casuali per un breve periodo di tempo (30 s). In questa analisi è stata utilizzata solo la posizione a metà della fascia sud-est (P10h11), poiché i valori di deformazione in altre posizioni erano troppo piccoli e generavano grandi incertezze, il che indica una limitazione del metodo. Il grafico in Figura 4.5 mostra la Fast Fourier Transform (FFT) per i tre test che sono stati utilizzati per estrarre le frequenze naturali.

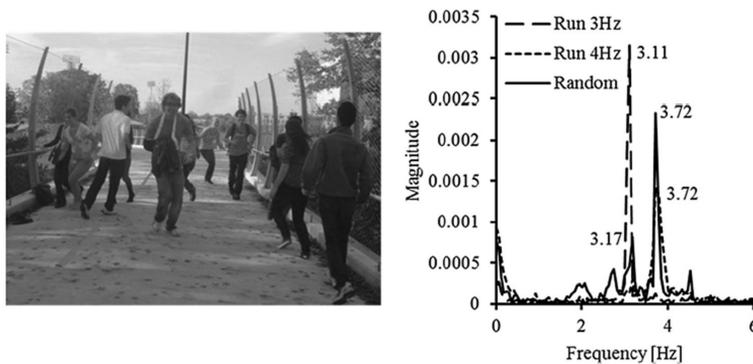


Figura 4.5: Test dinamico [1]

Le frequenze naturali ottenute sono state 3,11 Hz e 3,72 Hz per un'eccitazione di circa 3 e circa 4 Hz, rispettivamente. Al contrario, la corsa random

ha generato un segnale con più picchi. I valori più grandi sono stati a 3,17 e 3,72 Hz; 3,72 Hz è coerente con la corsa a 4 Hz, mentre il picco di 3,17 Hz rientra nel limite di errore di 0,06 Hz rispetto a 3,11 Hz osservato durante la corsa di 3 Hz. Diversamente, le prime due frequenze calcolate con un modello FE in SAP2000 sono stati 3,21 Hz e 3,77 Hz, che sono leggermente più grandi delle frequenze sperimentali.

Attualmente sono disponibili per l'analisi due set di dati, raccolti nel 2010 e nel 2014 [3]. Per entrambi i set di segnali registrati l'input è sconosciuto. Le time history delle deformazioni dai sensori paralleli vengono calcolate per ottenere la curvatura dinamica e le proprietà modali del ponte pedonale. Domaneschi et al [4] hanno verificato che la curvatura invece dei vettori di deformazione consente di dimezzare il numero di vettori da elaborare senza perdere informazioni. I dati di curvatura raccolti sono stati elaborati nel dominio della frequenza calcolando la densità spettrale di potenza (PSD) attraverso la funzione periodogramma.

Tutti i test del 2010 sono stati eseguiti sulla campata principale che è risultata molto rigida. Quindi, risulta una risposta di deformazione significativamente bassa dai sensori incorporati. La Figura 3 riporta un campione di registrazioni dai sensori P6h7, P7 e P8. Non è possibile identificare perturbazioni o componenti di frequenza caratteristica.

Nel 2014 sono stati eseguiti dei test per estrarre le caratteristiche delle gambe. Grazie alla simmetria della passerella è stato valutato solo il tratto Sud-Est del ponte. Come per i test del 2010, erano presenti pedoni (gruppi di studenti del Campus) che camminavano e correvano casualmente sul ponte a frequenze sconosciute. Alcune spiegazioni aggiuntive per spiegare gli acronimi per i diversi sensori sono le seguenti: "P" = pilone, Numeri = posizione dei piloni, "h" = a metà strada tra i sensori. Dunque, P6h7 starebbe a metà strada tra il pilone 6 e il pilone 7, P10qqq11 per la campata del 3 quarto (3/4 campata) tra il pilone 10 e il pilone 11, P10q11 per il 1 quarto di campata tra il pilone 10 e il pilone. Mentre, P7 significa che i sensori si trovano direttamente al pilone 7.

Da questi risultati, si determina che il primo picco di amplificazione nel dominio della frequenza è di circa 3 Hz per tutti i test sperimentali. Si tratta di un valore inferiore rispetto a quelli della letteratura in Figura 4.6. Inoltre, il secondo picco ha valori inferiori (circa 3,6 Hz). I risultati disponibili nella gamma [3,5 Hz, 8 Hz] evidenziano un terzo picco intorno a 4,4 Hz, un quarto a 4,9, un quinto a 6 Hz e l'ultimo a 7,8 Hz. La tabella 4.7 riassume i risultati delle analisi dei test del 2014 sul tratto Sud-Est della passerella per ogni segnale registrato. A causa della posizione e della topologia dei sensori incorporati, le frequenze naturali riconosciute sono ragionevolmente

associate a modalità naturali di flessione verticale.

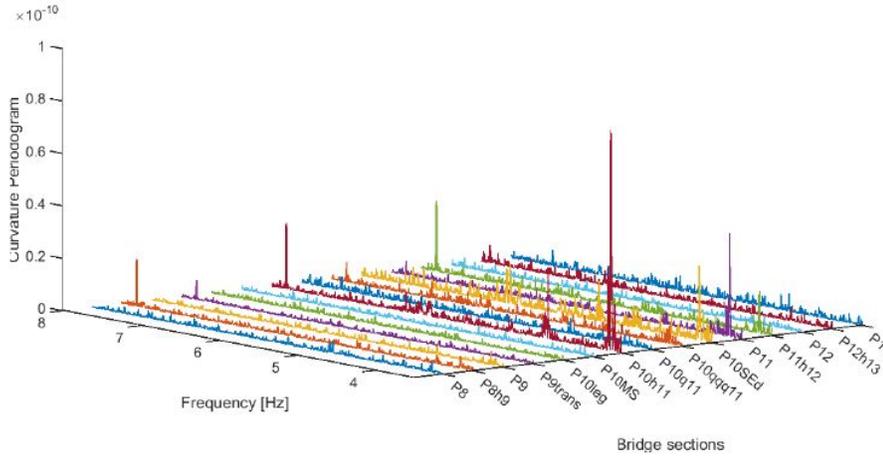


Figura 4.6: Risultati processati da Domaneschi [3]

Table 1. Natural frequencies from 2014 tests (*DP=DynamicPeaks*, *RP=RunningPeaks*).

<i>Signal</i>	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	f_3 [Hz]	f_4 [Hz]	f_5 [Hz]	f_6 [Hz]
<i>DP1</i>	2.94	3.61	4.47	4.92	6.01	7.81
<i>DP2</i>	2.98	3.66	4.45	4.94	5.99	7.81
<i>DP3</i>	3.00	3.63	4.43	4.96	6.03	7.81
<i>DP4</i>	3.00	3.64	4.50	4.96	5.99	7.81
<i>DP41</i>	3.00	3.66	4.46	4.96	6.09	7.80
<i>DP42</i>	2.99	3.68	4.42	4.94	-	7.81
<i>RP</i>	3.08	3.67	4.46	4.96	-	7.81

Figura 4.7: Tabella 1 di [3]

In alternativa alle misurazioni effettuate dai sensori discreti FBG, il rilevamento delle vibrazioni e l'identificazione modale possono essere effettuati utilizzando un accelerometro senza fili Micro Electric-Mechanical System (MEMS) incorporato in un trasmettitore ALE (Acceleration Evaluator). Sabato [2] riporta il monitoraggio delle vibrazioni dello Streicker Bridge mediante un sistema basato su MEMS. Un trasmettitore ALE era schierato sulla gamba sud-est, mentre un ricevitore era posto sotto il ponte, a livello

della strada, a circa 10 m di distanza dal trasmettitore. La figura 4.8 mostra la posizione del trasmettitore e del ricevitore.



Figura 4.8: Test setup e impiego dell’ALE sul ponte [2]

Sono stati effettuati tre diversi esperimenti: il primo test consisteva in un test quasi statico utilizzando il carrello (40 kN) mostrato nella Figura 4.9 come carico statico in movimento. La seconda prova consisteva in un gruppo di otto persone che saltavano a circa 3 Hz per quasi 30 secondi e poi fermarsi in corrispondenza di un quarto dell’approccio sud-est del ponte lunghezza totale rampa. Il terzo test consisteva nello stesso gruppo di otto persone che correvano diverse frequenze casuali tra il punto di connessione span-rampa principale e la metà della lunghezza totale della gamba.

Nella prima prova (prova quasi statica), anche se le ampiezze di oscillazione erano basse, il sistema accelerometrico basato su MEMS potrebbe identificarli chiaramente. Inoltre, l’analisi nel dominio della frequenza evidenzia chiaramente il valore di 3,08 Hz e 3,75 Hz come primo due frequenze naturali del ponte. La Figura 4.10 e la Figura 4.11 tracciano un dettaglio della cronologia (TH) e la risposta in frequenza corrispondente in base alla densità spettrale di potenza (PSD) valutata dall’accelerazione registrata durante la prova quasi statica.

Nel secondo test (test di sollecitazione ingresso 3 Hz), le analisi nel dominio della frequenza ne mostrano due valori di frequenza: 2,99 Hz è la frequenza delle sollecitazioni in ingresso (salto), mentre 3,07 Hz è la frequenza eccitata del ponte. La figura 4.12 e la figura 4.13 tracciano il TH e il PSD registrato durante il test con un input di sollecitazione di 3 Hz.

Nel terzo test (test di sollecitazione a input casuale), le prime due modalità sono 3,08 Hz e 3,75 Hz e sono vicini a quelli rilevati nei due test precedenti. Nessuna valutazione sull’ampiezza delle frequenze eccitate può



Figura 4.9: Setup quasi-statico [2]

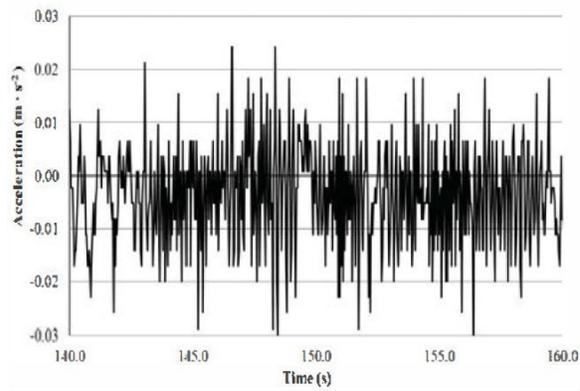


Figura 4.10: Dettaglio del TH registrato durante il test quasi statico [2]

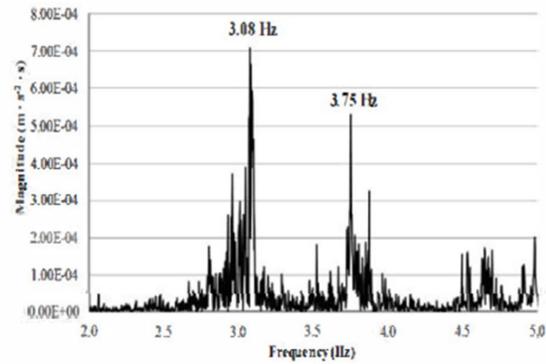


Figura 4.11: Dettaglio della PSD valutata dal test registrato TH quasi statico [2]

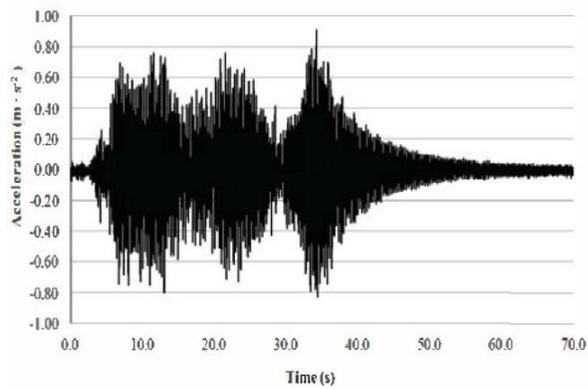


Figura 4.12: Dettaglio del test TH registrato con un input di sollecitazione di 3 Hz [2]

essere eseguita. La Figura 4.14 e la Figura 4.15 tracciano il TH e il PSD registrato durante il test di sollecitazione con input casuale.

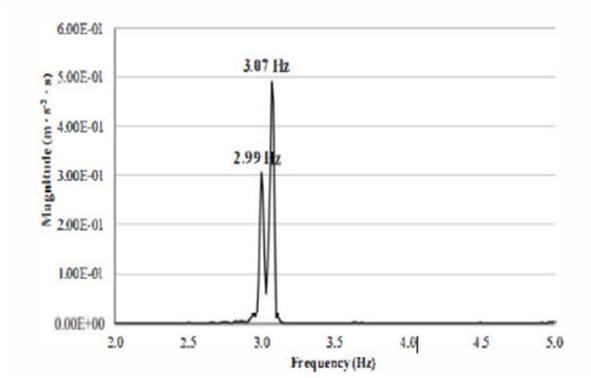


Figura 4.13: Dettaglio del test TH registrato con un input di sollecitazione di 3 Hz [2]

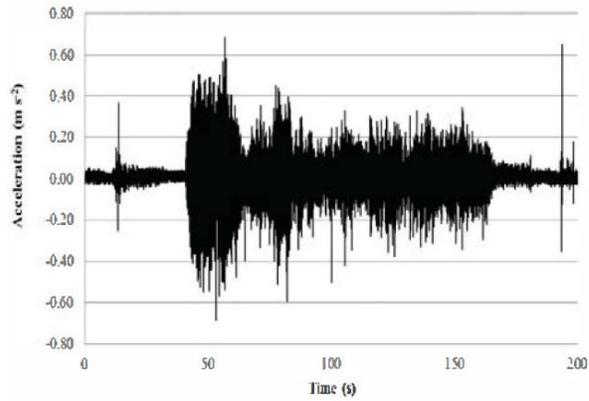


Figura 4.14: Dettaglio del test TH registrato con un input di sollecitazione di 3 Hz [2]

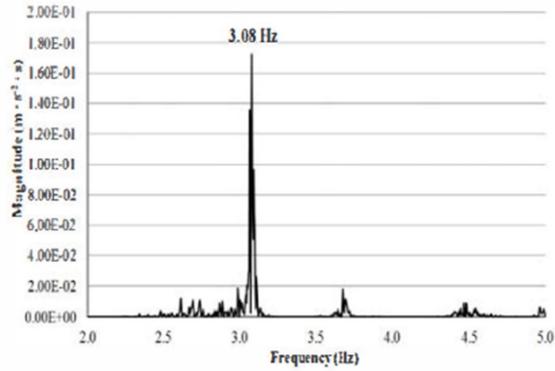


Figura 4.15: Dettaglio del test TH registrato con un input di sollecitazione di 3 Hz [2]

Capitolo 5

MODELLI AGLI ELEMENTI FINITI DELLA PASSERELLA

Come descritto nell'introduzione, lo scopo di questo lavoro è stato quello di validare un modello ad elementi finiti dello Streicker Bridge rispetto alle azioni statiche e dinamiche sulla passerella. In questo capitolo verranno descritti i diversi modelli sviluppati ed i software utilizzati. Partendo da studi precedenti sulla passerella e tenendo, dunque, conto delle reali caratteristiche di questa, sono stati creati:

1. Modello A: modello FE sviluppato in sap2000, caratterizzato solo da elementi di tipo trave.
2. Modello B: modello FE sviluppato in ANSYS Mechanical APDL avente anch'esso solo elementi di tipo trave.
3. Modello C: modello FE sviluppato in ANSYS Mechanical APDL, con elementi di tipo beam ed elementi bidimensionali di tipo guscio per l'impalcato.

5.1 SOFTWARE E PACKAGES

5.1.1 SAP2000

Per la creazione del modello A è stato utilizzato sap2000, software strutturale creato da Computers and Structures, Inc. (CSI), basato sull'applicazione del metodo degli elementi finiti (FEM). Generalmente viene utilizzato su strutture civili come dighe, torri di comunicazione, stadi, impianti industriali ed edifici. Le fasi di modellazione, analisi e verifica sono integrate in un

unico ambiente grafico ed anche i modelli più complessi possono essere creati in modo semplice, partendo da template predefiniti e sfruttando specifici strumenti di disegno e mesh. Per la creazione del modello sono stati sfruttati i comandi dedicati che consentono l'applicazione automatica dei carichi.

5.1.2 ANSYS MECHANICAL APDL

Per la creazione dei modelli B e C è stato utilizzato Ansys. Come sap2000 è un software di analisi che consente di risolvere complessi problemi di ingegneria strutturale, basandosi sul metodo FEM. Con Ansys sono state effettuate delle analisi di singoli casi di carico, vibrazioni o analisi transitoria, sfruttando una potenza di calcolo maggiore rispetto a sap2000. Al fine di avere un maggiore controllo sul modello, si è deciso di sfruttare l'opportunità di creare il modello scrivendo direttamente il codice sorgente del problema, possibilità non presente su sap2000. Il codice viene scritto in un file di testo (.txt) ed Ansys legge il file ed esegue tutte le analisi seguendo le istruzioni presenti nel testo.

5.2 ASSUNZIONI DI MODELLO

Per tutti e tre i modelli creati sono state fatte delle assunzioni descritte di seguito.

5.2.1 MATERIALI

Nella fase di modellazione della struttura gli effetti a lungo termine sul calcestruzzo sono stati ignorati, in quanto i test sperimentali sono stati effettuati in tenera età della struttura. Supponendo l'ipotesi di materiali lineari, l'effetto della post-tensione dell'impalcato sui risultati modali è stata anche trascurata poiché la variazione nella configurazione deformata dell'equilibrio non modifica significativamente le proprietà dinamiche della struttura [11].

5.2.2 GEOMETRIA

Per le sezioni trasversali degli elementi del ponte sono state utilizzate cinque sezioni rettangolari equivalenti con le stesse proprietà di inerzia delle sezioni trasversali reali (Tabella 3.7). La loro larghezza di base, b e altezza h , rappresentate in Figura 5.1, sono state ricavate risolvendo il seguente sistema di equazioni 2 per 2 dove:

$$I_x = \frac{b * h^3}{12} \quad (5.1)$$

$$I_y = \frac{h * b^3}{12} \quad (5.2)$$

1. I_x rappresenta il momento di inerzia rispetto all'asse x delle sezioni trasversali della passerella;
2. I_y rappresenta il momento di inerzia rispetto all'asse y delle sezioni trasversali dell'impalcato.

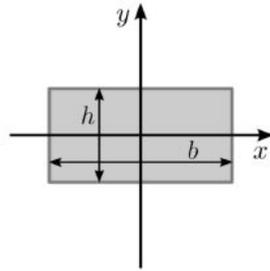


Figura 5.1: Sezione trasversale rettangolare

La Tabella 5.1 evidenzia le dimensioni delle sezioni rettangolari equivalenti. La loro area è definita come un'area efficace A_{eff} . Poichè le sezioni reali dell'impalcato presentano dei fori di alleggerimento, il valore dell'area della sezione equivalente è maggiore dell'area reale A_{real} . Ad eccezione di questa peculiarità il momento di inerzia non cambia.

Tabella 5.1: Sezioni rettangolari equivalenti relative all'impalcato.

	P6-P7	P5-P8	P4-P9	P3-P10	Gambe
h[m]	0.52	0.53	0.55	0.56	0.48
b[m]	3.68	4.15	5.05	6.70	3.20
$A_{eff}[m^2]$	1.93	2.22	2.77	3.75	1.54
$A_{real}[m^2]$	1.46	1.74	2.24	3.21	1.28

COLLEGAMENTO IMPALCATO-PILONI

Per collegare il baricentro dell'impalcato e i due nodi superiori di ogni *spandrel* a forma di "Y" (tre nodi in totale) è stato adottato un vincolo di corpo rigido in ogni posizione del pilone/*spandrel*. Tutti i gradi di libertà (6 DOF) sono vincolati in base all'unione bullonata tra impalcato e tubi presentata nel Capitolo 3.

5.3 MODELLO A: MODELLO FEM IN SAP2000 CON ELEMENTI *BEAM*

5.3.1 GEOMETRIA

Per il modello A, la geometria è stata creata in AutoCAD sulla base delle rappresentazioni dei disegni forniti dal progettista Menn. In seguito è stato importato il file .IGS in sap2000. La linea d'asse (Figura 5.2) è stata importata e discretizzata creando novantasette elementi di tipo beam.

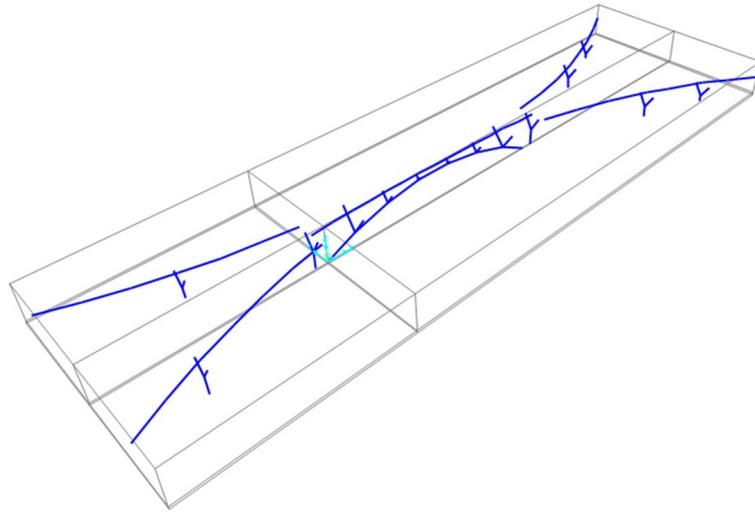


Figura 5.2: Geometria delle linee d'asse del modello A

In questo modello, l'elemento beam si basa sulla trave di Bathe-Wilson. La curvatura biassiale, la torsione, la deformazione assiale e il taglio biassiale sono tutti considerati nella formulazione trave-pilastro (Bathe e Wilson [12]). Bathe [13] sottolinea che la trave di Bathe-Wilson contiene una formulazione della trave identica alla trave di Timoshenko, fatta eccezione per l'inclusione della seguente regola alternativa:

$$\kappa = \frac{V^2}{A \int \tau^2 dA} \quad (5.3)$$

per determinare il fattore di correzione del taglio κ , dove τ è lo sforzo di taglio che agisce sull'area della sezione trasversale A . La lunghezza degli elementi beam è di circa 5 m per i quattro raccordi in avvicinamento. Gli elementi, invece, della campata principale sono lunghi tra 2,5 e 3 m. Gli elementi ad

5.3. MODELLO A: MODELLO FEM IN SAP2000 CON ELEMENTI BEAM53

arco sono lunghi circa 5 m. I piloni a forma di "Y" sono composti da tre elementi e gli spandrels sono composti da due elementi.

IMPALCATO

Agli elementi dell'impalcato della campata principale è stata assegnata la stessa sezione di Tabella 5.1 in modo tale che a ciascun elemento con un'estremità in corrispondenza di un determinato *spandrel* o pilone sia assegnata la sezione trasversale del ponte in quella posizione. Un esempio è mostrato in figura 5.3: ai due elementi del telaio che si incontrano sul perno P6 è stata assegnata la sezione "Deck P6-P7".

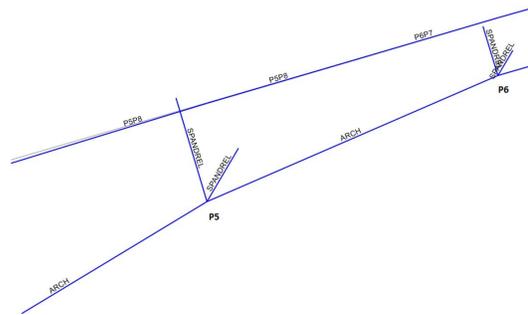


Figura 5.3: Assegnazione della sezione trasversale dell'impalcato del modello A

Questa semplificazione genera un errore locale nella distribuzione della massa e della rigidità, ma non un errore significativo in termini di somma della massa totale del ponte di campata principale.

ARCO, PILONI E SPANDRELS

Arco, piloni e *spandrels* sono stati modellati con quattro diverse sezioni del tubo (Figura 5.4) in base alle dimensioni reali del ponte riportate nella Tabella 5.2. In tabella sono riportate sia l'area delle sezioni trasversali di acciaio (A_s) che l'area delle sezioni trasversali di calcestruzzo (A_c) di cui i tubi sono stati riempiti.

A ciascun elemento beam è stata assegnata la sezione trasversale del tubo corrispondente. La Tabella 5.3, invece, riporta il numero di elementi del Modello A per ciascuna sezione trasversale. La figura 5.5 rappresenta la vista estrusa del modello.

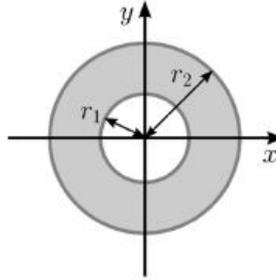


Figura 5.4: Sezione trasversale del tubo

Tabella 5.2: Geometrie.

	Arco	Pilone di base	Pilone a V	Spandrel
$r_1[m]$	0.143	0.122	0.100	0.074
$r_2[m]$	0.160	0.135	0.110	0.085
spessore[m]	0.018	0.013	0.010	0.011
$A_s[m^2]$	0.017	0.010	0.007	0.005
$A_c[m^2]$	0.064	0.047	0.031	0.017

Tabella 5.3: Numero elementi

	N. Elementi
Arco	7
<i>Spandrel</i>	12
Pilone di base	8
Pilone a V	16
<i>Impalcato P3-P10</i>	2
<i>Impalcato P4-P9</i>	4
<i>Impalcato P5-P8</i>	4
<i>Impalcato P6-P7</i>	4
<i>Impalcato-gambe</i>	26
Totale	83

5.3. MODELLO A: MODELLO FEM IN SAP2000 CON ELEMENTI BEAM55

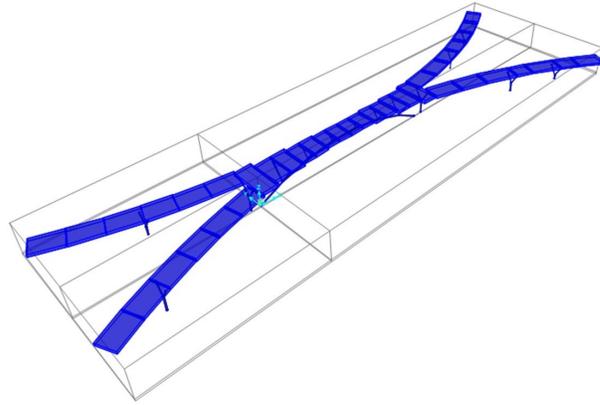


Figura 5.5: Visione estrusa del modello A

COLLEGAMENTO IMPALCATO-PILONI

Come si può notare in Figura 5.2, i nodi del impalcato e dei piloni non sono collegati da alcun elemento. Il baricentro del impalcato e i due nodi superiori di ogni pilone o *spandrel* a forma di Y (tre nodi in totale) sono stati vincolati da un "body frame" in ogni posizione del pilone/*spandrel*. Pertanto, al modello sono stati assegnati quattordici vincoli "Body frame". Ciò ha permesso di scegliere di vincolare tutti i gradi di libertà facendo riferimento all'unione bullonata tra ponte e tubi discussa nel Capitolo 3. Particolare attenzione deve essere prestata nelle due posizioni (P3 e P10) in cui la campata principale si raccorda alle gambe. Per queste, invece di tre nodi, sono vincolati cinque nodi (Figura 5.6): il baricentro dell'elemento facente parte della campata principale, i due nodi superiori di ogni pilone a forma di Y, il baricentro di una gamba e il baricentro dell'altra gamba.

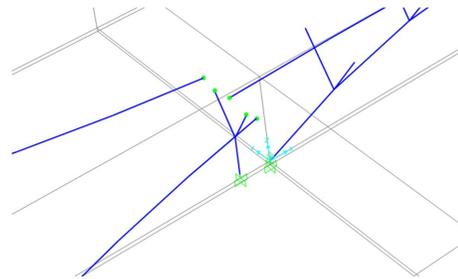


Figura 5.6: Vincolo di corpo rigido del pilone P3

PROPRIETA' DEI MATERIALI

Le proprietà dei materiali per calcestruzzo e acciaio strutturale sono quelle definite rispettivamente nella Tabella 5.4 e nella Tabella 5.5.

Tabella 5.4: Calcestruzzo

Sezione elemento	Impalcato P6-P7	Impalcato P5-P8	Impalcato P4-P9	Impalcato P3-P10
$\rho_{eff,c}[kg/m^3]$	2070.89	2129.00	2173.45	2280.43
$E_c[GPA]$	35.00	35.00	35.00	35.00
$f_c[MPA]$	41.37	41.37	41.37	41.37

Tabella 5.5: Acciaio

	Arco	Pilone di base	Impalcato Pilone a V	<i>Spandrel</i>
$\rho_{eff,c}[kg/m^3]$	14915.22	16280.99	16336.64	13616.60
$E_s[GPA]$	206.87	210.64	213.04	200.36
$I_s[mm^4]$	186295186.94	86878521.37	36450328.76	17446873.29
$I_c[mm^4]$	328423353.43	173991969.47	78539816.34	23551401.72
$F_y[MPA]$	344.74	344.74	344.74	344.74
$F_u[MPA]$	482.63	482.63	482.63	482.63

CONDIZIONI AL CONTORNO

Le condizioni al contorno sono state applicate in quattordici posizioni, come mostrato in figura 5.7. Poiché il ponte poggia su cuscinetti in neoprene, i vincoli sui monconi possono essere modellati come semplici appoggi che consentono la rotazione in tutte le direzioni. L'arco e i piloni sono incastrati nelle fondazioni in calcestruzzo armato. Pertanto, i loro vincoli possono essere modellati come incastri.

5.4 MODELLO B: MODELLO FEM IN ANSYS MECHANICAL APDL

Per poter considerare valido un modello FE, si è deciso di sviluppare la passerella con un altro software.

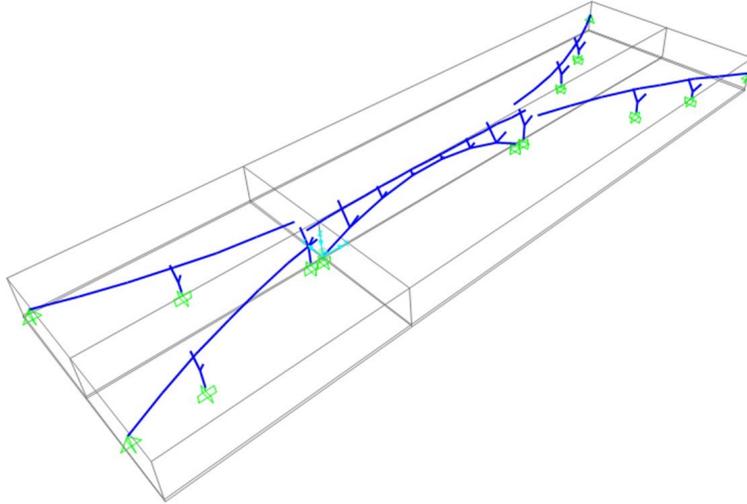


Figura 5.7: Geometria con vincoli del modello A

5.4.1 GEOMETRIA

Anche per il modello B in ANSYS mechanical APDL, è stato considerato il file CAD utilizzato per lo sviluppo del modello A. Le coordinate dei nodi sono state importate in Excel e successivamente, la posizione dei nodi è stata trascritta in un file in formato testo (.txt), necessario per poter utilizzare il modulo APDL di Ansys. Il modello B ha la stessa geometria del modello A. Pertanto, contiene anch'esso novantasette elementi in totale (Figura 5.8). La numerazione dei nodi viene presentata in appendice B.

L'unico elemento monodimensionale di tipo *beam* utilizzato è il *BEAM188* che può essere utilizzato per travi basse o alte. Si basa sulla teoria della trave di Timoshenko: la deformazione a taglio trasversale è costante attraverso la sezione trasversale (ovvero, le sezioni trasversali rimangono piane e non distorte dopo la deformazione).

IMPALCATO

Come per il modello A, agli elementi del impalcato sono state assegnate le stesse cinque sezioni rettangolari equivalenti riportate nella Tabella 5.1. Queste cinque sezioni sono state definite in ANSYS usando il comando: *SECTYPE* „ *BEAM*, *RECT*.

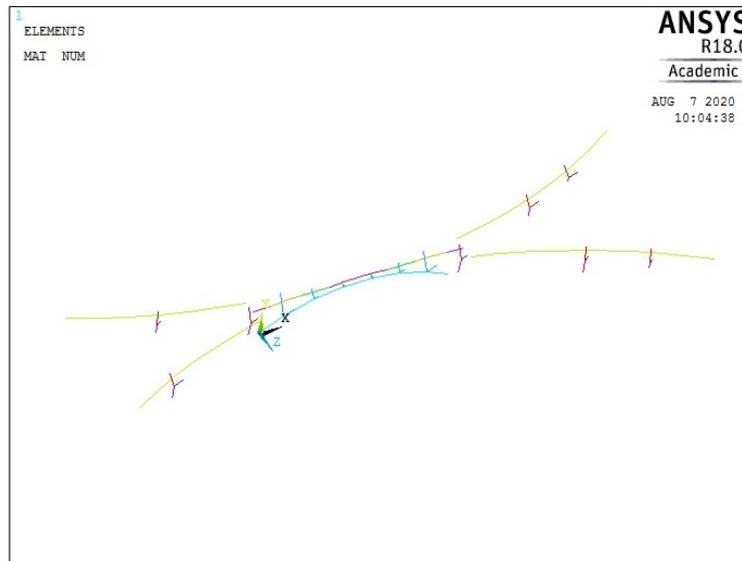


Figura 5.8: Elementi del modello B

ARCO, PILONI E SPANDRELS

Allo stesso modo, l'arco, i piloni e gli *spandrels* sono stati modellati con quattro diverse sezioni del tubo in base alle loro dimensioni reali (Tabella 5.5). Sono state definite in ANSYS usando il comando:

`SECTYPE,, BEAM, CTUBE.`

Il numero di elementi del modello B per ciascuna sezione è lo stesso del modello A (Tabella 5.3).

5.4.2 PROPRIETA' DEI MATERIALI

Le proprietà del materiale per calcestruzzo (Tabella 5.4) e acciaio strutturale (Tabella 5.5) sono quelle utilizzate nel modello A.

5.4.3 COLLEGAMENTO IMPALCATO-PILONI

Come per il modello A, i nodi del impalcato e dei piloni non sono collegati da nessun elemento (figura 5.6). Pertanto, il comando `CERIG` è stato utilizzato per vincolare i sei gradi di libertà; questo comando definisce una regione rigida definendo un nodo principale (i nodi del impalcato o nodi master in corrispondenza di posizioni pilone o *spandrel*) e i corrispondenti nodi slave (i due superiori nodi di ogni pilone e *spandrel* a forma di "Y").

5.5. MODELLO C: MODELLO FEM IN ANSYS CON ELEMENTI SHELL59

CONDIZIONI AL CONTORNO

Le condizioni al contorno sono le stesse del modello A. Come mostrato in Figura 5.9, i vincoli dei piloni e dell'arco sono incastri, mentre i supporti sulle quattro gambe sono semplici appoggi.

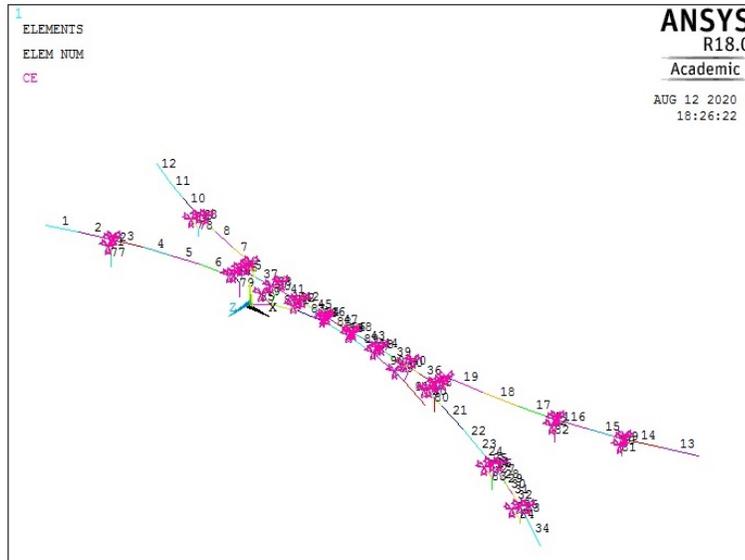


Figura 5.9: Modello B con *joint restraints*

5.5 MODELLO C: MODELLO FEM IN ANSYS CON ELEMENTI *SHELL*

Considerando il modello B, come punto di partenza, è stato modellato l'impalcato con elementi bidimensionali di tipo SHELL181.

5.5.1 GEOMETRIA

Come per il modello B, anche per il modello C in ANSYS (Figura 7.2), la posizione dei nodi della passerella è stata estratta da un file CAD. Tuttavia, il modello C è stato creato con più nodi ed elementi rispetto al modello B, in totale sono 367, di cui:

- 43 elementi *beam* per modellare l'arco, i piloni e gli *spandrels*.
- 324 elementi *shell* per modellare tutto il impalcato.

In questo modello per l'arco, i pilastri e gli *spandrels* è stato utilizzato l'elemento *BEAM188*, invece l'impalcato della campata centrale e delle gambe sono stati modellati con elementi *shell*, in particolare *SHELL181*. Quest'ultimo è stato scelto in quanto adatto per l'analisi di strutture *shell* sottili o moderatamente spesse. È un elemento a quattro nodi con sei gradi di libertà su ciascun nodo: traslazioni nelle direzioni x, y e z e rotazioni attorno agli assi x, y e z. I nodi del modello C hanno la stessa numerazione del modello B per arco, pilastri e *spandrels*.

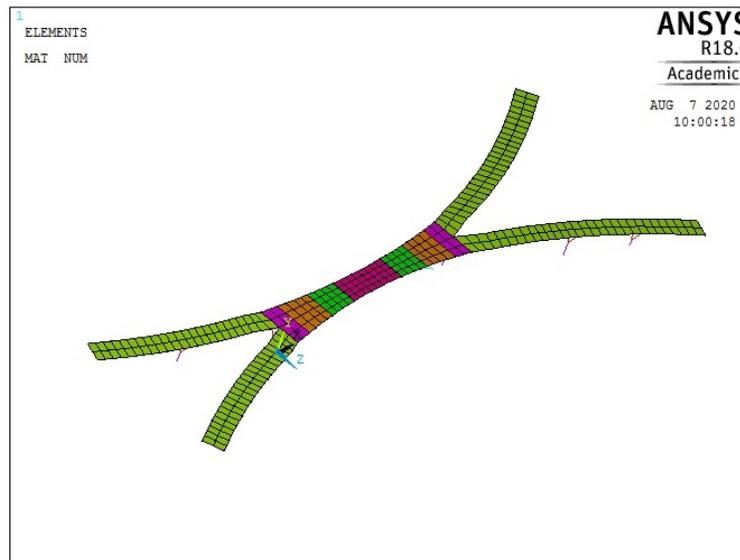


Figura 5.10: Elementi del modello C

IMPALCATO

Gli elementi *shell* dell'impalcato sono quadrangolari, la cui dimensione è di circa 1x1 m. I nodi degli elementi sono stati creati manualmente facendo uso di programmazione con APDL (generazione diretta), con cui si crea quindi un file .txt unico nel quale vengono inseriti tutti i comandi necessari ad Ansys per definire:

- nodi e *keypoints* (in coordinate spaziali).
- proprietà dei materiali e numerazione di quest'ultimi.
- generazione degli elementi.

5.5. MODELLO C: MODELLO FEM IN ANSYS CON ELEMENTI SHELL61

- condizioni al contorno.
- analisi da eseguire.

Nelle gambe, la sezione trasversale del ponte è definita da due elementi shell. Al contrario, la sezione trasversale della campata centrale è caratterizzata da quattro elementi shell. Le sezioni trasversali sono state definite in ANSYS usando il comando

SECTYPE „ *SHELL* „.

Gli elementi *shell* adiacenti si collegano tra loro sul piano intermedio.

ARCO, PILONI E SPANDRELS

Come nel modello B, l'arco, i pilastri e gli *spandrels* sono stati modellati con quattro diverse sezioni del tubo in base alle dimensioni reali del ponte (Tabella 5.5). I nodi di frame non hanno un offset. La vista estrusa del modello C è mostrata nella Figura 5.9.

PROPRIETA' DEI MATERIALI

Le proprietà del materiale per calcestruzzo e acciaio strutturale sono quelle utilizzate nel Modello A e nel Modello B.

5.5.2 COLLEGAMENTO IMPALCATO-PILONI

A differenza del modello A e del modello B, il ponte è continuo tra le gambe e la campata, nonostante i nodi del ponte e dei piloni non sono collegati da alcun elemento. Pertanto, in ogni posizione di pilone o degli *spandrels* vengono utilizzate due equazioni di vincolo *CERIG* per vincolare i sei gradi di libertà: i due nodi superiori del pilone o degli *spandrels* sono vincolati con il loro nodo più vicino del guscio del impalcato, rispettivamente. Di fondamentale importanza le equazioni di vincolo poiché il collegamento degli elementi tra loro avrebbe comportato un allungamento dei piloni.

CONDIZIONI AL CONTORNO

Le condizioni al contorno sono le stesse del modello A e del modello B: le basi dei pilastri e dell'arco sono fisse, mentre i supporti dei quattro monconi sono semplici supporti (Figura 5.9).

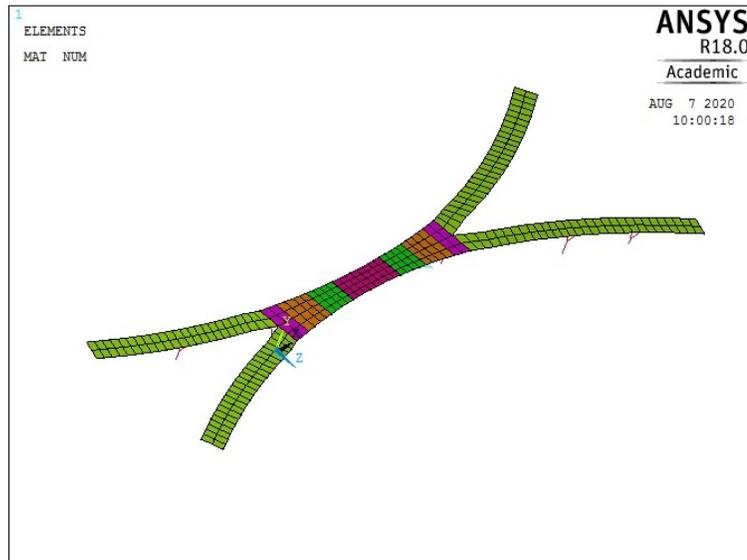


Figura 5.11: Elementi del modello C

Capitolo 6

VALIDAZIONE DEI MODELLI FEM

Al fine di validare i tre modelli FEM, si è deciso di confrontarli con i risultati sperimentali presentati nel Capitolo 3 in termini di comportamento statico e modale. Il comportamento statico viene confrontato in termini di momenti flettenti e forze di taglio. Al contrario, il comportamento dinamico viene confrontato in termini di frequenze naturali e forme modali. Nel seguito vengono presentati i risultati dell'analisi statica e modale volti a validare i modelli FEM e a scegliere quello più accurato da utilizzare per le successive analisi dinamiche (Capitolo 7)

6.1 ANALISI STATICA

6.1.1 VALIDAZIONE DEL PESO PROPRIO DEL MODELLO A

Per ottenere una prima validazione del modello FE della passerella in SAP2000, è stata eseguita un'analisi statica. Inizialmente è stato calcolato manualmente il peso proprio della struttura (Tabella 6.1) considerandolo come somma del peso proprio di ciascun elemento (Tabella 6.2). Successivamente il peso ottenuto è stato confrontato con la somma delle reazioni vincolari dovute a carichi permanenti ottenute, invece, dal software.

Tabella 6.1: Peso proprio del modello A

	$A_{eff}[m^2]$	L[m]	$\rho_{eff,c}[kN/m^3]$	Peso Proprio
Impalcato gambe	1.54	135.49	22.26	4653.03
Impalcato P3-P10	3.75	6.16	22.36	516.35
Impalcato P4-P9	2.77	11.39	21.31	672.81
Impalcato P5-P8	2.22	10.47	20.88	485.74
Impalcato P6-P7	1.93	10.42	20.31	407.28
Arco	0.02	36.33	146.27	88.21
Pilone di base	0.01	14.56	159.66	23.72
Pilone a V	0.01	37.59	160.11	40.33
<i>Spandrel</i>	0.01	23.94	133.53	17.26
Totale				6904.72

Tabella 6.2: Valori ottenuti per il modello A

	Reazioni verticali [kN]
Appoggio NW	210.82
Appoggio SW	101.16
P1N	563.74
P1S	571.13
P3	1023.17
Arco ovest	615.56
Arco est	595.67
P10	1128.54
P11N	502.23
P11S	553.26
P12N	377.51
P12S	322.45
Appoggio NE	178.11
Appoggio SE	163.05
Totale	6906.40

6.1.2 VALIDAZIONE DEL PESO PROPRIO DEL MODELLO B

Come per il modello A sono stati confrontati il peso proprio di tutta la struttura calcolata manualmente con quello ottenute dalle reazioni vincolari ottenute dal software (Tabella 6.3).

Tabella 6.3: Valori ottenuti per il modello B

	Reazioni verticali [kN]
Appoggio NW	212.40
Appoggio SW	101.44
P1N	562.23
P1S	570.62
P3	1028.10
Arco ovest	608.16
Arco est	589.52
P10	1133.10
P11N	500.57
P11S	553.33
P12N	378.51
P12S	322.45
Appoggio NE	178.36
Appoggio SE	163.51
Totale	6902.50

6.1.3 VALIDAZIONE DEL PESO PROPRIO DEL MODELLO C

Anche per il modello C è stato confrontato il calcolo manuale del peso della passerella con le reazioni vincolari ottenute dal software (Tabella 6.4).

Tabella 6.4: Valori ottenuti per il modello C

	Reazioni verticali [kN]
Appoggio NW	210.98
Appoggio SW	97.26
P1N	556.02
P1S	571.77
P3	1018.30
Arco ovest	624.27
Arco est	607.99
P10	1114.20
P11N	491.91
P11S	541.94
P12N	378.57
P12S	322.19
Appoggio NE	172.90
Appoggio SE	161.75
Totale	6870.05

6.2 MOMENTI FLETTENTI DOVUTI AD UN CARICO STATICO MOBILE

I momenti flettenti nell'impalcato in tre diverse posizioni (P8, P10 e P11h12) dovuti a un carico statico mobile nei modelli FE sono stati confrontati con quelli ottenuti nella campagna sperimentale descritta nel Capitolo 3. Il carico statico mobile equivale a 18 kN e rappresenta la somma del peso di quattro macchine da golf di circa 4,5 kN ciascuna come si può notare in figura 6.1.

6.2.1 MODELLO A e B

Per i modelli A e B, è stato applicato un carico di 18 kN in quattordici sezioni differenti dalla gamba verso la campata centrale.

Nell'analisi statica svolta, la campata centrale della passerella va da P7 al pilone P10 in cui è presente il raccordo con la gamba sud-est.

In figura 6.2, sono mostrate le linee di influenza in termini di momenti flettenti sull'impalcato in P8. Nella gamba (tratto P10-P13) i due modelli rispecchiano i risultati ottenuti dai dati sperimentali (linea blu). Considerando, invece, la campata centrale, il momento flettente in P8 per il modello A (li-

6.2. MOMENTI FLETTENTI DOVUTI AD UN CARICO STATICO MOBILE⁶⁷



Figura 6.1: macchine da golf

nea verde) è uguale a 30 kNm come per il modello B (linea rossa) e presenta un errore del 9.13 % rispetto ai dati sperimentali (Tabella 6.5).

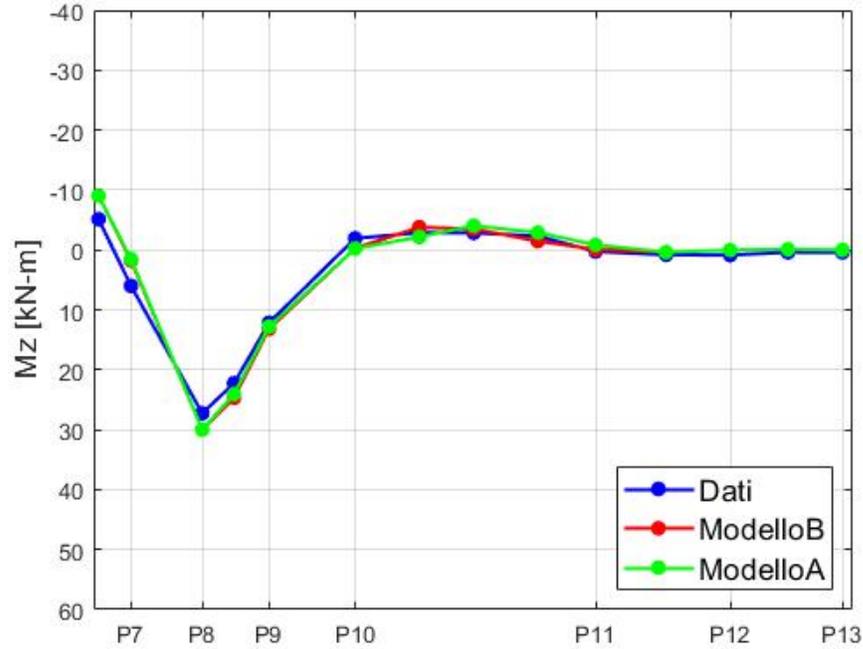


Figura 6.2: Linea di influenza in P8

Tabella 6.5: Momenti flettenti in P8 per modello A e B

	Momento flettente [kNm]	ϵ [%]
Test sperimentale	27.26	-
Modello A (sap2000)	30	9.13%
Modello B (Ansys)	30	9.13%

In figura 6.3 è presente la linea di influenza in P10, in alto è riportato il grafico per i modelli sviluppati basandosi su un modello tridimensionale, in basso quella ricavata da [1] basandosi su un modello bidimensionale. I due modelli A e B presentano valori differenti nel tratto P10-P11, ma il loro errore è minore rispetto a quello evidenziato in [1]. In particolare, il modello A (linea verde) ha un errore del 34% e il modello B (linea rossa), invece, del 44% (Tabella 6.6). La differenza di errore tra i due potrebbe essere dovuta all'utilizzo di due software differenti e dunque a diverse condizioni al

6.2. MOMENTI FLETTENTI DOVUTI AD UN CARICO STATICO MOBILE69

contorno.

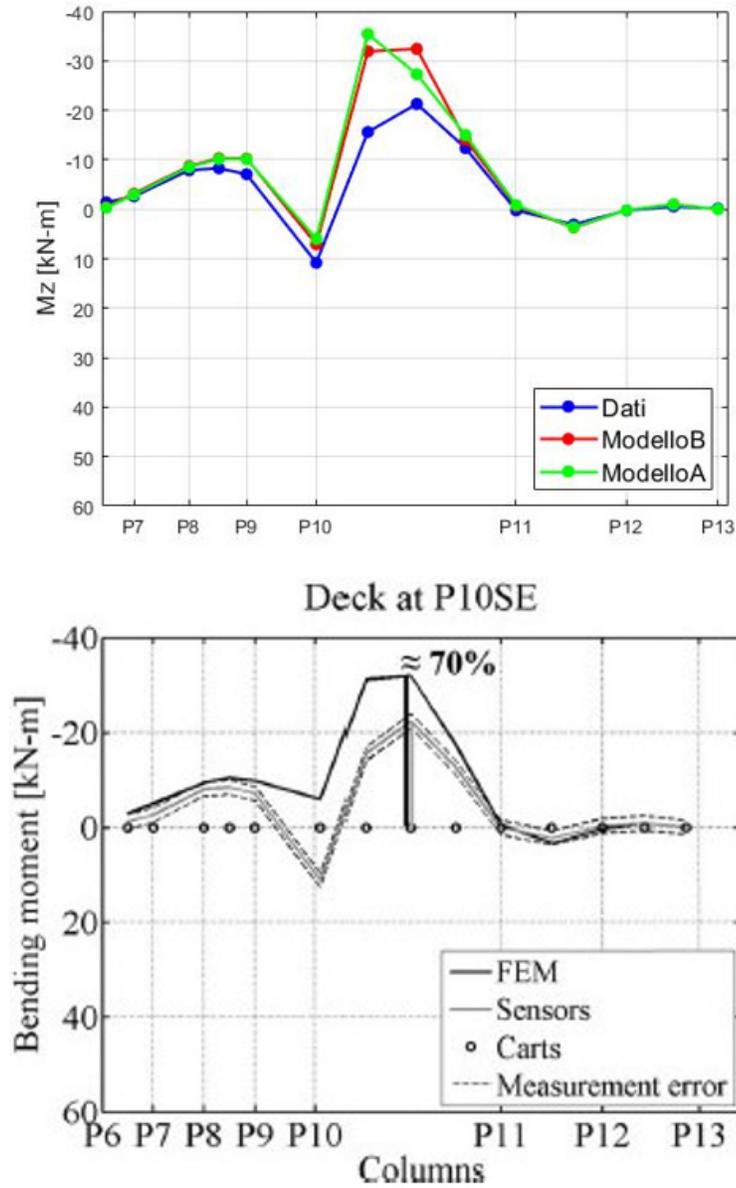


Figura 6.3: Confronto tra linee di influenza: in alto modelli sviluppati, in basso linea di sviluppata in [1]

Tabella 6.6: Momenti flettenti in P10 per modello A e B

	Momento flettente [kNm]	ϵ [%]
Test sperimentale	10.81	-
Modello A (sap2000)	7.10	34%
Modello B (Ansys)	6	44%

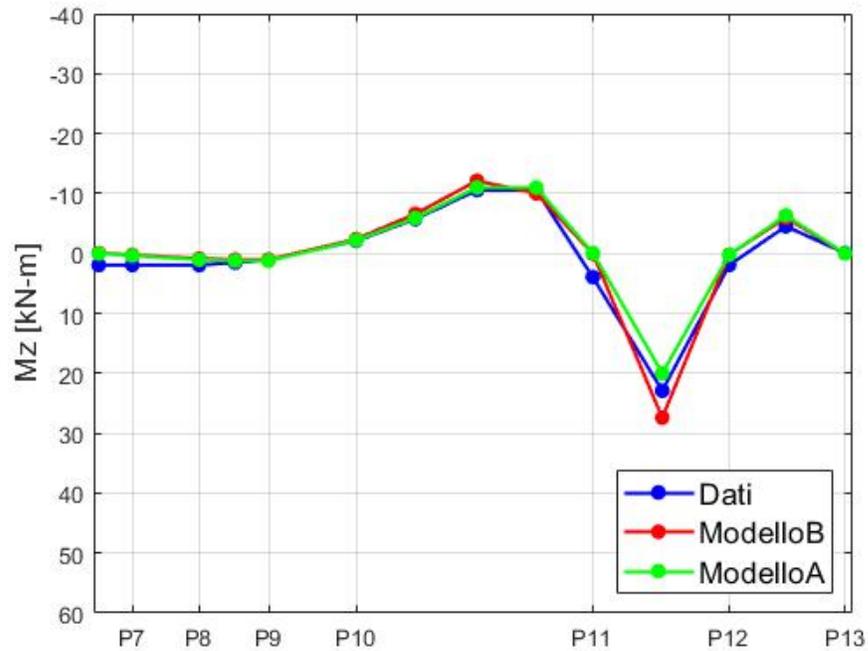


Figura 6.4: Linea di influenza in P11h12

In Figura 6.4 è riportata la linea di influenza in P11h12. I due modelli A e B rispecchiano un comportamento molto simile tra loro e con i dati sperimentali: gli errori sono rispettivamente del 19.7% e del 12.66% (Tabella 6.7).

6.2.2 MODELLO C

Sono stati scelti due approcci per valutare le linee di influenza;

6.2. MOMENTI FLETTENTI DOVUTI AD UN CARICO STATICO MOBILE71

Tabella 6.7: Momenti flettenti ed errori percentuali in P11h12 per i modelli A e B

	Momento flettente [kNm]	ϵ [%]
Test sperimentale	22.90	-
Modello A (sap2000)	27.41	19.7%
Modello B (Ansys)	20	12.66%

1. impronta costituita da 3 forze, denominata "concentrata" (Figura 6.5 a destra);
2. impronta costituita da 9 forze, denominata "estesa" (Figura 6.5 a sinistra);

La cosiddetta impronta "estesa" simula la ripartizione delle forze di quattro macchine da golf, i cui valori di forza applicata ai nodi in Figura 6.5 sono riportati in Tabella 6.8.

L'impronta "concentrata", invece, è l'applicazione, su una singola sezione dell'impalcato, di 3 forze di 6 kN ciascuna la cui somma equivale alla forza concentrata di 18 kN (somma di quattro macchine da golf). In Figura

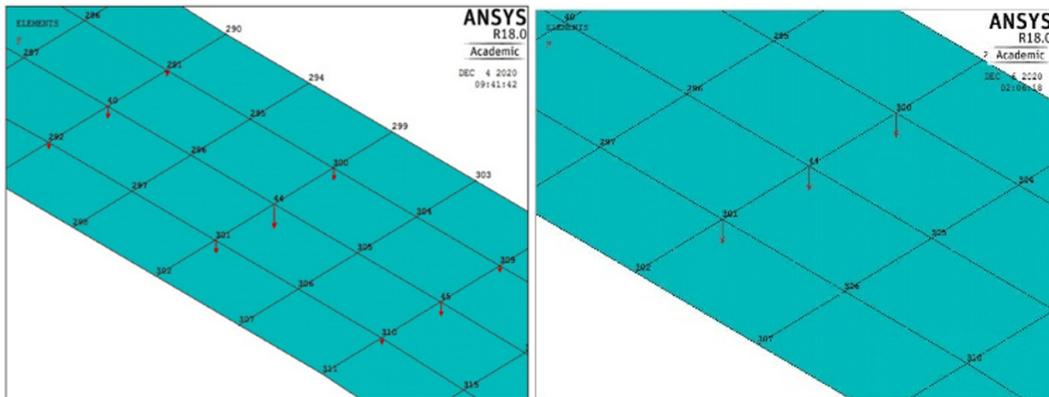


Figura 6.5: Impronta "estesa" (a sinistra) e impronta "concentrata" (a destra)

6.6 è presente la linea di influenza del modello C. L'impronta "concentrata" (linea celeste) presenta dei valori di momento flettente con un errore inferiore rispetto a quello con l'impronta estesa (linea magenta) riportati in Tabella 6.9.

Tabella 6.8: Valori di impronta "estesa"

Nodo	Forze [kN]
291	1.125
40	2.25
292	1.125
300	2.25
44	4.50
301	2.25
309	1.125
45	2.25
310	1.125

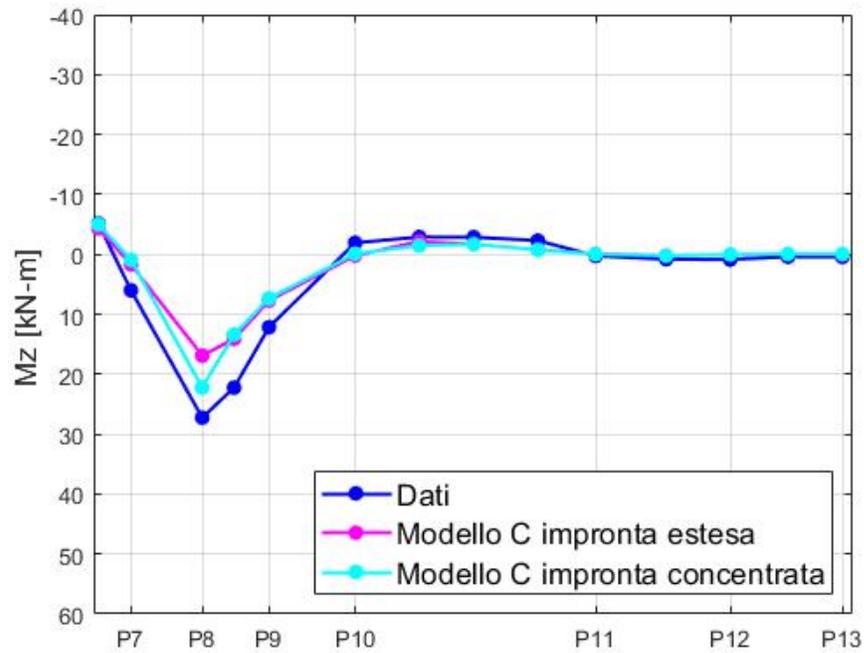


Figura 6.6: Linea di influenza in P8

Tabella 6.9: Momenti flettenti ed errore percentuale in P8 per il modello C

	Momento flettente [kNm]	ϵ [%]
Test sperimentale	27.26	-
Impronta "concentrata"	22.22	18.48%
Impronta "estesa"	16.9	38%

6.2. MOMENTI FLETTENTI DOVUTI AD UN CARICO STATICO MOBILE 73

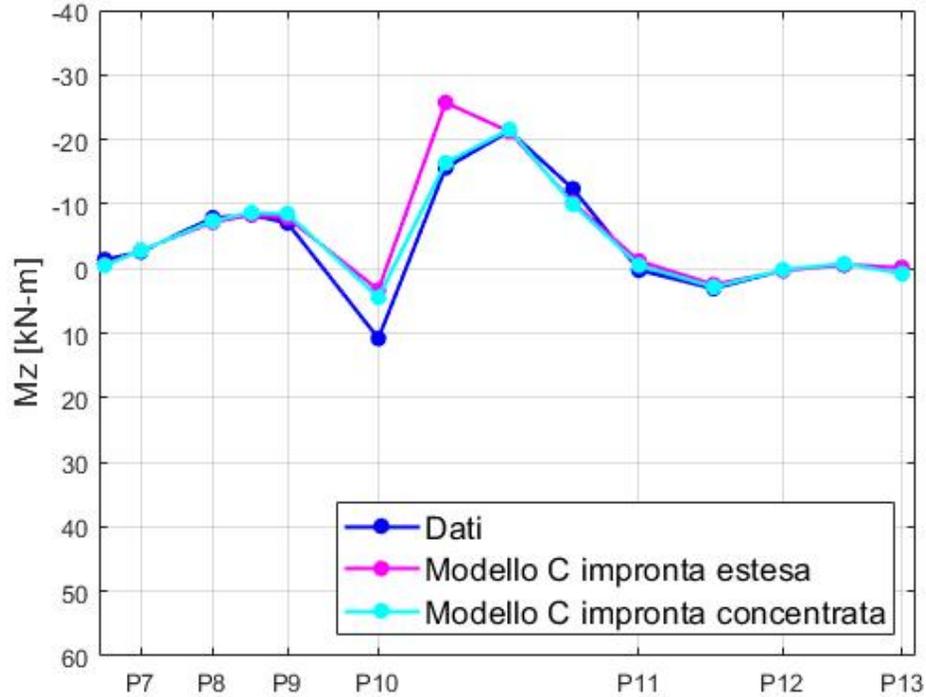


Figura 6.7: Linea di influenza in P10

In Figura 6.7, la linea di influenza del modello C in P10. Si può notare che l'impronta "concentrata" (linea celeste) approssima molto bene i valori di momento flettente sperimentali (Tabella 6.10) ad eccezione del nodo in P10 dove è presente un errore significativo. Questo potrebbe essere spiegato dal fatto che il nodo del modello FEM risulti molto più rigido rispetto alla realtà. Tale riduzione di rigidità potrebbe essere causata da due fattori: fessure, che hanno avuto origine nei primi anni di vita della passerella oppure la non compattezza dell'impalcato costituito da una sezione composta.

In Figura 6.8 vengono presentate le linee di influenza in P11h12 del modello C che in questo caso hanno circa lo stesso andamento (tabella 6.11).

Tabella 6.10: Momenti flettenti ed errore percentuale in P10 per il modello C

	Momento flettente [kNm]	ϵ [%]
Test sperimentale	10.81	-
Impronta "concentrata"	4.47	58%
Impronta "estesa"	3.29	70%

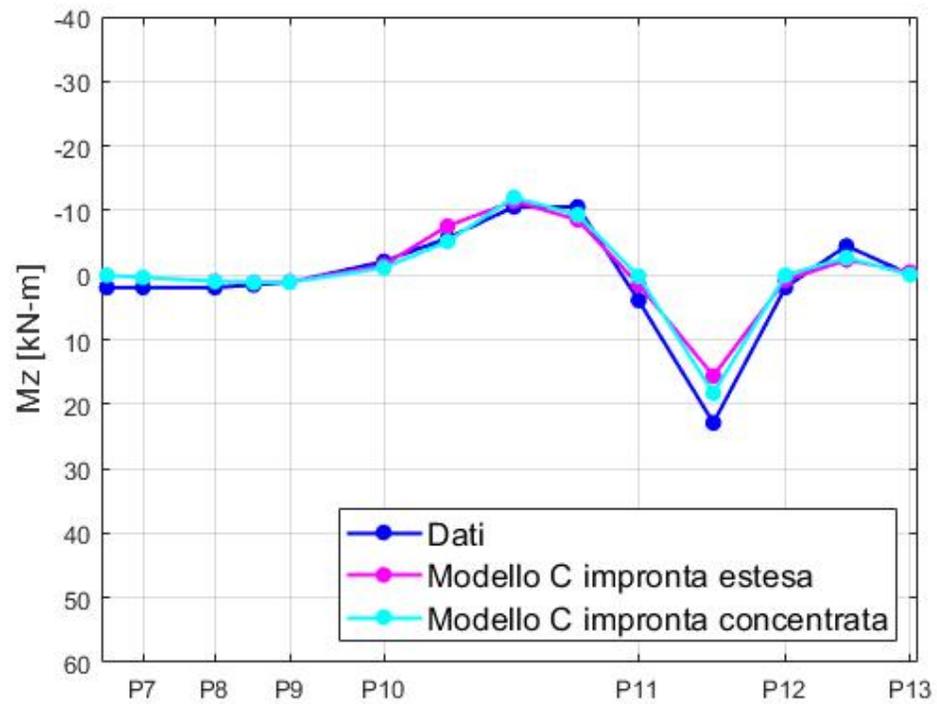


Figura 6.8: Linea di influenza in P11h12

6.3 ANALISI MODALE

La validazione del modello numerico si basa sul confronto delle sue proprietà dinamiche con le stime sperimentali estratte dai sensori di deformazione. Le frequenze sperimentali sono 3,11 e 3,72 Hz per un'eccitazione di circa 3 e 4 Hz, rispettivamente, secondo Sigurdardottir e Glisic [1].

Tabella 6.11: Momenti flettenti ed errore percentuale in P11h12 per il modello C

	Momento flettente [kNm]	ϵ [%]
Test sperimentale	22.90	-
Impronta "concentrata"	18.3	20%
Impronta "estesa"	15.6	31.8%

6.3.1 FREQUENZE DEI PRIMI MODI DI VIBRARE

In Tabella 6.12, sono illustrate le frequenze naturali dei tre modelli sviluppati per i primi quattordici modi di vibrare. Considerando che le frequenze sperimentali della passerella sono 3,11 Hz e 3,72 Hz, i modelli presentano frequenze molto vicine ai dati sperimentali: modello A, 3.19 Hz nel primo modo e 3.73 Hz nel terzo; modello B, 3.12 Hz nel primo modo e 3.76 Hz nel quarto; modello C, 3.14 Hz nel primo modo e 3.71 Hz nel quarto. Analizzando i risultati ottenuti, si potrebbe affermare che i modi numerici considerati (primo e terzo o primo e quarto) corrispondono ai modi flessionali della gamba dove c'erano i sensori. Rispetto ai modi di vibrare restituiti dai dati sperimentali sono presenti anche modi locali e torsionali.

Tabella 6.12: Frequenze naturali estratte dai modelli A, B e C

Modo	Freq. [Hz] modello A	Freq.[Hz] modello B	Freq.[Hz] modello C
1	3.19	3.12	3.14
2	3.42	3.22	3.22
3	3.73	3.60	3.53
4	3.90	3.76	3.71
5	4.26	4.19	4.17
6	4.58	4.57	3.19
7	4.73	4.65	4.22
8	6.13	5.39	4.92
9	6.29	6.01	4.99
10	6.36	6.08	5.10
11	6.75	6.68	5.57
12	6.94	6.68	6.52
13	7.76	6.93	6.92
14	8.67	7.97	7.71

6.3.2 FORME MODALI

Di seguito verranno presentati i principali risultati ottenuti dalle forme modali che ci permettono di analizzare in maniera qualitativa i differenti modi di vibrare.

In Figura 6.9 viene rappresentato l'andamento del primo modo di vibrare che risulta essere flessionale nel piano orizzontale della campata centrale; è presente inoltre un lieve modo torsionale della gamba N – W e della gamba S – E.

In Figura 6.10 viene rappresentato l'andamento del secondo modo di vibrare flessionale nel piano orizzontale della campata centrale; in questo caso è presente un lieve modo torsionale della gamba S – W e della gamba N – E.

In Figura 6.11 si può osservare il 3 modo di vibrare che è flessionale nel piano orizzontale della campata centrale; si riscontra un lieve modo torsionale della gamba N – W e della gamba S – E.

In Figura 6.12 si può osservare il 4 modo di vibrare che risulta essere flessionale nel piano orizzontale della campata centrale; differente dagli altri casi le gambe presentano un modo flessionale.

In Figura 6.13 si può osservare il 5 modo di vibrare che risulta essere flessionale nel piano orizzontale della campata centrale; analogamente a quello precedente le gambe presentano un modo flessionale.

In Figura 6.14 si può osservare il 6 modo di vibrare che risulta essere longitudinale simmetrico per la campata centrale; la gamba N-E presenta spostamenti nella direzione opposta al movimento resto della passerella. Da sottolineare il fatto che il modo 7 del modello C è compatibile con il 6 modo dei modelli A e B.

In Figura 6.15 si può osservare il 7 modo di vibrare che risulta essere longitudinale antisimmetrico per la campata centrale; gli spostamenti delle gambe sono opposti a quelli della passerella. Da sottolineare anche che il modo 6 del modello C è compatibile con il 7 modo dei modelli A e B.

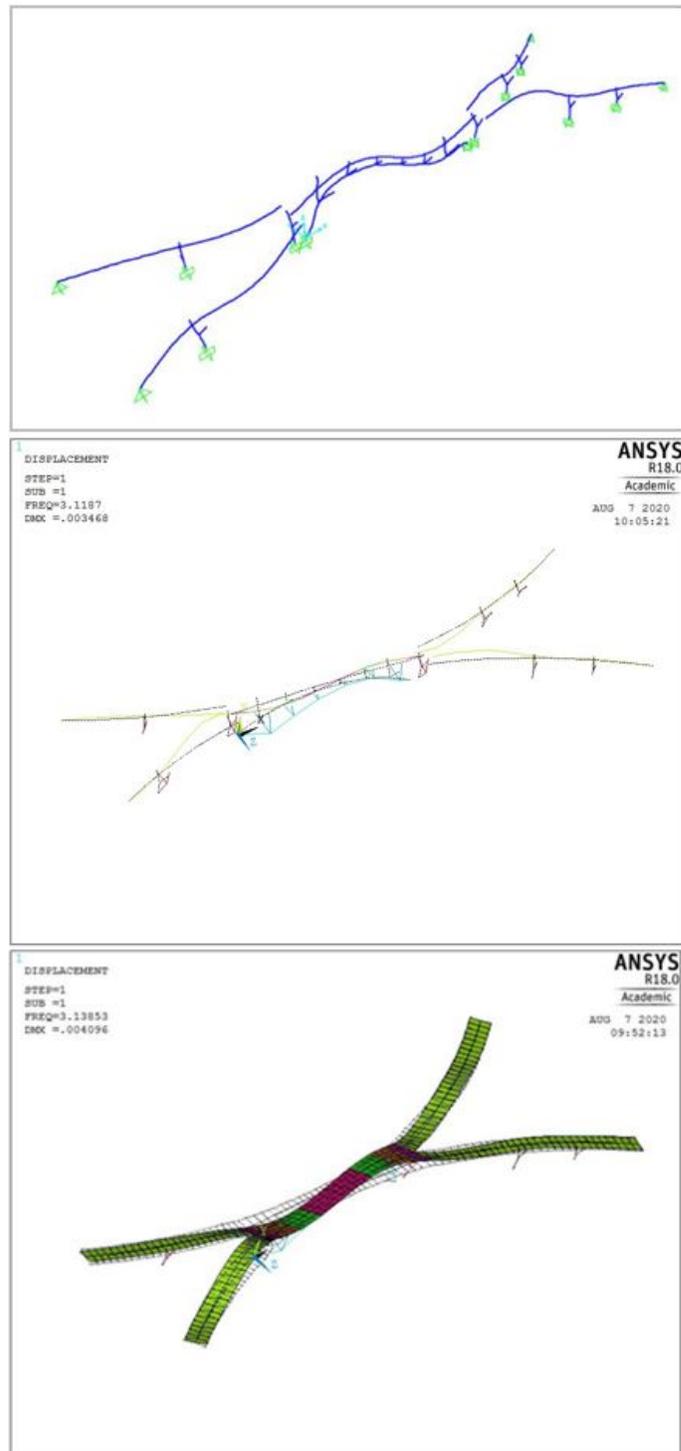


Figura 6.9: 1 Modo: flessionale nel piano orizzontale e antisimmetrico

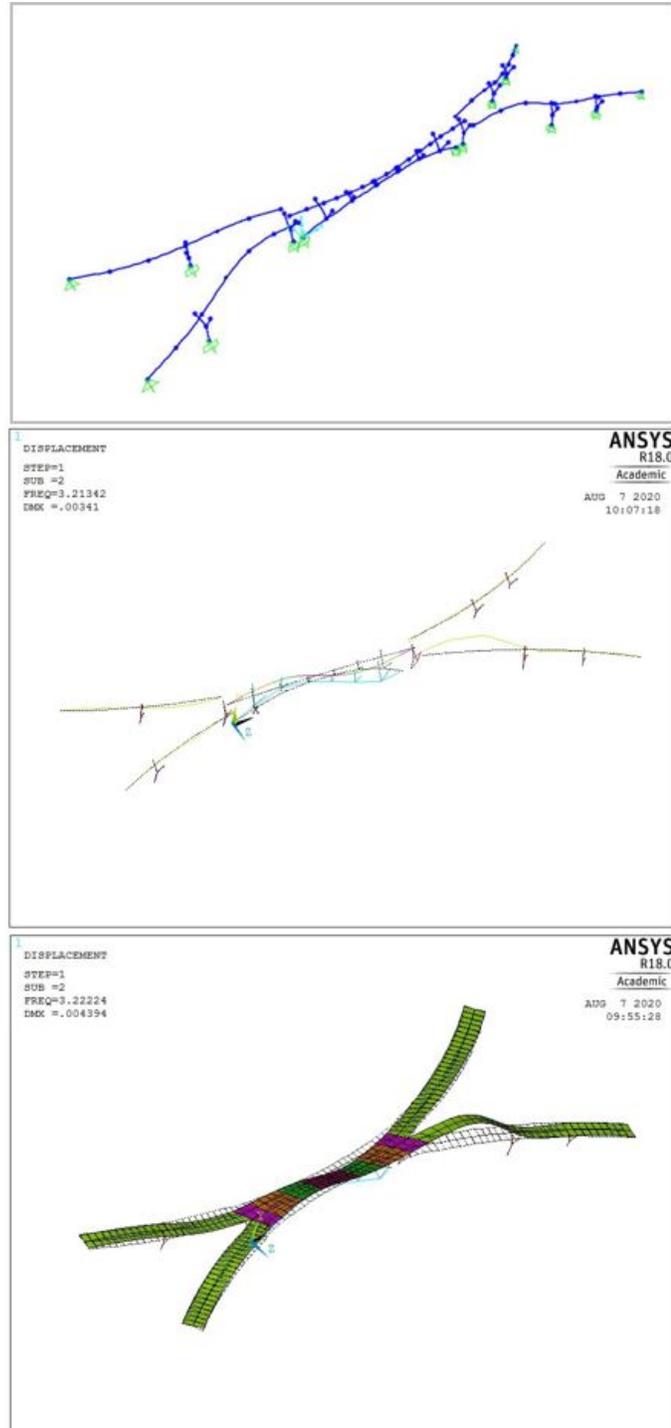


Figura 6.10: 2 Modo: flessionale e antisimmetrico

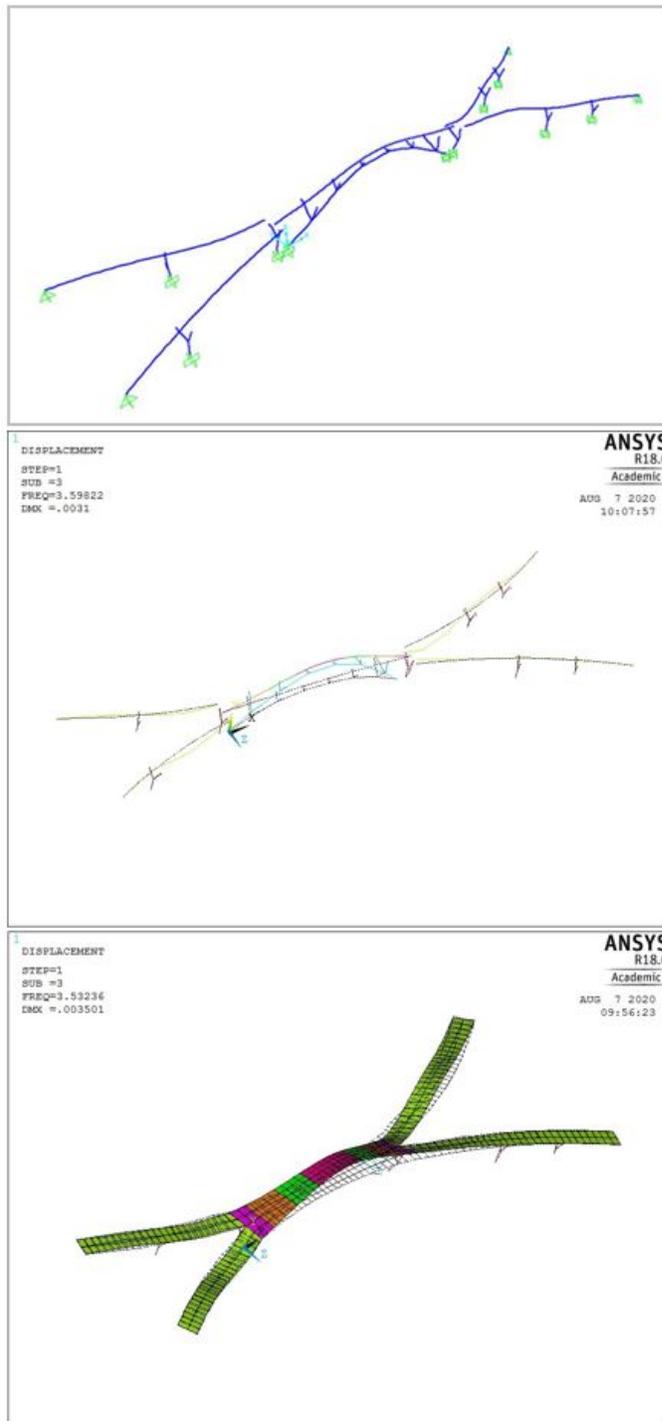


Figura 6.11: 3 Modo: flessionale e simmetrico

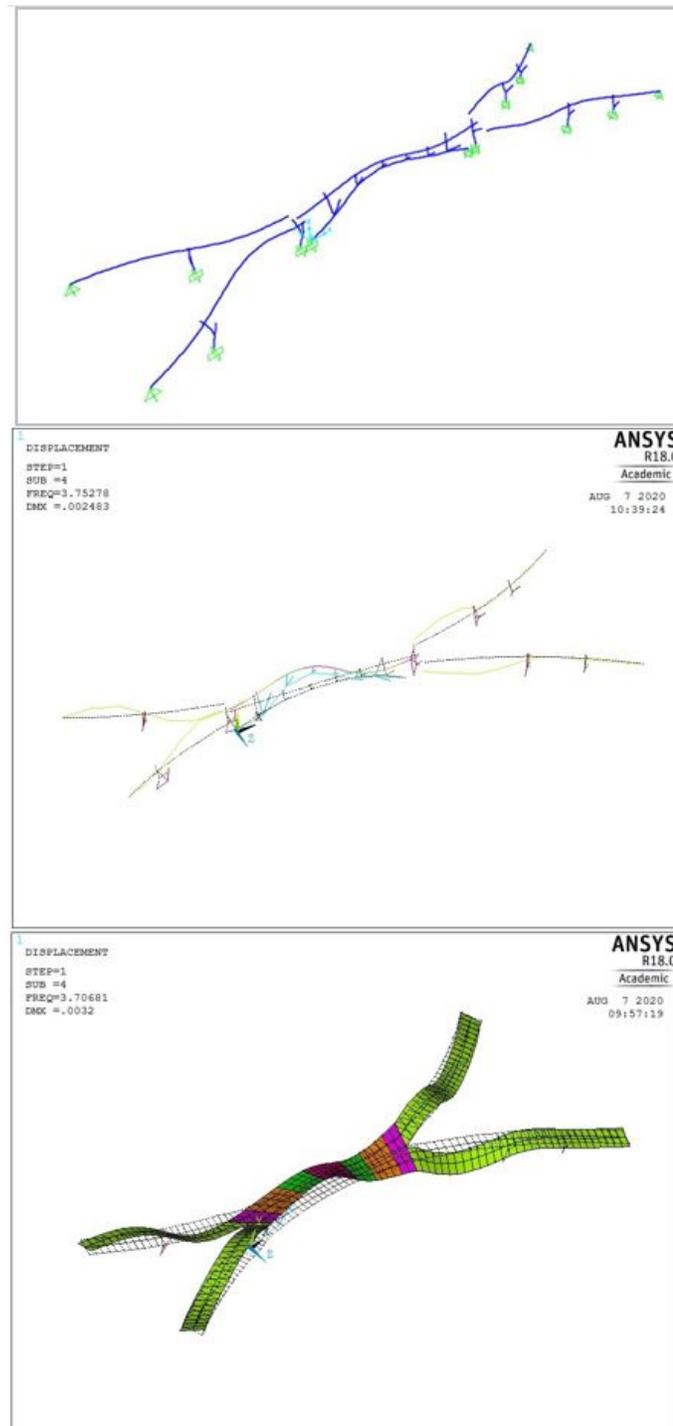


Figura 6.12: 4 Modo: flessionale nel piano orizzontale e antisimmetrico

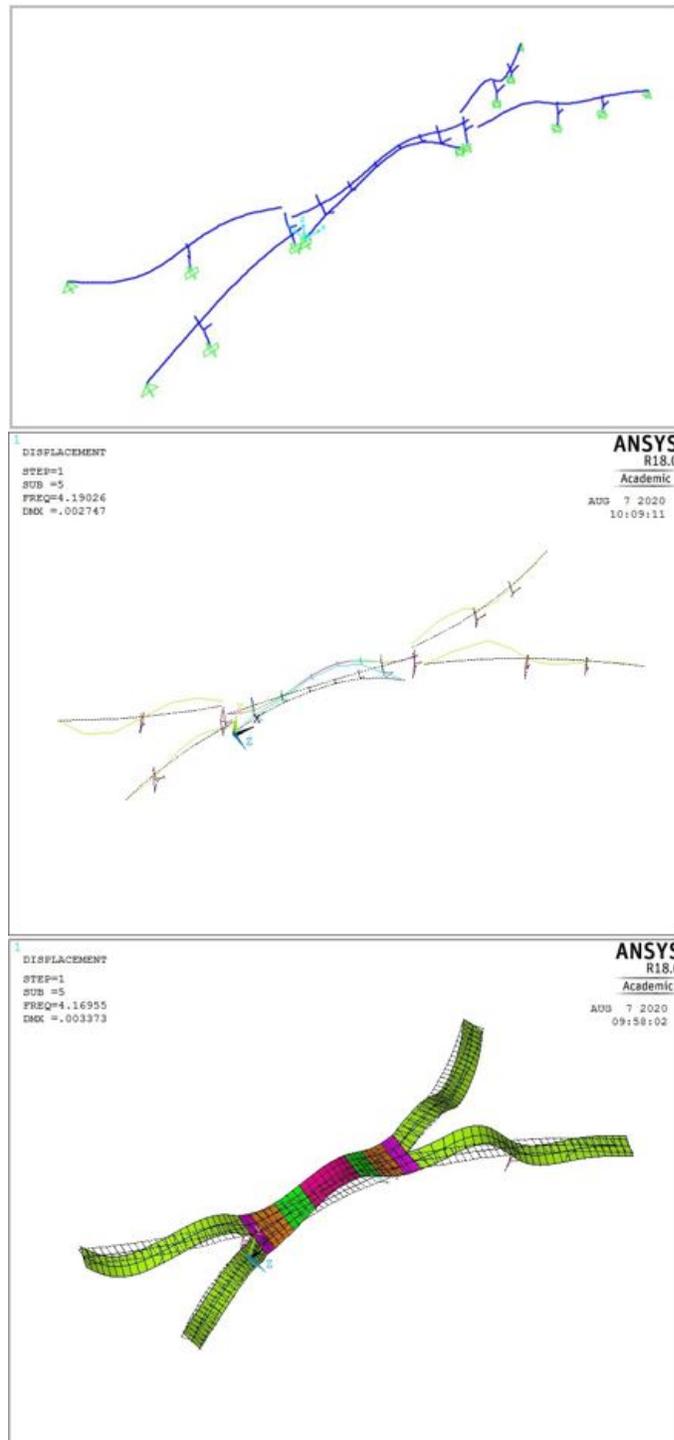


Figura 6.13: 5 Modo: flessionale e antisimmetrico

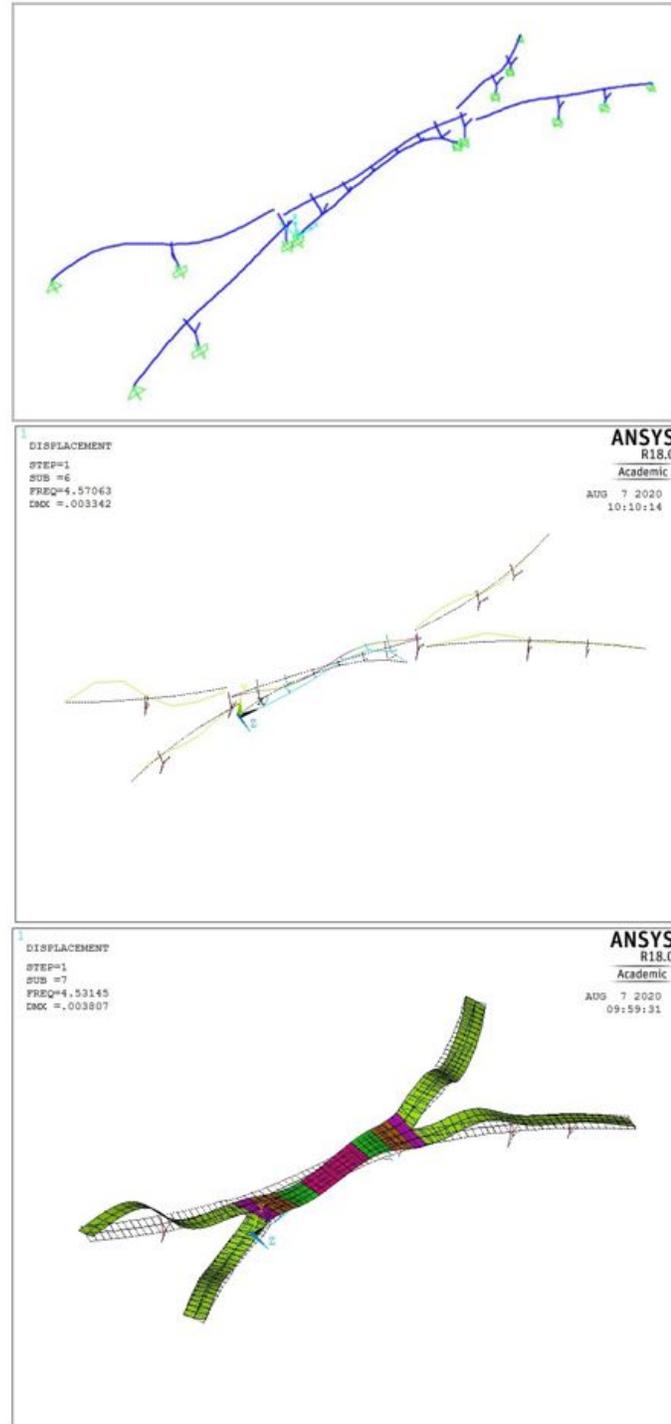


Figura 6.14: 6 Modo: flessionale nel piano orizzontale e antisimmetrico

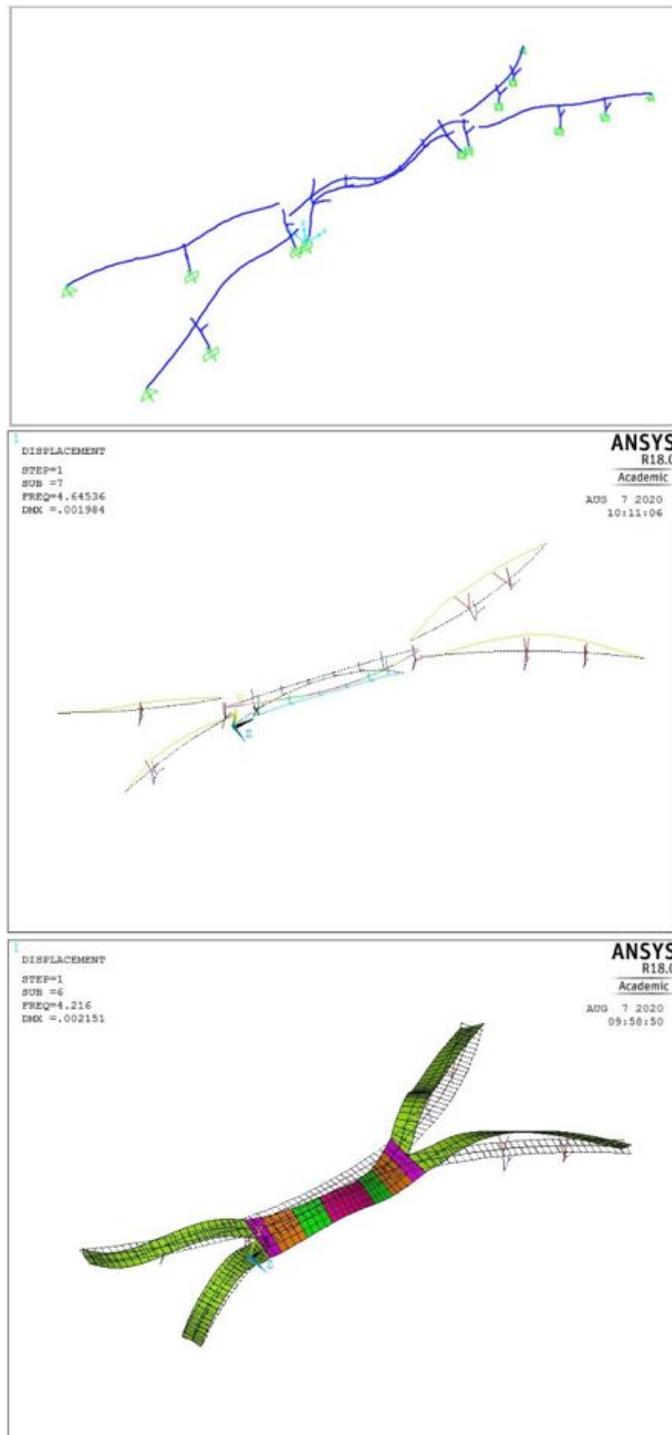


Figura 6.15: 7 Modo: flessionale e simmetrico

In Figura 6.16 sono presenti le descrizioni qualitative delle forme modali.

MODELLO								
A			B			C		
MODO	FREQUENZA (Hz)	FORMA QUALITATIVA CAMPATA	MODO	FREQUENZA (Hz)	FORMA QUALITATIVA CAMPATA	MODO	FREQUENZA (Hz)	FORMA QUALITATIVA CAMPATA
1	3,19	Flessionale nel piano orizzontale / Antisimmetrica	1	3,12	Flessionale nel piano orizzontale / Antisimmetrica	1	3,14	Flessionale nel piano orizzontale / Antisimmetrica
2	3,42	Flessionale / Antisimmetrica	2	3,22	Flessionale / Antisimmetrica	2	3,22	Flessionale / Antisimmetrica
3	3,73	Flessionale / Simmetrica	3	3,6	Flessionale / Simmetrica	3	3,53	Flessionale / Simmetrica
4	3,90	Flessionale / Antisimmetrica	4	3,76	Flessionale / Antisimmetrica	4	3,71	Flessionale / Antisimmetrica
5	4,26	Flessionale / Simmetrica	5	4,19	Flessionale / Simmetrica	5	4,17	Flessionale / Simmetrica
6	4,58	Flessionale / Simmetrica	6	4,57	Flessionale Laterale / Simmetrica	6	4,22	Flessionale Laterale / Simmetrica
7	4,78	Laterale / Antisimmetrica	7	4,65	Flessionale - Laterale / Antisimmetrica	7	4,53	Flessionale - Laterale / Antisimmetrica

Figura 6.16: Descrizione qualitativa delle forme modali

6.3.3 MAC

Dopo un confronto qualitativo dei modelli con i dati sperimentali, si è deciso di calcolare il Modal Assurance Criterion (MAC) utilizzando Matlab. L'indice MAC è un indicatore del grado di correlazione tra due forme modali. Il MAC per una coppia di autovettori u_A e u_B è definito come una costante scalare che indica il grado di coerenza tra un modo e un altro come segue:

$$MAC(u_A, u_B) = \frac{|u_A * u_B|^2}{|u_A|^2 |u_B|^2} \quad (6.1)$$

Il MAC è un valore compreso tra 0 e 1. Un elevato valore di MAC indica una forte correlazione tra due modi di vibrare a confronto, mentre un valore basso indica che la correlazione è debole. Di solito, i modi sono considerate correlate per Valori MAC maggiori di 0,8-0,9 ([14]).

Tabella 6.13: Mac tra modello A e modello B

Modo	Asse x	Asse y	Asse z
1	0.75	0.61	0.41
2	0.81	0.75	0.86
3	0.73	0.81	0.88
4	0.89	0.87	0.98
5	0.89	0.88	0.95
6	0.65	0.72	0.59
7	0.91	0.82	0.97

In tabella 6.13 si può notare che tutti i modi presentano un'elevata correlazione fatta eccezione per:

- il sesto modo per la componente longitudinale (Asse x);
- il primo modo per la componente verticale (Asse y);
- il primo e il sesto per la componente trasversale (Asse z).

In tabella 6.14, invece, sono presentati i MAC dei sette modi di vibrare delle tre componenti dei modelli B e C. Questi risultati dimostrano una buona correlazione per i primi cinque modi di vibrare, in particolare:

- dal primo al quarto modo tutte le componenti presentano degli indici elevati;

Tabella 6.14: Mac tra modello B e modello C

Modo	Asse x	Asse y	Asse z
1	0.87	0.80	0.96
2	0.94	0.87	0.91
3	0.79	0.99	0.81
4	0.88	0.98	0.68
5	0.41	0.97	0.61
6	0.02	0.06	0.04
7	0.04	0.05	0.22

- il quinto modo presenta un'ottima correlazione per la componente verticale (Asse y);
- nel sesto e settimo modo non c'è correlazione.

Infine, la correlazione tra il modello B e C nei primi cinque modi di vibrare è più elevata rispetto al modello A e B (Tabella 6.13) probabilmente perchè è stato utilizzato lo stesso software per i modelli B e C dunque le condizioni al contorno sono state le stesse.

Tabella 6.15: Calcolo automatico dei MAC - Ansys

Modo	Mac automatico	Mac manuale
2	0.87	0.91
3	0.98	0.86
4	0.96	0.85
5	0.88	0.78
6	0.86	0.86
7	0.85	0.84

Tabella 6.16: Confronto tra i MAC

Modello-Modo	Modello-Modo	Mac asse x	Mac asse y	Mac asse z
B-6	C-7	0.88	0.85	0.86

Infine, si è deciso di calcolare i MAC anche utilizzando Ansys (tabella 6.15) attraverso una routine con la funzione RSTMAC. Quest'ultima analisi ha fornito un ulteriore risultato: la correlazione, in tabella 6.16, del 6 modo del modello B con il 7 modo del modello C non presente per gli indici MAC

precedentemente calcolati (tabella 6.14).

6.4 OSSERVAZIONI FINALI SULLA VALIDAZIONE

Alla luce dei risultati ottenuti dalle analisi statica e modale, il modello C, sviluppato con elementi bidimensionali di tipo *shell*, è stato scelto come modello di riferimento per sviluppare le analisi dinamiche in quanto permette l'applicazione di carico dinamico in diverse configurazioni spaziali.

Capitolo 7

RISULTATI DELL'ANALISI DINAMICA

7.1 MODELLO DI CORSA ADOTTATO

In questo lavoro si è scelto di adottare il modello sviluppato da Occhiuzzi et al. [6] per applicare la forzante (Figura 7.1). Considerando il movimento di una persona che corre con una frequenza f , ogni periodo ($1/f$) può essere diviso in un periodo di contatto Δt_c e in un altro di non contatto Δt_{nc} dove

$$\Delta t_c = \Delta t_{nc} = \frac{T}{2} \quad (7.1)$$

Facendo uso del teorema dell'impulso e del principio di conservazione dell'energia, Occhiuzzi et al. hanno sviluppato per la componente verticale delle GRF il seguente modello matematico:

$$F(t) = A \cdot m \cdot g \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot f}{k} \cdot t\right) \quad (7.2)$$

$$F(t) = 0 \quad (7.3)$$

Dove $A = \frac{\pi}{2k}$, assume il valore di π per $\Delta t_c = \Delta t_{nc} = T/2$ ($k = 1/2$) e il valore di $3/2\pi$ per $\Delta t_c = 0.5 \cdot \Delta t_{nc}$ ($k = 1/3$) Il modello di forzante per la corsa è stato ricavato utilizzando l'equazione 7.2 per la fase di appoggio del pedone e l'equazione 7.3 per la fase di volo.

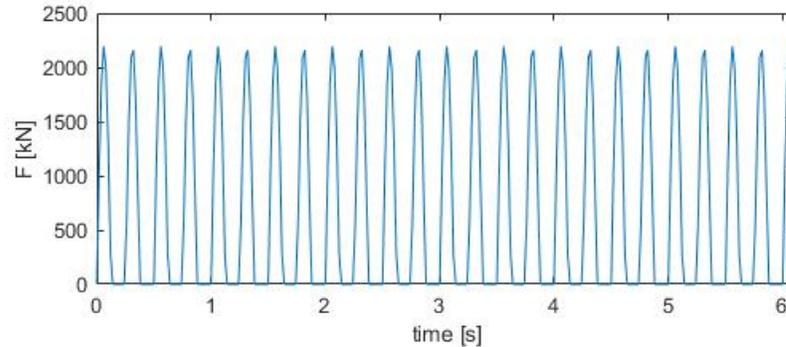


Figura 7.1: Forzante

7.2 APPLICAZIONE DEL CARICO DINAMICO SUL MODELLO FEM

7.2.1 MODELLO FEM E MODELLO GEOMETRICO

Nel modello agli elementi finiti (FEM), considerato un elemento mono-dimensionale definito tra due nodi, si possono applicare delle forze solo sui nodi o su tutto l'elemento in modo distribuito. Si potrebbe ovviare a questa limitazione scegliendo di utilizzare degli elementi piccoli, ma resta comunque la difficoltà nella gestione di un numero elevato di elementi sia in termini di calcolo che di output.

Ansys Mechanical APDL oltre alla definizione di un modello FEM, permette la creazione di un modello geometrico correlato. Come nel modello FEM viene creato un elemento mono-dimensionale tra due nodi, allo stesso modo nel modello geometrico si può definire una linea tramite due *keypoints*, le cui coordinate spaziali sono uguali a quelle dei nodi. Ansys permette lo sviluppo del modello geometrico partendo dalle linee, con le quali si possono creare delle aree che, a loro volta, generano volumi.

Con l'obiettivo di applicare una forzante in punti scelti in maniera arbitraria sull'elemento finito e posizionati in maniera ravvicinata, in questo lavoro si è scelto di utilizzare anche il modello geometrico di Ansys. Per lo sviluppo della forzante è stato adottato, per semplicità, solo l'uso delle linee.

7.2.2 LINEE E *HARD POINTS*

Considerando il modello FEM della passerella, in figura 7.2, per impostare il percorso di corsa del pedone si è scelto di sviluppare la geometria del modello

7.2. APPLICAZIONE DEL CARICO DINAMICO SUL MODELLO FEM91

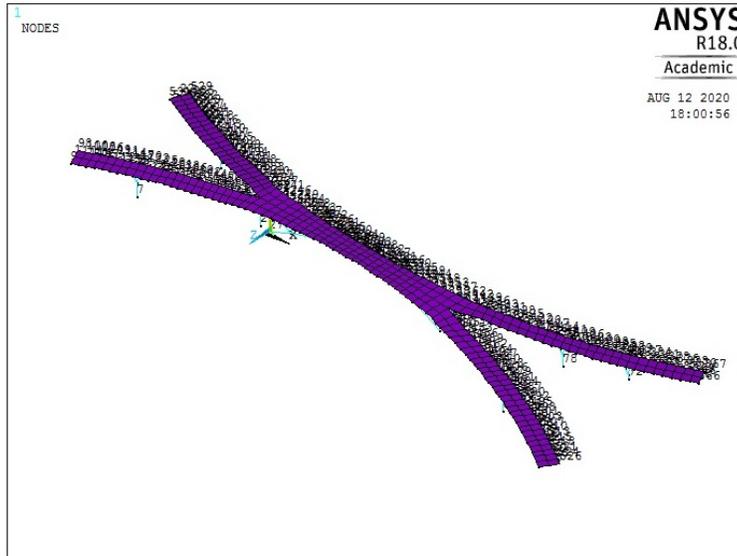


Figura 7.2: Elementi del modello C

geometrico solo sull'impalcato della gamba sud-est e di parte della campata centrale di figura 7.3.

Le linee sono state definite col comando seguente:

$$L, P1, P2, \quad (7.4)$$

dove P1 e P2 sono due *keypoints*. Avendo i *keypoints* (Figura 7.4) le stesse coordinate dei nodi son stati correlati i due modelli FEM e geometrico.

Una volta generate le linee, è stato creato un file .txt contenente il vettore della lunghezze di tutte le linee scelte come percorso di corsa del pedone. Importato in Matlab, è stata elaborata una routine che permette di creare in maniera automatica dei file .txt.

L'importazione di questo ultimo file in Ansys, permette la definizione degli *hardpoints* (figura 7.5), particolari tipi di *keypoints*, all'interno di ogni linea del percorso di corsa. In seguito tramite il comando:

$$LMESH, NL1, NL2 \quad (7.5)$$

dove NL1 ed NL2 sono rispettivamente il numero della linea iniziale e finale considerando un certo numero di linee da voler meshare. Ansys genera automaticamente i nodi nei punti corrispondenti agli *hardpoints*. Ciò ha permesso la memorizzazione delle coordinate spaziali di tutti gli *hardpoints* che

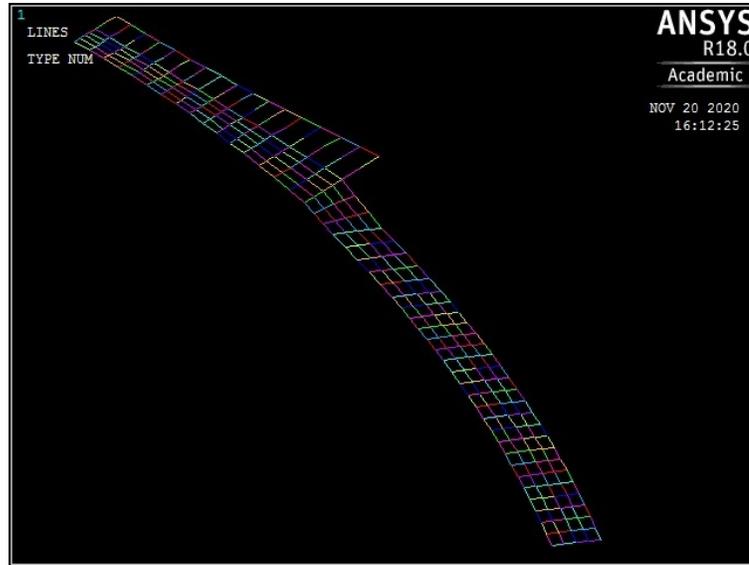
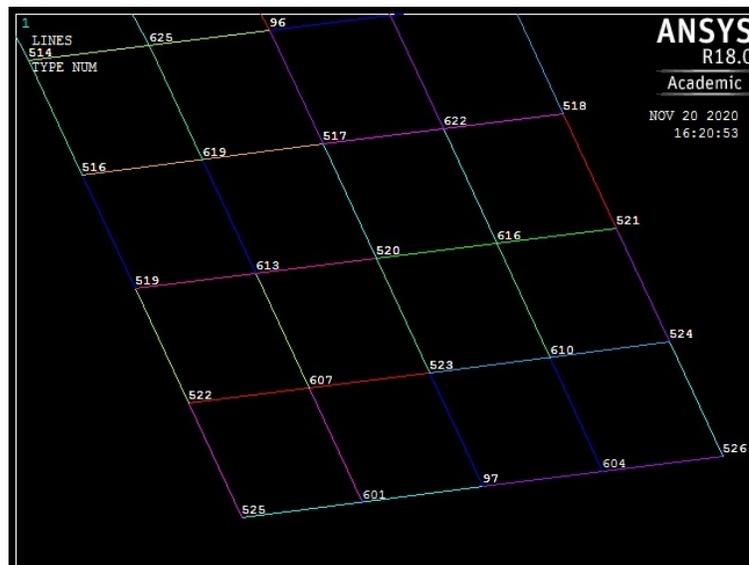


Figura 7.3: Definizione del modello geometrico

Figura 7.4: *Keypoints* del modello geometrico

7.2. APPLICAZIONE DEL CARICO DINAMICO SUL MODELLO FEM93

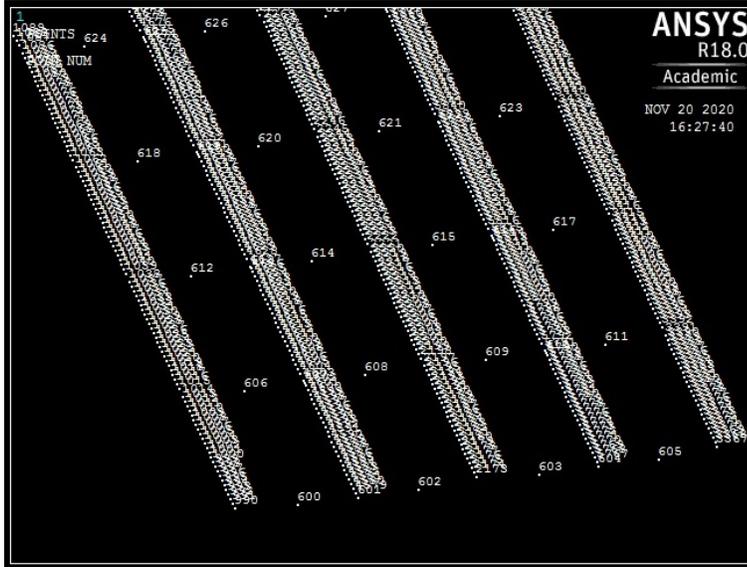


Figura 7.5: *hardpoints*

caratterizzano il percorso di corsa.

Successivamente il modello FEM è stato meshato manualmente considerando tutti i nodi: quelli di partenza e quelli creati tramite il modello geometrico. In un nuovo file .txt son state inserite queste coordinate, è stato importato in Matlab e, tramite un'altra routine, sono state generate le linee di comando per applicare la forzante ai nodi scelti in base alla variazione dei seguenti dati:

1. f [Hz] ovvero la frequenza a cui corre il pedone;
2. $T=1/f$ ovvero il periodo;
3. $dt = 0.02$ [s] ovvero il passo temporale;
4. $v = 2.5$ [m/s] ovvero la velocità;
5. $p = 1.25$ [m] ovvero la lunghezza del passo;

7.3 RISULTATI OTTENUTI DALL'ANALISI TRANSIENTE

E' stata condotta un'analisi transiente considerando diversi casi di azione pedonale sulla passerella:

1. un singolo pedone che corre a 3 Hz e a 4 Hz scegliendo come percorso la mezzeria dell'impalcato;
2. due pedoni che corrono sincroni a 3 Hz e 4 Hz, uno sulla mezzeria dell'impalcato e l'altro sulla linea longitudinale parallela a quella di mezzeria;
3. quattro pedoni che corrono a 3 Hz e 4 Hz, posizionati in modo analogo al caso precedente; i primi due sincroni e gli altri due, sincroni tra loro, hanno un 1 s di sfasamento rispetto ai primi.

Le frequenze ottenute potranno essere confrontate con le frequenze dei primi modi di vibrare del modello C (Tabella 7.1). Per ogni caso di azione pe-

Tabella 7.1: Nodi considerati per l'analisi transiente

	Modello C	
Azioni di carico pedonale	Freq. [Hz]	Nodi
1 pedone	3 [Hz]	472, 346, 337, 328, 310, 301
1 pedone	4 [Hz]	472, 346, 337, 328, 310, 301
2 pedoni	3 [Hz]	472, 346, 337, 328, 310, 301
2 pedoni	4 [Hz]	472, 346, 337, 328, 310, 301
4 pedoni	3 [Hz]	472, 310, 301
4 pedoni	4 [Hz]	472, 328

donale, sono stati considerati i nodi riportati in Tabella 7.1 con l'obiettivo di ricavare la *time history* dell'accelerazione del nodo e la densità Spettrale di Potenza (*Power Spectral Density - PSD*) in funzione delle frequenze di vibrazione della passerella soggetta al carico dinamico.

Per facilitarne la lettura vengono descritte di seguito le immagini che verranno riportate per ogni nodo considerato:

1. una figura che presenta in alto la posizione del nodo (evidenziata dal cerchio rosso) e in basso la *time history* dell'accelerazione del nodo durante tutto il percorso del pedone. Su questa, la linea verticale tratteggiata individua il valore dell'accelerazione nell'istante in cui il pedone passa dal nodo considerato.
2. la PSD calcolata sul segnale di accelerazione, a sinistra, e a destra la stessa, ma considerata tra $0 - 0.0035[\frac{g^2}{Hz}]$. In questo modo sarà più semplice fare un confronto con i dati presenti in letteratura.

Tabella 7.2: Frequenze dei primi modi di vibrare

	Modello C
Modo	Freq. [Hz]
1	3.14
2	3.22
3	3.53
4	3.71
5	4.17

7.3.1 1 PEDONE - 3Hz

nodo 472 (1 pedone a 3 Hz) L'accelerazione, per il nodo 472, è circa $0.1[m/s^2]$ al passaggio del pedone e il suo valore resta nel range $[-0.1;-0.1]$ per circa 4 secondi dopo (Figura 7.6). In Figura 7.7 si può visualizzare non solo la frequenza della forzante a 3 Hz, ma anche le altre armoniche a 3.53 Hz e a 4 Hz circa.

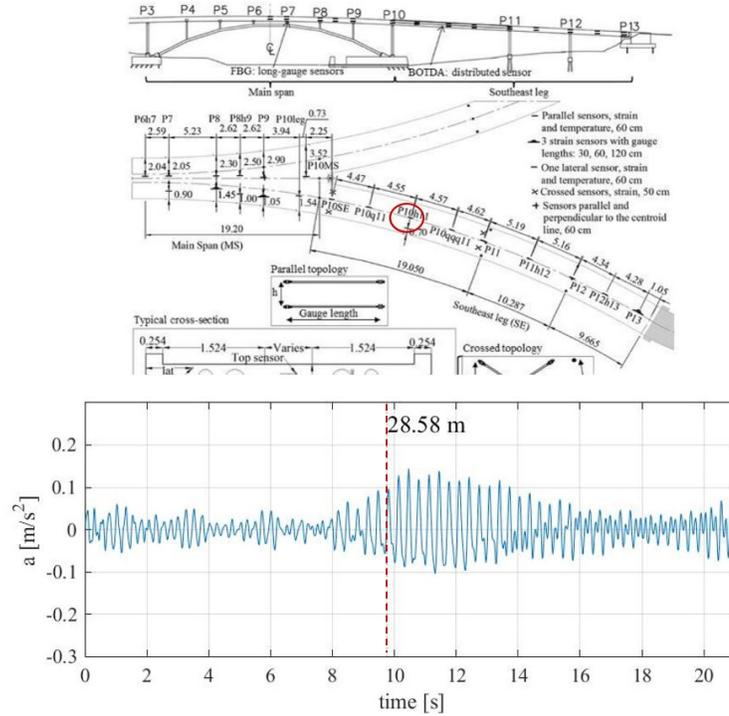


Figura 7.6: Posizione (in alto) e *time history* dell'accelerazione (in basso) del nodo 472

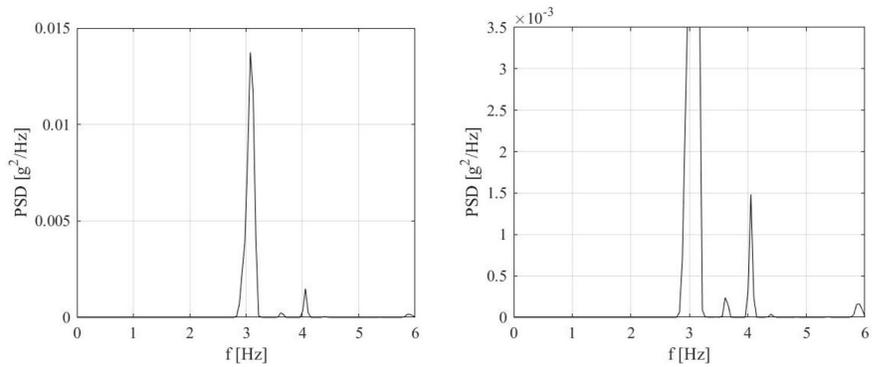


Figura 7.7: PSD del nodo 472

nodo 346 (1 pedone a 3 Hz) L'accelerazione, per il nodo 346, è circa $0.13[m/s^2]$ al passaggio del pedone; si può notare che successivamente il suo

range di valori aumenta (Figura 7.8). In Figura 7.9 si può visualizzare non solo la frequenza della forzante a 3.17 Hz, ma anche le altre armoniche a 2.97 Hz, 3.53 Hz e 3.67 Hz.

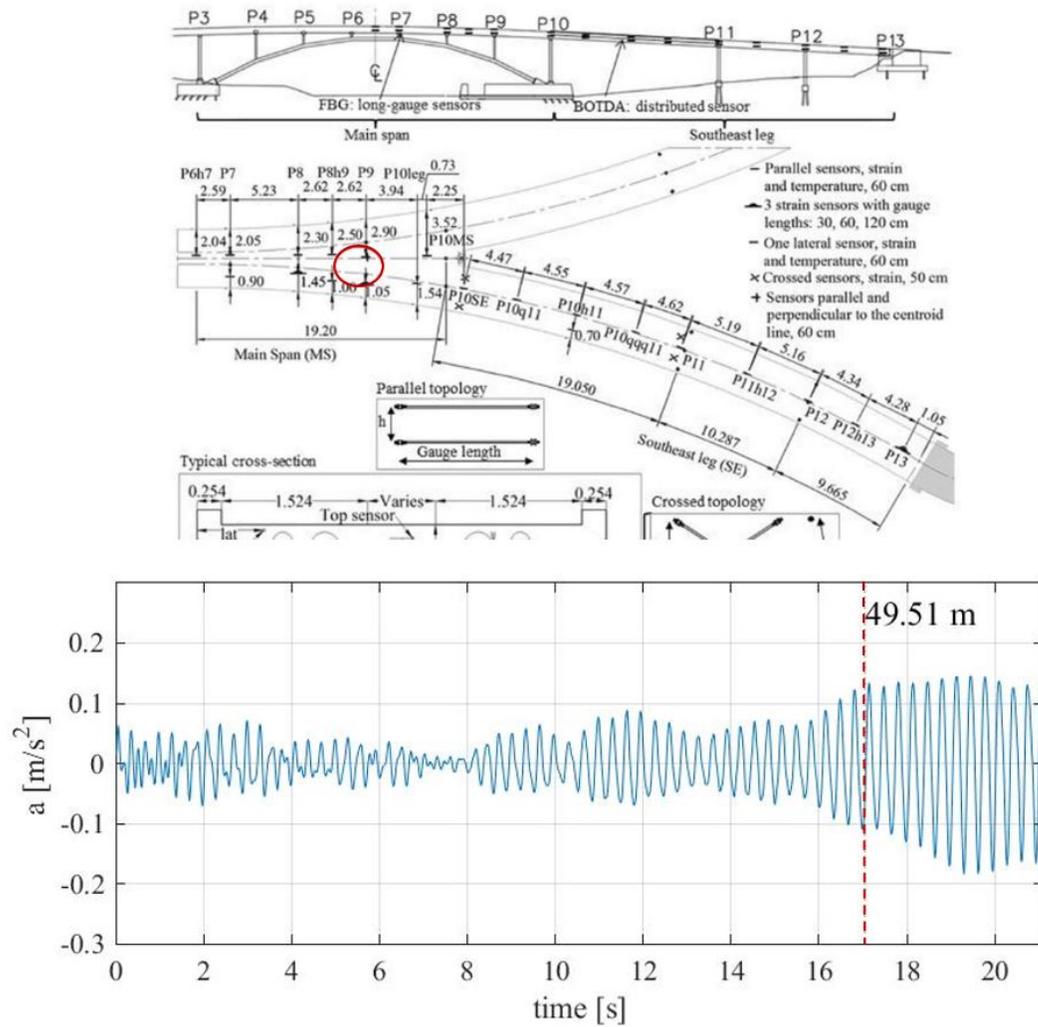


Figura 7.8: Posizione (in alto) e *time history* dell'accelerazione (in basso) del nodo 346

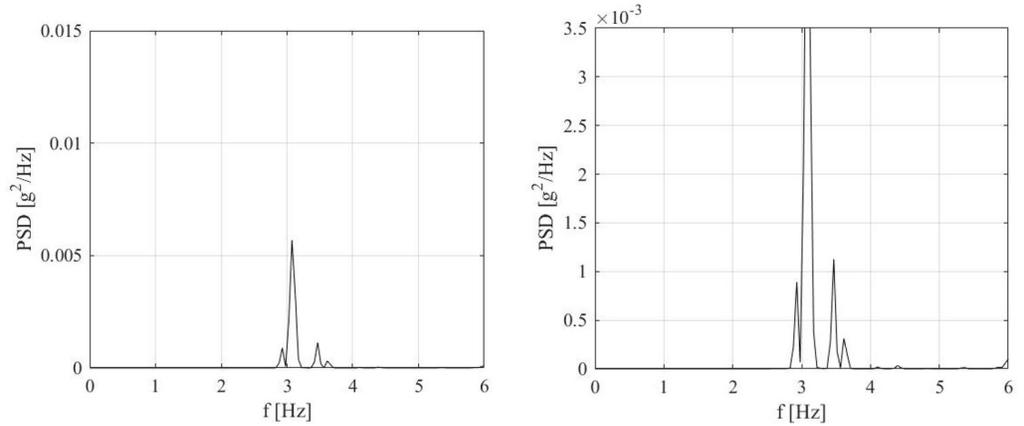


Figura 7.9: PSD del nodo 346

nodo 337 (1 pedone a 3 Hz) L'accelerazione, per il nodo 337, è circa $0.11[m/s^2]$ al passaggio del pedone; si può notare che successivamente il suo range di valori aumenta (Figura 7.10). Il nodo presenta una *time history* molto simile al nodo 346 (Figura 7.8) come ci si aspettava in quanto i due sono molto vicini. In Figura 7.11 si può visualizzare non solo la frequenza della forzante a 3.17 Hz, ma anche le altre armoniche a 2.97 Hz, 3.53 Hz e 3.67 Hz.

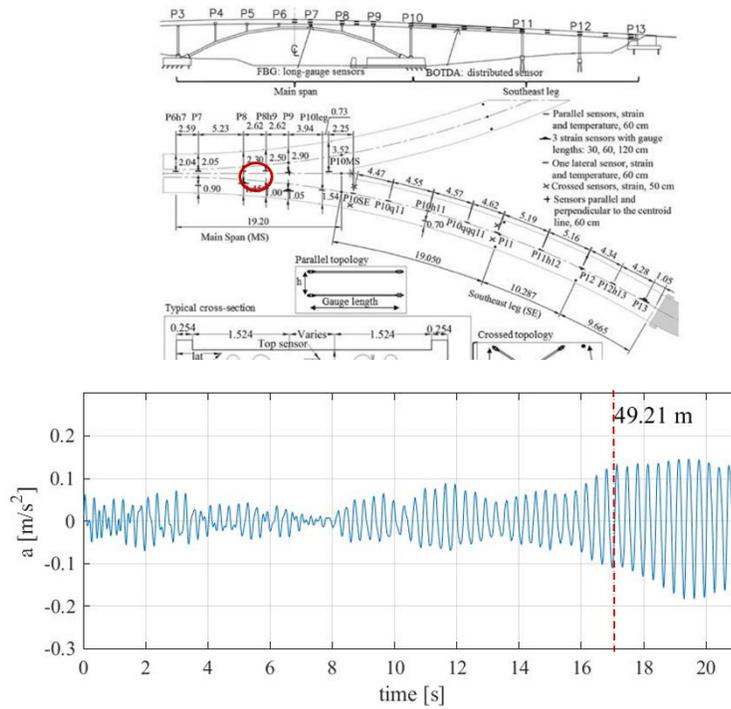


Figura 7.10: Posizione (in alto) e *time history* dell'accelerazione (in basso) del nodo 337

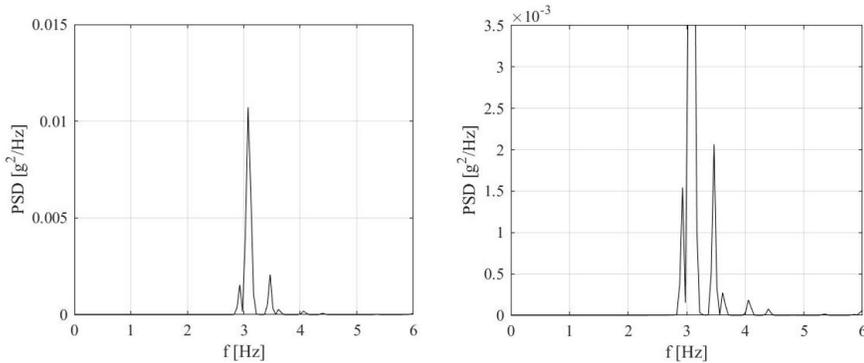


Figura 7.11: PSD del nodo 337

nodo 328 (1 pedone a 3 Hz) L'accelerazione, per il nodo 328, è circa $0.[m/s^2]$ al passaggio del pedone; si può notare che successivamente il suo

range di valori aumenta (Figura 7.12). Il nodo presenta una *time history* molto simile al nodo 337 (Figura 7.10). In Figura 7.13 si può visualizzare non solo la frequenza della forzante a 3.17 Hz, ma anche le altre armoniche a 2.97 Hz, 3.53 Hz e 3.67 Hz.

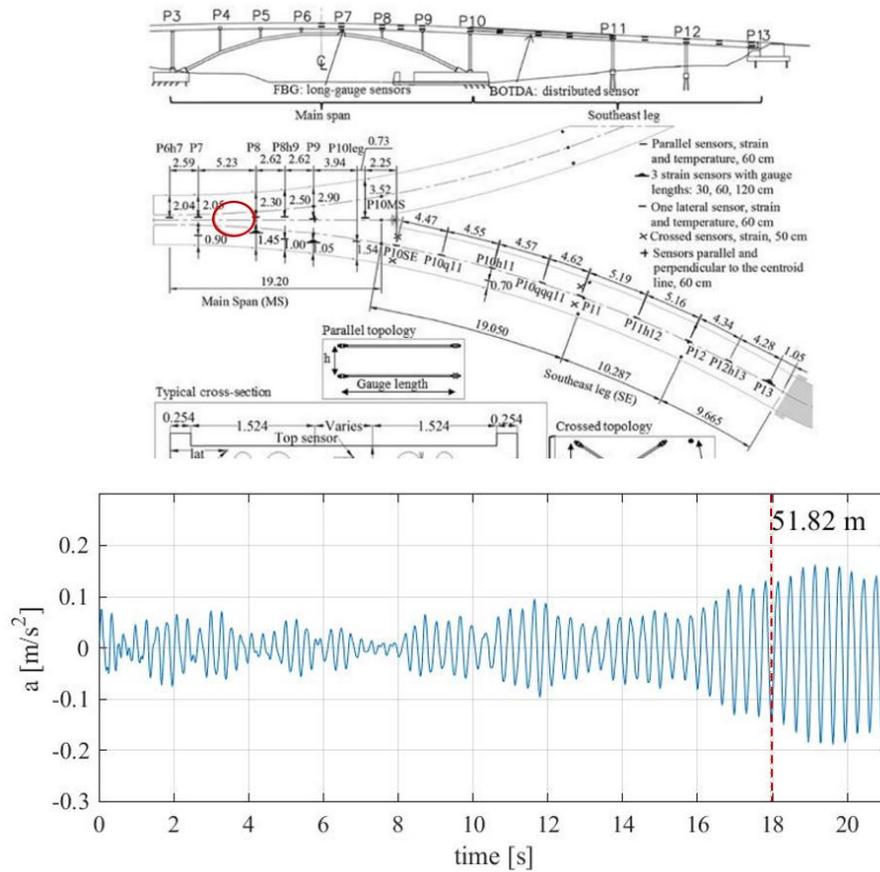


Figura 7.12: Posizione (in alto) e *time history* dell'accelerazione (in basso) del nodo 328

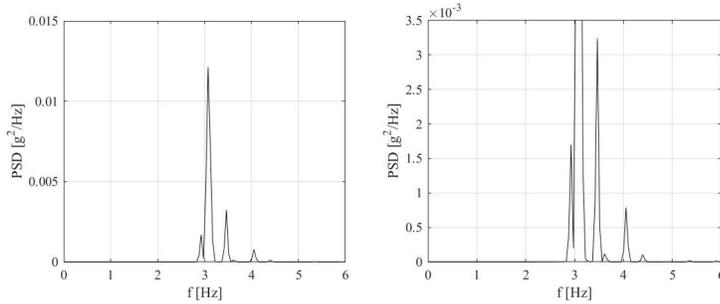


Figura 7.13: PSD del nodo 328

nodo 310 (1 pedone a 3 Hz) L'accelerazione, per il nodo 310, è circa $0.12[m/s^2]$ al passaggio del pedone; (Figura 7.14). In Figura 7.15 si possono visualizzare due frequenze con PSD maggiore (3.17 Hz e 3.46 Hz) e le altre armoniche a 2.97 Hz, 3.53 Hz e 4.08 Hz.

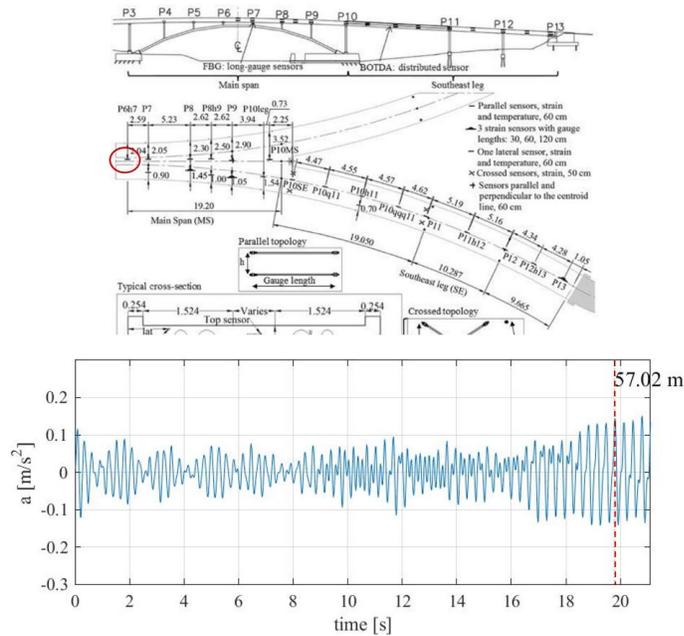


Figura 7.14: Posizione (in alto) e *time history* dell'accelerazione (in basso) del nodo 310

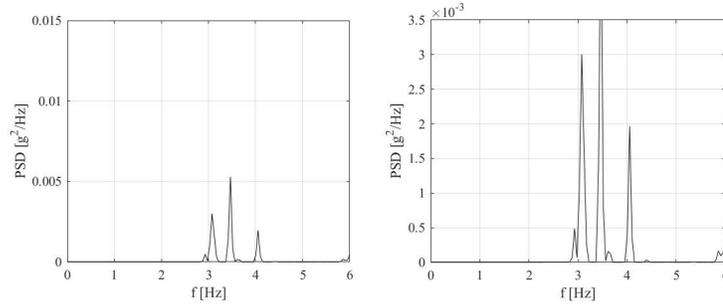


Figura 7.15: PSD del nodo 310

nodo 301 (1 pedone a 3 Hz) L'accelerazione, per il nodo 301, è circa $0.11[m/s^2]$ al passaggio del pedone; (Figura 7.16). Il nodo non subisce particolari variazioni di accelerazione durante tutta la corsa. In Figura 7.17 si può visualizzare non solo la frequenza della forzante a 3.46 Hz e le altre armoniche a 3.67 Hz e 4.08 Hz.

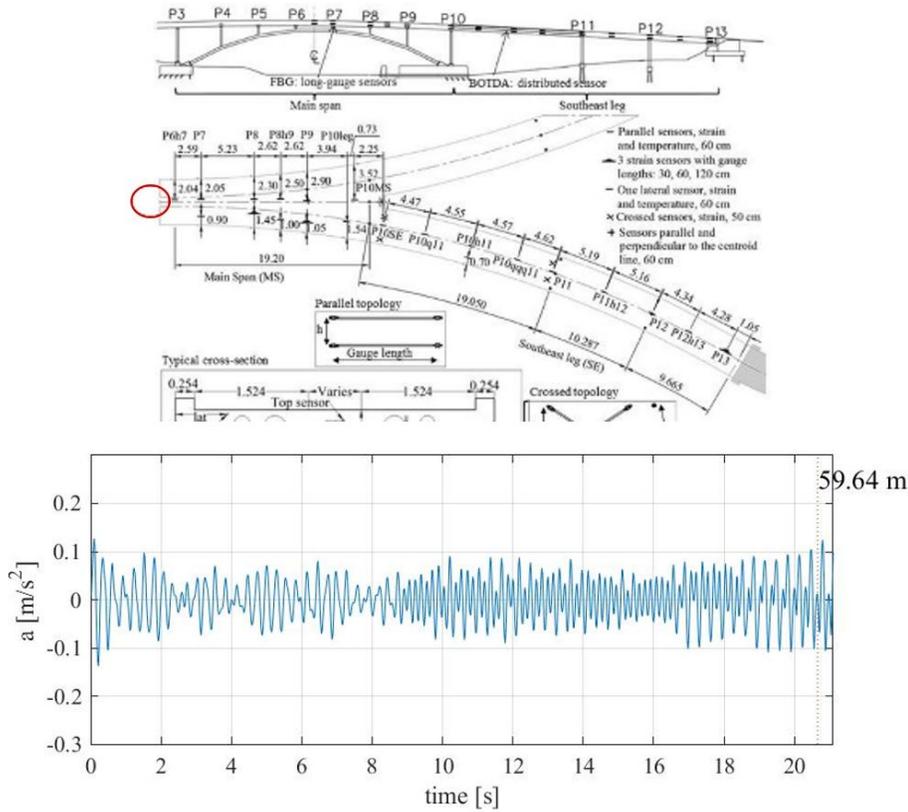


Figura 7.16: Posizione (in alto) e *time history* dell'accelerazione (in basso) del nodo 301

7.3.2 1 PEDONE - 4Hz

nodo 472 (1 pedone a 4 Hz) L'accelerazione, per il nodo 472, è circa $0.08[m/s^2]$ al passaggio del pedone; (Figura 7.18). Si può notare che successivamente il suo range di valori aumenta per altri 4 secondi per poi diminuire fino a quasi zero al termine della corsa. In Figura 7.19 si può visualizzare la frequenza della forzante a 4.08 Hz.

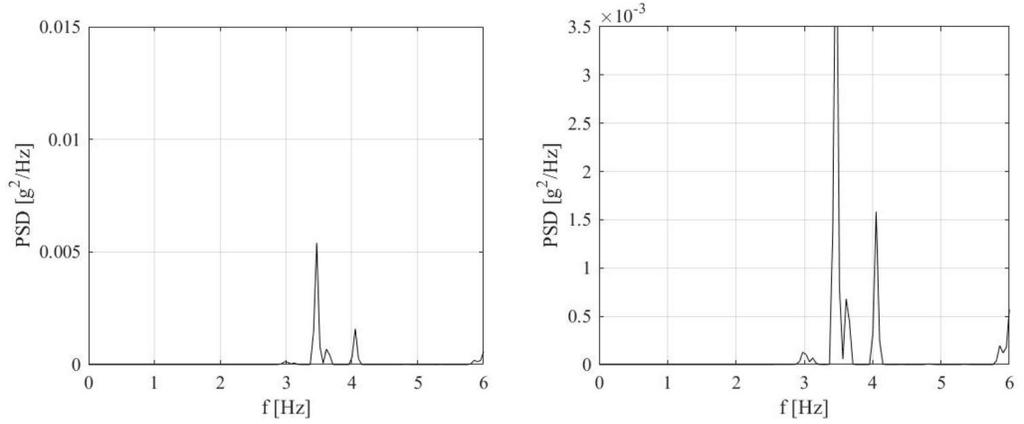


Figura 7.17: PSD del nodo 301

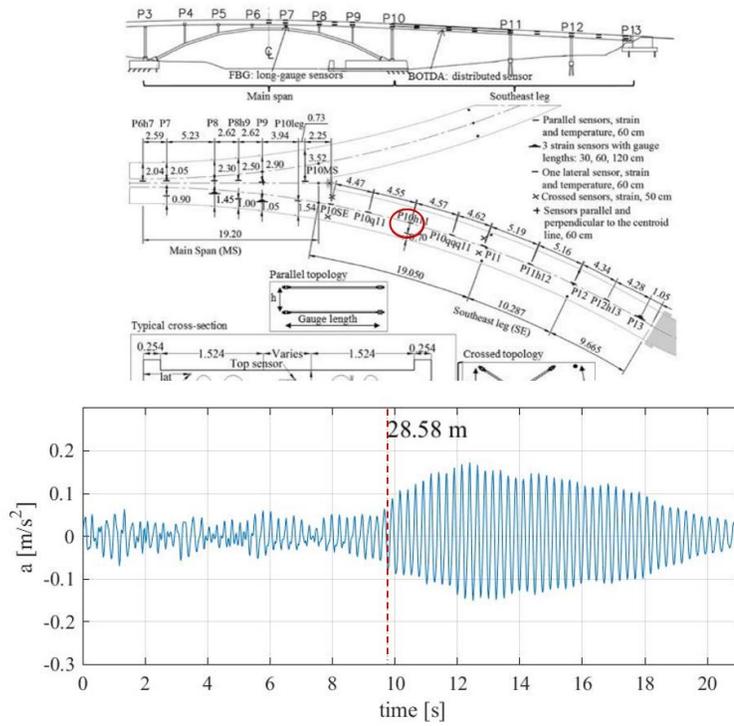


Figura 7.18: Posizione (in alto) e *time history* dell'accelerazione (in basso) del nodo 472

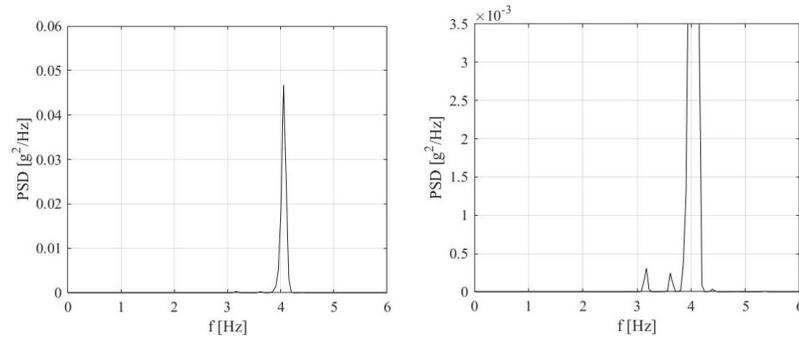


Figura 7.19: PSD del nodo 472

nodo 346 (1 pedone a 4 Hz) Il nodo 346 non risente del passaggio del pedone infatti la sua accelerazione resta a circa $0.01[m/s^2]$ come durante quasi tutto il percorso; (Figura 7.20) In Figura 7.21 si può visualizzare solo a destra le armoniche a 3.53 Hz e 3.67 Hz.

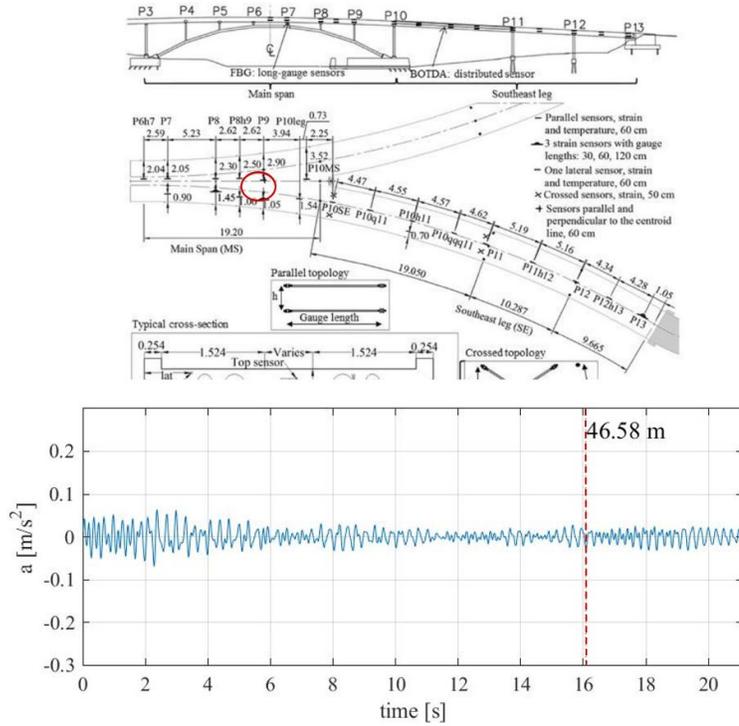


Figura 7.20: Posizione (in alto) e *time history* dell'accelerazione (in basso) del nodo 346

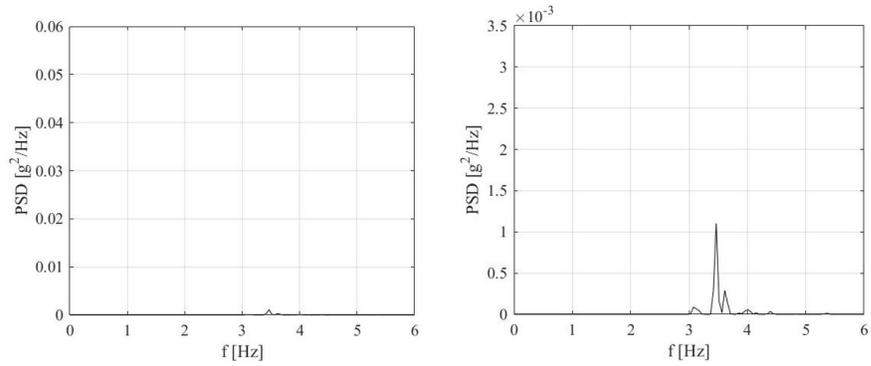


Figura 7.21: PSD del nodo 346

nodo 337 (1 pedone a 4 Hz) Il nodo 337 non risente del passaggio del pedone infatti la sua accelerazione resta a circa $0.01[m/s^2]$ come nei due

secondi precedenti, ma più bassa rispetto ai valori più precedenti (range $[-0.5;0.5]$) (Figura 7.22); in Figura 7.23 si possono visualizzare la frequenza della forzante pari a 4.08 Hz e l'armonica a 3.53 Hz.

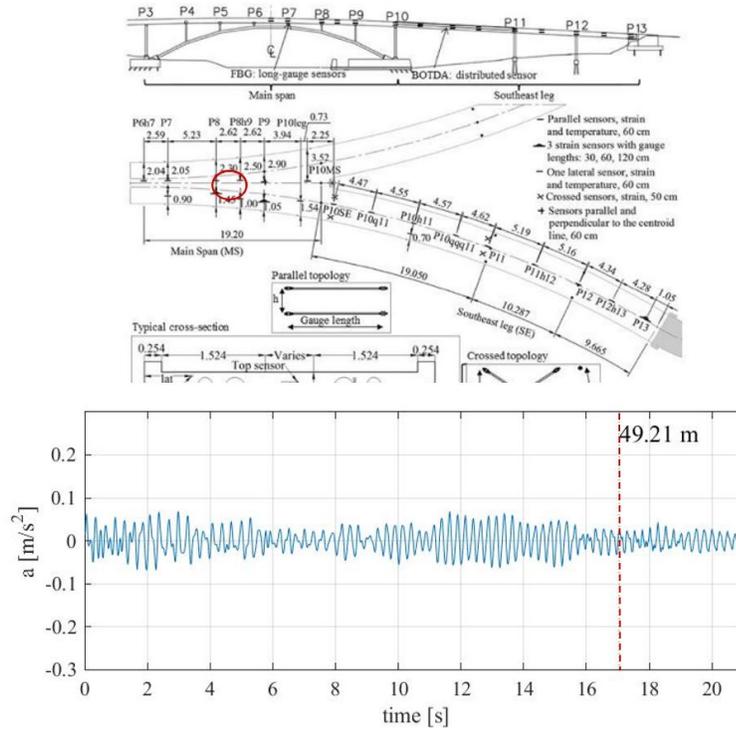


Figura 7.22: Posizione (in alto) e *time history* dell'accelerazione (in basso) del nodo 337

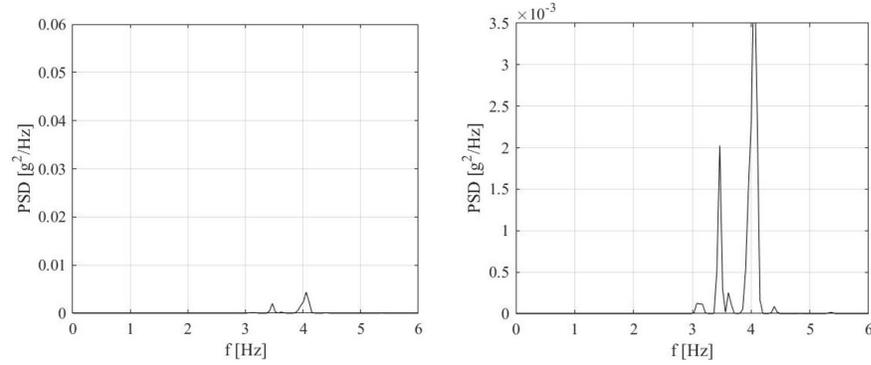
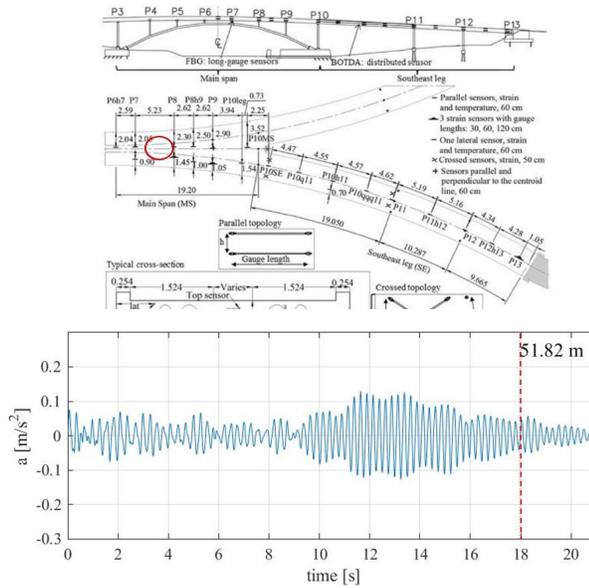


Figura 7.23: PSD del nodo 337

nodo 328 (1 pedone a 4 Hz) Il nodo 337 presenta un'accelerazione che aumenta da 10 a 14 secondi e diminuisce successivamente anche al passaggio del pedone con valore pari a $0.02[m/s^2]$ (Figura 7.24); in Figura 7.25 si possono visualizzare la frequenza della forzante pari a 4.08 Hz e l'armonica a 3.53 Hz.

Figura 7.24: Posizione (in alto) e *time history* dell'accelerazione (in basso) del nodo 328

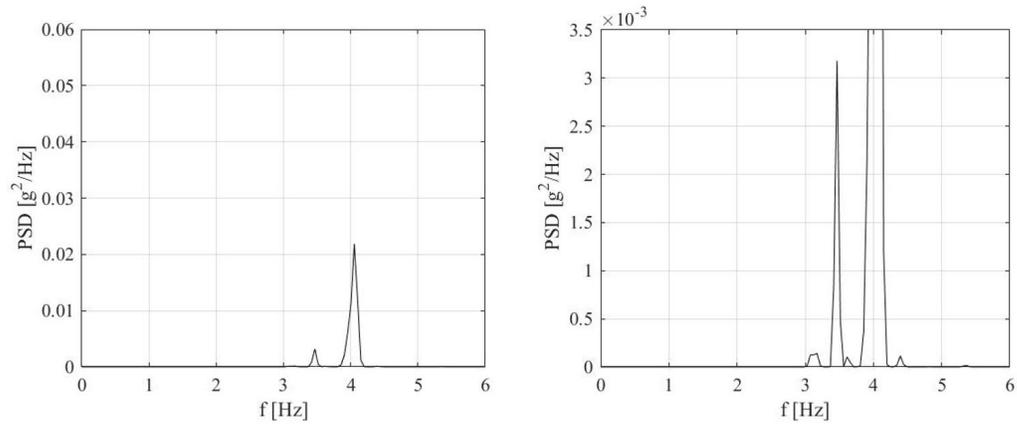


Figura 7.25: PSD del nodo 328

nodo 310 (1 pedone a 4 Hz) Come per il nodo 337 7.22, il nodo 310 presenta un'accelerazione che aumenta da 10 a 14 secondi e diminuisce successivamente arrivando a valori molto bassi al passaggio del pedone ($0.01[m/s^2]$) (Figura 7.26); in Figura 7.27 si possono visualizzare la frequenza della forzante pari a 4.08 Hz e le altre armoniche a 3.46 Hz e 3.53 Hz.

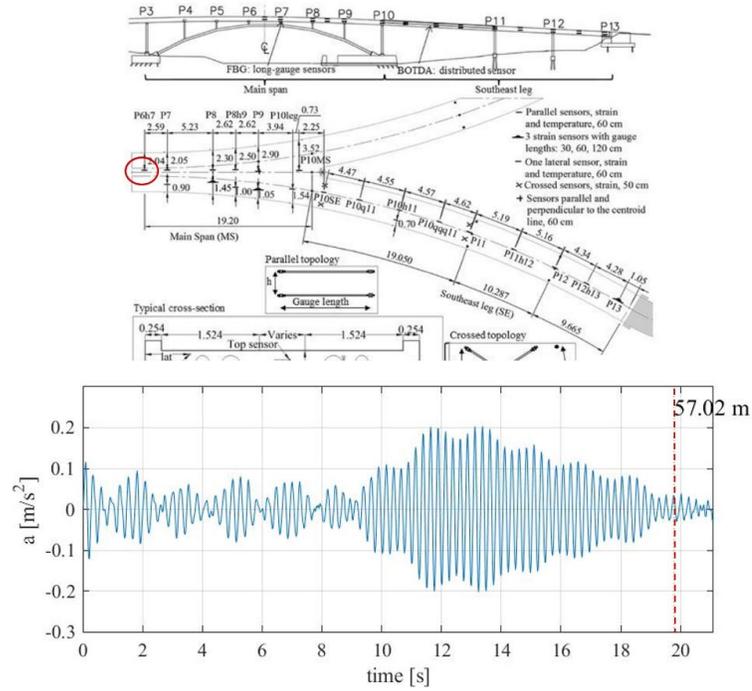


Figura 7.26: Posizione (in alto) e *time history* dell'accelerazione (in basso) del nodo 310

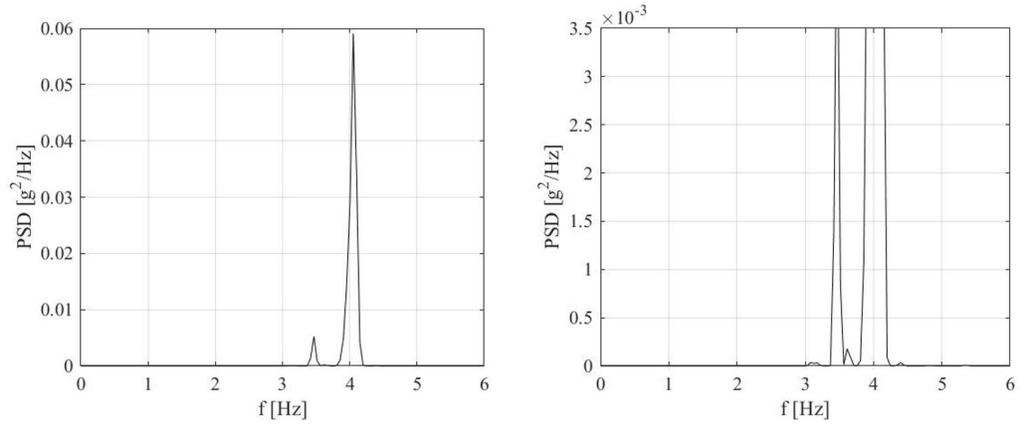


Figura 7.27: PSD del nodo 310

nodo 301 (1 pedone a 4 Hz) Il nodo 301 presenta un'accelerazione molto simile al nodo 310 con dei valori leggermente più bassi di circa $0.01 [m/s^2]$

(Figura 7.28); in Figura 7.29 si possono visualizzare la frequenza della forzante pari a 4.08 Hz e le altre armoniche a 3.46 Hz e 3.53 Hz.

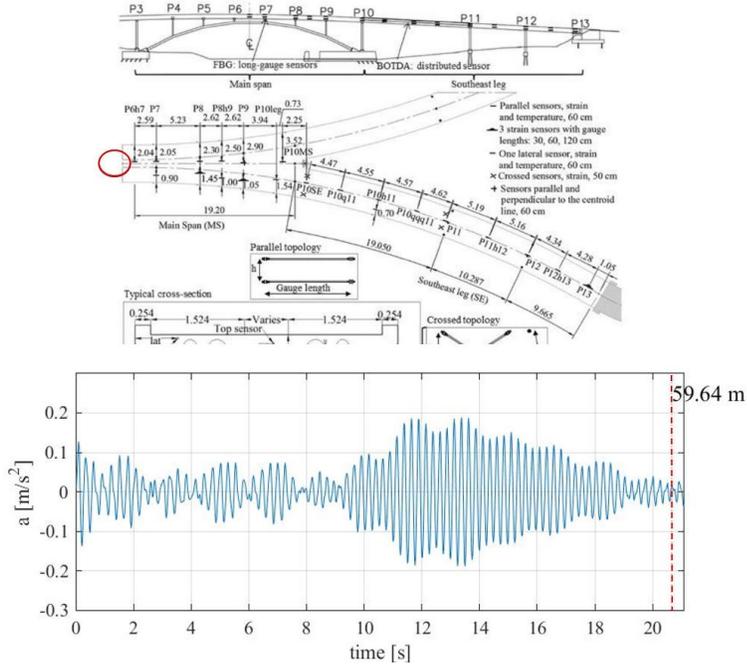


Figura 7.28: Posizione (in alto) e *time history* dell'accelerazione (in basso) del nodo 301

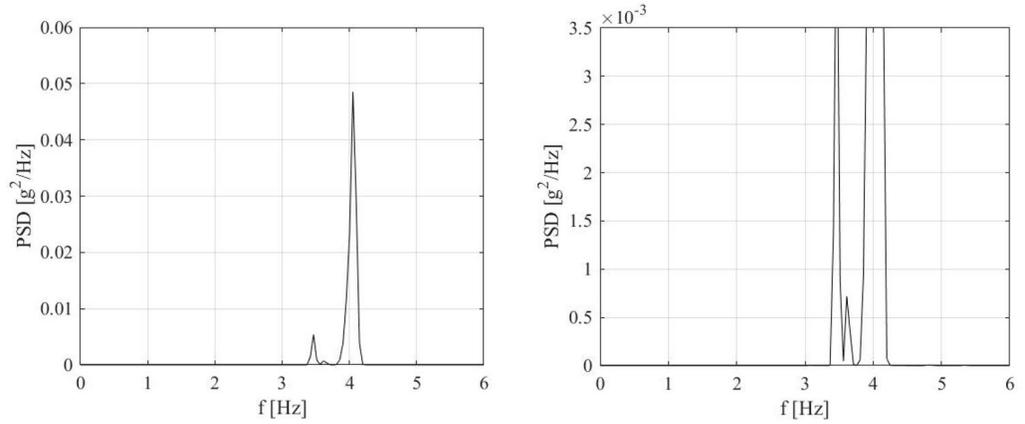


Figura 7.29: PSD del nodo 301

7.3.3 2 PEDONI - 3Hz

nodo 472 (2 pedoni a 3 Hz) Il nodo 472 presenta un'accelerazione quasi nulla per i primi 8s, aumenta progressivamente al passaggio del pedone fino ad un valore di $0.21[m/s^2]$ (Figura 7.30) e diminuisce con l'allontanarsi di questo; in Figura 7.31 si possono visualizzare la frequenza della forzante pari a 3.17 Hz e le altre armoniche a 3.67 Hz e 4.08 Hz.

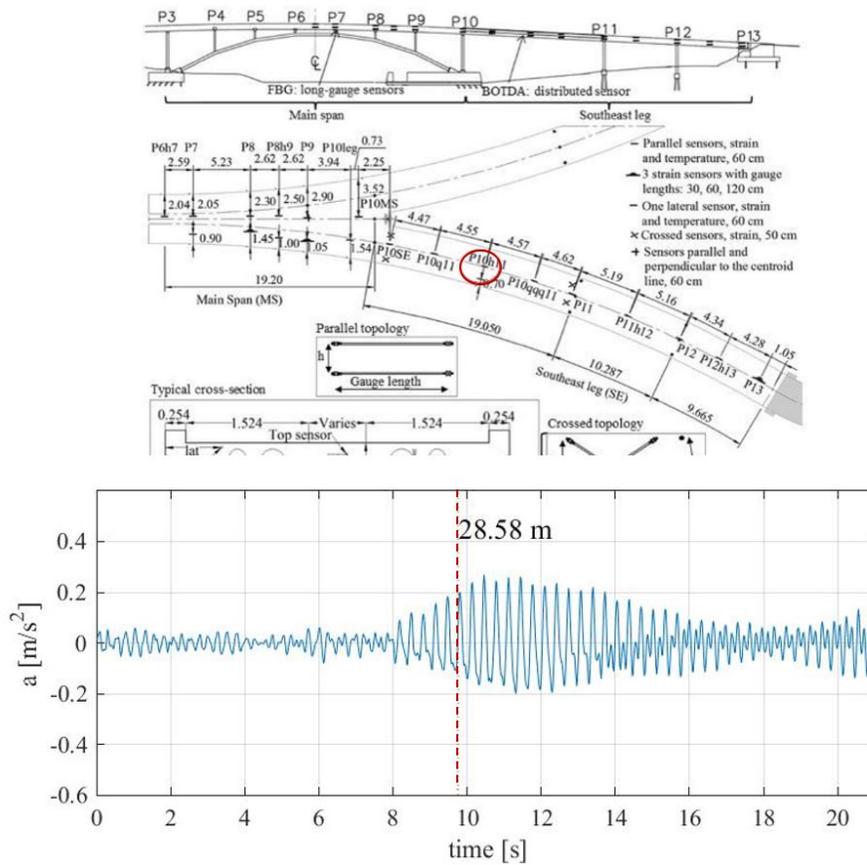


Figura 7.30: Posizione (in alto) e *time history* dell'accelerazione (in basso) del nodo 472

nodo 346 (2 pedoni a 3 Hz) Anche in questo caso il nodo presenta un'accelerazione quasi nulla per i primi 8s dopo i quali inizia ad aumentare progressivamente (Figura 7.32); in Figura 7.33 si possono visualizzare la frequenza della forzante pari a 3.17 Hz e le altre armoniche a 2.97 Hz, 3.46 Hz e 3.67 Hz.

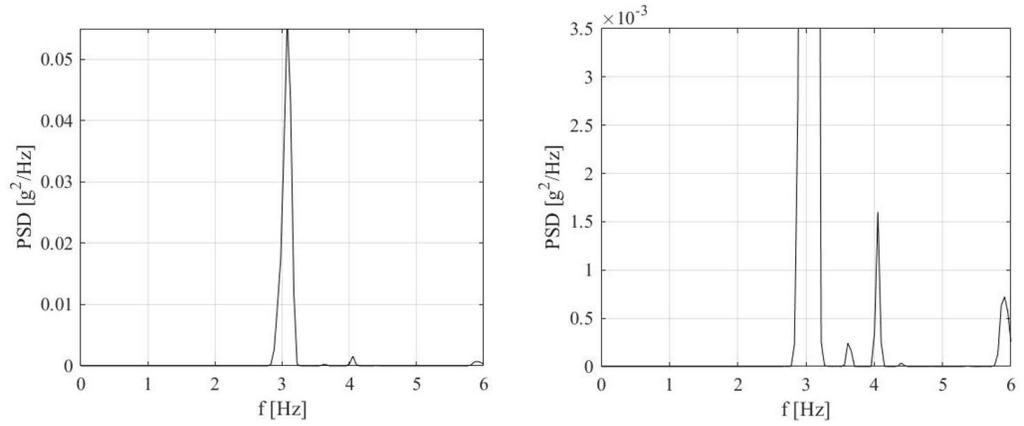


Figura 7.31: PSD del nodo 472

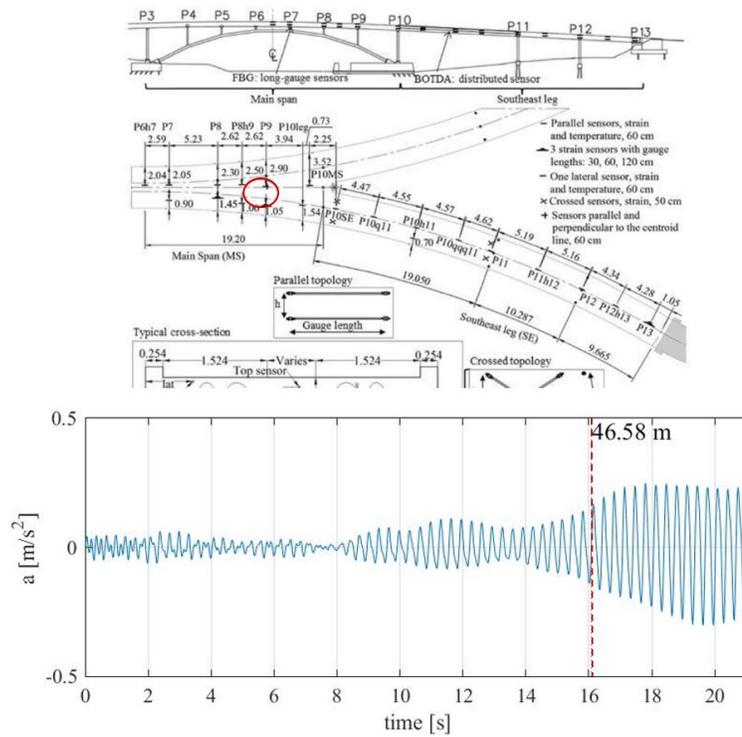


Figura 7.32: Posizione (in alto) e *time history* dell'accelerazione (in basso) del nodo 346

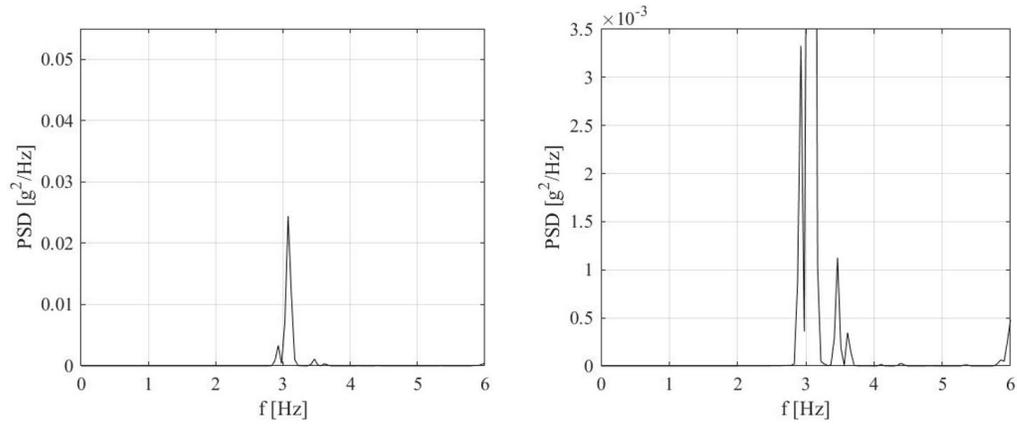


Figura 7.33: PSD del nodo 346

nodo 337 (2 pedoni a 3 Hz) Il nodo 337 presenta un'accelerazione molto simile al nodo 346 con dei valori leggermente più alti di circa $0.01[m/s^2]$ (Figura 7.34); in Figura 7.35 si possono visualizzare la frequenza della forzante pari a 3.17 Hz e le altre armoniche a 2.97 Hz, 3.46 Hz e 3.67 Hz.

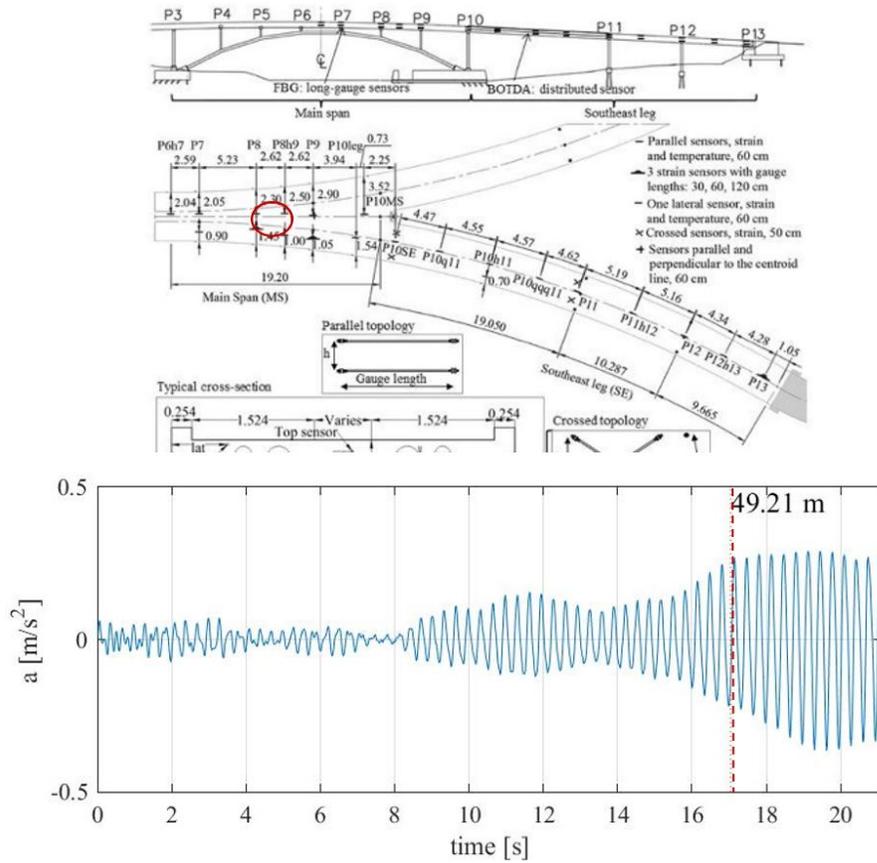


Figura 7.34: Posizione (in alto) e *time history* dell'accelerazione (in basso) del nodo 337

nodo 328 (2 pedoni a 3 Hz) Il nodo 328 presenta un'accelerazione molto simile al nodo 337 con dei valori leggermente più alti di circa $0.01[m/s^2]$ (Figura 7.36); in Figura 7.37 si possono visualizzare la frequenza della forzante pari a 3.17 Hz e le altre armoniche a 2.97 Hz, 3.46 Hz e 3.67 Hz.

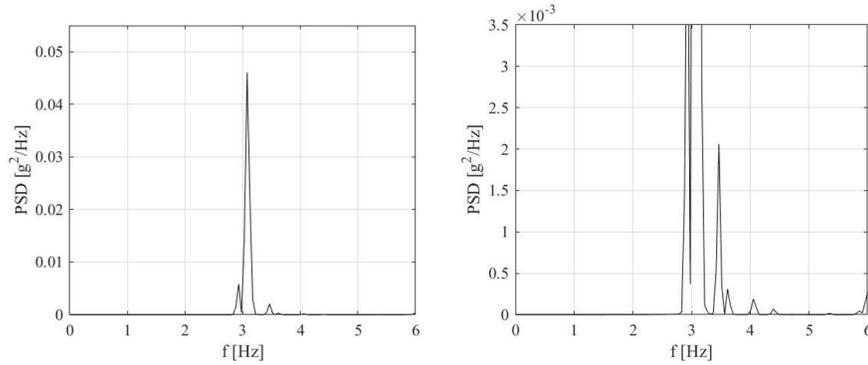


Figura 7.35: PSD del nodo 337

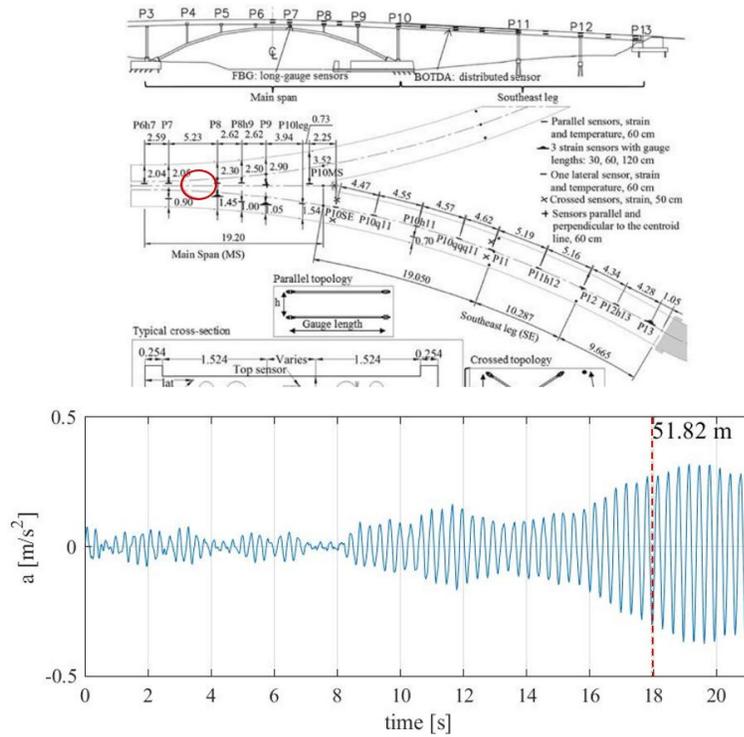


Figura 7.36: Posizione (in alto) e *time history* dell'accelerazione (in basso) del nodo 328

nodo 310 (2 pedoni a 3 Hz) Il nodo 310 presenta un'accelerazione con aumento progressivo a partire da 4s prima del passaggio del pedone (Figura

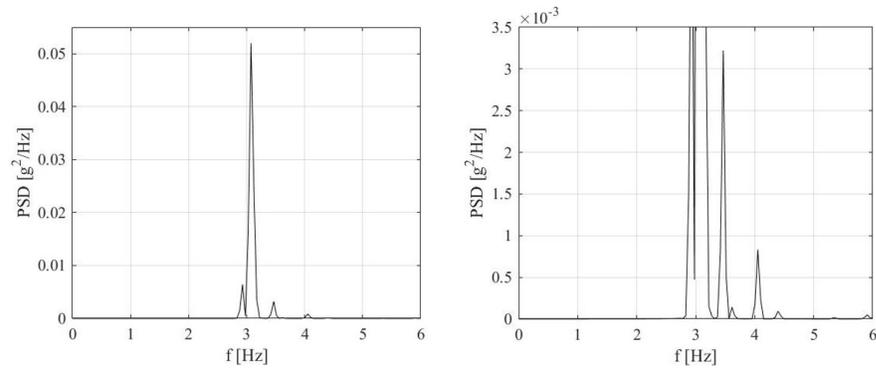


Figura 7.37: PSD del nodo 328

7.38); in Figura 7.39 si possono visualizzare la frequenza della forzante pari a 3.17 Hz e le altre armoniche a 2.97 Hz, 3.46 Hz e 4.08 Hz.

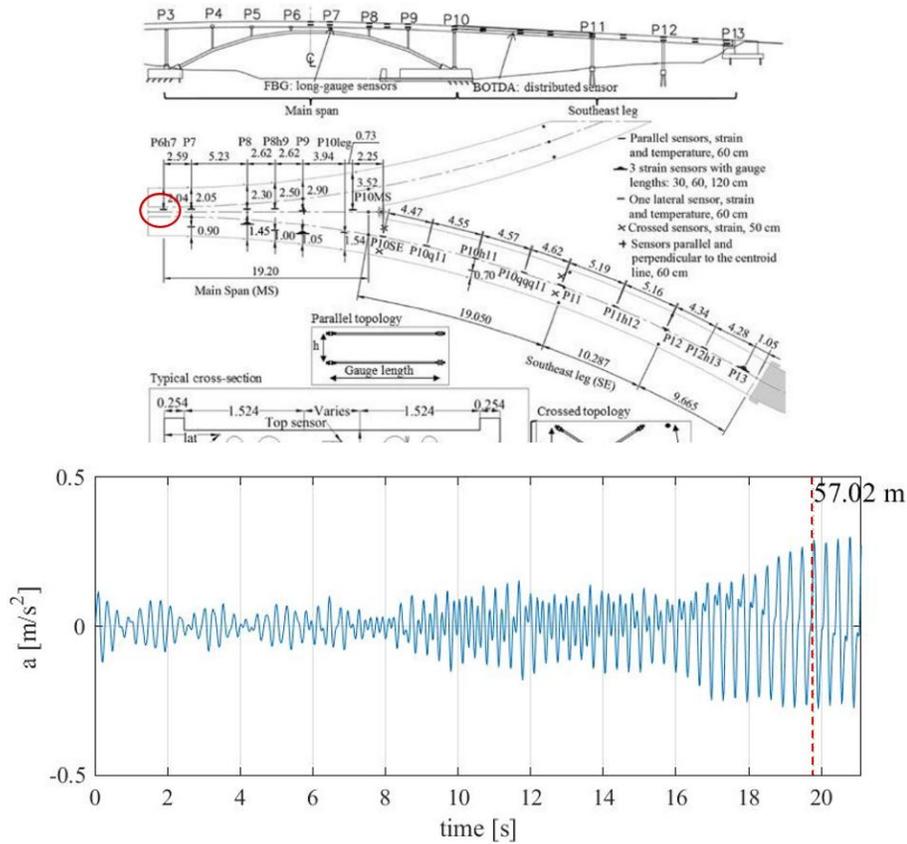


Figura 7.38: Posizione (in alto) e *time history* dell'accelerazione (in basso) del nodo 310

nodo 301 (2 pedoni a 3 Hz) Il nodo 301 presenta un'accelerazione con aumento progressivo a partire da 5s prima del passaggio del pedone (Figura 7.40); in Figura 7.41 si possono visualizzare la frequenza della forzante pari a 3.46 Hz e le altre armoniche a 2.97 Hz, 3.53 Hz e 4.08 Hz.

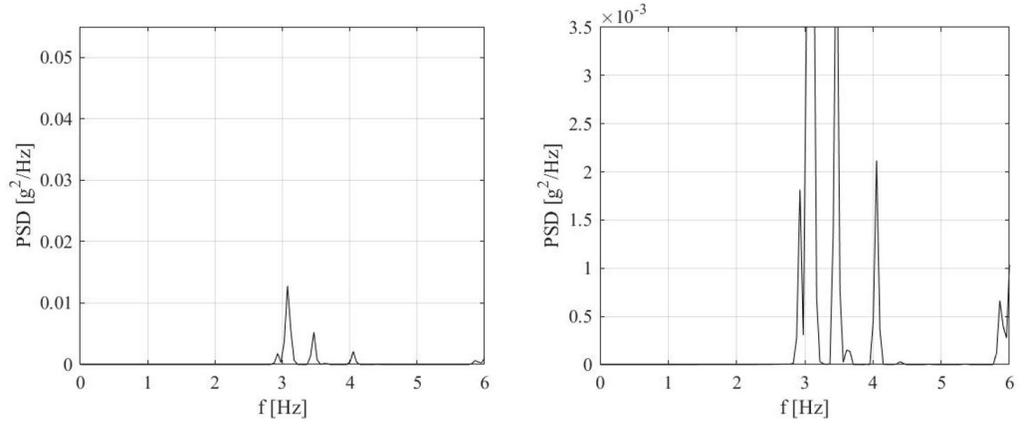


Figura 7.39: PSD del nodo 310

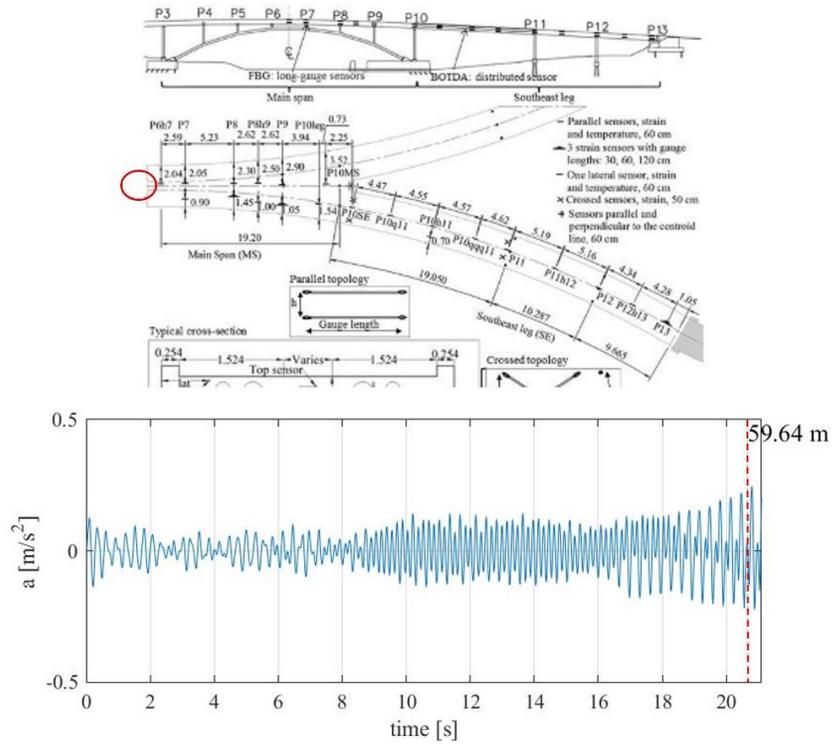


Figura 7.40: Posizione (in alto) e *time history* dell'accelerazione (in basso) del nodo 301

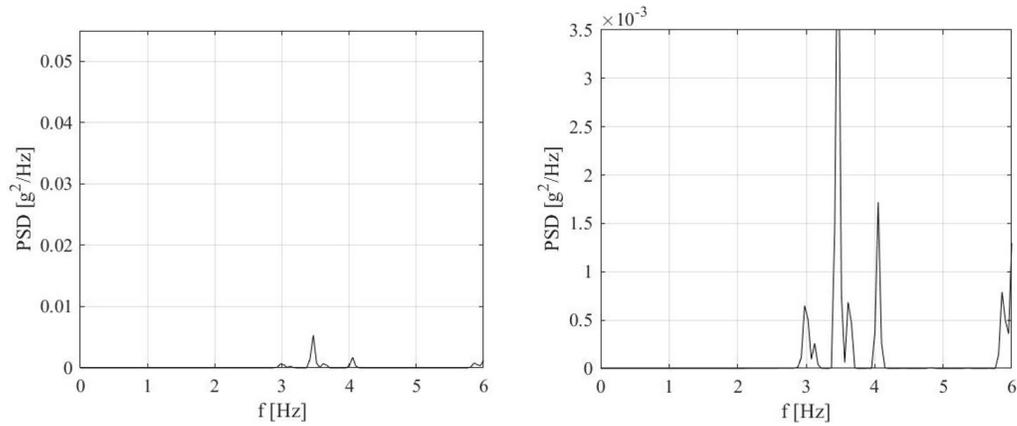


Figura 7.41: PSD del nodo 301

7.3.4 2 PEDONI - 4Hz

nodo 472 (2 pedoni a 4 Hz) Il nodo 472 presenta un'accelerazione molto bassa per i primi 5s con aumento progressivo dal passaggio del pedone ed una diminuzione a partire da 3s dopo il suo passaggio (Figura 7.42); in Figura 7.43 si può visualizzare la frequenza della forzante pari a 4.08 Hz.

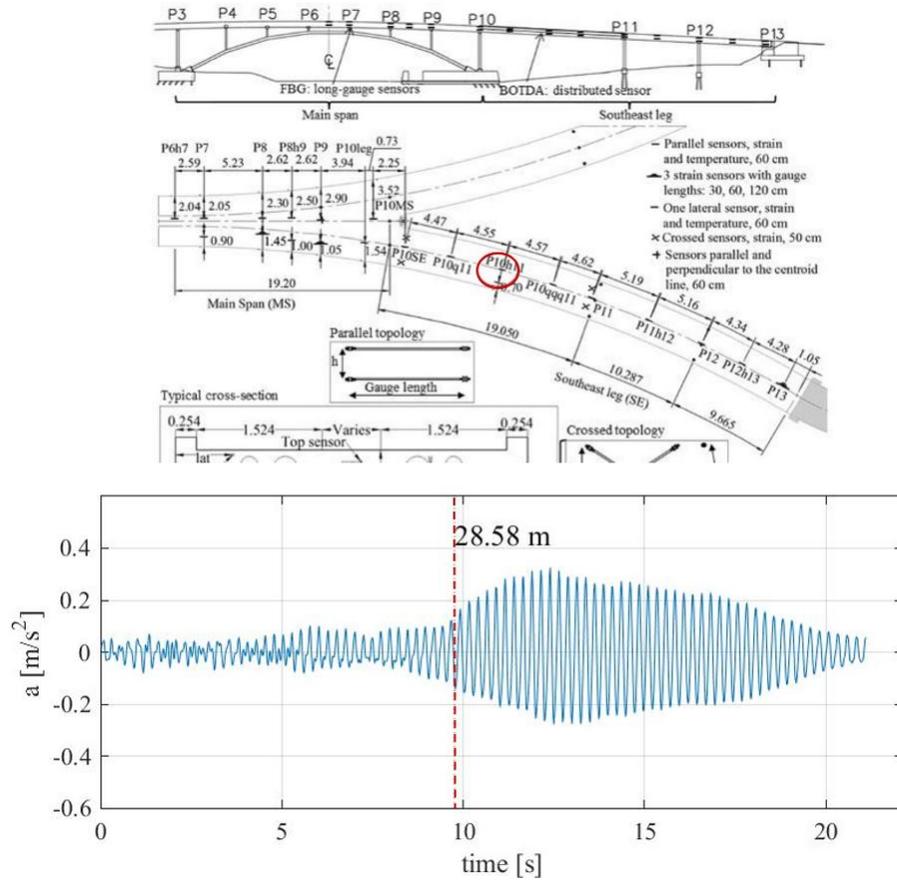


Figura 7.42: Posizione (in alto) e *time history* dell'accelerazione (in basso) del nodo 472

nodo 346 (2 pedoni a 4 Hz) Il nodo 346 presenta un'accelerazione quasi nulla durante tutto il percorso del pedone con un leggero aumento dal suo passaggio di circa $0.05[m/s^2]$ (Figura 7.44); in Figura 7.45 si possono visualizzare delle PSD molto basse e le altre armoniche a 3.46 Hz, 3.67 Hz e 4.0 Hz.

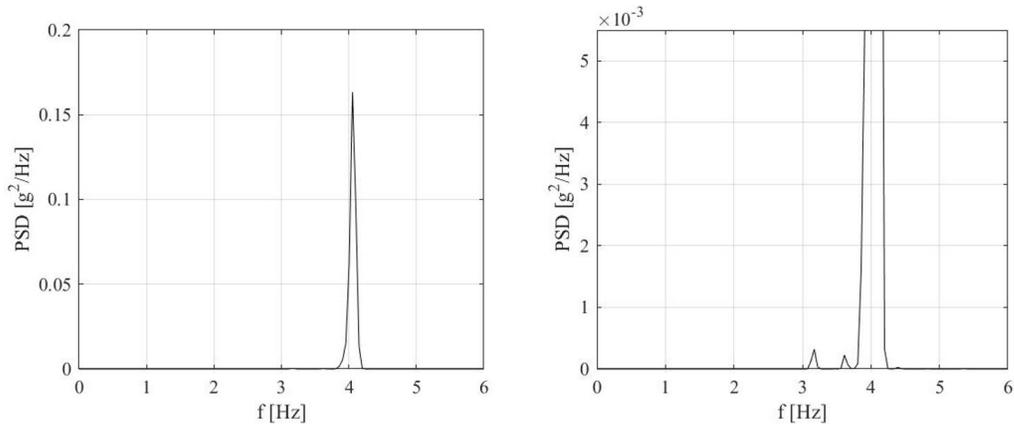


Figura 7.43: PSD del nodo 472

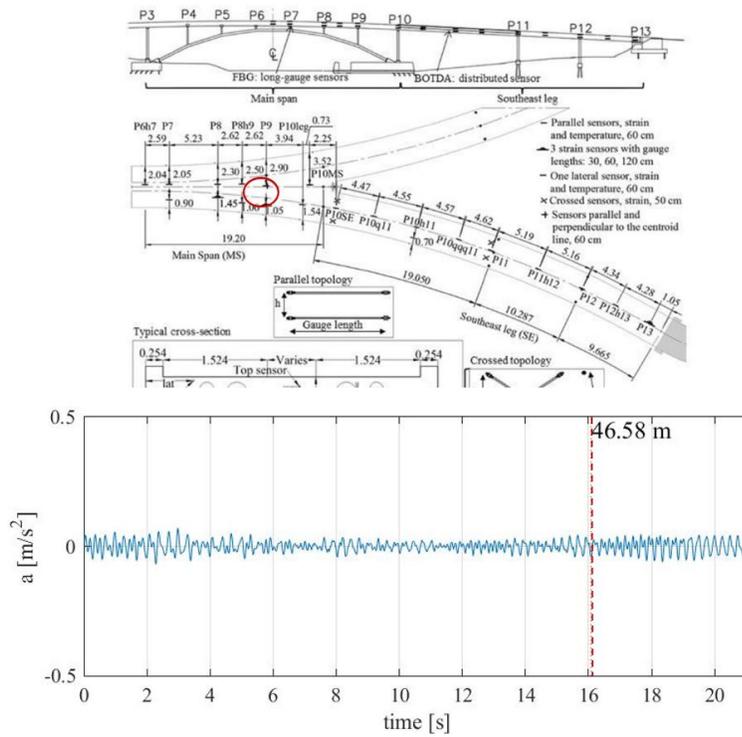


Figura 7.44: Posizione (in alto) e *time history* dell'accelerazione (in basso) del nodo 346

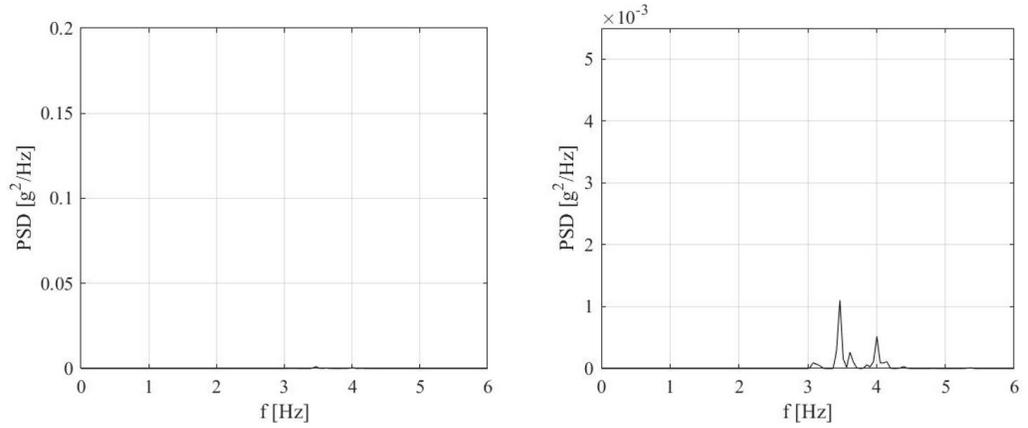


Figura 7.45: PSD del nodo 346

nodo 337 (2 pedoni a 4 Hz) Il nodo 337 presenta un'accelerazione molto bassa con valori massimi minori di $0.10[m/s^2]$ (Figura 7.46); in Figura 7.47 si possono visualizzare la frequenza della forzante pari a 4.08 Hz e l'armonica a 3.46 Hz.

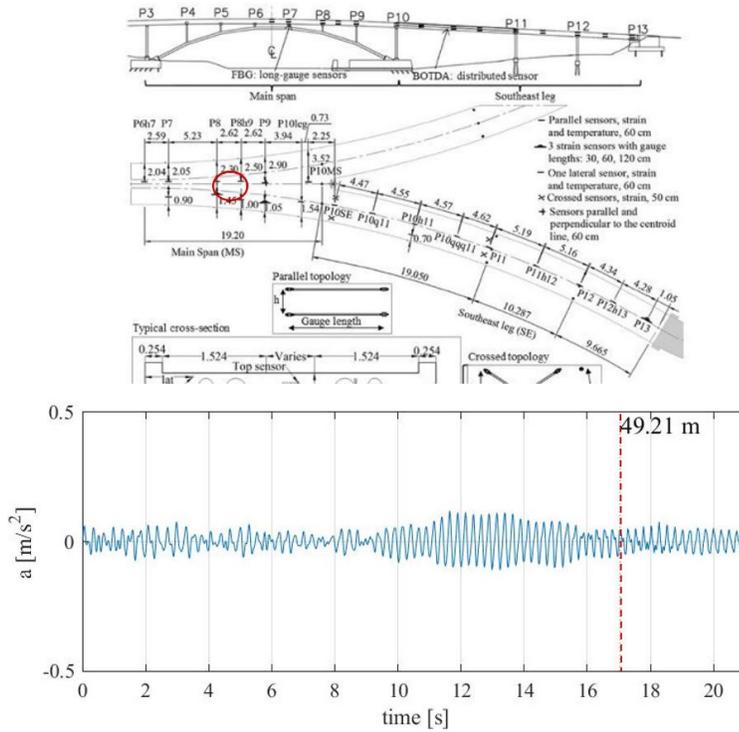


Figura 7.46: Posizione (in alto) e *time history* dell'accelerazione (in basso) del nodo 337

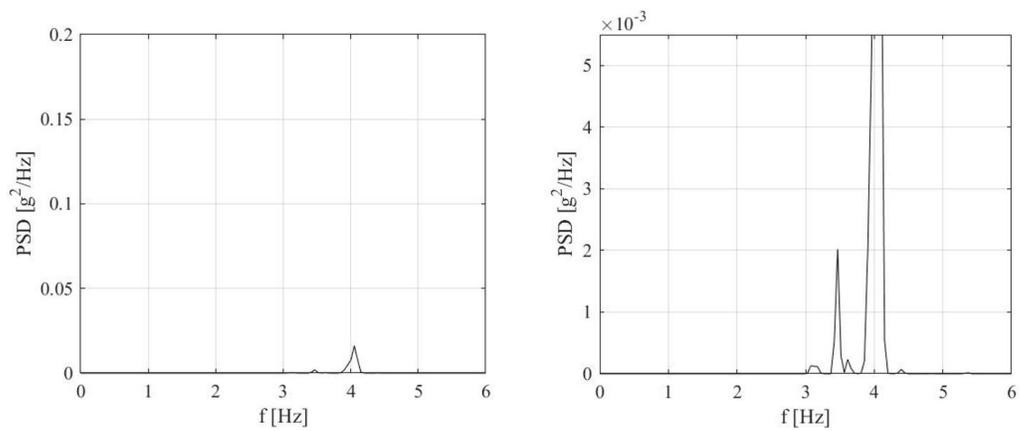


Figura 7.47: PSD del nodo 337

nodo 328 (2 pedoni a 4 Hz) Il nodo 328 presenta un'accelerazione che inizia ad aumentare dopo i primi 9s e diminuisce progressivamente a circa 13 s (Figura 7.48); in Figura 7.49 si possono visualizzare la frequenza della forzante pari a 4.08 Hz e l'armonica a 3.46 Hz.

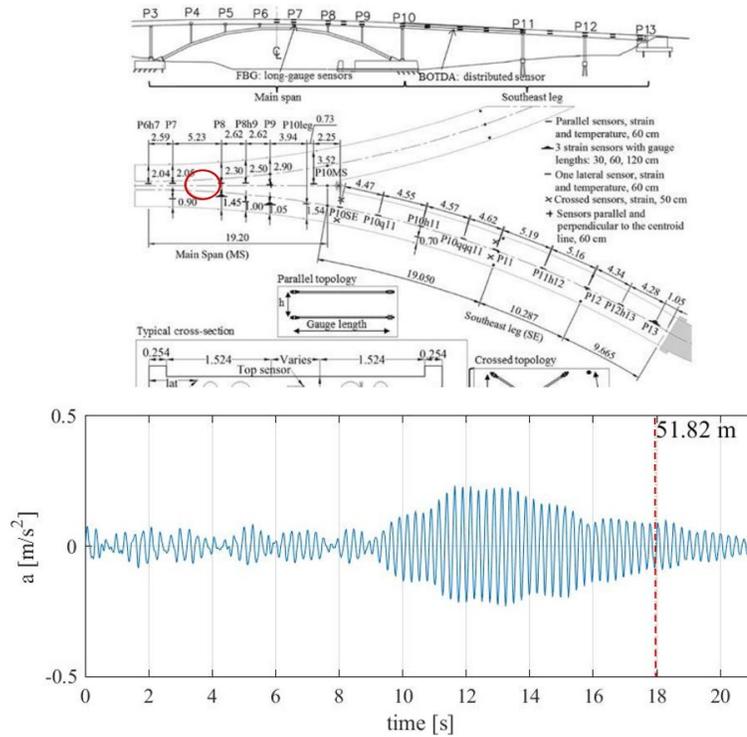


Figura 7.48: Posizione (in alto) e *time history* dell'accelerazione (in basso) del nodo 328

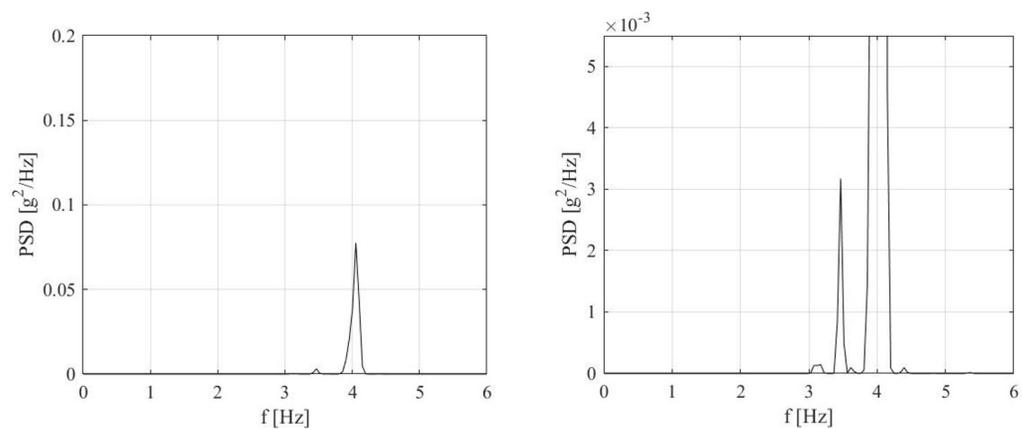


Figura 7.49: PSD del nodo 328

nodo 310 (2 pedoni a 4 Hz) Il nodo 310 presenta un'accelerazione che aumenta sensibilmente dopo 9s e diminuisce progressivamente a circa 13 s (Figura 7.50); in Figura 7.51 si possono visualizzare la frequenza della forzante pari a 4.08 Hz e l'armonica a 3.46 Hz.

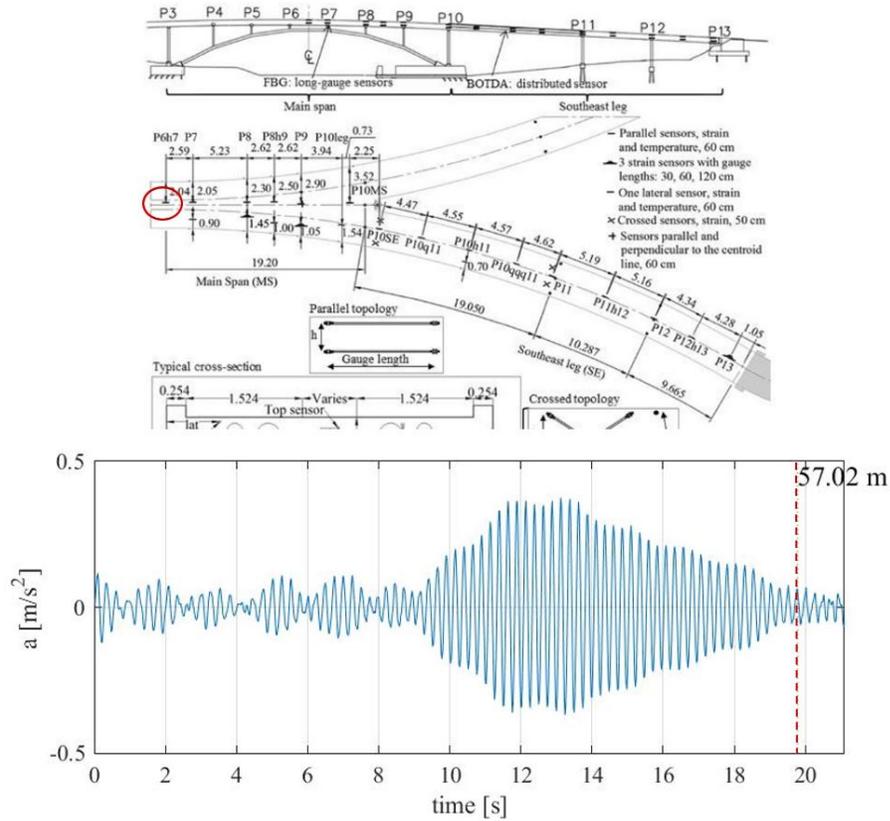


Figura 7.50: Posizione (in alto) e *time history* dell'accelerazione (in basso) del nodo 310

nodo 301 (2 pedoni a 4 Hz) Il nodo 301 presenta un'accelerazione molto simile al nodo 310 (7.50) con valori leggermente più bassi di $0.10[m/s^2]$ (Figura 7.52); in Figura 7.53 si possono visualizzare la frequenza della forzante pari a 4.08 Hz e l'armonica a 3.46 Hz.

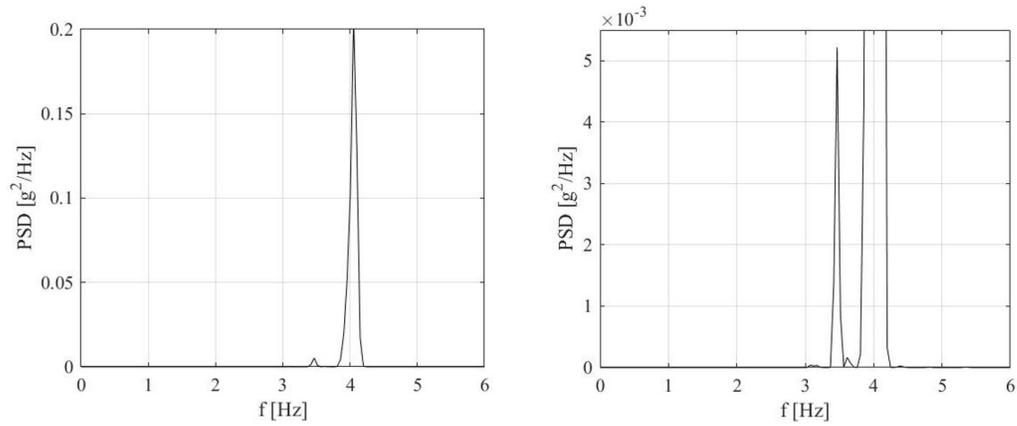


Figura 7.51: PSD del nodo 310

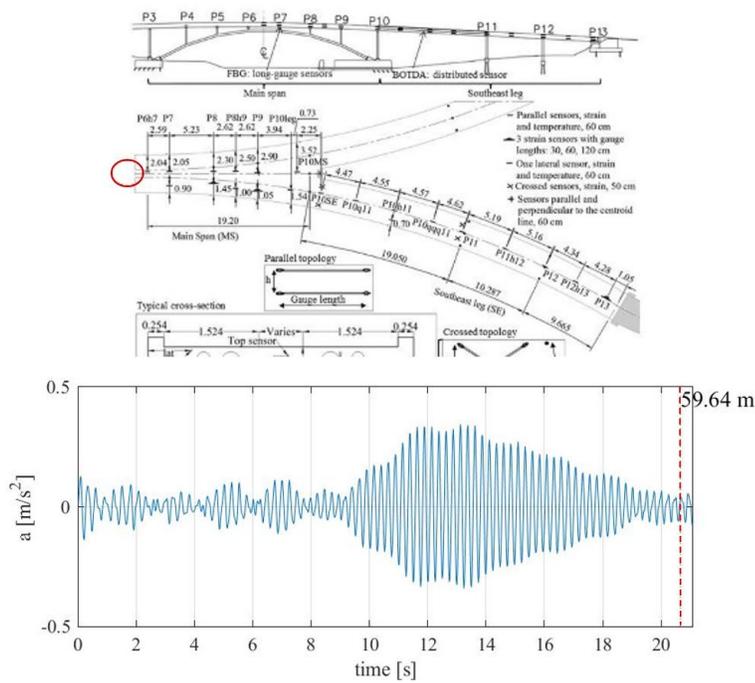


Figura 7.52: Posizione (in alto) e *time history* dell'accelerazione (in basso) del nodo 301

7.3.5 4 PEDONI - 3Hz

nodo 472 (4 pedoni a 3 Hz) Il nodo 472 presenta un'accelerazione che aumenta sensibilmente a partire da 8s fino a raggiungere un valore massimo

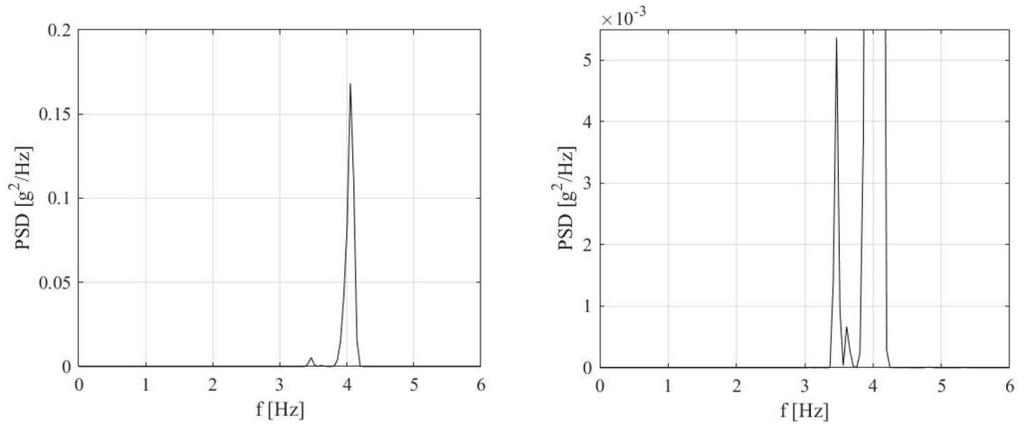


Figura 7.53: PSD del nodo 301

di $0.5[m/s^2]$ (Figura 7.54); in Figura 7.55 si possono visualizzare la frequenza della forzante pari a 3.17 Hz e l'armonica a 4.08 Hz.

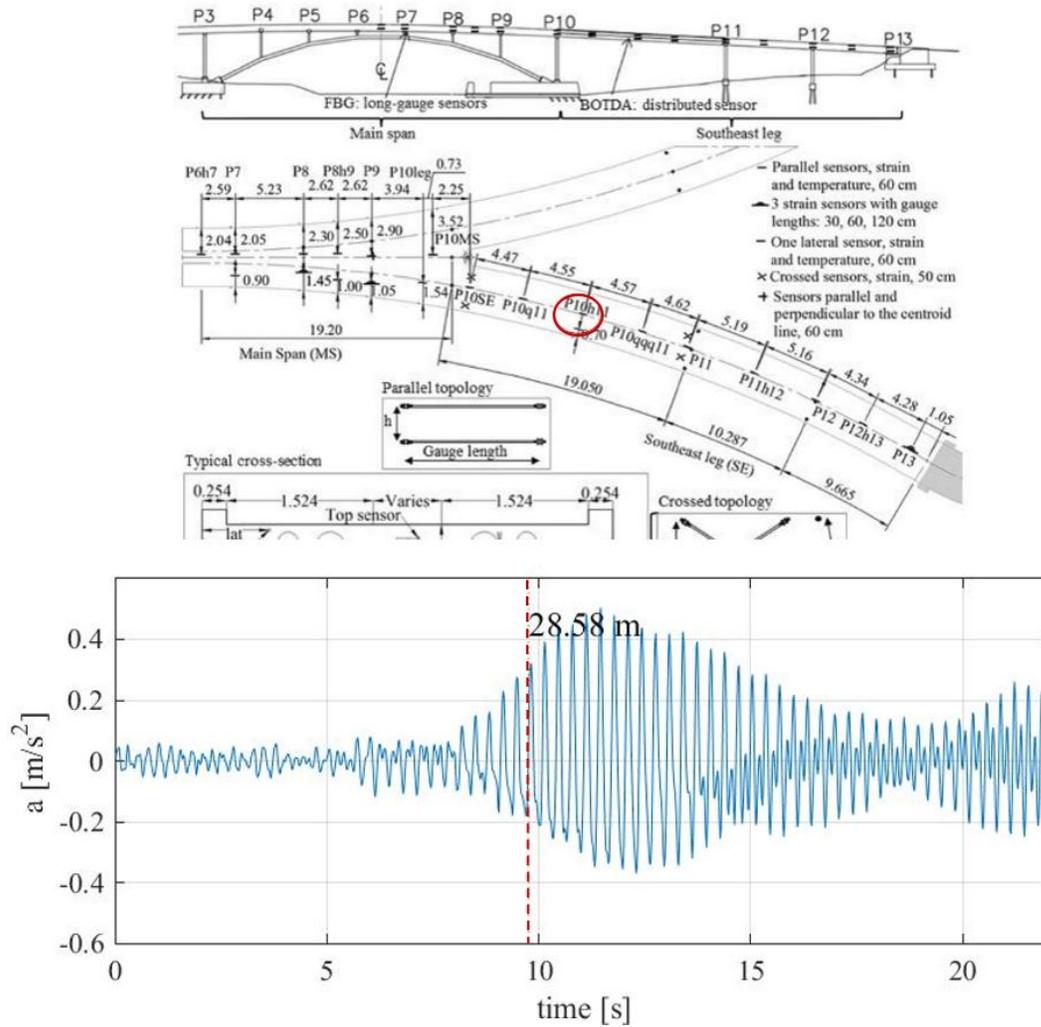


Figura 7.54: Posizione (in alto) e *time history* dell'accelerazione (in basso) del nodo 472

nodo 310 (4 pedoni a 3 Hz) Il nodo 310 presenta un'accelerazione che aumenta sensibilmente a partire da 10s fino a raggiungere valori molto alti dopo il passaggio dei pedoni ($0.5[m/s^2]$) (Figura 7.56); in Figura 7.57 si possono visualizzare la frequenza della forzante pari a 3.17 Hz e le altre armoniche a 2.97 Hz, 3.46 Hz e 4.08 Hz.

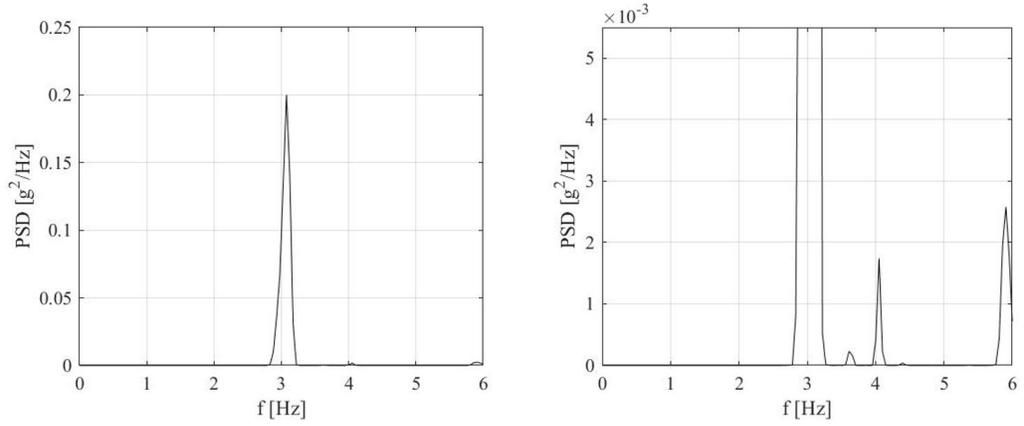


Figura 7.55: PSD del nodo 472

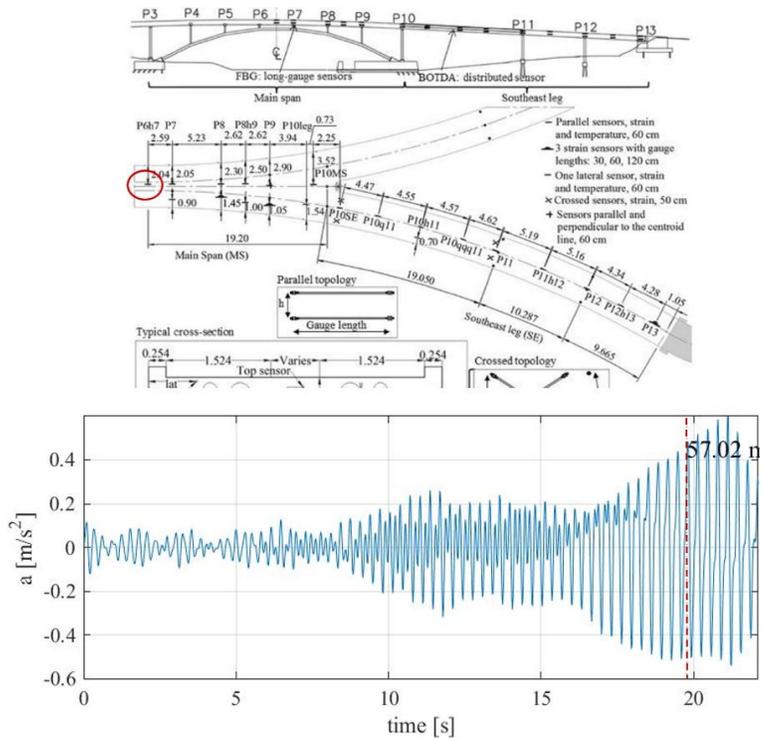


Figura 7.56: Posizione (in alto) e *time history* dell'accelerazione (in basso) del nodo 310

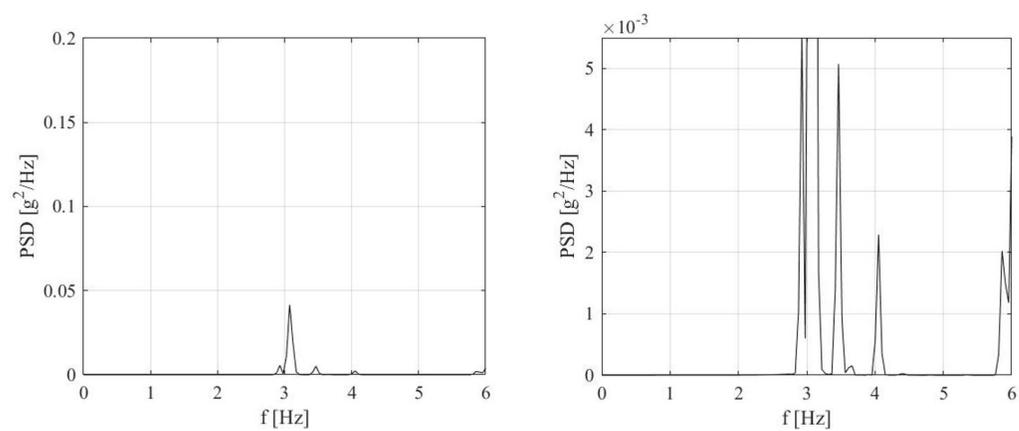


Figura 7.57: PSD del nodo 310

nodo 301 (4 pedoni a 3 Hz) Il nodo 301 presenta un'accelerazione simile a quella del nodo 310 (7.56) con valori leggermente più bassi (Figura 7.58); in Figura 7.59 si possono visualizzare la frequenza della forzante pari a 3.46 Hz e le altre armoniche a 2.97 Hz, 3.53 Hz e 4.08 Hz.

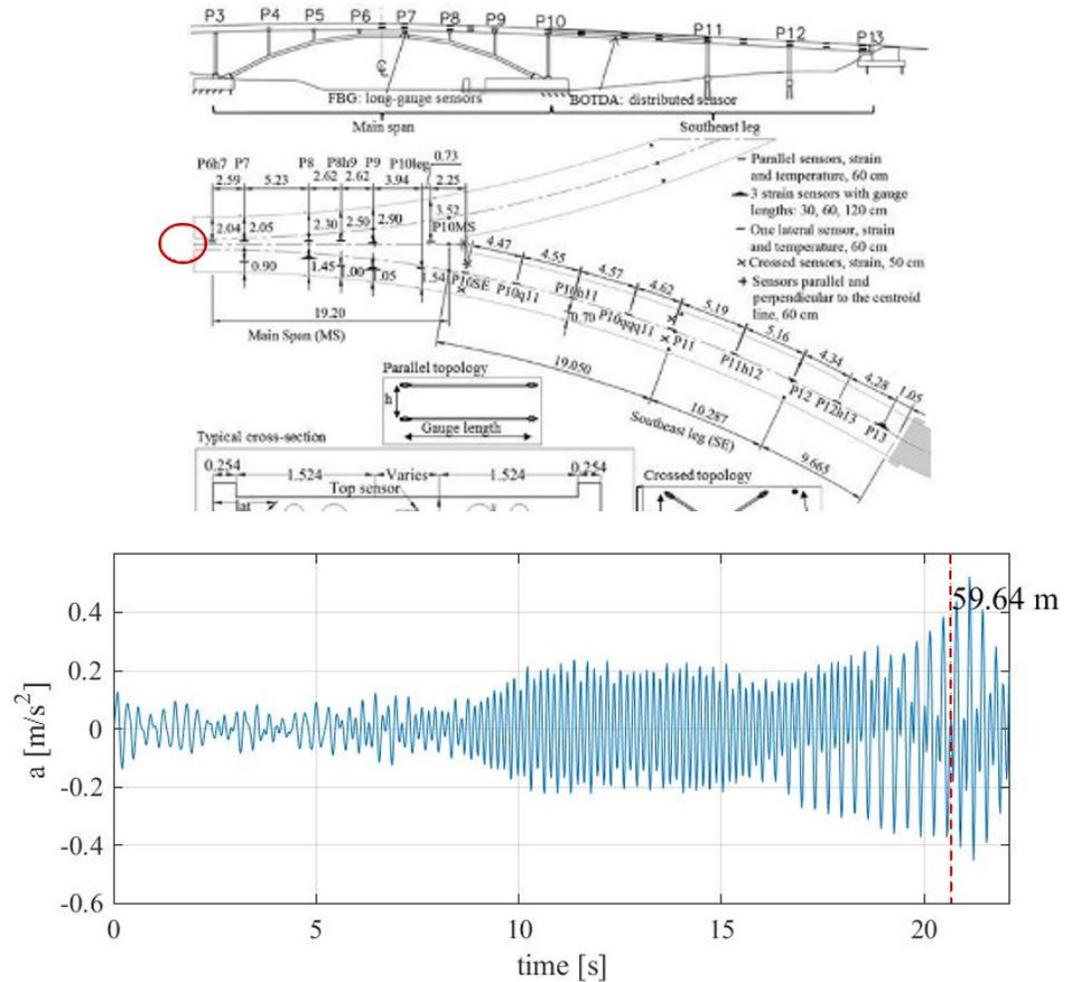


Figura 7.58: Posizione (in alto) e *time history* dell'accelerazione (in basso) del nodo 301

7.3.6 4 PEDONI - 4Hz

nodo 472 Il nodo 472 presenta un'accelerazione che inizia ad aumentare a partire dal passaggio del pedone arrivando a valori massimi di $0.5[m/s^2]$ (Figura 7.60); in Figura 7.61 si possono visualizzare la frequenza della forzante pari a 4.08 Hz.

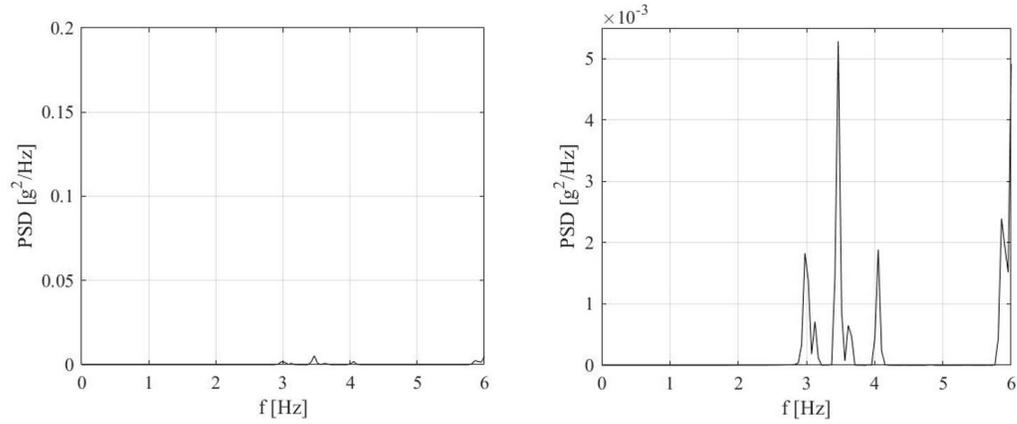


Figura 7.59: PSD del nodo 301

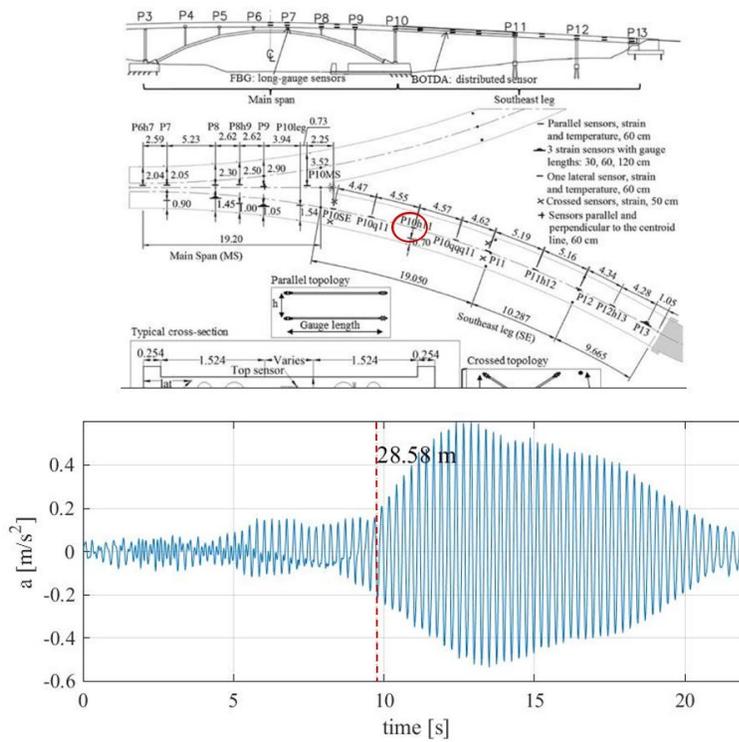


Figura 7.60: Posizione (in alto) e *time history* dell'accelerazione (in basso) del nodo 472

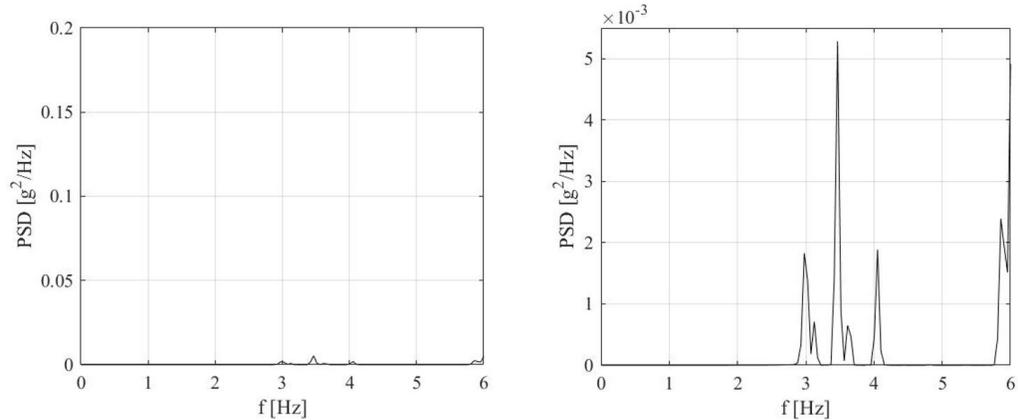


Figura 7.61: PSD del nodo 472

nodo 328 Il nodo 328 presenta un'accelerazione molto simile al nodo 472 (7.60) con valori più bassi di circa $0.1[m/s^2]$ (Figura 7.62); in Figura 7.61 si possono visualizzare la frequenza della forzante pari a 4.08 Hz e l'armonica a 3.46 Hz.

7.4 CONSIDERAZIONI SUI RISULTATI OTTENUTI

Considerando i risultati ottenuti dalle *time history* delle accelerazioni si evince che, indipendentemente dal numero delle persone e delle frequenze a cui corrono i pedoni, la struttura inizia a vibrare solo dopo 8-9s, quando il pedone è giunto in prossimità della metà gamba sud-est della passerella. Questo comportamento si potrebbe spiegare col fatto che il percorso del pedone inizia in prossimità della spalla sud-est dello Streicker Bridge e dunque una zona molto rigida rispetto alla gamba.

Inoltre si evince dall'andamento dell'accelerazione degli ultimi nodi considerati (310 e 301), che la passerella continuerà a vibrare anche dopo la fine della corsa. Questo effetto si accentua con l'aumentare del numero delle persone (7.58 e 7.56). Ciò potrebbe essere in linea con quanto riportato dai test sperimentali di Sabato [2]: la passerella continua a vibrare per un certo periodo di tempo da quando i pedoni hanno smesso di percorrerla.

Considerando il campo delle frequenze, si può notare che, a parità di numero di persone, con l'aumentare della frequenza aumentano i valori di PSD, in

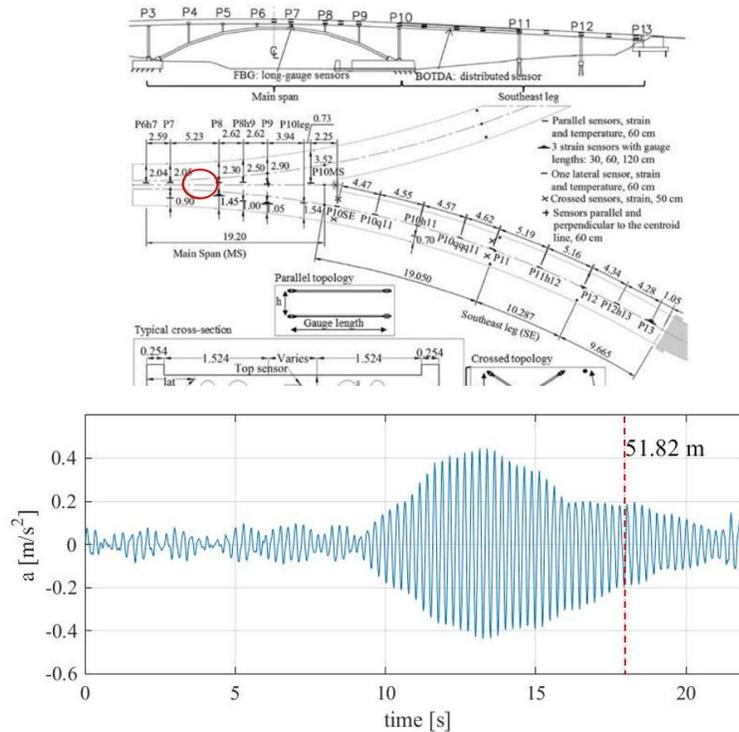


Figura 7.62: Posizione (in alto) e *time history* dell'accelerazione (in basso) del nodo 328

particolare passando da 3 Hz a 4 Hz si evidenzia un differenza di un ordine di grandezza. Questo si potrebbe spiegare col fatto che la corsa a 3 Hz ricade nel range del 1 e 2 modo di vibrare della passerella, mentre la frequenza la corsa a 4 Hz è nel range del quarto, quinto e settimo modo di vibrare. Dunque avendo su questa frequenza una potenza di segnale di accelerazione maggiore, potremmo dire che la passerella esplica maggiormente questi 3 modi, rispetto ai primi due.

Inoltre, a parità di frequenza, con l'aumentare del numero delle persone, aumentano i valori di PSD. Questo si potrebbe spiegare considerando che un numero maggiore di persone fa sì che aumenti la potenza del segnale di accelerazione e dunque di PSD. Un altro risultato interessante nel campo delle frequenze è che i valori delle armoniche sono paragonabili a quelli ottenuti da Glisic [1] In figura 7.64 presenta a sinistra la PSD di 4 pedoni a 4 Hz con una frequenza di 3.46 Hz dunque vicina al 3 modo di vibrare (Tabella 7.2); a destra i risultati di Glisic [1] con una frequenza di 3.72 uguale al 4 modo

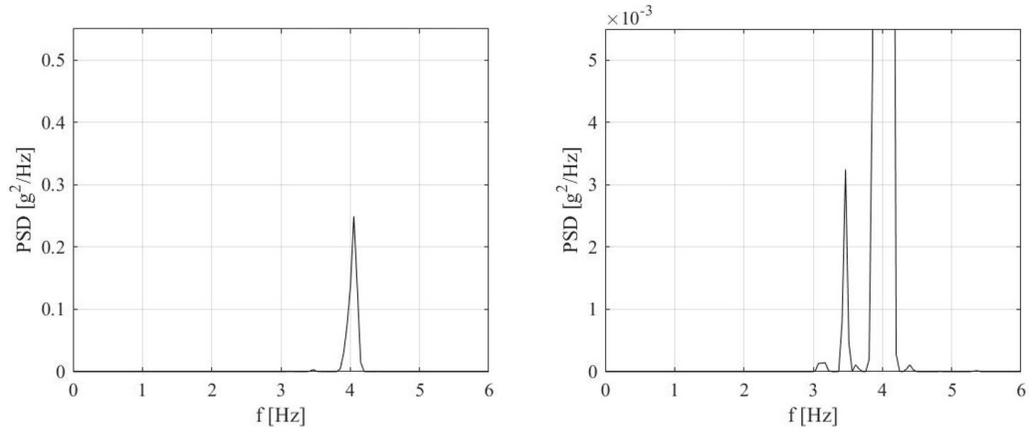


Figura 7.63: PSD del nodo 328

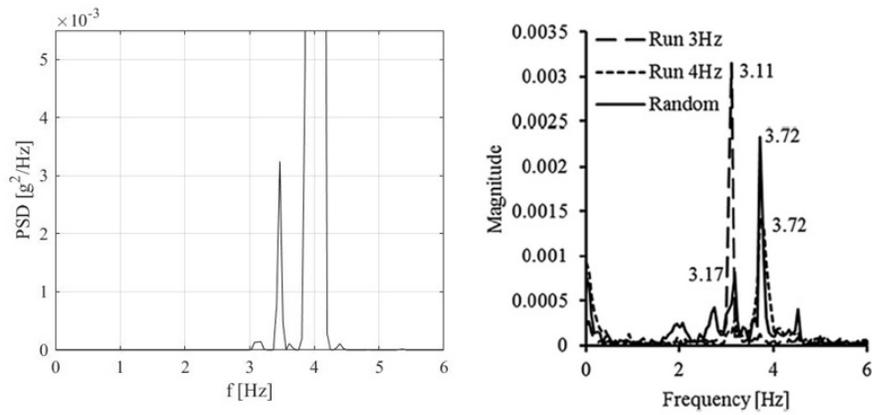


Figura 7.64: Risultato del test dinamico [1]

di vibrare della passerella.

Capitolo 8

CONCLUSIONI

In questo lavoro l'obiettivo è stato quello di modellare una forzante, tramite un modello in letteratura, valido per la corsa di uno o più pedoni applicandolo ad un modello validato agli elementi finiti di una passerella reale, lo Streicker Bridge nel campus dell'università di Princeton.

La passerella è lunga 104 m ed è composta da una campata principale e quattro raccordi che la vincolano nel piano orizzontale. Nel piano verticale, la campata principale è sostenuta da un arco metallico e i raccordi curvilinei da pile metalliche ad "Y". La passerella presenta un impalcato composto da sezione mista in calcestruzzo post-teso e acciaio ad alte prestazioni.

La valutazione sperimentale sul comportamento dinamico del ponte ha consentito di identificare due frequenze naturali ma non sono state fornite informazioni sulle forme modali.

A partire da studi precedenti sulla passerella, in questo elaborato sono stati sviluppati tre modelli agli elementi finiti (FE): il modello A, sviluppato in SAP2000 con soli elementi monodimensionali di tipo beam; il modello B, sviluppato in ANSYS con soli elementi beam; il Modello C, sviluppato in ANSYS, con elementi di tipo beam ed elementi bidimensionali di tipo shell per l'impalcato. In particolare, per quanto concerne l'impalcato, è stata adottata la scelta di adottare la sezione equivalente rettangolare data la sezione composta della passerella caratterizzata da fori circolari.

È importante sottolineare che non sono stati presi in considerazione gli effetti a lungo termine sul calcestruzzo nella modellazione della struttura poiché le prove sperimentali sono state condotte subito dopo la fine della costruzione della passerella nel 2010 e nel 2014. Inoltre l'effetto della precompressione di post tensione non è presente.

Utilizzando i dati sperimentali messi a disposizione dall'Università di Prince-

ton, i tre modelli FE sono stati validati in termini di comportamento statico e modale.

Dal punto di vista statico il confronto dei valori sperimentali di momento flettente dovuto a un carico statico mobile, mostra errori inferiori al 10 % ad eccezione di due sezioni dove è stato riscontrato un errore del 30 %. Quest'ultimo può essere giustificato dalla non applicazione delle forze di post-tensione.

Per quanto riguarda l'analisi modale, i tre modelli FE presentano frequenze naturali che sono molto vicino alle due frequenze (3,11 Hz e 3,72 Hz) trovate nella campagna sperimentale.

Il comportamento modale è stato analizzato attraverso le prime quattordici modi di vibrare.

In tutti e tre i modelli, si può notare che nessun modo di vibrare cade nell'intervallo di frequenza di 0,5-2,3 Hz che caratterizza la camminata secondo le linee guida HiVoSS [7]. Mentre, i primi tre modi sono compresi nell'intervallo critico per la corsa (2,5-3,5 Hz).

Per convalidare le forme modali, invece, son stati confrontati i MAC (Modal Assurance Criterion). Fra il modello A e il modello B, l'indice MAC evidenzia che sui primi sette modi considerati, si raggiunge un valore minimo di 0.8 in cinque casi. Molto più correlati sono i modelli B e C, infatti, l'indice MAC evidenzia su tre modi un valore molto prossimo all'unità e nei restanti quattro un valore di 0.9 considerando che l'indice MAC ha un valore massimo di 1.

Dal confronto delle forme modali emerge che quella inerente alla campata principale per i tre modelli è, come ci si aspetta, quella tipica di un arco. Principalmente si può notare un forma modale, nei primi modi di vibrare, di tipo flessionale nel piano orizzontale e/o nel piano longitudinale. Inoltre le forme modali delle gambe presentano, in aggiunta, una lieve torsione.

Preso come riferimento il modello C, il cui impalcato è modellato con elementi di tipo guscio (*shell*), è stato sviluppata, mettendo in comunicazione Ansys Mechanical APDL con Matlab attraverso dei file di testo, la forzante presente in letteratura, la forza mobile e variabile nel tempo secondo l'approccio sinusoidale proposto in [6]. Sono stati considerati:

1. un singolo pedone che corre, adottando un approccio a linee di influenza per distribuire il carico mobile sull'impalcato tridimensionale;
2. più pedoni che corrono.

I risultati ottenuti dall'analisi numerica mostrano che la massima accelerazione verticale prodotta dal singolo pedone che corre a 3 Hz e 4 Hz è uguale rispettivamente a $0.18m/s^2$ ed a $0.20m/s^2$.

Per quanto riguarda, invece due pedoni che corrono a 3 Hz e 4 Hz, la massima accelerazione verticale prodotta è uguale rispettivamente a $0.34m/s^2$ ed a $0.40m/s^2$; tali valori son stati raggiunti nella campata principale evidenziando l'amplificazione dell'accelerazione soprattutto alla frequenza di 4 Hz. Infine, per quattro pedoni che corrono a 3 Hz e 4 Hz, la massima accelerazione verticale prodotta è uguale a $0.45m/s^2$.

L'analisi numerica evidenzia che i valori ricavati sono inferiori alla soglia della classe di comfort CL 1 $0.50m/s^2$ secondo le linee guida HiVoSS [7]. E' importante sottolineare la mancanza, in letteratura, delle *time history* e anche dei dati di input sperimentali per quanto riguarda i valori di PSD del ponte in oggetto in [1].

Per i valori di accelerazione, invece, facendo riferimento a [2] è possibile accertare che l'ordine di grandezza è simile sebbene, anche in questo caso, non siano presenti precise informazioni di input e le *time history* presentino insieme il risultato di differenti attività.

Il risultato di questo studio è un modello, che può essere utilizzato per condurre indagini numeriche più avanzate, come quella transiente, anche in condizioni di carico diverse da quelle testate sperimentalmente, con l'obiettivo di valutare il comportamento in esercizio della passerella. Potrebbe essere oggetto di futuri studi l'utilizzo del modello geometrico con le aree per gestire differenti analisi di corsa o camminata.

Appendice A

APPENDICE

Di seguito verranno riportati parte dei comandi utilizzati su Ansys per la modellazione della passerella.

Costruzione del modello C-SHELL

```
/PREP7 !uso del preprocessore
![N m s kg] Unità di misura utlizzate
!Tipi di elemento
ET,1,BEAM188 !Elemento trave BEAM188
KEYOPT,1,2,1 !Definizione della sezione rigida
KEYOPT,1,3,3 !Funzioni di forma cubiche
ET,2,SHELL181 !Definizione dell'elemento Shell
!Materiali
!Arco di Acciaio
MP,EX,1,206870e6 !Modulo di Elasticità E, Pa
MP,PRXY,1,0.3 !Coefficiente di Poisson
MP,DENS,1,14915.22 !Densità,  $kg/m^3$ 
!Pilone di base in acciaio
MP,EX,2,210640e6
MP,PRXY,2,0.3
MP,DENS,2,16280.99

!Definizione proprietà del calcestruzzo in P6P7
MP,EX,5,35000e6 !Modulo di Elasticità E in x, Pa
MP,EY,5,35000e6 !Modulo di Elasticità E in y, Pa
MP,PRXY,5,0.2 !Coefficiente di Poisson
MP,GXY,5,14583e6 !Modulo di taglio, Pa
```

MP,GYZ,5,14583e6 !Modulo di taglio, Pa
 MP,GXZ,5,14583e6 !Modulo di taglio, Pa
 MP,DENS,5,2070.89 !Densità, kg/m^3
 !Definizione proprietà del calcestruzzo in P5P8
 MP,EX,6,35000e6
 MP,EY,6,35000e6
 MP,PRXY,6,0.2
 MP,GXY,6,14583e6
 MP,GYZ,6,14583e6
 MP,GXZ,6,14583e6
 MP,DENS,6,2129.00

!Sezioni trasversali

SECTYPE,1,BEAM,CTUBE !Sezione dell'arco
 SECOFFSET, CENT
 SECDATA,0.143,0.160
 SECTYPE,2,BEAM,CTUBE !Pilone di base
 SECOFFSET, CENT
 SECDATA,0.122,0.135

SECTYPE,5,SHELL,, !Definizione sezione dell'Impalcato in P6P7

SECDATA,0.5230,5,0,3 !Spessore,Numero materiale, angolo ,INT. POINTS
 SECOFFSET,MID !OFFSET rispetto al piano medio
 SECCONTROL,0,0,0,0,1,1,1 !TRANS. SHEARS,ADD.MASS,SCALE FAC-
 TORS
 SECTYPE,6,SHELL,, !Definizione sezione dell'Impalcato in P5P8
 SECDATA,0.5349,6,0,3 POINTS
 SECOFFSET,MID
 SECCONTROL,0,0,0,0,1,1,1

!Definizione nodi

N,4,-19.6731256,4.2000837,8.1126167 !Pilone P1S
 N,5,-20.6364843,4.2000837,6.0466873
 N,6,-20.1548049,2.226026,7.079652
 N,7,-20.1548049,-0.2679163,7.079652
 N,16,-14.9532806,4.3649043,-6.5124521 !Pilone P1N
 N,17,-15.9166393,4.3649043,-4.4465227
 N,18,-15.43496,2.3908466,-5.4794874
 N,19,-15.43496,0.9539043,-5.4794874

N,1001,-29.7791049,4.3075684,9.3459421 !Gamba SW
 N,1002,-29.1335972,4.2565374,10.8072803
 N,2001,-2.7822077,5.2479366,-3.6700961 !Gamba NW
 N,2002,-2.9973769,5.2000803,-2.067085
 N,3001,-1.83,5.3025379,-3.3476952 !Campata centrale
 N,3002,-1.83,5.256269,-1.6738476
 N,4001,73.6969753,2.9985293,-14.187485 !Gamba NE
 N,4002,72.9232445,2.9253313,-15.584187
 N,5001,37.7964523,4.7154393,3.7199715 !Gamba SE
 N,5002,38.0543625,4.721886,2.1385058

!Costruzione degli elementi
 !*SPANDREL* (12 ELEMENTS)

TYPE,1
 MAT,4
 SECNUM,4
 E,31,33
 E,32,33
 E,36,38
 E,37,38

!Gambe SW (SHELL)

TYPE,2
 MAT,9
 SECNUM,9
 E,1001,1002,1005,1004
 E,1002,1003,1006,1005
 E,1004,1005,1008,1007
 E,1005,1006,1009,1008

!Vincoli di corpo rigido

CERIG,1027,4,ALL !P1S
 CERIG,1025,5,ALL
 CERIG,2034,16,ALL !P1N
 CERIG,2036,17,ALL

!Condizioni al contorno

D,1002, , , , ,UX,UY,UZ !Spalla SW
 D,2071, , , , ,UX,UY,UZ !Spalla NW
 D,4002, , , , ,UX,UY,UZ !Spalla NE

```
D,5089, , , , ,UX,UY,UZ !Spalla SE
D,7, , , , ,UX,UY,UZ,ROTX,ROTY,ROTZ !P1S
D,19, , , , ,UX,UY,UZ,ROTX,ROTY,ROTZ !P1N
```

```
/SOLU !Processore che fa girare le analisi
ANTYPE,MODAL !Analisi modale
BCSOPTION,,OPTIMAL
MODOPT,LANB,100,0.01,12
MXPAND,14,0.01,12
!ANTYPE,STATIC !Analisi statica
!ACEL,0,9.81,0 !Definizione dell'accelerazione di gravità
SOLVE
FINISH
```

Procedura per applicare la forzante

```
K,69,62.5032384,3.074303,-11.4333521 !P12N
K,70,63.5381101,3.074303,-9.402302
K,71,63.0206742,1.1002452,-10.417827
K,72,63.0206742,0.220303,-10.417827
K,75,53.0118295,3.5736006,-7.6128517 !P11N
K,76,53.9751882,3.5736006,-5.5469223
K,77,53.4935088,1.5995428,-6.579887
K,78,53.4935088,-0.2353994,-6.579887
```

```
!LINE CONSTRUCTION orizzontali
L,525,97
L,97,526
L,522,523
L,523,524
L,519,520
L,520,521
L,516,517
L,517,518
L,514,96 !10
```

```
!HPT
HPTCREATE,LINE,1,600,RATI,2.500000e-01
HPTCREATE,LINE,1,601,RATI,5.000000e-01
HPTCREATE,LINE,1,602,RATI,7.500000e-01
```

HPTCREATE,LINE,2,603,RATI,2.500000e-01
HPTCREATE,LINE,2,604,RATI,5.000000e-01
HPTCREATE,LINE,2,605,RATI,7.500000e-01
HPTCREATE,LINE,3,606,RATI,2.500000e-01
HPTCREATE,LINE,3,607,RATI,5.000000e-01
HPTCREATE,LINE,3,608,RATI,7.500000e-01
HPTCREATE,LINE,4,609,RATI,2.500000e-01
HPTCREATE,LINE,4,610,RATI,5.000000e-01
HPTCREATE,LINE,4,611,RATI,7.500000e-01
HPTCREATE,LINE,5,612,RATI,2.500000e-01

!LINEE LONGITUDINALI NUOVE SINISTRA

L,525,522
L,522,519
L,519,516
L,516,514
L,514,511
L,511,508
L,508,504
L,504,502
L,502,499

!hard point

!1A linea
HPTCREATE,LINE,129,990,RATI,4.060749e-02
HPTCREATE,LINE,129,991,RATI,8.121498e-02
HPTCREATE,LINE,129,992,RATI,1.218225e-01
HPTCREATE,LINE,129,993,RATI,1.624300e-01
HPTCREATE,LINE,129,994,RATI,2.030374e-01
HPTCREATE,LINE,129,995,RATI,2.436449e-01
HPTCREATE,LINE,129,996,RATI,2.842524e-01
HPTCREATE,LINE,129,997,RATI,3.248599e-01
HPTCREATE,LINE,129,998,RATI,3.654674e-01
HPTCREATE,LINE,129,999,RATI,4.060749e-01
HPTCREATE,LINE,129,1000,RATI,4.466824e-01
HPTCREATE,LINE,129,1001,RATI,4.872899e-01
HPTCREATE,LINE,129,1002,RATI,5.278973e-01
HPTCREATE,LINE,129,1003,RATI,5.685048e-01
HPTCREATE,LINE,129,1004,RATI,6.091123e-01
HPTCREATE,LINE,129,1005,RATI,6.497198e-01

HPTCREATE,LINE,129,1006,RATI,6.903273e-01

!KPLOT,ALL,,HPT !visualizza tutti gli hardpoints
lsel,all
lmesh,all

!!New Load Step!!

NLGEOM,OFF
TIME,5.10000
KBC,1
AUTOTS,ON
DELTIM,0.02000
OUTRES,NSOL,ALL
OUTRES,V,ALL
OUTRES,A,ALL
TIMINT,ON
ALPHAD, 0.081800
BETAD, 0.000195
TRNOPT,FULL,,,,,NMK
TINTP,0
F,2314,FY,-2.194775e+03
LSWRITE
SAVE
SOLVE
FDELE,ALL,ALL

!!New Load Step!!

NLGEOM,OFF
TIME,5.12000
KBC,1
AUTOTS,ON
DELTIM,0.02000
OUTRES,NSOL,ALL
OUTRES,V,ALL
OUTRES,A,ALL
TIMINT,ON
ALPHAD, 0.081800
BETAD, 0.000195

TRNOPT,FULL,,,,,NMK
TINTP,0
F,2315,FY,-2.091483e+03
LSWRITE
SAVE
SOLVE
FDELE,ALL,ALL

!!New Load Step!!

NLGEOM,OFF
TIME,5.14000
KBC,1
AUTOTS,ON
DELTIM,0.02000
OUTRES,NSOL,ALL
OUTRES,V,ALL
OUTRES,A,ALL
TIMINT,ON
ALPHAD, 0.081800
BETAD, 0.000195
TRNOPT,FULL,,,,,NMK
TINTP,0
F,2316,FY,-1.694447e+03
LSWRITE
SAVE
SOLVE
FDELE,ALL,ALL

Bibliografia

- [1] D. H. Sigurdardottir and B. Glisic *On-site validation of fiber-optic methods for structural health monitoring: Streicker Bridge*. Journal of Civil Structural Health Monitoring, 2015
- [2] A. Sabato *Pedestrian bridge vibration monitoring using a wireless MEMS accelerometer board*. Proceedings of the 2015 IEEE 19th International Conference on Computer Supported Cooperative Work in Design, CSCWD 2015.
- [3] M. Domaneschi, C. Apostoliti G.P. Cimellaro *Monitoring Footbridges using wireless mesh networks*, Department of Structural, Geotechnical Building Engineering, Politecnico di Torino, 2018, ITALY
- [4] M. Domaneschi, D. Sigurdardottir B. Glisic *Damage detection on output-only monitoring of dynamic curvature in composite decks*, Structural Monitoring and Maintenance, 4(1): 1-15, 2017
- [5] F. Venuti, V. Racic, A. Corbetta *Modelling Framework for dynamic interaction between multiple pedestrians and vertical vibrations of footbridges*, Journal of Sound and Vibrations
- [6] A. Occhiuzzi, M. Spizzuoco F. Ricciardelli *Loading models and response control of footbridges excited by running pedestrians*, Structural control and health monitoring, 15:349-368, 2008
- [7] HiVoSS *Design of Footbridge Guideline, 2008*. HiVoSS (Human induced Vibrations of Steel Structures).
- [8] H. Abdel-Jaber and B. Glisic *A method for the on-site determination of prestressing forces using long-gauge fiber optic strain sensors*. Smart Materials and Structures, 2014.

- [9] H. Abdel-Jaber and B. Glisic *Monitoring of long-term prestress losses in prestressed concrete structures using fiber optic sensors*. Smart Materials and Structures, 2019.
- [10] D. Hubbell and B. Glisic *Detection and characterization of early-age thermal cracks in high-performance concrete*. ACI Materials Journal, 2013.
- [11] M. Breccolotti, F. Ubertini and I. Venanz *Natural frequencies of prestressed concrete beams: theoretical prediction and numerical validation*. Proceeding of the XIX Aimeta Conference, Ancona, Italy, 2009.
- [12] K. Bathe and E. Wilson *Numerical Methods in Finite Element Analysis*, 1976.
- [13] K. Bathe *Finite Element Procedures*, 2016
- [14] M. Pastor, M. Binda and T. Harcarik *Modal Assurance Criterion*, 2012.
- [15] V. Racic and J. Morin *Data-driven modelling of vertical dynamic excitation of bridges induced by people running*, Mechanical Systems and Signal Processing, pp. 153-170, 2014.
- [16] E. Ayyappa *Words about words: the terminology of human walking, bipedal exchange, Monograph of the American Academy of Orthotists and Prosthetists Gait Society*, American Academy of Orthotists and Prosthetists Gait Society, Alexandria, USA, 1994.
- [17] E. Lai, M.G. Mulas *Uncoupled approaches for walking-induced vertical vibration of a lively footbridge*, *Insights and Innovation in Structural Engineering*, Mechanics and Computation, Zingoni (Ed.), Taylor Francis Group, London, 2016.
- [18] F. W. Galbraith, M. V. Barton *Ground loading from footsteps*, Journal of the Acoustic Society of America 48 (5) (1970) 1288-1292.
- [19] H. Hatze *A mathematical Model for the computational determination of parameter values of anthropometric segments* Journal of Biomechanics 13 (1980)833-843.
- [20] J. E. Wheeler *Prediction and control of pedestrian induced vibration in footbridges*, ASCE Journal of the Structural Division 108 (ST9) (1982) 2045-2065.

- [21] J. M. W. Brownjohn, A. Pavic, P. Omenzetter *A spectral density approach for modelling continuous vertical forces on pedestrian structures due to walking*, Canadian Journal of Civil Engineering 31 (2004) 65-77.
- [22] J. Perry *Normal and Pathological Function*, Thorofare, New York, 1992.
- [23] N. Messenger *Moving the human machine: understanding the mechanical characteristics of normal human walking*, Physics Education 29 (1994) 352-357.
- [24] P. Dallard, A. J. Fitzpatrick, A. Flint, S. Le Bourva, A. Low, R.M. Ridsdill-Smith, M. Willford, *The London Millennium Footbridge*, Structural Engineer 79 (22) (2001) 17-33.
- [25] P. Dallard, T. J. Fitzpatrick, A. Flint Low, R.M. Ridsdill-Smith, *The Millennium Bridge, London: problems and solutions* The Structural Engineer 79 (8) (2001) 15-17.
- [26] P. Dallard, T. J. Fitzpatrick, A. Flint, Low, R.M. Ridsdill-Smith, M. Willford, M. Roche *London Millennium Bridge: pedestrian-induced lateral vibration* Journal of Bridge Engineering 6 (6) (2001) 412-417.
- [27] P. E. Eriksson *Dynamic Forces and Response Prediction, PhD Thesis, Unit for Dynamics in Design*, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, 1994.
- [28] R. W. Clough, J. Penzien *Dynamics of Structures*, McGraw-Hill, New York, 1993.
- [29] S. Živanović, A. Pavic, P. Reynolds *Probability-based prediction of multi-mode vibratio response to walking excitation*, Engineering Structures 29 (2007) 942-954.
- [30] S. Živanović, A. Pavic, P. Reynolds *Vibration serviceability of footbridges under human-induced excitation: a literature review*, Journal of Sound and Vibration 279 (2005) 1-74.
- [31] T. P. Andriacchi, J. A. Ogle, J.O. Galante *Walking speed as basis for normal and abnormal gait measurements*, Journal of Biomechanics 10 (1977) 261-268.

- [32] T. S. Keller, A. M. Weisberger, J. L. Ray, S. S. Hasan, R. G. Shiavi, D. M. Spengler *Relationship between vertical ground reaction force and speed during walking, slow jogging and running*, Clinica Biomechanics 11 (1996) 253-259.
- [33] V. Racic, A. Pavic, J. M. W. Brownjohn *Experimental identification and analytical modelling of human walking forces: Literature review*, Journal of Sound and Vibration 326 (2009) 1-49.
- [34] V. T. Inman, H. J. Ralston *Human walking*, Williams Wilkins, Baltimore, USA, 1981.
- [35] Y. Matsumoto, S. Sato, T. Nishioka, H. Shiojiri *A study on design of pedestrian over-bridges*, Transaction of JSCE 4 (1972) 50-51.
- [36] JH Rainer, G Pernica, DE Allen *Dynamic loading and response of footbridges*, Canadian Journal of Civil Engineering, 15(1):66-71,1988
- [37] G. P. Tilly, D.W. Cullington, R. Eyre *Dynamic behaviour of footbridges*, IABSE Surveys-26/84, IABSE Periodica, No 2/84,1984, pp13-24
- [38] T. Titzpatrick, P Dallard, S. Le Bouvra, A. Low, R.Ridsdill - Smith, M. Willfors *Linking London: The Millennium Bridge* Report No L12.32, The Royal Accademy of Engineering, London, June 2001
- [39] T. Titzpatrick, R. R. Ridsdill-Smith *Stabilising the London Millennium Bridge* Ingenia (August 2001) 18-22
- [40] C. Cremona *Dynamic investigations of the Solferino Footbridge* Proceeding of IOMAC '09, 3rd International Operational Modal Analysis Conference, 4th 6th May 2009, Portonovo, Italy
- [41] C. L. Vaughan, B. L. Davis, J. C. O' Connor *Dynamics of Human Gait*, Kiboho Publishers, Kiboho Publishers, Cape Town, 1999.