

Dissertazione presentata per il conferimento del titolo di dottore di ricerca in

Ingegneria delle Strutture

*Una procedura per l'identificazione del danno in strutture
reticolari in acciaio*

Marianna Crognale

Roma, 15 Luglio 2021



SAPIENZA
UNIVERSITÀ DI ROMA

Ciclo XXXIII

Settore Scientifico Disciplinare ICAR/08 – Scienza delle Costruzioni

Relatore

Prof. Vincenzo Gattulli

Correlatore

Prof. Francesco Potenza

Coordinatore del dottorato

Prof. Franco Bontempi (I e II anno)

Prof.ssa Patrizia Trovalusci (III anno)



Una procedura per l'identificazione del danno in strutture reticolari in acciaio

Marianna Crognale: marianna.crognale@uniroma1.it

Roma, 31 Marzo 2021

Documento di 127 pagine, con 99 figure e 33 tabelle.

Keywords: identificazione del danno, strutture reticolari metalliche, Stochastic Subspace Identification.

Tesi presentata in adempimento parziale dei requisiti richiesti per il conferimento del titolo di dottore di ricerca in Ingegneria delle Strutture.

This work is part of a project that has received funding from the Research Fund for Coal and Steel under grant agreement No 800687. (DESDEMONA EU project).

DESDEMONA
Self detection saves lives

Sapienza Università di Roma

Via Eudossiana, 18

00184 Roma, Italy

Sommario

Come tutte le altre strutture, anche i ponti ferroviari in acciaio sono suscettibili di potenziale danneggiamento, dovuto principalmente a fenomeni di fatica e corrosione. Al fine di aumentare la sicurezza di tali infrastrutture, è utile identificare i danni esistenti così da poter intervenire prontamente. La quantità di dati a disposizione forniti dai sistemi di monitoraggio evidenzia la necessità di adottare metodologie opportune per l'identificazione del danno e la descrizione dei suoi effetti sul comportamento strutturale e sulla valutazione dell'affidabilità dell'opera. La tesi si pone l'obiettivo di individuare una metodologia in grado di utilizzare misure di vibrazione ed immagini. Per l'identificazione del danno attraverso misure di vibrazione si introduce un approccio basato su un funzionale di errore fra dati stimati da modello e quelli determinati dalle misure. In questo ambito i dati utilizzati sono le frequenze e le forme modali. Nel caso delle immagini si introduce un funzionale di errore fra descrittori del danno quali l'area plasticizzata o la cricca osservabili in modelli numerici locali di dettaglio e l'osservazione attraverso immagini digitali dello stesso fenomeno. Il modello locale è utilizzato per alimentare la scelta dei descrittori del danno nei modelli globali.

Il metodo e le elaborazioni numeriche sono effettuati attraverso dati sperimentali forniti da una campagna sperimentale e di monitoraggio effettuata su un ponte ferroviario storico in Spagna.

Summary

Like all the other structures, steel truss railway bridges are also subject to potential damage, mainly due to fatigue phenomena and corrosion. In order to increase the safety, it is necessary to identify the existing damages and to repair them to ensure the safety of the bridge structure. The amount of data provided by the monitoring system that highlights the need to use suitable methodologies for the damage identification and the description of its effects on the structural behaviour and the assessment of the structure reliability. This dissertation wants to develop a methodology that uses vibration measurements in conjunction with image data. An approach based on error function between numerical data and experimental measurements has been proposed. In this methodology the used data are frequencies and mode shapes. For the images is proposed an error function between damage parameters, obtained from numerical local detailed model, and the digital images, from the on-site acquisition system. The local model is used to improve the dimension of the damage parameters vector to update the global models.

The method and the numerical evaluations are carried out throughout the data provided by experimental tests and by a monitoring system of the historical railway bridge in Spain.

INDICE

1	Motivazioni e obiettivi.....	14
1.1	Stato dell'arte e motivazioni	14
1.2	Obiettivi e metodologia generale	18
2	Metodi di analisi strutturale - problema diretto e inverso.....	20
2.1	Problema diretto.....	21
2.2	Problema inverso	25
2.2.1	Identificazione modale	29
2.2.2	Tecniche nel dominio delle frequenze	30
2.2.3	Tecniche nel dominio del tempo	31
2.2.4	Analisi modale sperimentale EMA e analisi modale operativa OMA.....	31
2.2.5	Identificazione OMA basata su misura della sola risposta	33
2.2.5.1	Rappresentazione dei modelli stocastici nello spazio di stato.....	33
3	Monitoraggio strutturale e identificazione del danno.....	36
3.1	Identificazione del danno in strutture reticolari in acciaio.....	37
3.1.1	Metodi nell'errore tra modello e misura (Model-Driven).....	37
3.1.1.1	Definizione generale della funzione obiettivo	38
3.1.1.2	Funzione obiettivo basata sulle frequenze naturali	38
3.1.1.3	Funzione obiettivo basata sulle forme modali	38
3.1.1.4	Metodi in flessibilità	39
3.1.2	Metodi nelle sole misure (Data-Driven).....	40
3.1.2.1	Artificial Neural Network	41
3.1.2.2	Machine Learning ed approcci statistici	41
3.1.2.3	Bayesian Belief Network	42
3.1.2.4	Metodi di raggruppamento (clustering) unsupervised	42
3.1.2.5	Metodi ibridi e sfide future.....	43
4	Identificazione del danno in strutture reticolari con dati della risposta globale.....	44
4.1	Identificazione del modello globale	44
4.1.1	Modello discreto delle vibrazioni di una struttura reticolare	44
4.1.2	Modellazione del danneggiamento in un elemento di asta	47
4.1.2.1	Analisi di sensitività ai parametri di danno	52
4.1.3	Analisi numerica della risposta dinamica al rumore bianco	58
4.1.3.1	Processi stocastici – White Noise.....	58
4.1.4	Confronto tra grandezze modellate e misurate	60
4.1.4.1	Risposta dinamica strutturale al rumore bianco.....	60
4.1.4.2	Identificazione delle frequenze naturali - diagrammi di stabilità.....	63

4.1.4.3	Identificazione delle forme modali.....	64
4.1.4.4	Identificazione del danno	64
4.1.4.5	Approccio in flessibilità	65
5	Dai modelli di trave reticolare ai viadotti ferroviari in acciaio.....	67
5.1	Complessità di un Viadotto ferroviario a trave reticolare: Ponte Quisi	67
5.2	Inquadramento territoriale e descrizione dell'opera	68
5.3	Modelli globali.....	70
5.3.1.1	Confronto tra caso danneggiato e non danneggiato: matrice dei MAC	72
5.3.1.2	Confronto tra caso danneggiato e non danneggiato: indice CoMAC.....	73
5.4	Acquisizione dei dati accelerometrici sotto rumore ambientale	74
5.4.1	Data-Driven Stochastic Subspace Identification (SSI - Data)	82
5.4.2	Frequenze sperimentali, smorzamenti e forme modali del Ponte Quisi – Model Updating 84	
5.5	Da modello globale a modello locale	89
5.5.1	Analisi elasto-plastica su modello locale con EF bidimensionali	89
5.5.2	Analisi elasto-plastica su modello locale con EF solidi.....	94
6	Danno locale dovuto a fenomeni di fatica.....	98
6.1	Fenomeno della fatica nell'acciaio e definizione del carico da fatica.....	98
6.2	Il fenomeno della fatica nei ponti ferroviari	100
6.3	Valutazione della resistenza a fatica, quadro normativo	100
6.3.1	Classificazione a fatica dei dettagli strutturali	101
6.3.2	Fenomeno della fatica nelle strutture rivettate.....	102
6.3.3	Fattori che influenzano la resistenza a fatica	102
6.3.4	Processo d'accumulo lineare del danno.....	105
6.3.5	Risultati dell'analisi a fatica.....	105
7	Image processing	107
7.1	Cause e identificazione delle crepe da fatica.....	107
7.2	Ispezioni visive	108
7.3	Prove non distruttive	108
7.4	Ispezioni tramite radiografia digitale	109
7.4.1	Principi alla base delle Radio/Gamma grafie	109
7.4.2	Nozioni generali sui raggi γ	110
7.5	Acquisizione di immagini sul Ponte Quisi e processamento	110
7.5.1	Elaborazione morfologica delle immagini (Morphological Image Processing)....	111
7.5.2	Sviluppi futuri: funzione obiettivo basata sulle immagini	117
7.5.3	Utilizzo di informazioni ottenute dal model updating per l'aggiornamento dei modelli globali.....	120
8	Conclusioni.....	123

9	Bibliografia.....	124
---	-------------------	-----

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.1: (a) Dall'alto verso il basso, fenomeni di degrado rispettivamente dovuti a corrosione e fatica; (b) Danneggiamento a fatica tipico del collegamento trave principale – trasverso.	17
Figura 1.2: Flow chart della procedura di identificazione del danno proposta.	19
Figura 2.1: Classificazione dei problemi strutturali diretti e inversi.	20
Figura 2.2: Schema funzionale a blocchi di un'analisi dinamica.	21
Figura 2.3: Operatore di ingresso-uscita.	21
Figura 2.4: Classificazione dei modelli dall'alto in basso: parametrico, semi – parametrico, non parametrico.	29
Figura 4.1: Modello nominale piano di trave reticolare in acciaio e della sezione trasversale delle aste.	44
Figura 4.2: (a) Elemento in cui è stato modellato il danneggiamento all'interno della struttura reticolare; (b) modellazione del danno di un'asta.	48
Figura 4.3: Forme modali associate ai primi 4 modi di vibrare del modello nominale.	48
Figura 4.4: Andamento delle funzioni di forma u_i e u_j al variare del parametro descrittivo dell'intensità ζ	50
Figura 4.5: Rappresentazione di $\Gamma\zeta, \delta$ al variare dei parametri adimensionali di danno ζ e δ	51
Figura 4.6: Spostamento verticale del nodo di mezzzeria nel caso non danneggiato e danneggiato.	52
Figura 4.7: Sketch della struttura analizzata in cui si evidenziano l'elemento danneggiato (asta 6) e il nodo di cui si misura l'incremento di spostamento verticale (nodo 6).	52
Figura 4.8: Analisi di sensitività dell'incremento di spostamento verticale al variare di ζ , sinistra e δ , destra.	52
Figura 4.9: Analisi di sensitività della frequenza al variare del parametro δ	54
Figura 4.10: Analisi di sensitività della frequenza al variare del parametro ζ	55
Figura 4.11: Analisi di sensitività della frequenza normalizzata al variare del parametro ζ e δ	56
Figura 4.12: Scenari di danno analizzati nell'analisi parametrica.	57
Figura 4.13: Analisi di sensitività della frequenza normalizzata al variare della posizione e dei parametri di danno.	57
Figura 4.14: Processo Stocastico Gaussiano di tipo White Noise.	59
Figura 4.15: Schematizzazione dell'algoritmo implementato in ambiente Simulink.	59
Figura 4.16: Layout ideale dei sensori verticali.	60
Figura 4.17: Risposta dinamica del nodo 2 sotto WN prima e dopo il danneggiamento.	61
Figura 4.18: Risposta dinamica del nodo 4 sotto WN prima e dopo il danneggiamento.	61
Figura 4.19: Risposta dinamica del nodo 6 sotto WN prima e dopo il danneggiamento.	61
Figura 4.20: Risposta dinamica del nodo 7 sotto WN prima e dopo il danneggiamento.	62
Figura 4.21: Risposta dinamica del nodo 8 sotto WN prima e dopo il danneggiamento.	62
Figura 4.22: Risposta dinamica del nodo 10 sotto WN prima e dopo il danneggiamento.	62
Figura 4.23: Diagrammi di stabilità ottenuti per il sistema non danneggiato (a) e danneggiato (b).	63

Figura 4.24: Confronto tra forme modali identificate e da modello nei casi di pre (a) e post (b) danneggiamento.....	64
Figura 4.25: Prestazioni dell'indice \mathcal{L} nell'identificazione dello SRF nel piano dei parametri di danno (δ, ζ).....	65
Figura 4.26: Risultati dell'applicazione al modello nominale dell'approccio in flessibilità.....	66
Figura 5.1: Vista generale del Viadotto.....	68
Figura 5.2: Schematizzazione della vista generale in alzato e in pianta del Viadotto.....	68
Figura 5.3: (a) Vista generale del Viadotto; (b) dettaglio di diagonali e montanti.....	69
Figura 5.4: (a) Basamento in conci di pietra delle pile; (b) vista prospettica delle pile troncopiramidali.....	69
Figura 5.5: (a) Dettaglio dell'appoggio centrale della campata iperstatica P3; (b) dettaglio dell'appoggio laterale tra campata isostatica e iperstatica P4.....	69
Figura 5.6: (a) vista inferiore dell'impalcato; (b) dettaglio dei diagonali inferiori.....	70
Figura 5.7: Dall'alto: sezione longitudinale, vista in pianta e sezione trasversale per la campata-tipo iperstatica da 42 m e la campata-tipo isostatica da 21 m.....	70
Figura 5.8: (a) Modello globale della campata iperstatica e (b) isostatica, realizzati in SAP2000.....	71
Figura 5.9: Deformate modali dei primi tre modi ritenuti significativi per la campata isostatica (a) e iperstatica (b).....	72
Figura 5.10: Scenari di danno analizzati sul sistema iperstatico: DS1 (a) e DS2 (b).....	72
Figura 5.11: Matrici dei MAC per i due scenari di danno simulati.....	73
Figura 5.12: Valori dei CoMAC calcolati dal modello numerico relativi ai due scenari di danno DS1 e DS2.....	74
Figura 5.13: Setup sperimentale dell'acquisizione sotto rumore ambientale sul viadotto Quisi....	74
Figura 5.14: Specifiche tecniche del sensore PCB 393B31.....	74
Figura 5.15: Time histories e PSDs registrate nella campata 1.....	76
Figura 5.16: Time histories e PSDs registrate nella campata 2.....	77
Figura 5.17: Time histories e PSDs registrate nella campata 3.....	78
Figura 5.18: Time histories e PSDs registrate nella campata 4.....	79
Figura 5.19: Time histories e PSDs registrate nella campata 5.....	80
Figura 5.20: Time histories e PSDs registrate nella campata 6.....	81
Figura 5.21: Diagrammi di stabilità ottenuti dagli accelerometri uni+triax (a) e solo uni (b), per la campata 1.....	82
Figura 5.22: Diagrammi di stabilità ottenuti dagli accelerometri uni+triax (a) e solo uni (b), per la campata 2.....	82
Figura 5.23: Diagrammi di stabilità ottenuti dagli accelerometri uni+triax (a) e solo uni (b), per le campate 3-4.....	83
Figura 5.24: Diagrammi di stabilità ottenuti dagli accelerometri uni+triax (a) e solo uni (b), per la campata 5.....	83
Figura 5.25: Diagrammi di stabilità ottenuti dagli accelerometri uni+triax (a) e solo uni (b), per la campata 6.....	84

Figura 5.26: Prime due forme modali identificate per le campate (a) 1, (b) 2, (c) 3-4, (d) 5 e (e) 6.	87
Figura 5.27: Risultato del Manual Model Updating della campata tipo isostatica.	87
Figura 5.28: Risultato del Manual Model Updating della campata tipo iperstatica.	88
Figura 5.29: (a) Locomotiva Serie 1000; (b) zona di massima sollecitazione da FEM globale; (c) dettaglio di potenziale danneggiamento evidenziato sul Ponte Quisi.	90
Figura 5.30: Modello locale fine meshato: (a) vista prospettica; (b) vista frontale.	90
Figura 5.31: Dettagli del modello locale realizzato utilizzando il software di calcolo strutturale MIDAS FEA NX.	90
Figura 5.32: (a-1) Tensioni principali massime ottenute dall'analisi SNL.	92
Figura 5.33: (a-1) Plasticity Status nel nodo analizzato; (a-2) dettaglio del Plasticity Status della piastra di collegamento tra diagonali, montanti e correnti; (b) Flusso delle tensioni principali nel nodo.	93
Figura 5.34: Modello locale semplificato realizzato utilizzando il software di calcolo strutturale MIDAS FEA NX: (a) vista prospettica; (b) vista frontale.	93
Figura 5.35: Curve di capacità ottenute nel modello raffinato e in quello semplificato al variare del numero di step e della modellazione dei link.	93
Figura 5.36: Plastic Status del modello fine a diversi step di carico.	94
Figura 5.37: Plastic Status del modello semplificato a diversi step di carico.	94
Figura 5.38: Nodo modellato appartenente alla campata isostatica; (a) posizione del nodo nel modello globale della campata 1 (appoggio E1); (b) posizione del nodo sul Viadotto; (c) vista prospettica del modello locale; (d) vista XZ; (e) vista XY in pianta; (f) vista YZ.	95
Figura 5.39: Modello locale appartenente alla campata isostatica meshato con elementi solidi; (a) vista prospettica; (b) vista YZ; (c) vista XY in pianta; (d) dettaglio del rivetto con teste emisferiche.	95
Figura 5.40: Dettagli di modellazione del montante (a) Geometria solida; (b) Superfici di contatto.	95
Figura 5.41: Tensioni di Von Mises ottenute dall'analisi SNL sul modello solido.	96
Figura 5.42: Tensioni di Von Mises ottenute dall'analisi SNL sui rivetti del controvento orizzontale.	96
Figura 5.43: Plastic Status del modello solido a diversi step di carico.	97
Figura 6.1: Cicli di tensione ad ampiezza costante.	99
Figura 6.2: Grafico raffigurante diverse storie di carico al variare del parametro R.	99
Figura 6.3: Idealizzazione del processo di fatica.	100
Figura 6.4: Esempio di curva a fatica per un acciaio 120 BHN.	103
Figura 6.5: Curve S-N per dettagli/elementi soggetti a tensioni normali.	104
Figura 6.6: Curve S-N per dettagli/elementi soggetti a tensioni tangenziali.	104
Figura 6.7: Curva S-N per la valutazione della fatica in strutture rivettate.	105
Figura 6.8: (a-1) Risultati dell'analisi a fatica in termini di danno; (a-2) Dettaglio dei fori del diagonale.	106
Figura 6.9: (a-1) Risultati dell'analisi a fatica in termini di vita residua a fatica; (a-2) Dettaglio dei fori del diagonale.	106

Figura 7.1: (a) Dettaglio critico in cui si osserva il primo crack; (b) Gammagrafia del crack; (c) Posizione del primo crack nella vista trasversale del Viadotto.	111
Figura 7.2: Dettaglio critico in cui si osserva il secondo crack; (b) Gammagrafia del crack; (c) Posizione del secondo crack nella vista trasversale del Viadotto.	111
Figura 7.3: (a) Dettaglio critico in cui si osservano il terzo e quarto crack; (b)-(c) Gammagrafie del terzo e quarto crack; (d) Posizione del quarto crack nella vista trasversale del Viadotto.	111
Figura 7.4: Moto di serpeggiamento (effetto “loop”).....	111
Figura 7.5: Architettura del processo di elaborazione di immagini per rilevare il crack applicato alla cricca 3: (a) immagine originale, (b) binarizzazione dell’immagine, (c) rimozione del disturbo, (d) individuazione delle regioni significative.	113
Figura 7.6: Regioni associate alla cricca individuate nella gammagrafia 3.	113
Figura 7.7: Processo di elaborazione per rilevare la cricca 1: (a) immagine originale, (b) applicazione di filtro entropico, (c) complemento dell’immagine pre-elaborata, (d) binarizzazione, (e) rimozione del disturbo, (f) individuazione delle regioni significative.	114
Figura 7.8: Processo di elaborazione per rilevare la cricca 2: (a) immagine originale, (b) applicazione di filtro entropico, (c) complemento dell’immagine pre-elaborata, (d) binarizzazione, (e) individuazione delle regioni significative, (f) sovrapposizione delle regioni individuate all’immagine originale.	115
Figura 7.9: Processo di elaborazione per rilevare la cricca 4: (a) immagine originale, (b) applicazione di filtro entropico, (c) complemento dell’immagine pre-elaborata, (d) binarizzazione, (e) rimozione del disturbo, (f) individuazione delle regioni significative.	116
Figura 7.10: Regioni associate alla cricca, individuate nella gammagrafia 4.	117
Figura 7.11: Bar chart riguardante la classificazione di diverse analisi obiettivo.....	119
Figura 7.12: Esempio 2D di mapping tra coordinate.....	119
Figura 7.13: Modello test realizzato per eseguire l’analisi parametrica.	121
Figura 7.14: Analisi parametrica dello spostamento orizzontale al variare della rigidità rotazionale del sistema, su modello test.	121
Figura 7.15: Analisi parametrica dello spostamento orizzontale al variare della rigidità rotazionale e della snellezza delle aste del sistema, su modello test.	122

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 2.1: Dati e incognite del problema dinamico.....	21
Tabella 2.2: Definizioni delle funzioni di trasferimento.	30
Tabella 4.1: Caratteristiche della sezione.....	44
Tabella 4.2: Valori nominali delle proprietà del materiale.	44
Tabella 4.3: Frequenze dei primi 4 modi di vibrare del modello nominale.	48
Tabella 4.4: Determinazione delle costanti di integrazione nel problema esaminato.	49
Tabella 4.5: Variazioni percentuali di frequenza tra caso danneggiato ed integro.	63
Tabella 4.6: Frequenze identificate tramite SSI, pre e post danneggiamento.	63
Tabella 4.7: Prestazioni dell'indice \mathcal{L} nell'identificazione dello SRF al variare del numero di modi considerati.	65
Tabella 5.1: Analisi modale della campata iperstatica modellata in SAP2000.....	71
Tabella 5.2: Analisi modale della campata isostatica modellata in SAP2000.	71
Tabella 5.3: Variazione di frequenza per i primi tre modi di vibrare associati ai due scenari di danno DS1 e DS2.....	72
Tabella 5.4: Confronto dei valori dei MAC tra caso danneggiato (DS) e non danneggiato (UN).	73
Tabella 5.5: Media e deviazione standard delle time histories registrate nella campata 1.	75
Tabella 5.6: Media e deviazione standard delle time histories registrate nella campata 2.	75
Tabella 5.7: Media e deviazione standard delle time histories registrate nella campata 3.	75
Tabella 5.8: Media e deviazione standard delle time histories registrate nella campata 4.	75
Tabella 5.9: Media e deviazione standard delle time histories registrate nella campata 5.	75
Tabella 5.10: Media e deviazione standard delle time histories registrate nella campata 6.	75
Tabella 5.11: Confronto tra frequenze identificate e da modello numerico per la campata 1.	85
Tabella 5.12: Confronto tra frequenze identificate e da modello numerico per la campata 2.	85
Tabella 5.13: Confronto tra frequenze identificate e da modello numerico per le campate 3-4.	86
Tabella 5.14: Confronto tra frequenze identificate e da modello numerico per la campata 5.	86
Tabella 5.15: Confronto tra frequenze identificate e da modello numerico per la campata 6.	86
Tabella 5.16: Frequenze e smorzamenti identificati con il setup completo (uni+triax).	86
Tabella 5.17: Frequenze e smorzamenti identificati con i soli sensori uniassiali (uni).	86
Tabella 5.18: (a-l) Tensioni principali massime ottenute dall'analisi SNL.	92
Tabella 7.1: Metodi NDT attualmente disponibili e applicabili ai ponti metallici.....	109
Tabella 7.2: Proprietà geometriche delle regioni individuate tramite elaborazione di immagini, per la cricca 3.....	113
Tabella 7.3: Proprietà geometriche delle regioni individuate tramite elaborazione di immagini, per la cricca 1.....	114
Tabella 7.4: Proprietà geometriche delle regioni individuate tramite elaborazione di immagini, per la cricca 2.....	115
Tabella 7.5: Proprietà geometriche delle regioni individuate tramite elaborazione di immagini, per la cricca 4.....	117
Tabella 7.6: Aree dei crack ottenute con elaborazione di immagini.....	117

1 MOTIVAZIONI E OBIETTIVI

1.1 Stato dell'arte e motivazioni

Secondo la definizione di 'Structural Health Monitoring' fornita da numerosi autori [1-4], il monitoraggio strutturale delle condizioni di salute di un'opera (SHM) mira a fornire, in ogni momento della vita di una struttura, una diagnosi dello "stato di salute" dei materiali costituenti, dei diversi componenti strutturali e del completo assemblaggio di questi componenti che costituiscono la struttura nel suo complesso. I vari componenti strutturali come ad esempio, nel caso di un ponte: spalle, impalcato e travi influenzano lo stato di salute della struttura nel suo complesso per tanto lo stato di salute di ogni elemento dovrebbe essere valutato simultaneamente. Seguendo questa definizione, le caratteristiche ed i passaggi fondamentali di un processo di SHM possono essere riassunti come segue:

- Monitoraggio real-time della struttura,
- Scelta del tipo di sensore,
- Sistema di monitoraggio efficace,
- Metodi matematici per un processo esaustivo di monitoraggio.

Al fine di ottenere un flusso continuo di dati grazie al quale misurare cambiamenti nel comportamento del ponte monitorato, è necessario un monitoraggio real-time della struttura. La combinazione di monitoraggio e strategie di valutazione della salute del ponte ferroviario in continuo, consentirebbe un'identificazione precoce di un possibile danneggiamento [5]. Eventuali interventi di manutenzione e riparazione, se iniziati ai primi segnali di danno, inciderebbero positivamente sulla riduzione dei costi di mantenimento del ponte, i quali aumentano progressivamente con l'invecchiamento della struttura stessa.

Tradizionalmente, un sistema di misurazione utilizza un solo tipo di sensore, (estensimetri, accelerometri, optometri, fibre ottiche, sensori piezoelettrici e GPS), al fine di valutare l'entità di determinate grandezze quali sforzo, spostamento, accelerazione o rotazione. In letteratura è già stato dimostrato come un sistema di sensori ibrido e integrato potrebbe aumentare notevolmente la precisione e l'affidabilità del sistema di monitoraggio nel suo complesso, da qui l'importanza che riveste la scelta del tipo/i di sensore/i [6,7].

L'efficacia del sistema di monitoraggio deve inoltre essere valutata da un'attenta analisi costi - benefici al fine di avere un equilibrio tra il costo del sistema di misurazione e la qualità delle informazioni che possono essere ottenute sulla struttura. I sensori devono essere installati in posizioni tali da fornire più informazioni possibile e con la minore incertezza in termini di valutazione dei parametri del ponte. La posizione ottimale dei sensori è generalmente affidata alla conoscenza di esperti, ma per strutture mai state monitorate prima, tale configurazione può essere di difficile valutazione. A tal proposito numerose ricerche hanno come oggetto lo studio della migliore configurazione del sistema di monitoraggio in termini di numero appropriato di sensori da impiegare e layout ottimale del setup sperimentale [8].

Infine, i dati registrati dai sensori devono essere trasmessi e analizzati con metodi matematici al fine di valutare rapidamente e automaticamente il livello di deterioramento del ponte evitando, di conseguenza, costose squadre di ispezione.

Sinteticamente le tecniche di SHM dovrebbero essere robuste, in grado di riconoscere e catalogare i danni e diagnosticarli rapidamente, gestire le incertezze epistemiche (dovute alla conoscenza incompleta dei parametri del modello) e quelle aleatorie (stocastiche) [9].

Il processo di SHM deve soddisfare tutti e quattro i livelli del processo di rilevamento di un danno:

1. Identificazione dell'esistenza del danno,

2. Identificazione della posizione del danno,
3. Identificazione dell'entità del danno,
4. Valutazione della vita utile residua della struttura (Residual Useful Life *RUL*).

Con l'obiettivo di percepire e comprendere il comportamento di strutture ingegneristiche complesse, i sistemi di monitoraggio della salute strutturale, *SHMS*, sono ampiamente implementati nei settori dell'ingegneria aerospaziale, civile e meccanica.

Negli ultimi anni si è assistito ad un notevole interesse nei confronti delle procedure di identificazione del danno basate sulle variazioni dei parametri modali, grazie anche allo sviluppo di numerosi algoritmi per l'identificazione automatica dei parametri dinamici in condizioni operative, alla flessibilità del metodo e al basso costo. Tra i metodi di identificazione del danno basati su caratteristiche di vibrazione si distinguono quattro importanti categorie:

- Metodi basati sulle frequenze naturali,
- Metodi basati sulle forme modali,
- Metodi basati sulla curvatura delle forme modali,
- Metodi basati sulla flessibilità.

La strategia di manutenzione preventiva può essere adottata, dunque, al fine di conoscere la probabilità di avere danno nel ponte e nei suoi componenti, attraverso un processo di ottimizzazione. Si noti che i parametri modali dei ponti reali sono fortemente influenzati da variazioni ambientali quindi, un metodo di SHM ottimale deve essere in grado di rilevare solo le variazioni dovute alla effettiva presenza di danno nel ponte e non riflettere le variazioni ambientali.

Le tecniche di identificazione del danno basate sulle vibrazioni e, in particolare, quelle basate sulle variazioni dei parametri modali (frequenze naturali, forme modali e smorzamenti), sono state diffusamente applicate alla valutazione dello stato di salute delle strutture [10]. In generale, il rilevamento dei danni basato sulle vibrazioni può essere impiegato in procedure *Data-Driven* e in procedure *Model-Based*. Le prime analizzano i segnali di vibrazione che vengono messi in correlazione con i danni strutturali per fornire l'identificazione online, mentre le seconde consentono di quantificare il danno e il suo effetto sulle prestazioni delle strutture ma spesso richiedono oneri computazionali aggiuntivi.

Le strutture reticolari sono comunemente usate come supporto di infrastrutture, come ad esempio ponti di grande luce. La presenza di un gran numero di strutture di tipo reticolare rappresenta un reale obiettivo nel problema di identificazione dei danni con tecniche vibration-based.

L'identificazione del danno rappresenta un aspetto critico all'interno del processo di SHM se si parla di infrastrutture ferroviarie. Nel contesto infrastrutturale esso fa riferimento alla stima della variazione di alcuni parametri, che potrebbe riflettersi negativamente sul comportamento strutturale. Lo stato di salute dei ponti ferroviari viene principalmente affidato alle ispezioni visive e a test non distruttivi, che risultano però inconsistenti e dipendenti dal livello di esperienza di chi le esegue. Resta dunque aperto il problema dell'approfondimento e dello sviluppo di metodi di rilevamento dei danni per i ponti ferroviari [11,12]. Numerosi ricercatori negli ultimi decenni hanno focalizzato la loro attenzione sullo sviluppo di una procedura di identificazione del danno basata sull'analisi di dati vibrazionali, da affiancare alle classiche ispezioni in situ, e hanno revisionato la letteratura esistente a riguardo, classificandola per i diversi tipi di ponte ferroviario. Come risultato sono stati sviluppati e approfonditi molti dei concetti dello SHM, (sia basati su metodi parametrici che non), per la valutazione dello stato di salute dei ponti. Ne sono un esempio: Meherjo *et al.* 2008; Scianna e Christenson 2009; Lu e Liu 2011; Moaveni *et al.* 2012; Scott *et al.* 2013; You *et al.* 2015 [13-18].

Gran parte dei lavori di ricerca sullo SHM di ponti ferroviari in acciaio è incentrata su simulazioni numeriche e sperimentali di travi da ponte e strutture reticolari: Beskhyroun *et al.* 2010 propongono nel 2012 un metodo basato sulle trasformate wavelet utilizzando risposte dinamiche registrate sotto

eccitazione applicata da un attuatore, ma questa procedura presenta dei limiti in condizioni operative [19]; Bowe *at al.* presentano nel 2015 un metodo che sfrutta l'analisi dell'accelerazione dei veicoli risultante dall'interazione treno – binario, ma questo metodo non è applicabile in presenza di rumore [20]; nello stesso anno Gonzales e Karoumi studiano una strategia basata su reti neurali artificiali (Artificial Neural Networks *ANN*) ma i limiti di questa metodologia risiedono nello schematizzare il ponte ferroviario come una trave semplicemente appoggiata senza coglierne di conseguenza la complessità [21]. Numerosi altri lavori sono presenti in letteratura e sono elencati in bibliografia [22-31].

È noto che molti di questi metodi hanno identificato l'esistenza del danno, livello 1 del processo di SHM, senza raggiungere completamente l'obiettivo del livello 2, la localizzazione del danno. Questo risultato non è adeguato al fine del monitoraggio della salute dei ponti in acciaio, in particolare modo dei ponti a struttura reticolare, considerando che queste infrastrutture hanno molti elementi e le informazioni sulla posizione del danno risultano importanti.

Per le applicazioni di SHM al caso di strutture reticolari, vi sono ancora molte difficoltà. In primo luogo, i parametri modali mostrano elevata dipendenza nei confronti di incertezze legate alle condizioni operative come fattori ambientali e di carico, la presenza e misurazione del rumore e la precisione della misurazione stessa. Queste variabili interferiscono con i risultati dell'identificazione del danno e talvolta nascondono le variazioni degli indicatori di danno realmente dovute alla presenza di danneggiamento nella struttura. In secondo luogo, l'identificazione dei parametri modali è difficoltosa nel caso di modi non indipendenti, che è quello che accade usualmente nei ponti a struttura reticolare. Ancora più importante, i parametri modali che vengono estratti dai dati misurati da accelerometri o sensori di spostamento nei nodi della struttura reticolare, sono di tipo globale e non forniscono informazioni sui danni dei singoli elementi che compongono la trave reticolare. Pertanto, la validazione sperimentale di tali procedure ne ha evidenziato i limiti in termini di capacità di localizzazione e, soprattutto, quantificazione del danno, nonché gli inconvenienti legati alla sensibilità rispetto alla qualità delle misure e all'influenza di fattori ambientali e operativi sui valori stimati dalle proprietà dinamiche [32].

Come per la maggior parte dei problemi inversi, il mal condizionamento complica la ricerca di una soluzione, poiché dipende fortemente dalla quantità e dalla qualità dei dati sperimentali a disposizione. Un altro aspetto di difficoltà riguarda la modellazione del danno. In questo studio si assume un comportamento lineare, sia prima che dopo il danneggiamento; il danno è quindi pensato come una crepa aperta o un decadimento delle proprietà meccaniche di un elemento ed è rappresentato da una diminuzione locale della rigidità dello stesso.

L'incremento di tecnologie innovative nei settori della mecatronica, robotica e nelle Tecnologie dell'Informazione e della Comunicazione, (*TIC*), sta aprendo negli ultimi anni nuove prospettive nell'affrontare i problemi classici di gestione delle infrastrutture [33]. Nuovi campi di ricerca potrebbero avere un impatto importante nell'ispezione e nel monitoraggio delle infrastrutture: l'ispezione automatizzata basata su acquisizione di immagini. Infatti, l'utilizzo di robot mobili e di Unmanned Aerial Vehicle, *UAV*, ha fortemente incentivato lo sviluppo di tecniche di acquisizione di immagini per percepire le caratteristiche spaziali dell'ambiente, permettendo la creazione di 'cloud' di punti 3D. Un crescente interesse riveste il rilevamento dei danni strutturali basato sull'acquisizione di immagini, (*Vision-Based*), tramite ispezioni non distruttive. Relativamente ai crack presenti su infrastrutture in acciaio, le difficoltà più comuni si sono riscontrate a causa della forma casuale ed irregolare dei danni e dalla presenza di rumore (irregolarità nelle condizioni di illuminazione, ombreggiature, imperfezioni), nelle immagini acquisite.

In generale i metodi di identificazione dei crack tramite elaborazione di immagini sono classificati in quattro categorie [34]:

1. Metodi ad algoritmo integrato,
2. Metodi ad approccio morfologico,

3. Metodi basati sulla percolazione,
4. Tecniche pratiche.

Tra i lavori presenti in letteratura che utilizzano in input immagini da fotocamera digitale vi sono: Talab *et al.* [35] che presentano una metodologia in tre step che prevede la conversione dell'immagine in scala dei grigi e l'utilizzo del filtro Sobel per rilevare i crack, l'applicazione di appropriati threshold per distinguere primo piano e sfondo, ed infine l'applicazione del filtro Sobel per l'eliminazione del rumore residuo; Adhikari *et al.* [36] sviluppano un modello di integrazione che rappresenta numericamente i difetti attraverso una rete neurale (Neural Network *NN*); Alam *et al.* [37] propongono una tecnica di rilevamento tramite combinazione della correlazione delle immagini digitali, (Digital Image Correlation *DIC*), ed emissioni acustiche (Acoustic Emission *AE*). Molti lavori basati sull'analisi di immagini per identificare danneggiamento dovuto a crack e corrosione, sfruttano l'esame radiografico di materiali metallici mediante raggi X o Gamma, tra questi: Zhang *et al.* [38] hanno proposto un nuovo sistema di rilevamento danni basato su immagini a raggi X, introducendone la tecnologia di imaging digitale, la struttura del sistema e i principi di funzionamento; Peng *et al.* [39] utilizzano un sistema di rilevamento per cavi da ponte basato su immagini a raggi Gamma.

Tra le principali motivazioni alla base di questo lavoro di ricerca, sicuramente vi sono il ruolo cruciale che i ponti svolgono all'interno della rete infrastrutturale ferroviaria, l'incremento dell'utilizzo delle infrastrutture ferroviarie dovuto alla globalizzazione dell'economia e la conseguente crescita della domanda in termini sia di volumi di traffico che di velocità di progetto delle linee esistenti, e molto più importante, gli effetti che questo comporta sul degrado della prestazione strutturale dei ponti a causa del danno strutturale che ne deriva. Quando questo danno non viene precocemente diagnosticato, può comportare conseguenze catastrofiche, in particolare per ponti storici esistenti.

Le strutture storiche in carpenteria metallica costituiscono un patrimonio architettonico di grande rilievo in Europa. Tra queste molti ponti ferroviari costruiti agli inizi del XX secolo, quindi prevalentemente chiodati/rivettati, evidenziano un marcato stato di degrado dovuto principalmente a fenomeni di corrosione e/o fatica. I collegamenti rappresentano la parte più suscettibile a questi fenomeni (*Figura 1.1*).

Questa ricerca affronta il problema del rilevamento e la quantificazione del danno strutturale in ponti in acciaio a struttura reticolare, attraverso una procedura classica basata su misurazioni dinamiche in combinazione con nuove tecniche di elaborazione delle immagini.

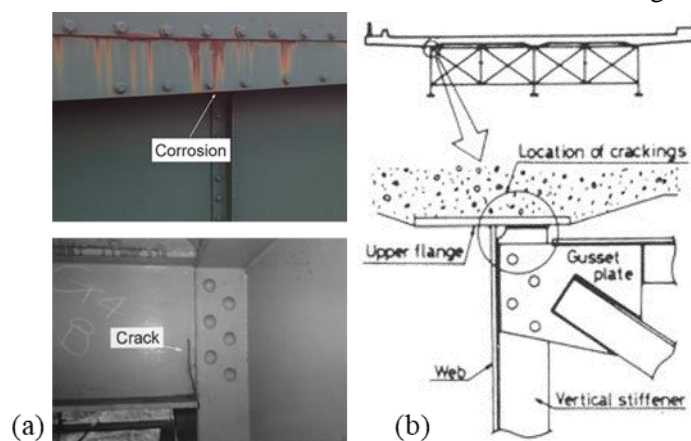


Figura 1.1: (a) Dall'alto verso il basso, fenomeni di degrado rispettivamente dovuti a corrosione e fatica; (b) Danneggiamento a fatica tipico del collegamento trave principale – traverso.

1.2 Obiettivi e metodologia generale

In questo studio il danno è stato individuato per mezzo di dati pseudo-sperimentali risolvendo il problema inverso attraverso una procedura Data-Driven nel dominio del tempo, la Stochastic Subspace Identification *SSI*, [40,41], in grado di determinare le proprietà modali della struttura in esame. In questo modo, il problema del monitoraggio delle vibrazioni ha il doppio obiettivo di rilevare i danni visti come cambiamenti negli autovalori e autovettori di un sistema dinamico lineare attraverso la *SSI*, e localizzare i danni rilevati all'interno di una struttura monitorata o di un modello agli EF della stessa.

Il problema dell'identificazione del danno strutturale in uno o più elementi di una trave reticolare in acciaio è affrontato analizzando come il comportamento dinamico sia influenzato dal danneggiamento. Scopo di questo lavoro è quello di rilevare danni e difetti in relazione alla loro intensità, posizione ed estensione.

Come evidenziato nel flowchart riportato in *Figura 1.2*, la metodologia proposta si articola su tre livelli indicati con tre diversi colori: la parte verde, riguarda le analisi svolte su un modello globale sommario. Prevede una prima analisi di sensitività su tale modello piano di trave reticolare in acciaio in cui è stato modellato il danno di un singolo elemento, al fine di valutare l'influenza della riduzione di rigidità e della posizione del danno sulla frequenza, sullo spostamento e sulle forme modali. Il problema diretto è affrontato con il metodo agli elementi finiti, in cui il danneggiamento è modellato come una riduzione della sezione trasversale dell'elemento asta e definito da tre parametri adimensionali che descrivono l'intensità, l'estensione e la posizione del danno. I principali effetti di questi parametri di danno sulla risposta statica della trave e sulle caratteristiche dinamiche sono evidenziati e discussi nel § 4.1.2.1. È stata derivata una matrice di rigidità di elemento danneggiato, implementata all'interno della procedura FEM per ottenere un modello numerico usato per generare una risposta strutturale dinamica pseudo-sperimentale sotto rumore bianco, questo ha permesso l'identificazione modale utilizzando pseudo-misure sotto rumore ambientale (operational Modal Analysis *OMA*), con l'obiettivo di ottenere le caratteristiche dinamiche: frequenze naturali, coefficienti di smorzamento e forme modali. Infine, per estrarre e identificare i principali parametri modali attraverso un'analisi di tipo Output-Only, è stata eseguita la Stochastic Subspace Identification con conseguente risoluzione del problema dinamico inverso. È stato definito un indice di danneggiamento per valutare lo Stiffness Reduction Factor *SRF* attraverso diversi metodi inerenti all'analisi globale. Un altro approccio utilizzato su questo modello è stato quello basato sulla flessibilità. In questa prima parte la descrizione del danno viene a dipendere dalla sola riduzione di rigidità assiale.

La seconda parte della metodologia riguarda il modello arricchito o fine e ha l'obiettivo di aumentare il numero dei parametri da cui dipende il danno e dunque di arricchirne la sua descrizione. Consiste in due distinte analisi, quella indicata dal colore rosso che prevede la realizzazione di un modello meccanico **globale** della struttura reale oggetto di studio (Quisi Bridge) su cui sono stati studiati vari scenari di danno. L'identificazione del comportamento dinamico **reale** della struttura si è realizzato tramite analisi sperimentale in vibrazioni ambientali (utilizzando *SSI*); ciò ha permesso la calibrazione del modello numerico globale sulla base dell'elaborazione dei risultati sperimentali mediante tecniche di aggiornamento numerico (si veda il § 5). L'altra analisi indicata con il colore blu nel flow chart è incentrata sul modello **locale** ottenuto selezionando sul modello numerico globale aggiornato, i dettagli critici maggiormente esposti alle problematiche di fatica. Obiettivo di una modellazione di tipo locale del dettaglio costruttivo è riprodurre correttamente il comportamento dinamico locale e i fenomeni indotti dalla fatica. Ad arricchire la descrizione del danno sul modello locale, nell'ultima parte della metodologia contribuisce l'esecuzione sul viadotto di prove non distruttive in situ per caratterizzare lo stato di salute attuale delle unioni. Tali prove sono state realizzate attraverso acquisizione di radiografie a radiazione Gamma ed elaborazione di queste. Si ottiene dunque una caratterizzazione puntuale dell'attuale

2 METODI DI ANALISI STRUTTURALE - PROBLEMA DIRETTO E INVERSO

I procedimenti di analisi propri dell'ingegneria strutturale possono suddividersi in due grandi aree distinte:

- La progettazione
- L'analisi di strutture esistenti.

Alla luce di questa distinzione e sulla base dei dati di partenza e degli obiettivi, è possibile operare un'ulteriore classificazione legata ai differenti metodi di risoluzione, *Figura 2.1*. Dal punto di vista metodologico scaturiscono, quindi, due problemi duali:

- 1- Problema *diretto*: in cui sono note le azioni agenti sulla struttura e il modello, e l'incognita è rappresentata dalla risposta;
- 2- Problema *inverso*: le grandezze note sono le azioni e le risposte, l'incognita è il modello.

Il problema diretto è legato alla progettazione, dove le azioni sono ricavate dalle normative vigenti o dai capitolati, il modello si crea sulla base degli elaborati grafici di progetto o del rilievo architettonico, e la risposta, che costituisce l'incognita, è ottenuta dal confronto con quella massima resistente.

Il problema inverso è legato all'analisi di opere esistenti in presenza di prove sperimentali dello specifico manufatto esaminato; tali prove sono finalizzate al raggiungimento di una conoscenza meccanica specifica. In tale approccio l'incognita è costituita dal modello, il quale si ottiene mediante calibrazione sulla base dei dati ricavati da specifiche prove al vero.

Mentre nell'ambito del problema diretto si opera generalmente con un modello fisico (di solito derivato da una simulazione agli EF), in ambito dinamico sperimentale si preferisce, differentemente, utilizzare un modello modale. La strategia d'identificazione strutturale seguita per ricostruire il modello fisico, nota anche come *model updating*, consiste nell'effettuare una prima stima del modello fisico da aggiornare poi utilizzando il modello modale sperimentale.

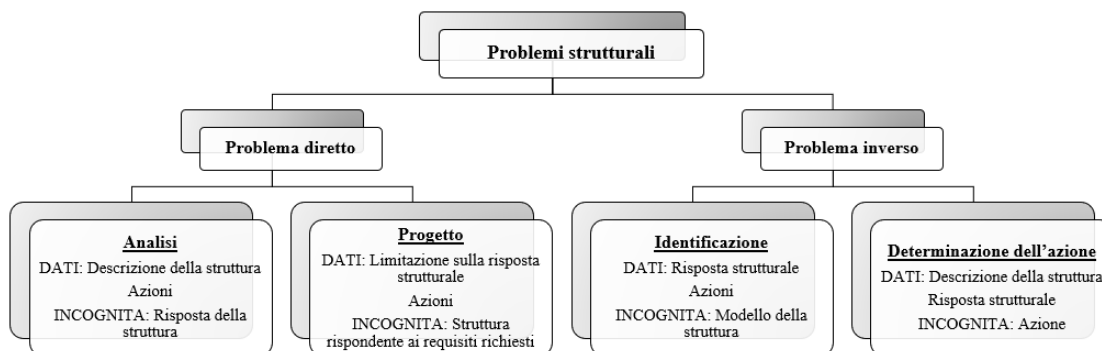


Figura 2.1: Classificazione dei problemi strutturali diretti e inversi.

Riassumendo l'analisi dinamica si presenta secondo il seguente schema (*Figura 2.2*): un sistema strutturale, soggetto ad un certo input (l'ingresso, che sarà descritto in termini di spostamento imposto, velocità, accelerazione o forzante), il quale risponde con un output (l'uscita, che sarà espressa in termini di spostamento, velocità, accelerazione o sollecitazione).

Quando sono noti l'input e le caratteristiche del sistema in esame si parla di problema dinamico diretto. In tutti i casi in cui l'output è noto si tratta di problema dinamico inverso.

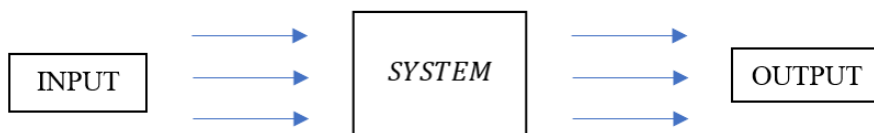


Figura 2.2: Schema funzionale a blocchi di un'analisi dinamica.

Tabella 2.1: Dati e incognite del problema dinamico.

DATI	INCOGNITE	PROBLEMA DINAMICO
Input Descrizione del sistema	Output	Diretto (Risposta dinamica)
Input Output	Sistema	Inverso (Identificazione strutturale)
Descrizione del sistema Output	Input	Inverso (Identificazione dell'azione)

2.1 Problema diretto

Nella teoria dei sistemi, un sistema dinamico è un modello matematico che rappresenta un oggetto (sistema) con un numero finito di gradi di libertà che evolve nel tempo secondo una legge deterministica. Adottando una terminologia presa in prestito dall'analisi dei sistemi, si parla di *segnale di input* o semplicemente *input* in luogo di eccitazione del sistema, analogamente la risposta del sistema è chiamata *segnale di output* o *output*. La relazione che intercorre tra l'input e l'output può essere schematizzata nel diagramma a blocchi di *Figura 2.3*.

L'uscita dipende naturalmente dall'ingresso. Il sistema agisce quindi come un operatore (univoco) \mathcal{R} che trasforma ogni funzione di ingresso:

$$u(\cdot) \in \mathcal{F}(\mathcal{T}; \mathcal{U})$$

in una funzione di uscita $y(\cdot) \in \mathcal{F}(\mathcal{T}; \mathcal{Y})$. Si scrive pertanto:

$$y(\cdot) = \mathcal{R}(u(\cdot)); \text{ con } \mathcal{R} : \mathcal{F}(\mathcal{T}; \mathcal{U}) \rightarrow \mathcal{F}(\mathcal{T}; \mathcal{Y})$$

L'operatore \mathcal{R} si chiama anche operatore ingresso-uscita e si rappresenta graficamente mediante lo schema funzionale a blocchi, *Figura 2.3*:

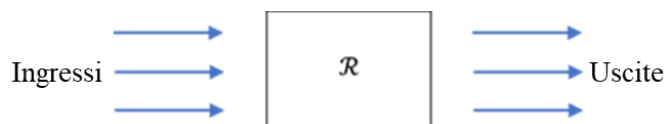


Figura 2.3: Operatore di ingresso-uscita.

Un sistema dinamico viene identificato da un vettore nello spazio degli stati del sistema, dove 'stato' è un termine che indica l'insieme delle grandezze fisiche, dette *variabili di stato*, che caratterizzano la dinamica del sistema.

Le variabili di ingresso rappresentano l'eccitazione del sistema $\mathbf{u}(t)$ ovvero l'eccitazione del sistema, le variabili di stato $\mathbf{x}(t)$ caratterizzano il sistema dal punto di vista del comportamento dinamico e le $\mathbf{y}(t)$ rappresentano le variabili di uscita.

In forma vettoriale si può analogamente scrivere:

$$\mathbf{u}(t) = \begin{Bmatrix} u_1(t) \\ u_2(t) \\ \dots \\ u_r(t) \end{Bmatrix} \quad \mathbf{x}(t) = \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \\ \dots \\ x_N(t) \end{Bmatrix} \quad \mathbf{y}(t) = \begin{Bmatrix} y_1(t) \\ y_2(t) \\ \dots \\ y_q(t) \end{Bmatrix}$$

Nelle equazioni di Hamilton la formulazione del problema è espressa in termini delle due variabili dipendenti, la coordinata $q(t)$ ed il momento $p(t)$, in questa formulazione il vettore $\mathbf{x} = [q \ p]^T$ è definito come *vettore delle fasi*. Alternativamente, una descrizione completa del moto può essere ottenuta usando le velocità generalizzate come variabili ausiliarie al posto dei momenti generalizzati, in questo caso la formulazione del problema è espressa in termini di *vettore di stato* $\mathbf{x} = [q \ \dot{q}]^T$.

Questo approccio può essere usato anche per sistemi a molti gradi di libertà MDOF. In tal caso le velocità generalizzate $\dot{q}_k(t)$ sono usate come variabili ausiliarie, il moto è descritto geometricamente in uno spazio Euclideo $2n$ -dimensionale definito da q_k e \dot{q}_k ($k = 1, 2, \dots, n$) e noto come *spazio di stato*; il vettore di stato di lunghezza $N = 2n$ con le componenti $q_k(t)$ e $\dot{q}_k(t)$ con ($k = 1, 2, \dots, n$) può vedersi come l'insieme di coordinate di uno spazio N -dimensionale.

Non vi è alcuna differenza tra la rappresentazione del moto nello spazio delle fasi e nello spazio di stato e questa formulazione è utilizzata esclusivamente nella teoria dei sistemi di controllo.

Un sistema dinamico si dice finito-dimensionale quando le variabili di ingresso, di stato e di uscita possono essere rappresentate come vettori con un numero finito di componenti reali, ovvero $\mathbf{x} \in \mathbb{R}^N$, $\mathbf{u} \in \mathbb{R}^r$, $\mathbf{y} \in \mathbb{R}^q$, essendo N , r e q numeri interi assegnati, maggiori o uguali a 1. In particolare, il sistema si dice di tipo *SISO* (single-input-single-output) quando $r = q = 1$; altrimenti si dice di tipo *MIMO* (multi-input-multi-output). Nelle applicazioni più comuni N è maggiore di r e q .

Usando una teoria ormai consolidata in dinamica analitica, è possibile derivare le equazioni del moto attraverso una descrizione analoga a quella di Hamilton, per ottenere, così, un set di $2n$ equazioni differenziali di primo ordine in termini di coordinate generalizzate $q_i(t)$ e velocità generalizzate $\dot{q}_i(t)$.

Per derivare le equazioni di stato è necessario richiamare le equazioni di Lagrange scritte in forma generale, per $k = 1, 2, \dots, n$:

$$\ddot{q}_k(t) = f_k(q_1(t), q_2(t), \dots, q_n(t), \dot{q}_1(t), \dot{q}_2(t), \dots, \dot{q}_n(t), u_1(t), u_2(t), \dots, u_r(t)) \quad 2.1$$

In cui le $u_1(t), u_2(t), \dots, u_r(t)$ sono forze impresse. L'Equazione 2.1 può essere espressa in forma vettoriale:

$$\ddot{\mathbf{q}}(t) = \mathbf{f}(\mathbf{q}(t), \dot{\mathbf{q}}(t), \mathbf{u}(t)) \quad 2.2$$

Dove \mathbf{f} e \mathbf{q} sono vettori n -dimensionali ed \mathbf{u} è un vettore r -dimensionale. Si noti che \mathbf{q} è il *vettore configurazione* ed \mathbf{u} è il *vettore di controllo*. L'Equazione 2.2 può essere integrata con l'identità $\dot{\mathbf{q}}(t) = \dot{\mathbf{q}}(t)$. Successivamente, introducendo il *vettore cinematico* o *vettore di stato*:

$$\mathbf{x}(t) = \begin{Bmatrix} \mathbf{q}(t) \\ \dot{\mathbf{q}}(t) \end{Bmatrix} \quad 2.3$$

Così come:

$$\mathbf{a}(t) = \dot{\mathbf{x}}(t) = \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{q}}(t) \\ \ddot{\mathbf{q}}(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{q}}(t) \\ \mathbf{f}(\mathbf{q}(t), \dot{\mathbf{q}}(t), \mathbf{u}(t)) \end{Bmatrix} \quad 2.4$$

È possibile scrivere le *equazioni di stato* in forma vettoriale generale:

$$\dot{\mathbf{x}}(t) = \mathbf{a}(\mathbf{x}(t), \mathbf{u}(t)) \quad 2.5$$

L'Equazione 2.5 definisce un sistema dinamico nel senso che se $\mathbf{x}(t)$ è nota nell'istante $t = t_0$ e la $\mathbf{u}(t)$ è assegnata nell'intervallo di tempo $t_0 < t < t_0 + T$, l'Equazione 2.5 può essere integrata per

ottenere $\mathbf{x}(t)$ alla fine dell'intervallo di tempo T . Dunque, un sistema dinamico è noto se sono noti il vettore di stato iniziale e il vettore di controllo, in modo tale da poter ottenere il vettore di stato in qualsiasi istante temporale.

L'Equazione 2.5 rappresenta un set di $2n$ equazioni non lineari differenziali di primo ordine. In generale, non è possibile ottenere una soluzione analitica in forma chiusa. Una soluzione può essere ottenuta attraverso metodi di integrazione numerica, uno di questi è il metodo di Runge – Kutta, ma tale soluzione è limitata a un dato insieme di parametri e potrebbe non fare molta luce sulle caratteristiche del sistema. Informazioni utili riguardanti il comportamento del sistema dinamico, possono essere fornite studiando le equazioni di stato linearizzate nei punti di equilibrio. La soluzione particolare determinata nei punti di equilibrio è molto più semplice da determinare rispetto alla soluzione omogenea. Un punto di equilibrio è definito come una soluzione costante nello spazio di stato, $\mathbf{x} = \mathbf{x}_e = \text{costante}$. Tutti gli altri punti si definiscono ordinari. La definizione di punto di equilibrio implica l'assenza di forze impresse, quindi si può concludere dall'Equazione 2.5 che i punti di equilibrio sono soluzione dell'equazioni vettoriali algebriche:

$$\mathbf{a}(\mathbf{x}_e, \mathbf{0}) = \mathbf{0} \quad 2.6$$

Se le componenti di \mathbf{a} sono funzioni non lineari dello stato, può esserci più di un punto di equilibrio. Dalla definizione del vettore di stato, Equazione 2.3, segue che se $\mathbf{x}_e = \text{costante}$, $\mathbf{q}_e = \text{costante}$ e $\dot{\mathbf{q}}_e = \mathbf{0}$, e dall'ultima condizione discende che $\ddot{\mathbf{q}}_e = \mathbf{0}$ che chiarisce il perché della definizione di punto di equilibrio. La condizione $\dot{\mathbf{q}}_e = \mathbf{0}$ comporta che tutti i punti di equilibrio giacciono nello spazio delle configurazioni, uno spazio n -dimensionale definito dalle componenti del vettore $\mathbf{q}(t)$. Quindi, per determinare il vettore \mathbf{x}_e , è sufficiente calcolare le componenti di \mathbf{q}_e .

La 2.5 può essere riscritta in forma scalare, per $i = 1, 2 \dots 2n$, come:

$$\dot{x}_i(t) = a_i(x_1, x_2, \dots, x_{2n}, u_1, u_2, \dots, u_r) \quad 2.7$$

E può essere sviluppata in serie di Taylor nell'intorno a_i di equilibrio, per $i = 1, 2 \dots 2n$:

$$a_i(x_1, x_2, \dots, x_{2n}, u_1, u_2, \dots, u_r) = a_i(x_{1e}, x_{2e}, \dots, x_{2ne}, 0, 0, \dots, 0) + \sum_{j=1}^{2n} \frac{\partial a_i}{\partial x_j} \Big|_{\mathbf{x}=\mathbf{x}_e} x_j + \sum_{j=1}^r \frac{\partial a_i}{\partial u_j} \Big|_{\mathbf{x}=\mathbf{x}_e} u_j + o(x^2) \quad 2.8$$

Il primo termine a destra dell'uguaglianza è pari a zero in virtù della 2.6, introducendo le notazioni:

$$a_{ij} = \frac{\partial a_i}{\partial x_j} \Big|_{\mathbf{x}=\mathbf{x}_e} \quad i, j = 1, 2 \dots 2n \quad 2.9$$

$$b_{ij} = \frac{\partial a_i}{\partial u_j} \Big|_{\mathbf{x}=\mathbf{x}_e} \quad i = 1, 2 \dots 2n; j = 1, 2 \dots r \quad 2.10$$

E trascurando infinitesimi di ordine superiore, si ottiene l'approssimazione lineare:

$$a_i(x_1, x_2, \dots, x_{2n}, u_1, u_2, \dots, u_r) \cong \sum_{j=1}^{2n} a_{ij} x_j + \sum_{j=1}^r b_{ij} u_j, \quad i = 1, 2 \dots 2n \quad 2.11$$

Quest'ultima se sostituita nella 2.5 fornisce la *forma linearizzata delle equazioni del moto nello spazio di stato*:

$$\dot{x}_i = \sum_{j=1}^{2n} a_{ij} x_j + \sum_{j=1}^r b_{ij} u_j, \quad i = 1, 2 \dots 2n \quad 2.12$$

In questo contesto si considera il caso di sistemi lineari ovvero sistemi per i quali è disponibile una teoria relativamente sviluppata e completa, e della quale sono note numerose e importanti applicazioni. Un sistema di ordine n , lineare e stazionario, può essere definito come segue:

$$\dot{\mathbf{x}}(t) = \mathbf{A}\mathbf{x}(t) + \mathbf{B}\mathbf{u}(t) \quad 2.13$$

Dove \mathbf{A} è la matrice dinamica del sistema ($2n \times 2n$), \mathbf{B} la matrice di ingresso ($2n \times r$), in un sistema lineare e stazionario tali matrici non dipendono dal tempo e i coefficienti costanti sono forniti dalle 2.9-2.10, $\mathbf{x}(t)$ è il vettore di stato $2n$ dimensionale, $\mathbf{u}(t)$ è il vettore r dimensionale di forze applicate. È importante sottolineare che in certi casi l'interesse risiede nelle equazioni linearizzate non in un

punto di equilibrio ma su una soluzione nota tempo-dipendente delle equazioni di stato. In questi casi la matrice \mathbf{A} dipende dal tempo, contrariamente alla matrice \mathbf{B} che rimane costante. L'Equazione 2.13 è derivata sulla base delle equazioni di Lagrange, risultante in un vettore di stato $2n$ -dimensionale, dove n è il numero di gradi di libertà del sistema. Come caso particolare della 2.13 può essere studiata la soluzione in assenza di forze impresse $\mathbf{u}(t)$, la precedente equazione si riduce alla forma:

$$\dot{\mathbf{x}}(t) = \mathbf{A}\mathbf{x}(t) \quad 2.14$$

La cui soluzione sarà del tipo:

$$\mathbf{x}(t) = e^{\lambda t}\mathbf{x} \quad 2.15$$

In cui λ è una grandezza scalare ed \mathbf{x} è il vettore $N = 2n$ dimensionale. Sostituendo la soluzione nell'equazione di partenza si ottiene il *problema agli autovalori*:

$$[\mathbf{A} - \lambda\mathbf{I}]\mathbf{x} = \mathbf{0} \quad 2.16$$

Analogamente l'equazione caratteristica può essere espressa nella forma $P(\lambda) = 0$, di grado $2n = N$ nell'incognita λ :

$$\det[\mathbf{A} - \lambda\mathbf{I}] = 0 \quad 2.17$$

Il polinomio caratteristico ha N radici che sono i valori caratteristici del sistema, o gli *autovalori* $\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_N$. le caratteristiche dinamiche del sistema linearizzato dipendono dagli autovalori, si distinguono i seguenti tre casi:

1. Tutti gli autovalori $\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_N$ sono immaginario puro, il sistema è *stabile*;
2. Gli autovalori $\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_N$ sono entrambi reali e negativi o sono complessi con parte reale negativa, o ogni combinazione delle precedenti, il sistema è *asintoticamente stabile*;
3. Uno degli autovalori $\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_N$ reale e positivo, o complesso con parte reale positiva, il sistema è *instabile*.

In un controllo di feedback, le forze di controllo dipendono dal comportamento del sistema. Tale comportamento può essere dedotto dalle misurazioni, in cui le quantità fisiche misurate sono note come output e indicate come $y_1(t), y_2(t), \dots, y_q(t)$, ne consegue la presenza di q output. Gli output sono relativi alle variabili di stato e agli input attraverso le equazioni di output scritte nella seguente forma:

$$y_k(t) = g_k(x_1(t), x_2(t), \dots, x_{2n}(t), u_1(t), u_2(t), \dots, u_r(t)) \quad k = 1, 2, \dots, q \quad 2.18$$

Che può essere analogamente espressa nella forma vettoriale:

$$\mathbf{y}(t) = \mathbf{g}(\mathbf{x}(t), \mathbf{u}(t)) \quad 2.19$$

Dove $\mathbf{y}(t)$ è il vettore di output q -dimensionale. In questo caso all'equazione del moto può essere associata l'equazione di osservabilità (o trasformazione d'uscita) le quali formano insieme un set di equazioni note come *equazioni dinamiche* del sistema:

$$\begin{cases} \dot{\mathbf{x}}(t) = \mathbf{a}(\mathbf{x}(t), \mathbf{u}(t)) \\ \mathbf{y}(t) = \mathbf{g}(\mathbf{x}(t), \mathbf{u}(t)) \end{cases} \quad 2.20$$

Le *Equazioni 2.20* descrivono un sistema dinamico il cui stato è caratterizzato da N variabili, soggetto a r ingressi e a q uscite. Le N equazioni differenziali di primo ordine sono le equazioni di stato: tali equazioni mettono in relazione l'ingresso $\mathbf{u}(t)$ con le variabili che descrivono la situazione interna del sistema e definiscono l'evoluzione dello stato $\mathbf{x}(t)$. Le q equazioni differenziali di primo ordine sono equazioni di uscita e consentono di determinare l'uscita $\mathbf{y}(t)$ in uno specifico istante di tempo sulla base della conoscenza della situazione interna del sistema e dell'ingresso allo stesso istante di tempo.

Spesso l'output dipende linearmente dallo stato ed esplicitamente dall'input, in questi casi la 2.19 può esprimersi nella forma:

$$\mathbf{y}(t) = \mathbf{C}\mathbf{x}(t) + \mathbf{D}\mathbf{u}(t) \quad 2.21$$

Dove \mathbf{C} è la matrice di uscita ($q \times 2n$) e \mathbf{D} la matrice del legame diretto ingresso-uscita ($q \times r$). Si possono dunque esplicitare le equazioni dinamiche del sistema nella forma:

$$\begin{cases} \dot{\mathbf{x}}(t) = \mathbf{A}\mathbf{x}(t) + \mathbf{B}\mathbf{u}(t) \\ \mathbf{y}(t) = \mathbf{C}\mathbf{x}(t) + \mathbf{D}\mathbf{u}(t) \end{cases} \quad 2.22$$

In generale \mathbf{C} e \mathbf{D} possono essere funzioni del tempo, ma più frequentemente sono matrici a coefficienti costanti. In un sistema lineare e stazionario tali matrici non dipendono dal tempo e di fatto l'ipotesi più restrittiva non è quella della tempo-invarianza, ma quella di linearità. Infatti, nella pratica, la maggior parte dei sistemi che si incontrano sono tempo-invarianti, ma è meno frequente il caso in cui l'ipotesi di linearità sia verificata.

Spesso accade che l'output non dipenda esplicitamente dall'input, ed in questi casi l'equazione di output si riduce alla forma:

$$\mathbf{y}(t) = \mathbf{C}\mathbf{x}(t) \quad 2.23$$

Il vantaggio di utilizzare una descrizione nello spazio degli stati è quello di poter operare delle trasformazioni di coordinate, (cambiamenti di variabili), che possono portare ad una semplificazione nella descrizione dinamica del sistema.

2.2 Problema inverso

Nell'ambito dell'ingegneria strutturale si è soliti identificare una struttura esclusivamente dalla conoscenza delle sue caratteristiche spaziali, ossia dalla distribuzione delle masse, dai legami costitutivi dei materiali, dalla geometria e dalle condizioni di vincolo, che ne determinano in maniera univoca (nel caso dell'analisi elastica lineare) il comportamento statico o dinamico sotto determinate azioni esterne o spostamenti imposti. Questo, in generale, avviene attraverso l'integrazione di un set di equazioni differenziali (ODEs) nel tempo, che impongono le condizioni di equilibrio statico o dinamico e la congruenza degli spostamenti, in un determinato numero N di variabili nodali.

Questa procedura non è l'unica via che porta all'identificazione del comportamento strutturale, la caratterizzazione spaziale deve essere completata con una caratterizzazione dinamica. Tale procedimento è basato sul modello spaziale, e mira alla soluzione del problema strutturale; sotto le ipotesi di cinematica linearizzata e comportamento del materiale elasto-viscoso, sono note le matrici che definiscono il comportamento del sistema strutturale discretizzato. Esso implica la determinazione delle matrici di massa \mathbf{M} , di rigidezza \mathbf{K} e di smorzamento \mathbf{C} , le equazioni del moto di un sistema strutturale possono così essere descritte da un sistema di N -ODEs:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{f}(t) \quad 2.24$$

Nell'Equazione 2.24 le grandezze \mathbf{u} , $\dot{\mathbf{u}}$ e $\ddot{\mathbf{u}}$ sono rispettivamente i vettori nodali relativi agli spostamenti, alle velocità e alle accelerazioni mentre $\mathbf{f}(t)$ è il vettore delle forze nodali esterne. Dall'equazione omogenea associata è possibile, risolvendo un problema agli autovalori, individuare le N frequenze proprie, gli smorzamenti e le N forme modali (modi di vibrare) del sistema. Questo insieme di parametri costituisce ciò che si definisce *modello modale*, che caratterizza una struttura dal punto di vista dinamico.

Un ulteriore passo è quello di derivare il cosiddetto *modello di risposta*, che individua il comportamento dinamico della struttura in termini di risposta dinamica (spostamenti, velocità o accelerazioni) per unità di forza esterna, nel dominio delle frequenze. Si ottiene così una funzione detta di risposta in frequenza *FRF*, $h_{ij}(\omega)$, ordinata in una matrice di dimensioni ($N \times N$), i cui

elementi costituiscono la risposta dinamica nel grado di libertà i -esimo sotto una forzante unitaria nel grado di libertà j -esimo. La FRF è una funzione appartenente al dominio dei numeri complessi e può essere rappresentata tenendo conto della parte reale e di quella immaginaria, (per approfondimenti si rimanda al § 2.2.2).

Il processo appena descritto, tipico della dinamica delle strutture, può tuttavia essere percorso a ritroso. È infatti possibile, partendo dal modello di risposta, giungere al modello spaziale, passando per quello modale. In particolare, il passaggio dal modello di risposta (output) al modello modale è definito identificazione dinamica e si conclude con la determinazione di un *modello parametrico*.

Un risultato di primo livello da raggiungere consiste solitamente nell'ottenimento di un modello modale, definito da un set di parametri modali quali frequenze naturali, coefficienti di smorzamento, forme modali e fattori di massa partecipante. Tale risultato, a differenti livelli di completezza, può essere impiegato in varie applicazioni tecniche. Un risultato di secondo livello consiste nella ricostruzione di un *modello fisico* o *spaziale*. Il passaggio dal modello modale a quello spaziale, porta quindi alla determinazione delle matrici definite sopra che governano il problema; questa pratica, affiancata all'analisi dinamica classica, operata attraverso modelli agli elementi finiti, può essere finalizzata anche alla calibrazione dei medesimi.

Una delle possibili applicazioni di identificazione del sistema è nei sistemi di controllo. Ad esempio, è la base per i moderni sistemi di controllo basati sui dati, in cui i concetti di identificazione del sistema sono integrati nella progettazione e gettano le basi per le prove di performance del sistema.

Durante il loro normale funzionamento le strutture generalmente vibrano. Lo studio della risposta dinamica è utile per la comprensione e la valutazione delle caratteristiche della struttura nelle diverse fasi della sua vita utile. Il problema inverso alla base dell'identificazione strutturale dinamica consta di quattro fasi:

- Individuazione di un modello di riferimento, in cui risultano definiti i parametri caratteristici del comportamento dinamico del sistema;
- Scelta delle grandezze fisiche da misurare, (solitamente accelerazioni), ed opportuna progettazione dell'ottimo collocamento dei sensori sulla base della scelta dei principali parametri modali da identificare;
- Scelta del tipo di eccitazione, al fine di semplificare la determinazione dei parametri caratteristici, (ultimamente sono sempre più diffusi test sotto rumore ambientale);
- Eccitazione della struttura (grandezze in ingresso) e registrazione della risposta strutturale (grandezze in uscita);
- Processo di elaborazione che, a partire dalla risposta sperimentale, consenta di ricavare i valori dei parametri attraverso l'implementazione di una formulazione matematica (modello matematico), interpretativa del legame tra dati in ingresso e in uscita e modello strutturale (identificazione in senso stretto).

Per riprodurre il comportamento di una struttura, e per predire la risposta dinamica della stessa sotto l'azione della generica eccitazione, occorre disporre di un modello matematico del sistema reale oggetto di studio. Tale modello, infatti, consente di descrivere il legame tra variabile di ingresso (sollecitazione) e variabile di uscita (spostamenti, velocità, accelerazioni, deformazioni ...). Un modello matematico dinamico in questo contesto è una descrizione matematica del comportamento dinamico di un sistema o processo nel dominio del tempo o della frequenza.

Per quando riguarda la scelta del tipo di eccitazione, è necessario introdurre qualche concetto riguardante le prove sperimentali. La sperimentazione comprende tre fasi:

1. Eccitazione della struttura;
2. Rilevazione delle grandezze fisiche;
3. Acquisizione e analisi dei dati.

Le caratteristiche geometriche e il peso della struttura determinano sia il tipo di eccitazione che il tipo di strumentazione di misura. L'eccitazione e la strumentazione condizionano la tecnica di analisi. Ogni ricerca sperimentale va progettata in modo che la risposta misurata contenga tutte le informazioni utili al raggiungimento degli obiettivi della sperimentazione.

L'eccitazione viene applicata alla struttura mediante opportune attrezzature capaci di generare forze, oppure imporre spostamenti, aventi un andamento prefissato nel tempo. Non sempre, però, l'eccitazione è di tipo *artificiale*. In alcuni casi viene impiegata l'eccitazione naturale o altrimenti denominata *ambientale*. A differenza dell'eccitazione artificiale, quella ambientale non richiede l'uso diretto dei macchinari per porre la struttura in oscillazione, ma sfrutta le forme di eccitazione prodotte dall'ambiente circostante l'opera.

Le sorgenti significative di eccitazione ambientale sono:

- Vento,
- Sisma,
- Microsisma,
- Traffico.

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

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

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

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

Gli eccitatori meccanici, elettrodinamici ed elettroidraulici si dicono eccitatori a contatto, o *fissi*, poiché sono collegati alla struttura durante tutte le operazioni di eccitazione, indipendentemente dal tipo di eccitazione generata. Altri dispositivi quali razzi, armi da fuoco, martelli, pendoli d'impatto prendono il nome di eccitatori *non fissi*.

Con riferimento alle modalità di generazione della forza dinamica, i generatori di vibrazione comprendono: eccitatori meccanici (vibroдина), eccitatori elettrodinamici, eccitatori elettroidraulici, eccitatori idraulici e martelli ad impatto. Gli eccitatori sono comandati da sistemi di controllo, che permettono di modulare nel tempo l'energia loro fornita sotto forma elettronica o idraulica.

In base alle caratteristiche della forza erogata, si possono avere i seguenti tipi di eccitazione:

- Eccitazione sinusoidale semplice,
- Eccitazione sinusoidale a frequenza lentamente variabile (Slow Sine Sweep),
- Eccitazione periodica,
- Eccitazione casuale (random),
- Eccitazione impulsiva (o in transitorio).

Nell'analisi sperimentale, le forzanti si applicano al sistema per ricavare le *funzioni sperimentali di risposta in frequenza*. Nel caso di eccitazione sinusoidale semplice, ad esempio, il sistema risulta sollecitato da una forzante armonica di ampiezza p_{0k} e frequenza assegnata Ω :

$$p_k = p_k(t) = p_{0k}e^{i\Omega t} \quad 2.25$$

Le grandezze fisiche di interesse riguardano principalmente gli spostamenti, le velocità, le accelerazioni, le deformazioni, le forze e le pressioni. La rilevazione delle suddette grandezze fisiche avviene, generalmente, sotto forma di tensione elettrica, mediante strumenti di misura, detti *trasduttori*, oppure *sensori*. Le caratteristiche principali degli strumenti di misura delle grandezze fisiche riguardano la sensibilità e la precisione, il campo di frequenza d'impiego, nonché il numero di canali di misura registrabili contemporaneamente. Le grandezze rilevate dai trasduttori fissati sulla struttura vengono trasmesse allo strumento di misura mediante collegamento elettrico.

Successivamente i segnali acquisiti vanno registrati per le ulteriori elaborazioni. La registrazione dei segnali provenienti dai trasduttori di misura delle grandezze relative all'eccitazione e alla risposta può essere diretta, ossia in *forma analogica*, oppure di tipo *digitale*. Per quanto concerne l'acquisizione in forma digitale, i segnali provenienti dai trasduttori vengono inviati all'unità di conversione analogico/digitale (A/D) e quindi immagazzinati, sotto forma di una sequenza di numeri, nella memoria del calcolatore. I convertitori A/D sono in grado di registrare una grande quantità di segnali anche utilizzando frequenze di campionamento molto alte (dell'ordine di 50 - 100 kHz).

I segnali acquisiti in ingresso e in uscita possono essere processati anche in maniera automatica ottenendo:

- Trasformate e anti trasformate di Fourier,
- Densità spettrale auto ed incrociata di potenza e di energia,
- Funzioni di trasferimento e di coerenza,
- Analisi statistiche.

Se la struttura del modello matematico è nota, ad esempio è nota l'equazione di equilibrio dinamico, ma sono incerti o incogniti i valori dei parametri stessi: $m_{11}, m_{12}, \dots, m_{NN}, k_{11}, k_{12}, \dots, k_{NN}$, le tecniche di identificazione dinamica consentono di stimare tali parametri. In assenza di smorzamento, la conoscenza dei parametri fisici definisce il modello spaziale.

Se si parte dal modello modale, il procedimento di identificazione tende a stimare le pulsazioni naturali e gli autovettori ossia i parametri modali del sistema.

$$\omega_1^2, \dots, \omega_N^2, \quad \psi_1, \dots, \psi_N$$

In altri termini, l'identificazione modale fornisce una stima delle matrici modale Ψ e spettrale Λ del sistema oggetto di studio. La stima delle caratteristiche incognite del modello spaziale, oppure del modello modale, avviene sulla base dei risultati di prove sperimentali.

Il principio su cui si basano le tecniche di identificazione è quello di rendere minimo il divario tra la risposta analitica del modello matematico (spaziale, modale o della risposta in frequenza) e la corrispondente risposta misurata del sistema reale sottoposto alla medesima eccitazione.

I metodi nel dominio del tempo e delle frequenze possono essere suddivisi in metodi diretti e metodi indiretti. I primi sono basati sulla determinazione del modello spaziale, cioè della matrice di equilibrio dinamico; da questa, risolvendo un autoproblema, è possibile risalire ai parametri modali. I secondi, invece, si basano sul modello modale, cioè sulla determinazione diretta dei parametri modali.

Un'altra distinzione tra i metodi di identificazione riguarda la quantità di modi che possono essere determinati. Nel caso in cui i modi siano molteplici, si ha una trattazione a più gradi di libertà (Multi Degree Of Freedom *MDOF*), mentre nel caso in cui si identifichi un unico modo, si ha una trattazione di un singolo grado di libertà (Single Degree Of Freedom *SDOF*).

Un'ulteriore distinzione dei metodi di identificazione dinamica riguarda il dominio in cui operano tali tecniche, si possono avere metodi che operano nel dominio delle frequenze e quelli che operano nel dominio del tempo.

2.2.1 Identificazione modale

Per descrivere la relazione tra le variabili di ingresso e di uscita è possibile utilizzare metodi basati sulla conoscenza del modello modale, ovvero sulla determinazione dei parametri modali del sistema ad N gdl: pulsazione naturale ω_i , coefficiente di smorzamento ξ_i e autovettore $\phi_i = [\phi_{1i}, \phi_{2i} \dots \phi_{Ni}]^T$ della forma modale i -esima ($i = 1, 2, \dots, N$). L'identificazione modale consiste dunque, nella determinazione attraverso la risoluzione del problema dinamico inverso, del modello strutturale a partire da dati di misurazione input-output ovvero nella determinazione di frequenze proprie, forme e smorzamenti modali di una struttura eccitata da una forzante, nota o meno, a partire dalla risposta dinamica, misurata attraverso opportuni dispositivi quali accelerometri o trasduttori di spostamento.

Secondo la Teoria dei Sistemi, esistono tre metodi per descrivere il legame tra le suddette variabili di ingresso e di uscita: il modello spaziale, le funzioni di trasferimento e il modello modale.

I tre modelli appena definiti sono detti *parametrici* o *white box*, poiché la conoscenza dei parametri di massa m_{ij} , di rigidità k_{ij} e di smorzamento c_{ij} , consente di definire la risposta $\mathbf{u}(t)$ corrispondente ad una assegnata sollecitazione $\mathbf{p} = \mathbf{p}(t)$.

Quando non si fa riferimento ad un modello matematico strutturato predefinito, ma si ricerca il legame funzionale tra le variabili di ingresso e di uscita, il modello si dice *a scatola nera* o *black box model*. In altre parole, nel modello black box le equazioni non sono definite a priori, poiché il comportamento della struttura è così complesso da non poter essere descritto con teorie strutturate. Tale modello strutturale è di tipo *non parametrico*.

Una soluzione intermedia tra le precedenti è la classe dei modelli *semi-parametrici* o *gray box*, nei quali è ipotizzata una conoscenza parziale dei principi fisici del modello strutturale, come esemplificato in *Figura 2.4*.

I modelli di più ampio utilizzo nell'ambito strutturale sono quelli parametrici.

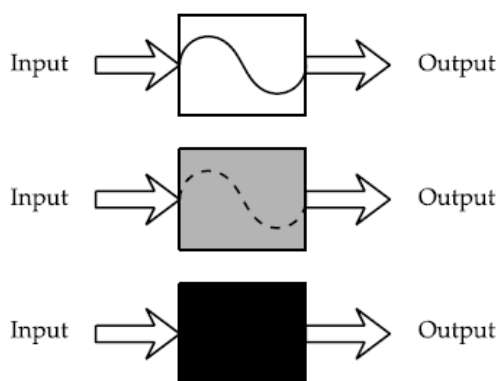


Figura 2.4: Classificazione dei modelli dall'alto in basso: parametrico, semi-parametrico, non parametrico.

È possibile svolgere un'analisi sulla base di un'unica FRF alla volta, cioè eccitando la struttura e misurandone la risposta su un unico punto della medesima; questa procedura è detta di tipo Single-Input-Single-Output, *SISO*. Esistono procedure per analizzare contemporaneamente più FRF, sotto l'eccitazione di un singolo punto della struttura, in questo caso si parla di metodi Single-Input-Multi-Output, *SIMO*. Ciononostante, i metodi più diffusi sono quelli che prevedono l'impiego di più punti di eccitazione del sistema e più punti di rilevazione della risposta simultaneamente, essi sono definiti come metodi Multi-Input-Multi-Output, *MIMO*. Più rari sono in metodi che prevedono

l'impiego di più sollecitazioni contemporanee, ma di un solo punto di rilevazione della risposta, e sono detti Multi-Input-Single-Output, *MISO*.

In altri termini, il caso MIMO può considerarsi il più generale, mentre gli altri tre delle degenerazioni in cui gli input e/o gli output si riducono a una grandezza singola. Alla categoria MIMO o MISO appartengono anche le tecniche note come *output-only*, nelle quali vengono effettuate delle registrazioni in uscita, senza applicare alcuna grandezza in ingresso, ma sfruttando le sole azioni ambientali.

2.2.2 Tecniche nel dominio delle frequenze

Il secondo metodo per descrivere la relazione tra le variabili di ingresso e di uscita è basato sulla conoscenza delle funzioni di trasferimento. Per un sistema a N gdl, il modello matematico delle funzioni di trasferimento è definito dalla matrice delle funzioni di trasferimento tale che $H_{ij} = H_{ji}$. Si definisce dunque, modello delle funzioni di trasferimento o modello della risposta in frequenza, un modello governato dalla relazione in *Equazione 2.26*:

$$\mathbf{u}(\omega) = \mathbf{H}(\omega)\mathbf{f}(\omega) \quad 2.26$$

Dove la matrice $\mathbf{H}(\omega)$ è la matrice delle funzioni di trasferimento. La generica componente H_{ij} è definita dal rapporto:

$$H_{ij}(\omega) = \frac{u_i(\omega)}{f_j(\omega)} \quad 2.27$$

In cui $u_i(\omega)$ è lo spostamento di un dato nodo i della struttura e $f_j(\omega)$ è la forzante applicata al nodo j che lo ha causato ($i, j = 1, \dots, N$). La funzione H_{ij} prende, più propriamente, il nome di *recettanza* o *funzione di trasferimento* o *funzione di risposta in frequenza* (Frequency Response Function *FRF*).

La matrice delle funzioni di trasferimento e le matrici di massa, smorzamento e rigidità del modello fisico sono correlate dalla seguente relazione:

$$\mathbf{H}(\omega) = (\mathbf{K} - \omega^2\mathbf{M} + i\omega\mathbf{C})^{-1} \quad 2.28$$

Spesso si utilizzano versioni alternative delle funzioni di trasferimento, in particolare in letteratura sono diffuse le definizioni riportate in *Tabella 2.2*; è importante ricordare che nota una di tali funzioni è immediato ricavare le altre.

In generale, i metodi nel dominio delle frequenze tendono a fornire i migliori risultati quando nei dati campionati è presente una vasta banda di frequenze o un ampio numero di modi oscillatori. Negli algoritmi nel dominio del tempo si hanno unicamente metodi MDOF, mentre nel dominio delle frequenze sono possibili entrambe le procedure.

Tabella 2.2: Definizioni delle funzioni di trasferimento.

<i>FRF</i>	<i>Definizione</i>	<i>Relazione</i>
Recettanza (compliance, dynamic flexibility, receptance)	Spostamento / Forza	$\mathbf{H}(\omega)$
Mobilità (mobility)	Velocità / Forza	$i\omega\mathbf{H}(\omega)$
Inertanza (accelerance, inertance)	Accelerazione / Forza	$-\omega^2 \mathbf{H}(\omega)$
Rigidità dinamica (dynamic stiffness)	Forza / Spostamento	$\mathbf{H}(\omega)^{-1}$
Impedenza meccanica (mechanical impedance)	Forza / Velocità	$\frac{1}{i\omega}\mathbf{H}(\omega)^{-1}$
Massa apparente (apparent mass)	Forza / Accelerazione	$\frac{1}{-\omega^2}\mathbf{H}(\omega)^{-1}$

2.2.3 Tecniche nel dominio del tempo

I metodi che operano numericamente nel dominio temporale portano a risultati più accurati quando il range di frequenze di interesse è limitato e il numero di modi da identificare è modesto. Tuttavia, i metodi nel dominio del tempo hanno il grande svantaggio di essere in grado di individuare solamente i modi che insistono all'interno del range di frequenze fissato a priori, e non tengono minimamente in conto gli effetti dovuti ai modi esterni a tale range. Per l'approfondimento di tali metodi si rimanda ai capitoli successivi (§§ 2.2.4-2.2.5).

2.2.4 Analisi modale sperimentale EMA e analisi modale operativa OMA

Con l'espressione identificazione dinamica di una struttura, dunque, si intendono tutte quelle tecniche, sia analitiche che sperimentali, che consentono di individuare la risposta dinamica della struttura stessa, ovvero le frequenze proprie, i relativi modi di vibrazione e i coefficienti di smorzamento. Due sono i possibili approcci che ne permettono la conoscenza:

- approccio analitico: partendo dalla conoscenza della geometria della struttura, delle condizioni al contorno e delle caratteristiche dei materiali, la distribuzione di massa, rigidità e smorzamento della struttura è espressa tramite matrici di massa, rigidità e smorzamento; da qui è possibile, risolvendo un problema agli autovalori, pervenire alla determinazione dei parametri modali del sistema (frequenze naturali, fattori di smorzamento e forme modali);
- approccio sperimentale: partendo dalla misura dell'input dinamico sulla struttura e della risposta strutturale, si calcolano le funzioni di risposta in frequenza e si stimano, a partire da esse, i parametri dinamici della struttura.

La teoria dell'analisi modale sperimentale è basata sulle seguenti ipotesi fondamentali:

- (i) Linearità: il comportamento dinamico della struttura è lineare, per cui la risposta a una certa combinazione di ingressi al sistema è uguale alla medesima combinazione delle rispettive risposte, ossia è applicabile il principio di sovrapposizione degli effetti;
- (ii) Stazionarietà: le caratteristiche dinamiche della struttura non cambiano nel tempo; pertanto, i coefficienti delle equazioni differenziali che reggono il problema sono costanti rispetto al tempo;
- (iii) Osservabilità: i dati necessari a determinare le caratteristiche dinamiche di interesse devono poter essere misurati (di qui la necessità di scegliere in maniera oculata i punti di misura, evitando di disporre gli strumenti di misura in quei punti, detti "nodi modali", in cui l'osservabilità dei modi è nulla).

L'analisi modale sperimentale si divide in due grandi categorie:

1. Analisi Modale Sperimentale, (Experimental Modal Analysis *EMA*),
2. Analisi Modale Operativa, (Operational Modal Analysis *OMA*).

L'EMA, attraverso la misura degli ingressi agenti sul sistema in analisi e dei segnali di risposta in uscita dallo stesso sistema, permette di calcolarne le funzioni di risposta in frequenza FRF. Per tale ragione è anche denominata "input-output modal analysis". Note le FRF, è possibile estrarre i cosiddetti parametri modali, cioè l'insieme delle informazioni che caratterizzano la risposta dinamica del sistema, le frequenze proprie, i coefficienti di smorzamento, i vettori modali e i coefficienti di partecipazione modale. Tra le tecniche EMA più diffuse nel dominio delle frequenze vi sono il Peak Peaking e il Circle Fit, mentre nel dominio del tempo, l'Ibrahim Time Domain e l'Eigensystem Realization Algorithm (*ERA*), quest'ultimo consta in un algoritmo che porta alla stima delle matrici del sistema dinamico (realizzazione), nella formulazione di stato, e quindi dei parametri modali dalla soluzione dell'autoproblema correlato [42].

L'analisi EMA ha compiuto notevoli progressi negli ultimi tre decenni, tuttavia essa possiede alcune limitazioni. La tradizionale EMA è normalmente condotta in ambiente di laboratorio.

Tuttavia, in molte applicazioni industriali la condizione di funzionamento reale può differire significativamente da quella applicata nei test di laboratorio. Sorge quindi una problematica legata alle corrette condizioni al contorno da applicare al modello in scala.

La metodologia dell'analisi OMA è la più recente tra le due tecniche e a differenza di quella modale classica che presuppone una fonte di eccitazione nota, sia essa impulsiva, periodica o randomica, muove a partire esclusivamente dal rumore ambientale. Questa tipologia di indagine dinamica, chiamata anche analisi modale operativa, trova ormai applicazione non solo nei casi in cui risulti impegnativo ed economicamente oneroso eccitare dinamicamente strutture massive, quali ponti ed edifici, (con i mezzi tradizionali dell'analisi modale classica), ma praticamente in tutti i casi tipici dell'ingegneria civile.

A differenza dell'analisi modale classica, dove si impone una sollecitazione nota al manufatto, che può essere modulabile, con vibrodina o impulsiva e se ne misura la risposta, (analisi modale input-output), e dove l'analisi consiste nel determinare le funzioni di risposta in frequenza tra la risposta della struttura e la sollecitazione in ingresso, l'analisi modale operativa viene utilizzata invece nei casi in cui l'eccitazione cui è sottoposta la struttura non è nota, poiché non misurata o ritenuto irrilevante misurarla. È quest'ultimo il caso in cui essa è di tipo casuale, quale è ad esempio il rumore di fondo di tipo vibrazionale nel quale la struttura stessa è immersa a causa della sua collocazione rispetto a sorgenti artificiali e/o naturali di vibrazione (i.e. traffico, impianti industriali, vento, micro-tremore sismico).

L'Analisi Modale Operazionale è dunque una tecnica di indagine che sfrutta l'eccitazione prodotta dall'ambiente circostante la struttura in analisi e consente di determinare le proprietà dinamiche della struttura nel caso di eccitazione ambientale, la quale viene assimilata ad un rumore bianco. Tale assunzione è in generale tanto più vera quanto maggiore è il periodo della misurazione: mediando infatti nel dominio delle frequenze un numero di storie temporali sufficientemente elevato, lo spettro dell'eccitazione tende ad assumere valore costante. I diversi metodi sviluppati per l'analisi operativa lavorano, quindi, sfruttando i soli dati di output. In tal caso si può evitare il ricorso ad attrezzature particolari che eccitino direttamente la struttura.

La sorgente d'eccitazione non viene misurata ma assimilata al rumore bianco per tanto si conoscono a priori alcune sue caratteristiche spettrali, che derivano dalla sua natura stocastica la cui proprietà è quella di avere uno spettro in frequenza costante. È quindi sufficiente disporre dei soli dati relativi alla risposta della struttura da cui, con opportuni algoritmi di estrazione modale (analisi del tipo output-only) è possibile determinarne le caratteristiche dinamiche.

I principali vantaggi dell'analisi modale operativa sono, in estrema sintesi: velocità ed economia nell'esecuzione dei test sperimentali, la semplicità nella fase di esecuzione della prova, la possibile caratterizzazione dinamica della struttura o di sue parti nelle condizioni maggiormente simili a quelle di reale funzionamento, la possibilità di individuare forme modali ravvicinate tra loro o ripetute, la possibilità d'utilizzo per il monitoraggio strutturale e per la localizzazione del danno in quanto l'eccitazione ambientale è continua e permanente e ciò consente la realizzazione del monitoraggio in continuo della struttura.

Tuttavia, esistono alcune problematiche legate a questo tipo di analisi, come la necessità di impiego di attrezzature molto sensibili per poter apprezzare la risposta, vista l'entità ridotta delle sollecitazioni, e la conseguente attenzione nell'elaborazione dei dati, in quanto si è in possesso dei soli dati di output. Inoltre, si presuppone che il segnale di ingresso sia un rumore bianco. Una violazione di questa ipotesi (i.e. picchi a banda stretta nello spettro di ingresso), restituirà picchi aggiuntivi nelle risposte che non sono indicativi di modi strutturali. In alcuni casi, il livello globale di eccitazione ambientale può essere piuttosto basso. Se a questo problema si aggiunge una limitata quantità di dati disponibili (quindi i dati non vengono mediati per tempi sufficientemente lunghi) i risultati saranno affetti da rumore ed i parametri modali restituiti dall'analisi incerti. Al contrario, nella prova con forzante artificiale si ha il vantaggio di controllare il livello di forzamento e quindi

l'energia in ingresso nella struttura. Questo permette, nel caso in cui il forzamento sia correttamente progettato, di non incorrere nel problema descritto.

L'OMA consiste nell'estrazione dei parametri modali delle funzioni di Densità Spettrale di Potenza (Power Spectral Density *PSD*), degli output del sistema in esame. Il vantaggio di tale tecnica risiede nel non necessitare della misura delle forzanti. Di contro è necessario assumere che: gli ingressi abbiano *PSD* quasi piatta e tali ingressi siano incorrelati tra loro.

La tecnica OMA è molto impiegata in applicazioni civili dove, data la natura a spettro quasi piatto di molte eccitazioni ambientali, le assunzioni necessarie alla corretta stima modale non vengono violate.

È possibile distinguere nell'ambito dell'analisi OMA procedure di tipo parametrico e procedure di tipo non-parametrico. Le prime stimano i parametri modali da un modello parametrico, estrapolato a sua volta dai risultati del segnale processato attraverso un procedimento di fitting. I secondi invece derivano i parametri modali direttamente dai dati processati. I modelli parametrici modali sono i più diffusi. Le due tecniche classiche d'identificazione OMA sono la Frequency Domain Decomposition *FDD*, nel dominio delle frequenze e la Stochastic Subspace Identification *SSI*, nel dominio del tempo. L'*SSI* tramite la soluzione del problema in termini di matrici di stato, porta a una stima diretta delle medesime, per poi risalire ai modi di vibrare in maniera analitica.

2.2.5 Identificazione OMA basata su misura della sola risposta

Quando si eseguono test sperimentali per la misura delle vibrazioni su strutture dell'ingegneria civile, risulta poco pratico e costoso utilizzare un'eccitazione artificiale. L'eccitazione ambientale, al contrario, è sempre disponibile ma introduce nuove sfide. L'eccitazione ambientale rimane di fatto sconosciuta e non misurabile, gli algoritmi di identificazione del sistema devono gestire per tanto solo le misure in output. Ad esempio, è possibile utilizzare algoritmi di realizzazione: originariamente formulati per le risposte all'impulso furono poi facilmente estesi alla produzione di covarianze. Più recentemente sono stati sviluppati algoritmi di tipo Data-Driven *SSI* che evitano il calcolo delle covarianze dell'output. L'elemento chiave di tali algoritmi è la proiezione dello spazio delle righe degli output futuri nello spazio delle righe degli output passati. La *SSI* consente, dunque, l'identificazione modale di una struttura attraverso le proprietà di alcuni modelli stocastici nello spazio di stato, costruiti per riprodurre il suo responso sperimentale, caratterizzato innanzi tutto da un ordine n , ovvero l'ordine del modello (equivalente alla dimensione del sottospazio), che meglio approssima tale risposta sperimentale.

2.2.5.1 Rappresentazione dei modelli stocastici nello spazio di stato

Nella formulazione tempo-discreta il modello stocastico nello spazio di stato è governato dal seguente sistema di equazioni [43,44]:

$$\begin{cases} \mathbf{x}_{k+1} = \mathbf{A}\mathbf{x}_k + \mathbf{B}\mathbf{u}_k + \mathbf{w}_k, \\ \mathbf{y}_k = \mathbf{C}\mathbf{x}_k + \mathbf{D}\mathbf{u}_k + \mathbf{v}_k, \end{cases} \quad 2.29$$

in cui \mathbf{A} e \mathbf{C} sono le matrici incognite discrete rispettivamente di stato e di output, \mathbf{x}_k e \mathbf{x}_{k+1} sono i vettori di stato negli istanti t e $t+1$, \mathbf{y}_k il vettore di output, \mathbf{B} è la matrice di input, \mathbf{u}_k è la forzante che eccita il sistema. I due termini addizionali, \mathbf{w}_k e \mathbf{v}_k , descrivono rispettivamente la misura dei disturbi e la misura del rumore. I due termini \mathbf{w}_k e \mathbf{v}_k , si assumono come processi stocastici Gaussiani non-correlati e a media nulla con matrici di covarianza espresse secondo quanto segue:

$$\mathbb{E} \left[\begin{pmatrix} \mathbf{w}_p \\ \mathbf{v}_p \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{w}_q^T & \mathbf{v}_q^T \end{pmatrix} \right] = \begin{pmatrix} \mathbf{Q} & \mathbf{S} \\ \mathbf{S}^T & \mathbf{R} \end{pmatrix} \delta_{pq} \quad 2.30$$

In cui \mathbb{E} è l'operatore di valore atteso e δ_{pq} è il delta di Kronecker.

Le informazioni vibrazionali disponibili per una struttura oggetto di monitoraggio della salute strutturale sono generalmente le risposte strutturali registrate in condizioni operative, per tanto gli

input operativi, essendo sconosciuti sono non misurabili. A causa della mancanza di tali dati risulta impossibile distinguere l'input di tipo deterministico u_k dai termini di rumore w_k e v_k dell'Equazione 2.29, per tanto tale contributo scompare. L'ingresso è ora implicitamente modellato dai termini di rumore w_k e v_k . Tuttavia, l'ipotesi di rumore bianco di questi due termini non può essere omessa, come conseguenza se tale ipotesi venisse violata, (i.e. quando l'input contiene alcune componenti in frequenza dominanti in aggiunta al rumore bianco), le componenti in frequenza addizionali non potrebbero essere separate dalle autofrequenze del sistema e apparirebbero come poli della matrice di stato A .

Un primo approccio per l'estrazione dei parametri di interesse consiste nell'identificare le proprietà modali della struttura utilizzando solo misure dei segnali in output, quindi il sistema 2.29 può esprimersi nella corrispondente forma depurata degli input di tipo deterministico u_k , Equazione 2.31:

$$\begin{cases} x_{k+1} = Ax_k + w_k, \\ y_k = Cx_k + v_k, \end{cases} \quad 2.31$$

L'Equazione 2.31 costituisce la base per l'identificazione strutturale nel dominio del tempo mediante misurazione di vibrazioni in condizioni operative. Il metodo SSI identifica le matrici nello spazio di stato utilizzando misure output-only e robuste tecniche numeriche. Le grandezze w_k e v_k sono a media nulla, $\mathbb{E}[w_k] = 0$, $\mathbb{E}[v_k] = 0$, e la matrice delle covarianze è data dall'Equazione 2.30. Si presume inoltre che il processo stocastico sia stazionario e a media nulla, $\mathbb{E}[x_k x_k^T] = \Sigma$, $\mathbb{E}[x_k] = 0$, dove la matrice di stato delle covarianze Σ è indipendente dal tempo k . w_k e v_k sono indipendenti dallo stato attuale $\mathbb{E}[x_k w_k^T] = 0$, $\mathbb{E}[x_k v_k^T] = 0$.

Il primo passo del metodo è la costruzione della matrice Hankel: le misure di output vengono raggruppate in una matrice di Hankel a blocchi con $2i$ -righe e j -colonne. Il primo blocco i rappresenta il passato, mentre il successivo blocco i rappresenta il futuro. Per il futuro, tutti gli i -sensori vengono mantenuti (il numero di righe è uguale a li) mentre per il passato vengono presi in considerazione solo gli r -sensori (il numero di righe è uguale a ri). La matrice \mathbf{H} di Hankel ha dimensioni $(l+r)i \times j$ ed ha la seguente espressione riportata in Equazione 2.32:

$$\mathbf{H} = \frac{1}{\sqrt{j}} \begin{bmatrix} y_0 & y_1 & \dots & y_{j-1} \\ y_1 & y_2 & \dots & y_j \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ y_{i-1} & y_i & \dots & y_{i+j-1} \\ y_i & y_{i+1} & y_{i+2} & y_{i+j-1} \\ y_{i+1} & y_{i+2} & \dots & y_{i+j} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ y_{2i-1} & y_{2i} & \dots & y_{2i+j-1} \end{bmatrix} = \begin{pmatrix} Y_P \\ Y_f \end{pmatrix} \quad 2.32$$

Il secondo passo è la fattorizzazione LQ della matrice di Hankel:

$$\mathbf{H} = \begin{pmatrix} Y_P \\ Y_f \end{pmatrix} = \mathbf{LQ}^T \quad 2.33$$

Dove $\mathbf{Q} \in \mathbb{R} (l+r)i \times j$ è una matrice ortonormale ($\mathbf{QQ}^T = \mathbf{I}$) e $\mathbf{L} \in \mathbb{R} (l+r)i \times (l+r)i$ è una matrice triangolare inferiore. La fattorizzazione LQ si esprime come segue:

$$\mathbf{H} = \begin{pmatrix} Y_P \\ Y_f \end{pmatrix} \begin{pmatrix} L_{11} & 0 & 0 & 0 \\ L_{21} & L_{22} & 0 & 0 \\ L_{31} & L_{32} & L_{33} & 0 \\ L_{41} & L_{42} & L_{43} & L_{44} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} Q_1^T \\ Q_2^T \\ Q_3^T \\ Q_4^T \end{pmatrix} \quad 2.34$$

Successivamente viene eseguita la decomposizione a valori singolari:

$$\begin{pmatrix} L_{21} \\ L_{31} \\ L_{41} \end{pmatrix} = USV^T = (U_1 \quad U_2) \begin{pmatrix} S_1 & 0 \\ 0 & S_2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} V_1 \\ V_2 \end{pmatrix} \quad 2.35$$

Nell'Equazione 2.35 S_1 contiene i primi n valori singolari, n è l'ordine del modello scelto. L'ultimo passo è l'estrazione delle matrici di stato \mathbf{A} e \mathbf{C} e la valutazione delle frequenze del sistema:

$$O_i = U_1 S_1^{1/2} \quad 2.36$$

$$\begin{pmatrix} \mathbf{A} \\ \mathbf{C} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} O_{i-1}^\dagger (L_{41} \quad L_{42} \quad 0) \\ \begin{pmatrix} L_{21} & L_{22} & 0 \\ L_{31} & L_{32} & L_{33} \end{pmatrix} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} O_{i-1}^\dagger \begin{pmatrix} L_{21} & 0 & 0 \\ L_{31} & 0 & 0 \\ L_{41} & 0 & 0 \end{pmatrix} \end{pmatrix}^\dagger = \mathcal{T}_1 \mathcal{T}_r^\dagger \quad 2.37$$

Nella 2.37 l'apice \dagger indica la pseudo-inversa di una matrice, O_i è la matrice di osservabilità e O_{i-1} si ottiene rimuovendo le ultime l righe da O_i . Utilizzando le matrici \mathbf{A} e \mathbf{C} , è possibile calcolare le proprietà modali della struttura. Le frequenze modali identificate possono essere rappresentate simultaneamente nei diagrammi di stabilità.

L'importanza di tale formulazione sta nell'idea che è possibile estrarre parametri modali da sistemi eccitati da forze sconosciute.

3 MONITORAGGIO STRUTTURALE E IDENTIFICAZIONE DEL DANNO

L'osservazione della risposta delle strutture nel tempo e la valutazione delle condizioni di materiali e sistemi nel campo delle infrastrutture hanno normalmente un ruolo assai importante nel garantire condizioni di servizio compatibili con gli standard di sicurezza indicati dalle norme tecniche di settore. Spesso tali attività sono ricomprese nella generale e talvolta generica categoria del monitoraggio, sebbene i recenti progressi della tecnologia abbiano superato tale paradigma operativo a favore di soluzioni capaci di mettere a disposizione di gestori e responsabili della manutenzione grandi quantità di misure di parametri fisici e meccanici in tempo sostanzialmente reale. In particolare, il monitoraggio strutturale basato sulle vibrazioni sta conoscendo una rapida diffusione a livello internazionale anche grazie agli avanzamenti tecnologici della sensoristica e dell'ICT. Il monitoraggio basato sulle vibrazioni consiste nella registrazione protratta nel tempo della risposta strutturale in termini di accelerazioni e dei parametri fisici che possono influenzarla, efficacemente elaborati per fornire grandezze globali rappresentative di uno stato di funzionamento della struttura.

In altri termini, si tratta, di realizzare un'osservazione sperimentale in continuo delle grandezze di interesse e accoppiarla a procedure di elaborazione automatica dei dati misurati al fine di estrarre indicatori dello stato di salute della struttura capaci di segnalare in maniera tempestiva e in remoto l'insorgenza di fenomeni di danno e/o degrado. La struttura monitorata diventa così "intelligente", ossia in grado di fornire un'autodiagnosi del proprio stato di salute.

L'implementazione di procedure avanzate di monitoraggio strutturale per l'identificazione del danno offre numerosi vantaggi nell'ambito della gestione e della manutenzione del patrimonio strutturale e infrastrutturale, tra cui:

- l'oggettivazione del processo di manutenzione strutturale in conformità con le prescrizioni delle NTC: l'osservazione in tempo reale della risposta strutturale e dell'evoluzione di eventuali fenomeni di degrado o danno è funzionale alla definizione di interventi tempestivi e mirati;
- il passaggio dalla manutenzione programmata (effettuata con cadenza regolare, indipendentemente dall'effettivo stato di salute della struttura) a quella proattiva, basata sulle effettive condizioni della struttura;
- il monitoraggio strutturale consente di ridurre i costi di ispezione e ottimizzare le strategie di gestione finalizzate a garantire la durabilità dell'opera;
- la valutazione della risposta strutturale ai carichi dinamici e ciclici a cui l'opera è assoggettata e l'approfondimento delle conoscenze sul comportamento dinamico della costruzione stessa finalizzato, ad esempio, a identificare le cause di problematiche operative (ad esempio, eccessive vibrazioni) o a valutare l'efficacia di interventi strutturali;
- la protezione sismica, grazie alla possibilità di valutare in remoto lo stato post-evento della struttura e supportare, sulla base delle informazioni raccolte, la gestione dell'emergenza: questo aspetto è di particolare rilevanza nel caso di strutture strategiche.

Un problema di grande interesse in ambito inverso è l'identificazione delle modifiche nei parametri strutturali, in particolar modo quelle che implicano un danneggiamento strutturale, ovvero una modifica nello stato di salute dell'opera. I cambiamenti fisici in termini di massa, rigidità o smorzamento alterano certamente il comportamento dinamico del sistema.

3.1 Identificazione del danno in strutture reticolari in acciaio

Il monitoraggio delle principali caratteristiche di un ponte quali le accelerazioni, gli spostamenti o le frequenze naturali, può evidenziare comportamenti inaspettati anche senza l'ausilio e lo sviluppo di un metodo matematico in grado di analizzare tali caratteristiche. Infatti, lo stato di salute del ponte può essere monitorato semplicemente definendo un indice di danno, ad esempio basato sulla variazione degli spostamenti (o delle frequenze naturali, dell'accelerazione, ecc.) e monitorando la sua variazione nel tempo. Lo stato di salute del ponte può essere valutato anche monitorando l'evoluzione dei parametri modali nel tempo. In particolare, esistono metodi di rilevamento dei danni multi-obiettivo che utilizzano le frequenze naturali e le forme modali della struttura, ottenute manipolando i dati di accelerazione del ponte, recuperati da reti di sensori wireless (Wireless Sensor Network WSN).

I parametri di interesse possono essere ricavati a partire dalla risposta sperimentale, in accelerazione ad esempio, che viene usata come input e analizzata mediante trasformata di Fourier. Le frequenze naturali sono stimate cercando il picco nella densità spettrale del segnale, infine vengono determinate le forme modali.

Altri metodi si basano su un indice di danno definito considerando frequenze naturali e smorzamento, oppure, attraverso un metodo di identificazione modale automatizzato eseguito utilizzando la decomposizione del dominio delle frequenze. È da precisare, per contro, che le caratteristiche modali del ponte mostrano elevata dipendenza nei confronti di incertezze legate alle condizioni operative come fattori ambientali e di carico, la presenza e la misurazione del rumore e la precisione della misurazione stessa. Queste variabili interferiscono con i risultati dell'identificazione del danno e talvolta nascondono le variazioni degli indicatori di danno dovuti realmente alla presenza di danneggiamento nella struttura. Ancora più importante, i parametri modali estratti dai dati misurati dai sensori sono di tipo globale e non forniscono informazioni sulla localizzazione del danno. Per tanto la validazione sperimentale di tali procedure ne ha evidenziato i limiti in termini di localizzazione e, soprattutto, quantificazione del danno.

Attualmente sono presenti numerose metodologie di indagine visiva e strumentale di tipo non distruttivo, (per l'approfondimento di prove non distruttive si rimanda al § 7.3), come i metodi a ultrasuoni, radiografici, raggi X, metodi basati sulle correnti parassite di Foucault o correnti Eddy (Eddy Current Testing *ECT*). Tutte queste metodologie sono di tipo "locale" e richiedono sia la vicinanza che la conoscenza a priori della porzione danneggiata, oltre a richiedere che la zona d'indagine sia facilmente raggiungibile. La necessità di analizzare strutture complesse e l'impossibilità di conoscere a priori le zone d'indagine, ha richiesto lo sviluppo di metodologie di tipo "globale", basate sull'analisi della variazione delle caratteristiche dinamiche della struttura.

3.1.1 Metodi nell'errore tra modello e misura (*Model-Driven*)

Tra i metodi di tipo globale rivestono grande importanza quelli basati su aggiornamento di modelli agli EF, tali metodi mirano a valutare lo stato di salute del ponte confrontando i parametri di un modello matematico che rappresenta il ponte monitorato, con le risposte misurate dai sensori al vero. I modelli agli EF sono utilizzati per analizzare e prevedere il comportamento del ponte in diverse condizioni ambientali a causa della loro capacità computazionale e di modellazione. I dati sperimentali acquisiti (come l'accelerazione, le frequenze naturali, le forme modali e gli spostamenti), forniscono informazioni complete sul comportamento globale e locale del ponte e, quindi, sulle caratteristiche del modello agli EF iniziale (sia geometrico che fisico) e le sue condizioni al contorno possono essere aggiornate. In questo modo, le risposte del ponte ottenute con la modellazione agli EF vengono spinte per essere il più possibile simili alle reali misurazioni delle risposte del ponte, all'aumentare dell'accuratezza del modello le incertezze si riducono. Le strategie di aggiornamento del modello possono simulare il comportamento del ponte considerando diversi meccanismi di degrado attesi, tuttavia, è necessario un processo dispendioso in termini di

tempo per sviluppare accuratamente il modello. Di conseguenza, tali metodi non sono adatti per un monitoraggio continuo.

Sul modello aggiornato al tempo di riferimento (modello non danneggiato), è infine possibile, tramite confronto con il comportamento reale (allo stato attuale/danneggiato), effettuare una identificazione del danno presente attraverso la minimizzazione di una funzione obiettivo. In base alla strategia utilizzata è possibile minimizzare differenti funzioni obiettivo: funzioni relative alle frequenze naturali, ovvero differenze tra frequenze ottenute da modello agli EF aggiornato e frequenze misurate al vero, funzioni relative alla consistenza dei vettori modali MAC, funzioni relative alla flessibilità, combinazioni delle precedenti.

3.1.1.1 Definizione generale della funzione obiettivo

Nel problema di ottimizzazione, riveste particolare importanza la definizione della funzione da minimizzare; la sensibilità della soluzione alle variazioni delle variabili da identificare dipende in modo fondamentale dalla definizione della funzione obiettivo. Inoltre, diverse definizioni della funzione obiettivo condizionano il processo di ottimizzazione, rendendo più o meno regolare la funzione stessa e accentuando o meno zone con bassa sensitività ai parametri ricercati, in questo caso i parametri di danno. In letteratura tale problema ha rivestito grande importanza [45]. Nella metodologia standard, la funzione obiettivo è definita banalmente scrivendo un problema ai minimi quadrati.

Nella procedura ai minimi quadrati pesati, la diversa natura dei termini che possono comporre l'espressione da minimizzare, è pre-moltiplicata per un fattore peso, per tener conto dell'importanza del termine stesso in funzione dell'accuratezza della sua misurazione.

3.1.1.2 Funzione obiettivo basata sulle frequenze naturali

Il problema inverso alla base dell'identificazione del danno può essere affrontato confrontando la risposta dinamica ottenuta dal modello numerico, in cui vengono introdotti i parametri di danno (definiti dal vettore dei parametri di danno $\boldsymbol{\theta}$), con quella misurata sperimentalmente e ottenuta dall'elaborazione dei segnali. Poiché i gradi di libertà misurati sono solitamente in numero molto inferiore a quelli del modello numerico, è necessario espandere il vettore contenente le quantità misurate o, al contrario, effettuare una condensazione del modello in modo da confrontare quantità omogenee e non avere problemi di mal condizionamento.

Verranno quindi presi in considerazione solo un numero ottimale di modi per ottenere una soluzione unica nel problema di ottimizzazione [46,47] e tale numero dipende da vari fattori tra cui l'entità e il posizionamento del danneggiamento, la geometria della struttura. La funzione obiettivo definisce dunque l'errore tra i dati di vibrazione ottenuti da modello analitico e i test sperimentali. La funzione obiettivo basata sulle sole frequenze è definita come segue:

$$\mathcal{L}(\boldsymbol{\theta}) = \sum_{i=1}^k \left| \frac{\omega_{d,i}^{EX} - \omega_{d,i}^{NM}(\boldsymbol{\theta})}{\omega_{u,i}^{EX}} \right|^2 \quad 3.1$$

dove $\omega_{d,i}^{EX}$ e $\omega_{d,i}^{NM}(\boldsymbol{\theta})$ sono rispettivamente l'i-esima frequenza sperimentale e numerica dello stato danneggiato, mentre il termine a denominatore $\omega_{u,i}^{EX}$ rappresenta la corrispondente frequenza nello stato integro. Pertanto, una stima ottimale del danno sarà data dalla combinazione di parametri di danno $\bar{\boldsymbol{\theta}}$ che minimizza la funzione obiettivo.

3.1.1.3 Funzione obiettivo basata sulle forme modali

Questo secondo approccio utilizza i parametri modali sintetici della struttura, quali le deformate modali. Il principale svantaggio di tale metodologia risiede nel fatto che le inaccuratze introdotte nell'estrazione dei parametri modali, sia numerici che sperimentali, introducono errori nella determinazione dei parametri meccanici da identificare. Prima di confrontare le caratteristiche modali ottenute numericamente e sperimentalmente, occorre uno studio preliminare che permette

di confrontare i medesimi modi. Riordinare le frequenze proprie in ordine ascendente, come si vedrà più avanti, non è sufficiente in quanto può accadere che, per effetto di errori di natura sperimentale o del modello numerico, sia invertito l'ordine di modi con frequenze proprie vicine o addirittura alcune frequenze non siano state identificate. Il criterio di fiducia modale, Modal Assurance Criterion *MAC* [48], permette di valutare la correlazione che esiste tra le varie deformate modali. È da sottolineare che tale indice permette solo di stabilire se vi è correlazione o no tra il modo vibrare *i*-esimo di una struttura reale con il *j*-esimo di un modello numerico, ma non per quali gradi di libertà della struttura ciò avvenga. Chiamando *X* il modello sperimentale ed *Y* il modello numerico, è possibile definire le matrici modali Ψ_X e Ψ_Y come segue:

$$\begin{aligned} [\Psi_X] &= \left[\begin{array}{cccc} (\underline{\phi}_X)_1 & (\underline{\phi}_X)_2 & \dots & (\underline{\phi}_X)_j & (\underline{\phi}_X)_{nm} \end{array} \right] \\ [\Psi_Y] &= \left[\begin{array}{cccc} (\underline{\phi}_Y)_1 & (\underline{\phi}_Y)_2 & \dots & (\underline{\phi}_Y)_j & (\underline{\phi}_Y)_{nm} \end{array} \right] \end{aligned} \quad 3.2$$

Nella 3.2 le matrici modali Ψ_X e Ψ_Y sono ottenute affiancando per colonne i vettori $(\underline{\phi}_X)_j$ e $(\underline{\phi}_Y)_j$. Questi vettori corrispondono agli autovettori associati alla *j*-esima forma modale rispettivamente per il caso sperimentale e per quello numerico. Si specifica che questi saranno sempre normalizzati. A questo punto è possibile definire in forma vettoriale il *MAC* secondo l'Equazione 3.3:

$$\text{MAC}(X, Y) = \frac{|(\Psi_X)^T(\Psi_Y)|^2}{((\Psi_X)^T(\Psi_X))((\Psi_Y)^T(\Psi_Y))} \quad 3.3$$

Il *MAC*, come ogni indice normalizzato, assume valori tra 0 ed 1. Un valore unitario implica la massima correlazione tra le forme modali, ovvero i due modi coincidono, il valore nullo invece indica un'assenza di correlazione. Una prima funzione obiettivo da minimizzare basata sui *MAC* potrebbe essere definita dunque nel modo seguente, Equazione 3.4:

$$\text{FO}(i) = \frac{(1 - \sqrt{\text{MAC}_i})^2}{\text{MAC}_i} \quad 3.4$$

Essendo il *MAC* un indicatore di tipo globale non fornisce indicazioni sulla localizzazione del danno all'interno di una struttura. In letteratura sono presenti diverse formulazioni per ottenere l'errore commesso sulla valutazione delle forme modali. Tra questi appare molto utile l'utilizzo del criterio di fiducia sulle coordinate modali, Coordinate Modal Assurance Criterion *CoMAC* [49]. Prendendo nuovamente in considerazione i modi di vibrare di una struttura identificati sperimentalmente e quelli ricavati da un suo modello numerico, il *CoMAC* permette di valutare, per ogni grado di libertà, la correlazione che esiste tra più deformate modali. In forma vettoriale il *CoMAC* è definito secondo l'Equazione 3.5:

$$\text{CoMAC}(i) = \frac{\left(\sum_{j=1}^{nm} |\underline{\phi}_{X_j}(i) \underline{\phi}_{Y_j}(i)| \right)^2}{\sum_{j=1}^{nm} (\underline{\phi}_{X_j}(i))^2 \sum_{j=1}^{nm} (\underline{\phi}_{Y_j}(i))^2} \quad 3.5$$

Dove con *j* si intende il *j*-esimo grado di libertà (ovvero il punto della struttura considerato) e con *n* la *n*-esima coppia di modi di vibrare, con $1 < n < N$. Come il *MAC*, anche il *CoMAC* assume valori tra 0 ed 1 e la sua tendenza all'unità indica una correlazione tra i modi di vibrare nel punto considerato, fornendo in questo caso, un'informazione più accurata ai fini della localizzazione come si vedrà in un'applicazione in seguito.

3.1.1.4 Metodi in flessibilità

Un metodo di localizzazione del danno basato sulle variazioni della matrice di flessibilità è quello che utilizza i vettori di localizzazione del danno (Damage Locating Vectors *DLVs*), ovvero uno speciale set di vettori di carico, che se applicato alla struttura staticamente, è in grado di produrre stress nullo negli elementi danneggiati [50-51]. Tale caratteristica unica rende questi vettori utilizzabili

nella localizzazione del danno. La procedura di localizzazione basata sui DLVs non è dipendente dal tipo di struttura e può essere applicata in caso in cui ci sia uno scenario di danneggiamento singolo o multiplo. La procedura prevede inizialmente la determinazione delle due matrici di flessibilità per la struttura in fase di pre e post danneggiamento indicate rispettivamente con \mathbf{F}_U ed \mathbf{F}_D e la loro differenza $\mathbf{F}_\Delta = (\mathbf{F}_D - \mathbf{F}_U)$. Il set di vettori di carico L.I. deve soddisfare la relazione riportata in *Equazione 3.6*:

$$\mathbf{F}_D \mathbf{L} = \mathbf{F}_U \mathbf{L} \quad 3.6$$

Dove \mathbf{L} è la matrice che colleziona i singoli vettori di carico. Ciò implica che tali vettori producano lo stesso spostamento prima e dopo il danneggiamento, *Equazione 3.7*:

$$(\mathbf{F}_D - \mathbf{F}_U) \mathbf{L} = \mathbf{F}_\Delta \mathbf{L} = \mathbf{0} \quad 3.7$$

La relazione 3.7 risulta soddisfatta in due casi:

1. se $\mathbf{F}_\Delta = \mathbf{0}$ e rappresenta la soluzione banale, ciò implica che non ci sia alcun danno oppure che il danno sia limitato ad una regione della struttura in cui le sollecitazioni sono nulle per qualsiasi condizione di carico descritta dalla matrice \mathbf{L} ;
2. se $\mathbf{F}_\Delta \neq \mathbf{0}$ e il rango di \mathbf{F}_Δ non è massimo, \mathbf{L} rappresenta una base nullspace per la matrice \mathbf{F}_Δ calcolabile tramite decomposizione a valori singolari (Singular Value Decomposition SVD) della stessa.

Questa operazione equivale a determinare il nucleo della matrice di flessibilità \mathbf{F}_Δ :

$$\mathbf{F}_\Delta = \mathbf{USV}^T = [\mathbf{U}_1 \quad \mathbf{U}_0] \begin{bmatrix} \mathbf{S}_1 & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} [\mathbf{V}_1 \quad \mathbf{V}_0]^T \quad 3.8$$

$$[\mathbf{F}_\Delta \mathbf{V}_1 \quad \mathbf{F}_\Delta \mathbf{V}_0] = [\mathbf{U}_1 \mathbf{S}_1 \quad \mathbf{0}] \quad 3.9$$

$$\rightarrow \mathbf{L} = \mathbf{V}_0 \quad 3.10$$

La proprietà dei vettori contenuti in \mathbf{L} che è rilevante ai fini della localizzazione del danno, risiede nel fatto che tali vettori, se trattati come carichi sul sistema, producono campi di sollecitazione nulli negli elementi danneggiati. L'idea di base è che l'intersezione delle regioni di sollecitazione nulli corrispondenti alle distribuzioni di carico definite dal nullspace di \mathbf{F}_Δ può essere utilizzata per localizzare il danno.

Viene infine calcolato lo Stress Cumulativo Normalizzato (Normalized Cumulative Stress *nCS*) di ogni elemento della struttura, derivante dall'applicazione al modello analitico non danneggiato, dei vettori di forza \mathbf{L} precedentemente ottenuti dalla SVD. L'elemento probabilmente danneggiato è quello che presenta *nCS* nullo.

$$nCS = \frac{\sigma_j}{\max_k(\sigma_k)} \quad 3.11$$

Dove:

$$\sigma_j = \sum_{i=1}^n DLVs \text{ abs} \left(\frac{\sigma_{ij}}{\max_k(\sigma_{ik})} \right) \quad 3.12$$

Per un'applicazione numerica di tale metodo si rimanda al § 4.1.4.5.

3.1.2 Metodi nelle sole misure (Data-Driven)

Negli ultimi decenni sono stati sviluppati vari metodi di identificazione del danno basati solo sull'analisi del comportamento dell'infrastruttura senza sviluppare un modello agli EF della stessa. Infatti, i metodi non basati su modelli possono eseguire un'analisi rapida senza richiedere l'onere computazionale dei metodi di updating e, di conseguenza, potrebbero fornire informazioni rapide sullo stato di salute del ponte e sulla presenza di danno. Tali metodi si avvalgono di un approccio al problema di tipo statistico che consiste nell'applicare un *riconoscimento di pattern* (pattern-

recognition), ai dati sperimentali e a quantificare, così, lo stato di danneggiamento della struttura. Una prima classificazione di questi algoritmi si basa su quali siano i dati disponibili. Esistono due condizioni: *supervised-learning*, nel caso in cui sia noto il comportamento sia della struttura intatta sia di quella danneggiata, e *unsupervised-learning*, nel caso in cui sia noto il comportamento della sola struttura intatta. L'utilizzo dei metodi unsupervised solitamente è limitato al primo punto del processo d'identificazione riguardante la rilevazione del danno, ma hanno il vantaggio di richiedere solamente la conoscenza dei parametri della struttura intatta. I metodi supervised permettono di risolvere tutti e quattro i livelli del processo d'identificazione. Esempi di metodi Data-Driven con algoritmi statistici sono le reti artificiali neurali (Artificial Neural Networks *ANN*), le macchine a vettori di supporto (Support Vector Machines *SVMs*), gli algoritmi genetici (Genetic Algorithms *GA*), i modelli automa cellulare (Cellular Automata *CA*), il riconoscimento di pattern (Statistical Pattern Recognition *SPR*), l'analisi per componenti principali (Principal Components Analysis *PCA*) e le regressioni Bayesiane (Bayesian Regression *BR*).

3.1.2.1 Artificial Neural Network

L'algoritmo ANN tenta di replicare il comportamento delle cellule cerebrali. Un sistema biologico è in grado di apprendere comportamenti, di risolvere problemi complessi e di gestire informazioni non lineari, imprecise e confuse; numerose risorse sono state finalizzate negli ultimi anni alla ricerca di un metodo artificiale in grado di riprodurre tali incredibili caratteristiche biologiche [52]. Elaborazione rapida e alta tolleranza agli errori unitamente alla capacità di apprendimento che consente all'algoritmo di adattarsi al comportamento mutevole del sistema in analisi, sono due delle principali caratteristiche dei metodi basati sulle reti neurali artificiali. Vale la pena sottolineare che la capacità di apprendimento delle reti ANN, che viene potenziata presentando iterativamente diversi modelli di addestramento (fase di training), così come gli umani apprendono dall'esperienza, mira a scoprire un legame tra cause (input) e conseguenze (output) del comportamento del sistema e, di conseguenza, i risultati dipendono fortemente dalla natura, dalla qualità e dall'affidabilità dei dati di training. Il processo di training può seguire due diverse strategie: *feed-forward* e *backpropagation*, che possono essere supervised o unsupervised [53]. Vale la pena evidenziare che la differenza tra la backpropagation e l'architettura di tipo feed-forward dipende solo dalla strategia adottata durante la fase di training della rete: nella prima l'algoritmo confronta il valore in uscita con il valore desiderato (obiettivo) e sulla base dell'errore così calcolato modifica i pesi sinaptici della rete, tutti i livelli vengono sottoposti a feedback, al contrario la rete feed-forward ha connessioni in avanti cioè solo dall'input verso l'output, non effettua cicli e comunque in questo caso nella fase di training i pesi e le oscillazioni degli strati nascosti possono essere regolati per minimizzare l'errore.

Nel monitoraggio di ponti ferroviari è generalmente usata una rete NN modificata, chiamata rete neurale probabilistica (Probabilistic Neural Network *PNN*). La struttura di una PNN è simile alla ANN nell'uso dell'algoritmo di backpropagation, ma differisce da questa in termini di funzioni di attivazione, che non sono funzioni sigmoidali. Il PNN si basa sulla regola di Bayes e sulle stime delle funzioni densità di probabilità [54].

I metodi che utilizzano reti neurali e probabilistiche per l'identificazione del danno hanno dimostrato in generale una buona capacità nel rivelare la presenza di danneggiamento nei ponti ferroviari, eccezion fatta per i casi in cui i dati di input risultano affetti da molto rumore. Questi metodi sono tra i più utilizzati.

3.1.2.2 Machine Learning ed approcci statistici

In letteratura esistono diversi metodi di identificazione del danno basati su machine learning e su metodi statistici, tra questi i principali sono rappresentati dall'utilizzo di algoritmi genetici che implementano procedure complesse, adattive e finalizzate alla risoluzione di problemi di ricerca e ottimizzazione. Relativamente ai ponti ferroviari, He *et al.* [55] propongono un'analisi diretta dei dati di vibrazione indotta dal passaggio del treno su ponti. Gli autori presentano un metodo di

rilevamento dei danni utilizzando dei possibili scenari di danno degli elementi del ponte definiti a priori come dati di input. Se la risposta dinamica indotta dal passaggio del treno sul ponte sotto un certo pattern di danno risulta uguale, o molto simile, a uno degli scenari di danno ipotizzati a priori, il danno potrebbe essere identificato. In questo caso l'algoritmo genetico è stato usato per minimizzare una funzione obiettivo definita come differenza tra la risposta del ponte indotta dal treno e quella derivante dallo scenario di danno ipotizzato.

Oltre a procedure che utilizzano gli algoritmi genetici rientrano in questa categoria i metodi basati sull'analisi per componenti principali ovvero tecniche utilizzate nell'ambito della statistica multivariata per la semplificazione dei dati d'origine allo scopo di ridurre di un numero più o meno elevato le variabili iniziali in variabili dette latenti tramite una trasformazione lineare. Bellino *et al.* [56] hanno utilizzato un metodo di identificazione del danno basato sulla PCA per rimuovere la dipendenza dei dati in frequenze naturali dai fattori esterni, quali massa e velocità del treno transiente, per focalizzare l'identificazione solo sulle caratteristiche del ponte. Altri lavori presenti in letteratura hanno utilizzato la PCA in movimento, (moving PCA *MPCA*) in combinazione con una robusta analisi di regressione *RRA* [57,58].

Molte ricerche, infine, si muovono nella direzione di approcci che sfruttano le regressioni Bayesiane (per approfondimento si rimanda al § 3.1.2.3) e di metodi basati sull'algoritmo SVM come il lavoro proposto da Ren *et al.* [59].

3.1.2.3 Bayesian Belief Network

In ingegneria strutturale, i metodi basati su BBNs sono stati spesso utilizzati nella valutazione dell'affidabilità strutturale. Le BBNs sono state sviluppate negli anni '80 da Pearl [60], il quale propone un nuovo approccio per rappresentare la conoscenza all'interno di un'architettura computazionale. Le reti Bayesiane sono modelli grafici della conoscenza in un dominio incerto. Basandosi sulla regola di Bayes, esprimono relazioni di dipendenza condizionale (archi) tra le variabili in gioco (nodi). Le BBNs possono gestire interazioni complesse tra i parametri del sistema, come quelli coinvolti nella valutazione dello stato di salute di un ponte. Diversi autori hanno evidenziato l'efficacia del BBN in presenza di molte incertezze di carattere epistemico, cioè dovute alla conoscenza incompleta del fenomeno e di carattere aleatorio degli eventi. Tramite reti BBNs è possibile dividere un problema complesso in sotto problemi più piccoli, che possono essere studiati separatamente, recuperando una valutazione del significato relativo delle singole cause di collasso di un ponte. Tali metodi risultano, però, fortemente dipendenti dalle tabelle di probabilità condizionata (Conditional Probability Table *CPT*), che possono essere definite in vari modi: utilizzando i set di dati e il modello di simulazione del ponte oggetto di studio, basandosi sul giudizio di esperti e dunque sulla base dell'osservazione, delle conoscenze e dell'esperienza. Inoltre, un'estensione del BBN, chiamata rete Bayesiana dinamica (Dynamic Bayesian Network *DBN*), può essere utilizzata per analizzare problemi con domini che variano nel tempo. La definizione dei *CPT* è uno dei problemi più critici dei BBNs insieme al tipo di dati utilizzati come input.

3.1.2.4 Metodi di raggruppamento (clustering) unsupervised

Gli algoritmi di clustering mirano a raggruppare i diversi comportamenti di un ponte massimizzando la varianza tra i diversi gruppi, cioè i comportamenti simili del ponte sono raggruppati, separati e ben distanziati gli uni rispetto agli altri e allo stesso tempo, riducendo al minimo la varianza all'interno di uno stesso gruppo. In questo modo, i comportamenti misurati del ponte possono essere raggruppati e analizzati in base alle loro caratteristiche, mentre comportamenti inaspettati del ponte possono essere identificati analizzando la natura statistica dei dati misurati. Tali metodi sono stati applicati con successo all'identificazione del danno nelle lame delle turbine eoliche [61], nelle componenti di una centrale nucleare [62] e nei dispositivi di controllo dei sistemi industriali [63].

3.1.2.5 Metodi ibridi e sfide future

Al fine di disporre di un solido metodo di identificazione del danno, le tecniche di updating agli EF e i metodi di ottimizzazione basati sul Machine Learning (come NN e GA) possono essere accoppiati. Un metodo ibrido mira a valutare lo stato di salute del sistema unendo diversi tipi di informazioni o dati, che possono provenire da più sorgenti, (come dati relativi al ponte ferroviario e al treno), e di diverso tipo, (come informazioni riguardanti la manutenzione e misura della qualità del binario) [64].

Questi metodi dovrebbero essere sviluppati con l'obiettivo di ridurre l'intero costo di vita dei ponti, superando i limiti e le debolezze dei singoli metodi tradizionali di valutazione dello stato di salute dell'opera in esame. In questo modo, è possibile ottenere una valutazione più accurata dello stato di salute e, di conseguenza, una migliore pianificazione della manutenzione e gestione delle attività. Un crescente interesse da parte della comunità di ricerca è diretto verso l'uso di ensemble statistici al fine di sviluppare un metodo di SHM completo e accurato. Un metodo ensemble mira a superare gli errori di un singolo metodo di SHM, che di solito è ottimizzato per specifiche condizioni operative (ad esempio un metodo non model based non può garantire buone prestazioni per condizioni operative nuove e precedentemente sconosciute che non sono state incluse nel database utilizzato nella fase di training), valutando lo stato di salute del sistema attraverso una combinazione delle valutazioni dei singoli modelli SHM.

Vale la pena ricordare le caratteristiche desiderabili di un metodo SHM: rapido nel rilevare e diagnosticare i danni, in grado di distinguere tra danni diversi, robusto rispetto ai rumori e ai parametri incerti ed infine, in grado di decidere, se il funzionamento sia normale o meno e in caso di anomalia, se la causa è un malfunzionamento noto o sconosciuto.

4 IDENTIFICAZIONE DEL DANNO IN STRUTTURE RETICOLARI CON DATI DELLA RISPOSTA GLOBALE

4.1 Identificazione del modello globale

4.1.1 Modello discreto delle vibrazioni di una struttura reticolare

Nel presente capitolo viene presentata l'analisi tenso-deformativa di una struttura reticolare piana in acciaio, effettuata con la teoria dei sistemi naturalmente discreti. I sistemi naturalmente discreti sono sistemi la cui generica configurazione è descritta attraverso un numero finito di parametri. La trave reticolare oggetto di studio è una trave di lunghezza complessiva pari a 36 m, con aste orizzontali e verticali lunghe 6 metri ed elementi diagonali inclinati di 45° rispetto all'orizzontale. La sezione trasversale è la stessa per tutti gli elementi della trave reticolare, si tratta di un profilo IPE270 le cui caratteristiche della sezione e di materiale sono riportate in *Figura 4.1*.

Nel problema statico la trave reticolare è sottoposta a carichi esterni nodali $P = 10$ kN, in direzione verticale, agenti sul corrente superiore rispettivamente sui nodi 3-5-7-9 e 11. Le caratteristiche della sezione e del materiale sono riportate nelle *Tabelle 4.1-4.2*.

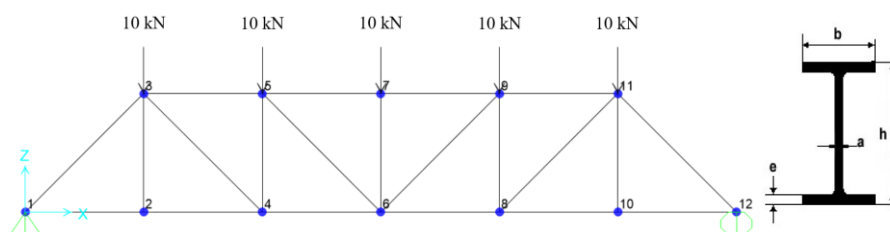


Figura 4.1: Modello nominale piano di trave reticolare in acciaio e della sezione trasversale delle aste.

Tabella 4.1: Caratteristiche della sezione.

Designazione	h [mm]	b [mm]	a [mm]	e [mm]	P [kg/m]	A [cm ²]
IPE 270	270	135	6.6	10.2	36.1	45.9

Tabella 4.2: Valori nominali delle proprietà del materiale.

E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	ν	α [°C ⁻¹]	ρ [kg/m ³]
210000	$E/[2(1+\nu)]=80770$	0.3	12×10^{-6}	7850

Un sistema reticolare è rappresentato da un insieme N di n -punti, o nodi, nello spazio euclideo tridimensionale \mathcal{E} individuati dalle loro coordinate rispetto ad un sistema di riferimento cartesiano $\{O; e_x, e_y, e_z\}$; e da un insieme A di ne -travi rettilinee, o aste, che collegano i nodi tra di loro:

$$N = \{P_i \in \mathcal{E}, i = 1 \dots n\}$$

$$A = \{(P_i, P_j)_k; P_i, P_j \in N, k = 1 \dots ne\}$$

Ogni asta, tramite le cerniere, che si ipotizzano perfette e prive di attrito, è sottoposta a due forze nodali collineari per soddisfare l'equilibrio alla rotazione intorno a uno degli estremi. Come conseguenza, l'unica caratteristica di sollecitazione presente nel sistema è lo sforzo normale, costante in ciascuna asta e positivo se di trazione.

L'equazione di equilibrio tra il sistema di forze interne e le forze esterne deve verificare la seguente relazione per ciascuna coppia di nodi:

$$\mathbf{P}_{\text{int}} + \mathbf{P}_{\text{est}} = 0 \quad 4.1$$

Dal punto di vista cinematico la variazione di configurazione viene espressa in termini di vettore di spostamento *locale*:

$$\mathbf{u}^e = \begin{Bmatrix} u_i^e \\ v_i^e \\ u_j^e \\ v_j^e \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_i^e \\ \mathbf{u}_j^e \end{Bmatrix} \quad 4.2$$

Il problema cinematico è esprimibile nella seguente forma:

$$\boldsymbol{\varepsilon}^e = \mathbf{D}^e \mathbf{u}^e, \quad \boldsymbol{\varepsilon}^e = \{-1 \quad 0 \quad 1 \quad 0\} \begin{Bmatrix} u_i^e \\ v_i^e \\ u_j^e \\ v_j^e \end{Bmatrix} \quad 4.3$$

Per quanto riguarda la statica le coppie di nodi si scambiano forze dirette lungo la congiungente i due nodi a braccio nullo. L'unico parametro di forze che individua completamente il sistema è il parametro forze interne \mathbf{P}_{int} rappresentato dal solo sforzo normale N . Queste forze sono in equilibrio lungo la congiungente i due nodi e hanno verso contrario:

$$\boldsymbol{\sigma}^e = N^e \quad 4.4$$

$$\mathbf{P}_{\text{int}}^e = - \begin{Bmatrix} -1 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \boldsymbol{\sigma}^e \quad 4.5$$

$$\mathbf{P}_{\text{int}}^e = -\mathbf{D}^{eT} \boldsymbol{\sigma}^e \quad 4.6$$

A causa della dualità la matrice della statica è l'operatore aggiunto della matrice della cinematica, vale per tanto il teorema dei lavori virtuali ovvero che il lavoro virtuale interno compiuto dalle forze interne di elemento nei relativi spostamenti virtuali di elemento δu_e , è uguale a quello compiuto dalle componenti di tensione σ_e nelle relative componenti di deformazione.

Si assume un legame costitutivo di tipo elastico, lineare e omogeneo con matrice Elastica \mathbf{E} simmetrica e definita positiva, espresso dalla relazione:

$$\boldsymbol{\sigma}^e = \mathbf{E}^e \boldsymbol{\varepsilon}^e \quad 4.7$$

Nello spirito del metodo degli spostamenti è possibile determinare le reazioni vincolari, i diagrammi delle sollecitazioni, gli spostamenti e le deformazioni. Le equazioni risolventi sono equazioni di equilibrio scritte in termini di spostamento. Per tanto le incognite primarie sono gli spostamenti \mathbf{u} :

$$\begin{cases} \boldsymbol{\varepsilon}^e = \mathbf{D}^e \mathbf{u}^e \\ \mathbf{P}_{\text{int}}^e = -\mathbf{D}^{eT} \boldsymbol{\sigma}^e \\ \boldsymbol{\sigma}^e = \mathbf{E}^e (\boldsymbol{\varepsilon}^e - \boldsymbol{\varepsilon}_0^e) \end{cases} \quad 4.8$$

Attraverso la condensazione delle equazioni si ottiene:

$$\mathbf{P}_{\text{int}}^e = -\mathbf{D}^{eT} \boldsymbol{\sigma}^e \quad 4.9$$

$$\mathbf{P}_{\text{int}}^e = -\mathbf{D}^{eT} \mathbf{E}^e (\boldsymbol{\varepsilon}^e - \boldsymbol{\varepsilon}_0^e) = -\mathbf{D}^{eT} \mathbf{E}^e \boldsymbol{\varepsilon}^e + \mathbf{D}^{eT} \mathbf{E}^e \boldsymbol{\varepsilon}_0^e \quad 4.10$$

Sostituendo la relazione cinematica infine:

$$\mathbf{P}_{\text{int}}^e = -\mathbf{D}^{eT} \mathbf{E}^e \mathbf{D}^e \mathbf{u}^e + \mathbf{D}^{eT} \mathbf{E}^e \boldsymbol{\varepsilon}_0^e \quad 4.11$$

Si definiscono le grandezze:

$$\mathbf{K}^e = \mathbf{D}^{eT} \mathbf{E}^e \mathbf{D}^e \quad 4.82$$

$$\mathbf{P}_0^e = -\mathbf{D}^{eT} \mathbf{E}^e \boldsymbol{\varepsilon}_0^e \quad 4.93$$

Da cui si ottiene la relazione nella forma:

$$\mathbf{P}_{\text{int}}^e = -\mathbf{K}^e \mathbf{u}^e - \mathbf{P}_0^e \quad 4.14$$

Dove le $\mathbf{P}_{\text{int}}^e$ sono le forze interne di elemento, le \mathbf{P}_0^e sono le azioni nodali equivalenti a distorsioni di elemento.

La procedura di assemblaggio permette il passaggio da grandezze *locali* a *globali* attraverso la matrice di collocazione \mathbf{T}_u^e che tiene conto di due operazioni: il *cambio di riferimento* da sistema locale a globale e l'*identificazione* della numerazione locale dei nodi rispetto alla numerazione globale:

$$\mathbf{P}_{\text{int}} = \sum_e \mathbf{T}_u^{eT} \mathbf{P}_{\text{int}}^e = -\sum_e (\mathbf{T}_u^{eT} \mathbf{K}^e \mathbf{T}_u^e \mathbf{u} + \mathbf{T}_u^{eT} \mathbf{P}_0^e) \quad 4.15$$

ovvero:

$$\mathbf{P}_{\text{int}} = -\mathbf{K} \mathbf{u} - \mathbf{P}_0 \quad 4.16$$

Imponendo l'equilibrio e sostituendo nella 4.16:

$$\mathbf{P}_{\text{int}} - \mathbf{P}_{\text{est}} = \mathbf{0} \quad 4.17$$

$$\mathbf{P}_{\text{est}} - \mathbf{K} \mathbf{u} - \mathbf{P}_0 = \mathbf{0} \quad 4.18$$

Esprimendo le forze esterne come somma di forze attive e forze reattive è possibile ottenere l'*Equazione 4.19*:

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{P}_{\text{att}} + \mathbf{P}_r - \mathbf{P}_0 \quad 4.19$$

La matrice di rigidezza globale \mathbf{K} è una matrice singolare per cui risolvendo il problema per un sistema di forze esterne diverso da zero, risulta essere *Impossibile*. È necessario introdurre le equazioni di vincolo, ovvero m -relazioni lineari tra le componenti dello spostamento, dove m rappresenta la molteplicità dei vincoli esterni:

$$\mathbf{A} \mathbf{u} = \mathbf{u}_0 \quad 4.20$$

Il vettore \mathbf{u} di dimensione $(2n \times 1)$ è il vettore degli spostamenti nodali globali, \mathbf{u}_0 è il vettore degli spostamenti assegnati che sono pari a zero nel caso di vincoli fissi, oppure al cedimento vincolare nel caso di vincoli cedevoli, \mathbf{A} è la matrice della cinematica di dimensioni $(m \times 2n)$. Essendo $m < 2n$ non tutti i gradi di libertà sono bloccati, un certo numero m di vincoli blocca almeno i moti rigidi e $(2n-m)$ parametri di spostamento sono liberi. Partizionando adeguatamente la matrice della cinematica \mathbf{A} e il vettore degli spostamenti nodali \mathbf{u} (in \mathbf{u}_1 : vettore dei parametri di spostamento *dipendenti* e $\mathbf{u}_2=\mathbf{q}$: vettore dei parametri di spostamento *liberi*) è possibile riscrivere la 4.20 nella forma:

$$\mathbf{u}_1 = \mathbf{A}_1^{-1} (\mathbf{u}_0 - \mathbf{A}_2 \mathbf{q}) \quad 4.21$$

Di conseguenza il vettore \mathbf{u} si può scrivere come:

$$\mathbf{u} = \mathbf{R}_0 \mathbf{u}_0 - \mathbf{R}_q \mathbf{q} \quad 4.22$$

Le equazioni risolventi si modificano come segue:

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{P}_{\text{est}} = \mathbf{K}(\mathbf{R}_0 \mathbf{u}_0 - \mathbf{R}_q \mathbf{q}) = \mathbf{P}_{\text{att}} + \mathbf{P}_r - \mathbf{P}_0 \quad 4.23$$

Introducendo l'ipotesi di vincoli lisci e quindi privi di attrito ne consegue che le forze reattive compiono lavoro nullo nelle rispettive componenti di spostamento consentito, che risultano perpendicolari alla reazione vincolare. Pre-moltiplicando l'equazione per \mathbf{R}_q^T il contributo delle forze reattive si annulla e l'Equazione 4.23 assume la forma:

$$\mathbf{R}_q^T \mathbf{K} \mathbf{R}_q \mathbf{q} = \mathbf{R}_q^T \mathbf{P}_{\text{att}} - \mathbf{R}_q^T \mathbf{K} \mathbf{R}_0 \mathbf{u}_0 \quad 4.24$$

$$\hat{\mathbf{K}} \mathbf{q} = \hat{\mathbf{P}} \quad 4.25$$

Dove $\hat{\mathbf{K}}$ rappresenta la matrice di rigidezza globale del sistema vincolato o "ridotta".

Tutte le equazioni risolventi il problema sono state implementate in un codice Matlab per eseguire l'analisi tenso-deformativa per un sistema di aste. Il codice realizza diverse operazioni:

1. Definizione delle grandezze di input: coordinate dei nodi, numerazione degli elementi, definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche delle aste;
2. Assegnazione dei carichi esterni;
3. Definizione dei vincoli;
4. Determinazione delle grandezze di elemento e globali;
5. Condensazione statica e risoluzione del problema globale;
6. Determinazione degli spostamenti nodali;
7. Plottaggio dei risultati.

Si ipotizzando le masse traslazionali concentrate nei nodi della trave reticolare. Definita la matrice \mathbf{M} si sono determinati autovalori e autovettori della matrice di stato \mathbf{A} precedentemente definita. È stato così risolto il problema dinamico relativo al modello non danneggiato.

4.1.2 Modellazione del danneggiamento in un elemento di asta

Per ottenere il modello danneggiato è stato modificato il modello di partenza introducendo una riduzione di rigidezza assiale in una generica asta della trave reticolare, in particolare nell'asta 6 in Figura 4.2 (a), è stata assegnata una riduzione dell'area trasversale indicata con A_d .

Il comportamento assiale è regolato dall'espressione d'equilibrio in termini della componente \mathbf{u} ; mancando il termine dovuto al carico assiale uniformemente ripartito l'equazione diventa un'equazione differenziale omogenea del secondo ordine:

$$E A u''(x) = 0 \quad 4.26$$

$$u(x) = c_0 + c_1 x \quad 4.27$$

Integrando l'Equazione 4.26 di equilibrio nascono costanti di integrazione da determinare con opportune condizioni al contorno di tipo cinematico e meccanico atte a garantire continuità su tutto il dominio.

Si è scelto di descrivere il danneggiamento attraverso la definizione di tre grandezze:

- 1- posizione: individuata dalle coordinate (X_d, Y_d) , nel sistema di riferimento globale, del punto medio del tratto danneggiato, in questo caso compreso tra i due nodi 13 e 14, Figura 4.2 (a);
- 2- estensione: lunghezza del tratto danneggiato indicata con L_d ;
- 3- intensità: misura della riduzione dell'area A_d nel tratto di asta danneggiato.

L'elemento asta risulta, così, suddiviso in tre tratti di lunghezza rispettivamente L_1 , L_d e L_3 e ad ognuno di questi risulta associata un'ascissa locale, rispettivamente x_1 nel tratto di lunghezza L_1 , x_2 nel tratto danneggiato e x_3 nel tratto di lunghezza $L-(L_1+L_d)$, come si vede in *Figura 4.2(b)*:

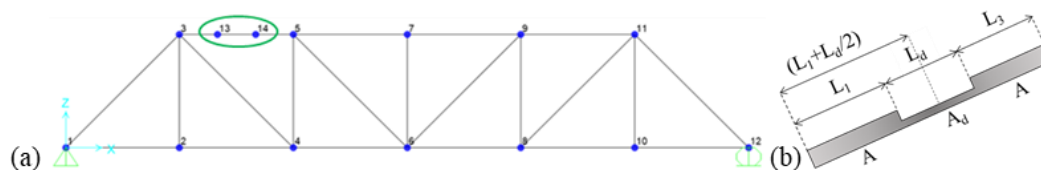


Figura 4.2: (a) Elemento in cui è stato modellato il danneggiamento all'interno della struttura reticolare; (b) modellazione del danno di un'asta.

Si definiscono i tre parametri adimensionali corrispondenti alle tre grandezze definite sopra e rappresentativi rispettivamente della posizione, dell'estensione e dell'intensità del danno:

$$\alpha = (L_1 + \frac{L_d}{2})/L \quad \delta = \frac{L_d}{L} \quad \zeta = \frac{EA - EA_d}{EA} \quad 4.28$$

Le frequenze naturali della struttura non danneggiata sono state ottenute risolvendo il problema agli autovalori e sono date di seguito in *Tabella 4.3*, unitamente alle prime quattro forme modali ottenute da modello numerico realizzato con il software di analisi strutturale SAP2000.

Tabella 4.3: Frequenze dei primi 4 modi di vibrare del modello nominale.

Modo	Periodo [s]	Frequenza [Hz]	Pulsazione [rad/s]	Autovalore [rad^2/s^2]
1	0.099	10.045	63.115	3983.588
2	0.048	20.410	128.241	16445.871
3	0.032	30.819	193.647	37499.294
4	0.021	47.855	300.684	90411.050

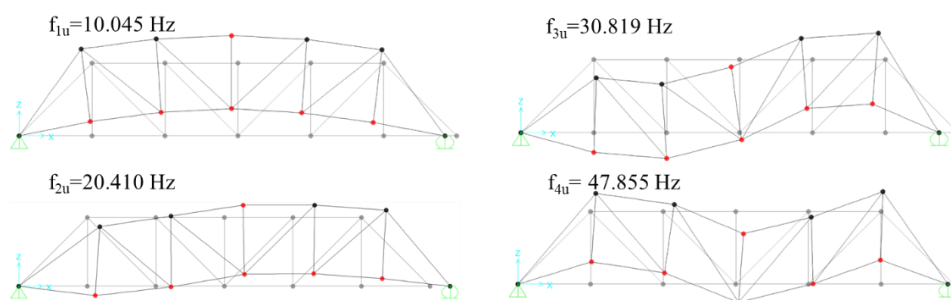


Figura 4.3: Forme modali associate ai primi 4 modi di vibrare del modello nominale.

Al fine di determinare la matrice di rigidità dell'elemento danneggiato, si risolve un problema elastico in cui l'equilibrio è imposto in forma debole, ovvero integrale, attraverso il principio dei lavori virtuali. Per descrivere il campo di spostamento si risolve il problema assiale di trave a sezione variabile, di cui è possibile determinare la soluzione esatta; il campo di spostamento sarà combinazione lineare di spostamenti nodali dei nodi i e j dell'elemento, moltiplicati per la matrice delle funzioni di forma $\mathbf{N}^e(2 \times 1)$:

$$\mathbf{u}^e(\mathbf{x}) = \mathbf{N}_i^e(\mathbf{x}^e)\mathbf{u}_i^e + \mathbf{N}_j^e(\mathbf{x}^e)\mathbf{u}_j^e \quad 4.29$$

Lungo i tre tratti di elemento definiti in precedenza il campo di spostamento si esprime come segue:

$$\begin{cases} u(x_1) = u_1 = b_0 + b_1 x_1 & 0 \leq x_1 < L_1 \\ u(x_2) = u_2 = c_0 + c_1 x_2 & 0 \leq x_2 < L_d \\ u(x_3) = u_3 = d_0 + d_1 x_3 & 0 \leq x_3 < L_3 \end{cases} \quad 4.30$$

I set di condizioni al contorno cinematiche e statiche ottenute assegnando rispettivamente uno spostamento unitario nel nodo i (set 4.31) e nel nodo j (set 4.32) dell'elemento danneggiato, risultano essere:

$$\begin{cases} \mathbf{u}_1(\mathbf{0}) = \mathbf{0} \\ u_3(L_3) = 0 \\ u_1(L_1) = u_2(0) \\ u_2(L_d) = u_3(0) \\ EA_1 u_1'(L_1) = EA_d u_2'(0) \\ EA_d u_2'(L_d) = EA_3 u_3'(0) \end{cases} \quad 4.31$$

$$\begin{cases} u_1(0) = 0 \\ \mathbf{u}_3(L_3) = \mathbf{1} \\ u_1(L_1) = u_2(0) \\ u_2(L_d) = u_3(0) \\ EA_1 u_1'(L_1) = EA_d u_2'(0) \\ EA_d u_2'(L_d) = EA_3 u_3'(0) \end{cases} \quad 4.32$$

Risolvendo i due sistemi si determinano le costanti di integrazione relative al caso $u_1(0) = 1$ e $u_3(L_3) = 1$ che sono riportate sinteticamente in *Tabella 4.4*. Le *Equazioni 4.33-4.38* sono ottenute dalle 4.30 per sostituzione delle costanti integrazione.

Tabella 4.4: Determinazione delle costanti di integrazione nel problema esaminato.

costanti di integrazione	$u_1(0) = 1$	$u_1(0) = 0$
	$u_3(L_3) = 0$	$u_3(L_3) = 1$
b_0	1	0
b_1	$-EA_d/[EA_d(L_1+L_3) + EAL_d]$	$EA_d/[EA_d(L_1+L_3) + EAL_d]$
c_0	$(EA_d L_3 + EAL_d)/[EA_d(L_1+L_3) + EAL_d]$	$EA_d L_1/[EA_d(L_1+L_3) + EAL_d]$
c_1	$-EA/[EA_d(L_1+L_3) + EAL_d]$	$EA/[EA_d(L_1+L_3) + EAL_d]$
d_0	$EA_d L_3/[EA_d(L_1+L_3) + EAL_d]$	$(EA_d L_1 + EAL_d)/[EA_d(L_1+L_3) + EAL_d]$
d_1	$-EA_d/[EA_d(L_1+L_3) + EAL_d]$	$EA_d/[EA_d(L_1+L_3) + EAL_d]$

$$u^i(x_1) = u_1^i = 1 - \frac{EA_d}{[EA_d(L_1+L_3) + EAL_d]} x_1, \quad 0 \leq x_1 < L_1 \quad 4.33$$

$$u^i(x_2) = u_2^i = \frac{EA_d L_3 + EAL_d}{[EA_d(L_1+L_3) + EAL_d]} - \frac{EA}{[EA_d(L_1+L_3) + EAL_d]} x_2, \quad 0 \leq x_2 < L_d \quad 4.34$$

$$u^i(x_3) = u_3^i = \frac{EA_d L_3}{[EA_d(L_1+L_3) + EAL_d]} - \frac{EA_d}{[EA_d(L_1+L_3) + EAL_d]} x_3, \quad 0 \leq x_3 < L_3 \quad 4.35$$

$$u^j(x_1) = u_1^j = \frac{EA_d}{[EA_d(L_1+L_3) + EAL_d]} x_1, \quad 0 \leq x_1 < L_1 \quad 4.106$$

$$u^j(x_2) = u_2^j = \frac{EA_d L_1}{[EA_d(L_1+L_3) + EAL_d]} + \frac{EA}{[EA_d(L_1+L_3) + EAL_d]} x_2, \quad 0 \leq x_2 < L_d \quad 4.37$$

$$u^j(x_3) = u_3^j = \frac{EA_d L_1 + EAL_d}{[EA_d(L_1+L_3) + EAL_d]} + \frac{EA_d}{[EA_d(L_1+L_3) + EAL_d]} x_3, \quad 0 \leq x_3 < L_3 \quad 4.38$$

Le precedenti equazioni possono essere parametrizzate attraverso le 4.28, dunque si ottengono:

$$u^i(x_1) = u_1^i = 1 - \frac{(1-\zeta)}{L[(1-\zeta)(1-\delta)+\delta]} x_1 \quad 4.39$$

$$u^i(x_2) = u_2^i = 1 - \frac{(1-\zeta)\left(\frac{2\alpha-\delta}{2}\right)}{[(1-\zeta)(1-\delta)+\delta]} - \frac{1}{L[(1-\zeta)(1-\delta)+\delta]} x_2 \quad 4.40$$

$$u^i(x_3) = u_3^i = \frac{(1-\zeta)\left(1-\frac{2\alpha+\delta}{2}\right)}{[(1-\zeta)(1-\delta)+\delta]} - \frac{(1-\zeta)}{L[(1-\zeta)(1-\delta)+\delta]} x_3 \quad 4.41$$

$$u^j(x_1) = u_1^j = \frac{(1-\zeta)}{L[(1-\zeta)(1-\delta)+\delta]} x_1 \quad 4.42$$

$$u^j(x_2) = u_2^j = \frac{(1-\zeta)\left(\frac{2\alpha-\delta}{2}\right)}{[(1-\zeta)(1-\delta)+\delta]} + \frac{1}{L[(1-\zeta)(1-\delta)+\delta]} x_2 \quad 4.43$$

$$u^j(x_3) = u_3^j = \frac{(1-\zeta)\left(\frac{2\alpha-\delta}{2}\right)+\delta}{[(1-\zeta)(1-\delta)+\delta]} + \frac{(1-\zeta)}{L[(1-\zeta)(1-\delta)+\delta]} x_3 \quad 4.44$$

Nella Figura 4.4 si riporta l'andamento delle funzioni di forma u_i e u_j al variare del parametro ζ , avendo fissato gli altri due parametri adimensionali $\alpha=0.5$ e $\delta=0.3$, si tratta di un danneggiamento posto nella mezzeria dell'elemento considerato avente un'estensione pari al 30% della lunghezza complessiva L .

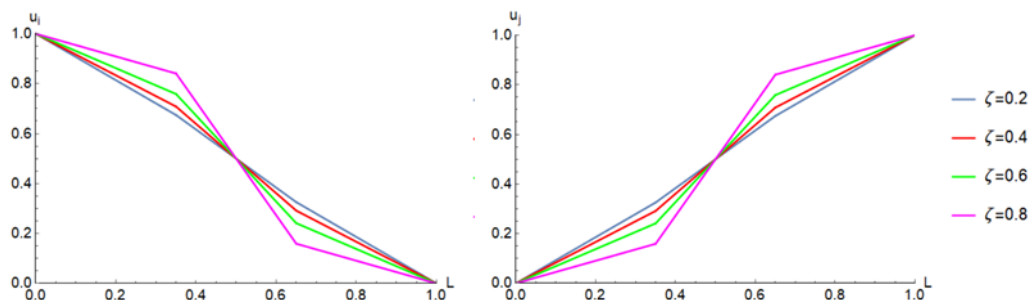


Figura 4.4: Andamento delle funzioni di forma u_i e u_j al variare del parametro descrittivo dell'intensità ζ .

Il campo di spostamenti è esprimibile come combinazione lineare degli spostamenti nodali dell'elemento finito considerato e delle funzioni di forma \mathbf{N} , come segue:

$$\mathbf{u}^e(x_h) = N_i^e(x_{hi})\mathbf{u}_i^e + N_j^e(x_{hj})\mathbf{u}_j^e \quad 4.45$$

$$\mathbf{N}^e = [N_i^e \quad N_j^e] \quad 4.46$$

Le deformazioni si ricavano a partire dalla derivata di funzione composta, indicando con \mathbf{D} l'operatore differenziale di secondo ordine:

$$\varepsilon^e(x^e) = \frac{du^e(x^e)}{dx} = \frac{du^e(x^e)}{dx^e} \cdot \frac{dx^e}{dx} = \frac{du^e(x^e)}{dx^e} \quad 4.47$$

$$\varepsilon^e(x^e) = \mathbf{D}\mathbf{N}^e\mathbf{u}^e = \mathbf{B}^e\mathbf{u}^e \quad 4.48$$

$$\mathbf{B}^e = \left[\frac{dN_i^e}{dx^e} \quad \frac{dN_j^e}{dx^e} \right] \quad 4.49$$

$$B^i(x_1) = dN_1^i = -\frac{(1-\zeta)}{L[(1-\zeta)(1-\delta)+\delta]} \quad 4.50$$

$$B^i(x_2) = dN_2^i = -\frac{1}{L[(1-\zeta)(1-\delta)+\delta]} \quad 4.51$$

$$B^i(x_3) = dN_3^i = -\frac{(1-\zeta)}{L[(1-\zeta)(1-\delta)+\delta]} \quad 4.52$$

$$B^j(x_1) = dN_1^j = \frac{(1-\zeta)}{L[(1-\zeta)(1-\delta)+\delta]} \quad 4.53$$

$$B^j(x_2) = dN_2^j = \frac{1}{L[(1-\zeta)(1-\delta)+\delta]} \quad 4.54$$

$$B^j(x_3) = dN_3^j = \frac{(1-\zeta)}{L[(1-\zeta)(1-\delta)+\delta]} \quad 4.55$$

Si integrano le equazioni governati con il PLV o teorema di minimo dell'Energia potenziale al fine di ottenere la matrice di rigidezza di elemento danneggiato \mathbf{K}_d^e in funzione dei parametri adimensionali, *Equazione 4.56*.

$$\delta \mathcal{L}_v^{i,e} = \int_0^{L^e} \delta \varepsilon^{eT} \sigma^e dx^e = \int_0^{L^e} \delta \mathbf{u}^{eT} \mathbf{B}^{eT} \mathbf{C} \varepsilon^e dx^e = \int_0^{L^e} \delta \mathbf{u}^{eT} \mathbf{B}^{eT} \mathbf{E} \mathbf{A}(x^e) \mathbf{B}^e \mathbf{u}^e dx^e \quad 4.56$$

$$\begin{aligned} \mathbf{K}_d^e &= \int_0^{L^e} \mathbf{B}^{eT} \mathbf{E} \mathbf{A}(x^e) \mathbf{B}^e dx^e = \mathbf{E} \left(\int_0^{L^e} \begin{bmatrix} \frac{dN_i^e}{dx^e} \\ \frac{dN_j^e}{dx^e} \end{bmatrix} \mathbf{A}(x^e) \begin{bmatrix} \frac{dN_i^e}{dx^e} & \frac{dN_j^e}{dx^e} \end{bmatrix} dx^e \right) = \\ &= \frac{\mathbf{E} \mathbf{A}}{L} \begin{bmatrix} \frac{(1-\zeta)(1+\delta\zeta-\zeta)}{[(1-\zeta)(1-\delta)+\delta]^2} & -\frac{(1-\zeta)(1+\delta\zeta-\zeta)}{[(1-\zeta)(1-\delta)+\delta]^2} \\ -\frac{(1-\zeta)(1+\delta\zeta-\zeta)}{[(1-\zeta)(1-\delta)+\delta]^2} & \frac{(1-\zeta)(1+\delta\zeta-\zeta)}{[(1-\zeta)(1-\delta)+\delta]^2} \end{bmatrix} \end{aligned} \quad 4.57$$

La matrice di rigidezza dell'elemento danneggiato risulta avere la seguente espressione:

$$\mathbf{K}_d^e = \frac{\mathbf{E} \mathbf{A}}{L} \cdot \frac{(1-\zeta)(1+\delta\zeta-\zeta)}{[(1-\zeta)(1-\delta)+\delta]^2} \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} = \frac{\mathbf{E} \mathbf{A}}{L} \Gamma(\zeta, \delta) \mathbf{K}^e \quad 4.58$$

All'interno dell'*Equazione 4.58* compare un coefficiente $\Gamma(\zeta, \delta)$, che dipende dalla combinazione dei due parametri ζ e δ rispettivamente descrittivi dell'intensità e dell'estensione del danno; $\Gamma(\zeta, \delta)$ rappresenta il fattore di riduzione della rigidezza (Stiffness Reduction Factor *SRF*). Tuttavia, combinazioni diverse di questi due parametri forniscono la stessa variazione di frequenza e lo stesso $\Gamma(\zeta, \delta)$. I due parametri non sono dunque indipendenti [65,66].

$$\text{SRF} = \Gamma(\zeta, \delta) = \frac{(1-\zeta)(1+\delta\zeta-\zeta)}{[(1-\zeta)(1-\delta)+\delta]^2} \quad 4.59$$

Nel caso di asta non danneggiata, ($\alpha=0$, $\delta=0$ e $\zeta=0$) la 4.58 assume l'espressione classica di matrice di rigidezza per l'elemento asta. È possibile rappresentare la funzione $\Gamma(\zeta, \delta)$ al variare di ζ e δ , *Figura 4.5*.

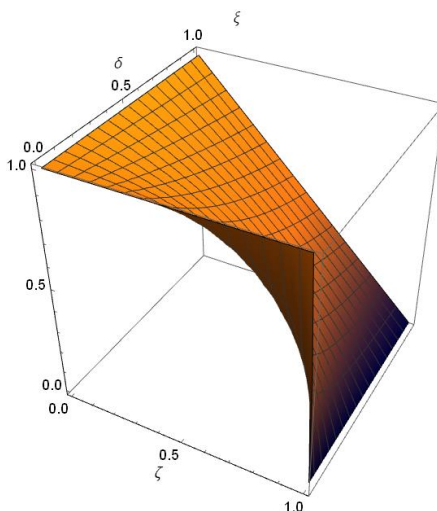


Figura 4.5: Rappresentazione di $\Gamma(\zeta, \delta)$ al variare dei parametri adimensionali di danno ζ e δ .

Risolvendo il problema statico sono stati valutati inizialmente gli spostamenti nodali nella configurazione variata nel caso non danneggiato e danneggiato. Si riporta in *Figura 4.6* il caso di danneggiamento con parametri $\zeta = 0.5$ e $\delta = 0.3$, evidenziando lo spostamento (espresso in mm) in direzione longitudinale X e verticale Y del nodo 6 posto nella mezzeria del corrente inferiore. Lo spostamento verticale in caso di danneggiamento con parametri sopra definiti risulta maggiore del 2.46 % rispetto al caso di riferimento (struttura integra).

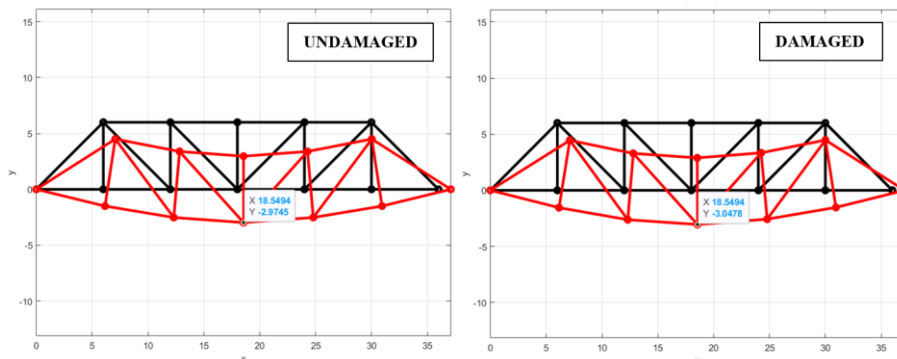


Figura 4.6: Spostamento verticale del nodo di mezzeria nel caso non danneggiato e danneggiato.

4.1.2.1 Analisi di sensitività ai parametri di danno

Aver parametrizzato l'espressione della matrice di rigidezza di elemento danneggiato ne ha permesso l'implementazione nell'algorithm per poter eseguire delle analisi di sensitività al variare dei due parametri di input descrittivi del danno, ζ e δ . La prima variazione calcolata in output è stata l'incremento percentuale di spostamento verticale del nodo 6 (indicato in *Figura 4.7*) del caso danneggiato, (asta danneggiata 6), rispetto al caso non danneggiato.

La *Figura 4.8* mostra i risultati di questa prima analisi di sensitività.

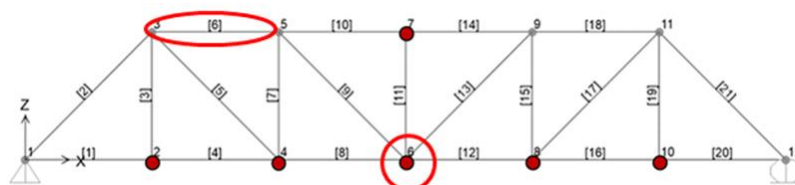


Figura 4.7: Sketch della struttura analizzata in cui si evidenziano l'elemento danneggiato (asta 6) e il nodo di cui si misura l'incremento di spostamento verticale (nodo 6).

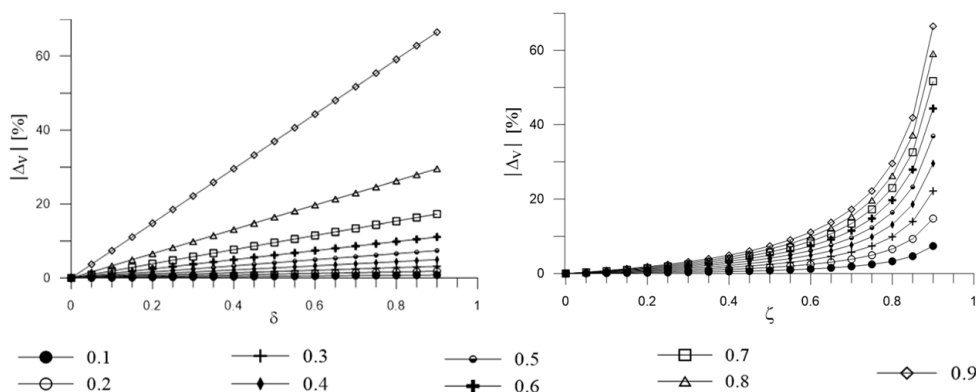


Figura 4.8: Analisi di sensitività dell'incremento di spostamento verticale al variare di ζ , sinistra e δ , destra.

Tali andamenti sono in accordo con l'espressione dello SRF (*Equazione 4.58*), in cui la dipendenza da ζ è lineare mentre quella da δ è in proporzionalità quadratica diretta.

La seconda variazione calcolata in output è relativa alla frequenza della struttura danneggiata rispetto al caso non danneggiato, in *Figura 4.9* si riportano i risultati delle analisi parametriche per i primi sette modi di vibrare della struttura, al variare del parametro δ rappresentativo dell'estensione del danno. Ogni curva è associata ad un valore costante del secondo parametro di danno ζ . Quello che si evince dai grafici è che il terzo modo risente maggiormente della presenza di danno nell'elemento 6.

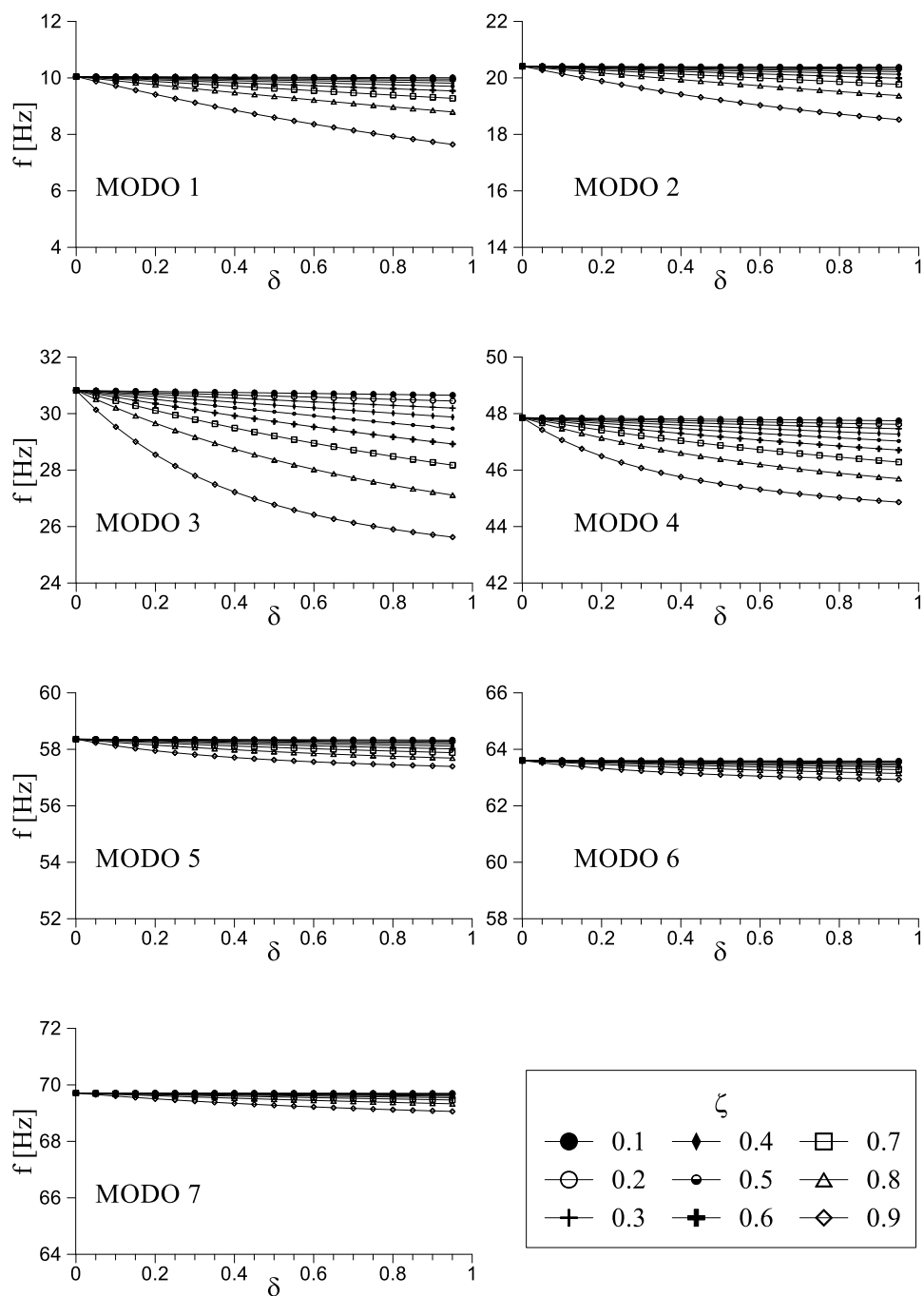


Figura 4.9: Analisi di sensitività della frequenza al variare del parametro δ .

Analogamente in *Figura 4.10* vengono mostrati gli effetti della presenza di danno sulla frequenza al variare del parametro ζ rappresentativo dell'intensità del danno. Le varie curve sono relative a valori costanti del parametro δ . Ancora una volta il terzo modo risulta essere più influenzato dalla presenza di danno.

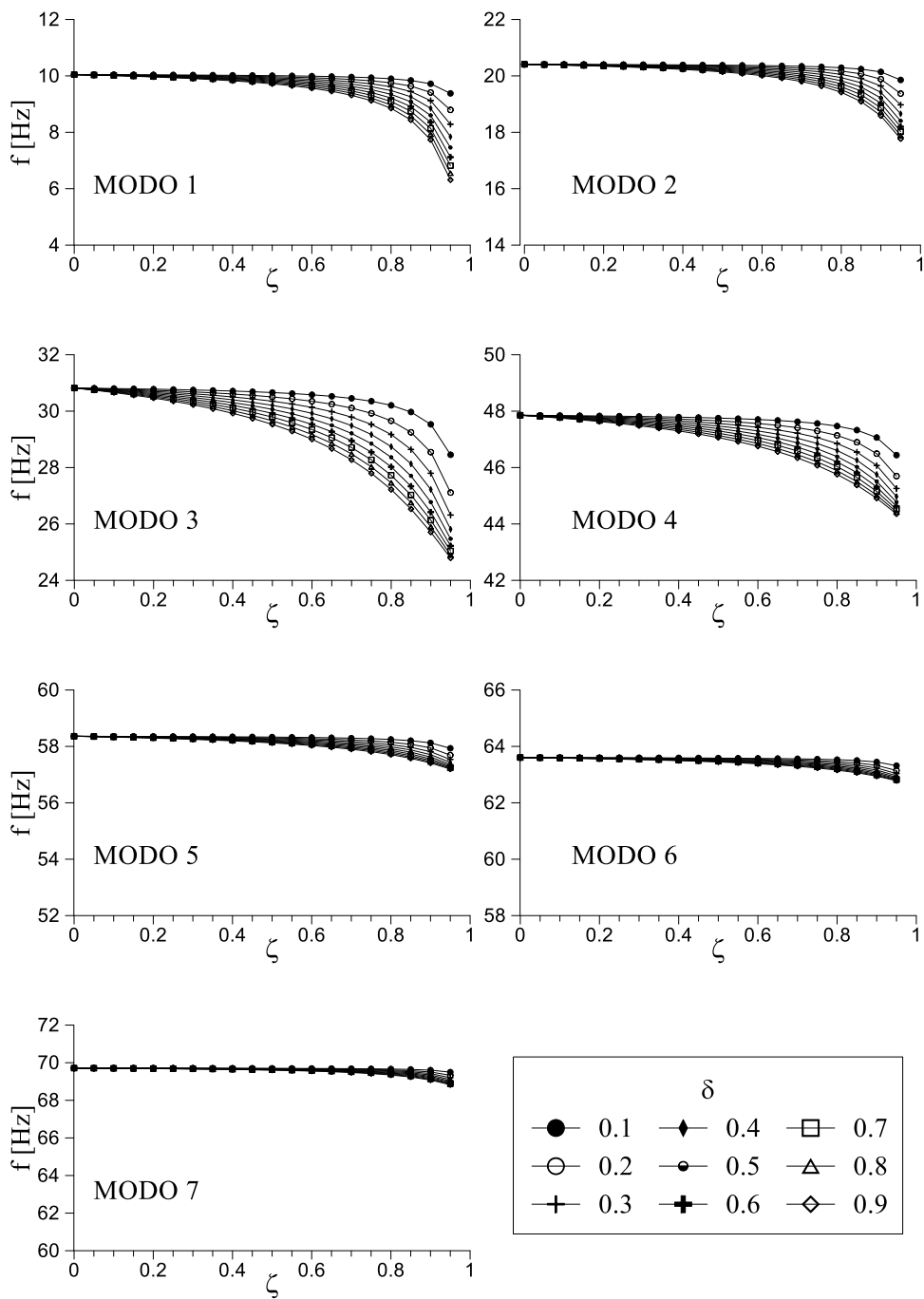


Figura 4.10: Analisi di sensitività della frequenza al variare del parametro ζ .

A scopo di sintesi la Figura 4.11 mostra gli effetti della presenza di danno sulla variazione di frequenza “danneggiata” normalizzata rispetto alla frequenza “non danneggiata” per i primi quattro modi di vibrare.

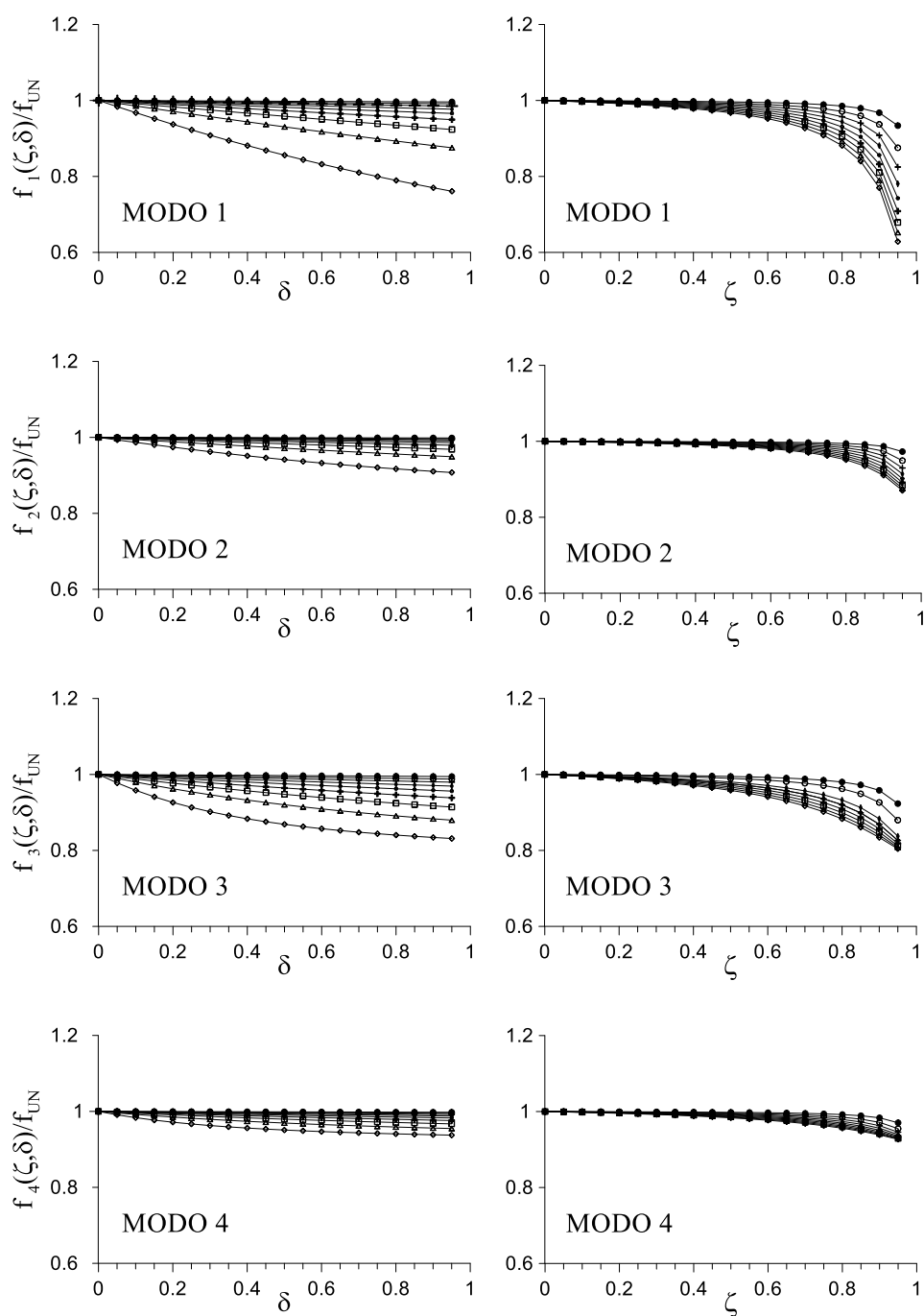


Figura 4.11: Analisi di sensitività della frequenza normalizzata al variare del parametro ζ e δ .

La terza analisi di sensitività ha lo scopo di studiare, quale variazione del parametro di input, lo scenario di danneggiamento ovvero la locazione dell'elemento danneggiato. Il danno viene dunque modellato in quattro aste differenti, rispettivamente nell'asta 2, 5, 6 e 7 della trave reticolare come si vede in *Figura 4.12*.

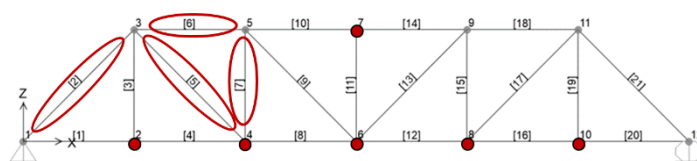


Figura 4.12: Scenari di danno analizzati nell'analisi parametrica.

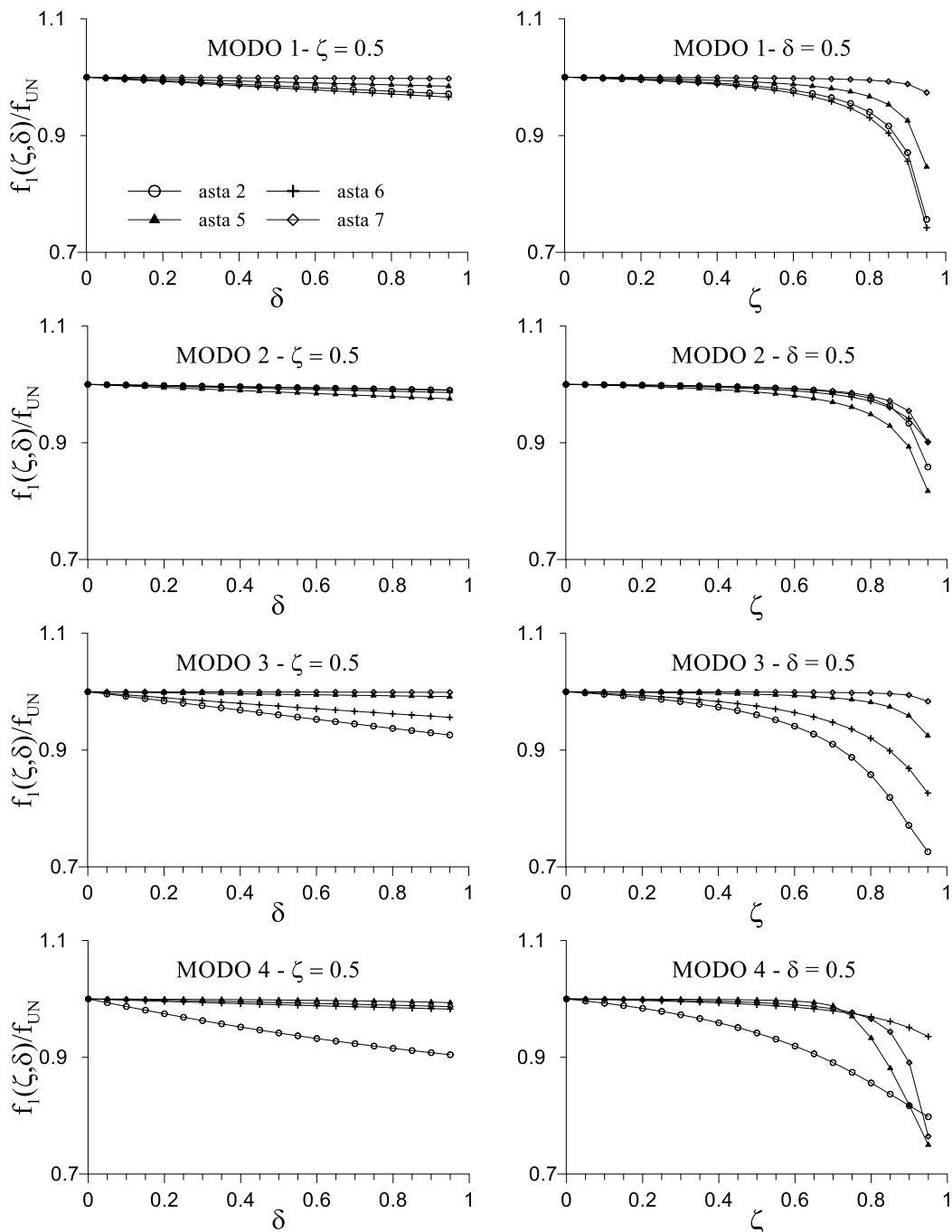


Figura 4.13: Analisi di sensitività della frequenza normalizzata al variare della posizione e dei parametri di danno.

Ad eccezione del secondo modo di vibrare, i primi quattro modi analizzati mostrano una variazione di frequenza più marcata quando l'elemento danneggiato è l'elemento 2.

4.1.3 Analisi numerica della risposta dinamica al rumore bianco

Principalmente le analisi dinamiche vengono effettuate al fine di determinare le frequenze dei modi naturali di vibrazione, le corrispondenti forme modali ed i valori di smorzamento associati. L'insieme di tali parametri, i cosiddetti parametri modali, caratterizza compiutamente il comportamento dinamico della struttura. Le equazioni del moto per sistemi strutturali a più gradi di libertà MDOFs possono essere ricavate direttamente dal principio di d'Alembert come riportato in forma compatta nell'Equazione 4.60:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}_d\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{h}w(t) \quad 4.60$$

In cui \mathbf{h} è il vettore di allocazione che indica in quali nodi del modello nominale è applicata l'eccitazione al sistema, $w(t)$ è un processo stocastico di tipo Rumore Bianco (White Noise *WN* per il cui approfondimento si rimanda al § 4.1.3.1.). Si considera il caso di sistema classicamente smorzato, con smorzamento viscoso alla Rayleigh, ovvero proporzionale alla combinazione lineare delle matrici di massa \mathbf{M} e rigidità \mathbf{K} secondo la 4.61:

$$\mathbf{C}_d = a_0\mathbf{M} + a_1\mathbf{K} \quad 4.61$$

Le due costanti di proporzionalità, a_0 e a_1 , sono determinate a partire dal rapporto di smorzamento. La matrice di smorzamento viene generalmente definita attraverso il valore del fattore di smorzamento ξ dato dal rapporto tra smorzamento della struttura e smorzamento critico, dove ξ può essere assunto pari a 1.5% per i ponti ferroviari [67].

Di tale modello può essere data una formulazione nello spazio di stato per convertire le equazioni differenziali governanti il problema, in un set di equazioni di primo ordine:

$$\begin{cases} \dot{\mathbf{x}} = \mathbf{A}\mathbf{x} + \mathbf{B}w(t) \\ \mathbf{y} = \mathbf{C}\mathbf{x} \end{cases} \quad 4.62$$

Nelle 4.62 \mathbf{x} è il vettore di stato, e la matrice \mathbf{C} determina quali variabili di stato contenute in \mathbf{x} si leggeranno nel vettore di output \mathbf{y} . Per tanto \mathbf{y} può contenere variabili arbitrarie rappresentative del sistema, in questa procedura sono state simulate le accelerazioni verticali. In forma matriciale le grandezze interessate assumono le seguenti espressioni:

$$\mathbf{x} = \begin{bmatrix} \mathbf{u} \\ \dot{\mathbf{u}} \end{bmatrix}, \mathbf{A} = \begin{bmatrix} \mathbf{0}_{21 \times 21} & \mathbf{I}_{21 \times 21} \\ (-\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K})_{21 \times 21} & (-\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C}_d)_{21 \times 21} \end{bmatrix}, \mathbf{B} = \begin{bmatrix} \mathbf{0}_{21 \times 1} \\ \mathbf{I}_{21 \times 1} \end{bmatrix}, \mathbf{C} = [(-\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K})_{21 \times 21} \quad (-\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C}_d)_{21 \times 21}]$$

4.1.3.1 Processi stocastici – White Noise

La definizione di processo stocastico non può prescindere da quella di serie temporale o storica riferita a qualsiasi fenomeno misurabile che varia nel tempo e la cui registrazione costituisce, appunto, la serie in esame. Più precisamente per serie temporale si intende una successione di osservazioni ordinate logicamente secondo una variabile tempo t nella maggior parte dei casi. Risulta quindi di interesse lo studio della dinamica temporale di tale serie (analisi univariata) e delle eventuali connessioni con altre serie storiche ad essa collegate (analisi multivariata).

Guardando la definizione di serie temporale da un'angolazione probabilistica, si introduce il concetto di processo stocastico (detto anche processo aleatorio e indicato con $\mathbf{X}(t)$), come una famiglia di variabili casuali descritte da un parametro t appartenente ad un insieme parametrico T :

$$\mathbf{X}(t), t \in T$$

La conoscenza di un processo stocastico equivale alla conoscenza della distribuzione di probabilità multipla per qualsiasi sottoinsieme di T e per qualsiasi valore delle variabili casuali (v.c.).

Una prima classificazione dei processi stocastici può essere fatta con riguardo all'indipendenza o meno delle v.c. componenti il processo. Un processo a componenti incorrelate è il processo definito come rumore bianco, (*WN*), ovvero un particolare tipo di rumore caratterizzato dall'assenza di periodicità nel tempo e da ampiezza costante su tutto lo spettro di frequenze come si può osservare

in *Figura 4.14*. È definito “bianco” in analogia con il fatto che una radiazione elettromagnetica di simile spettro all’interno della banda della luce visibile apparirebbe all’occhio umano come luce bianca. Nella pratica il rumore bianco non esiste: si tratta di un’idealizzazione teorica, poiché nessun sistema è in grado di generare uno spettro uniforme per tutte le frequenze estese da zero a infinito.

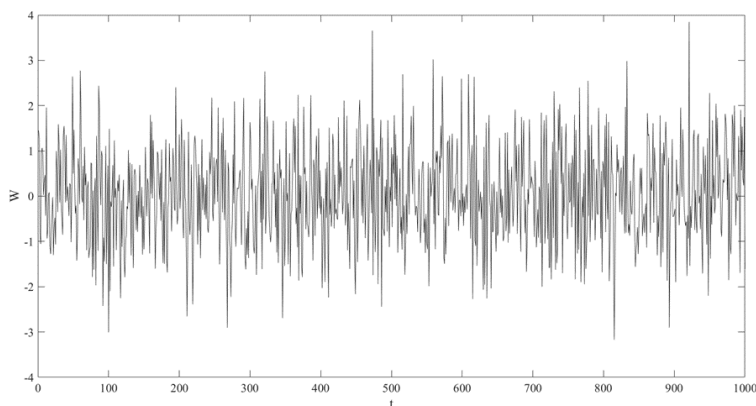


Figura 4.14: Processo Stocastico Gaussiano di tipo White Noise.

Un processo stocastico White Noise $X(t)$ è completamente definito dal suo valor medio, che è uguale a zero, *Equazione 4.63*, e dalla sua funzione di varianza finita costante, (cioè non dipendente da t), *Equazione 4.64*:

$$\mathbb{E}[X(t)] = \mu_X(t) = 0 \quad 4.63$$

$$\mathbb{E}[(X(t) - \mu_X(t))^2] = \mathbb{E}[X(t)^2] = \text{Var}[X(t)] = \sigma_X^2(t) \quad 4.64$$

$$\text{Cov}[X(t), X(s)] = \begin{cases} 0 & \forall t \neq s \\ \sigma_X^2(t) & t = s \end{cases} \quad 4.65$$

Il rumore bianco continuo ha un tempo di correlazione pari a 0, una densità spettrale di potenza piatta e un’energia totale di infinito. In pratica, i sistemi fisici non sono mai disturbati dal rumore bianco, anche se il rumore bianco è un’ approssimazione teorica utile quando il disturbo ha un tempo di correlazione molto piccolo rispetto alla larghezza di banda naturale del sistema.

Non vengono fatte a priori ipotesi sulla distribuzione di $X(t)$ ma qualora si supponga che, per ogni t , $X(t)$ sia anche una variabile casuale normale, allora si parla di Processo Stocastico White Noise Gaussiano. Poiché l’incorrelazione di v.c. normali implica l’indipendenza, un processo WN Gaussiano è sicuramente a componenti indipendenti.

È stato applicato al sistema in ambiente Simulink un rumore bianco utilizzando una sequenza casuale con un tempo di correlazione molto più piccolo della costante di tempo più breve del sistema. Il modello viene quindi eccitato con una forzante di tipo White Noise applicata equamente ad ogni nodo della struttura e in entrambe le direzioni, verticale ed orizzontale, al fine di simulare le vibrazioni ambientali e viene successivamente risolto il problema nello spazio di stato al fine di determinare in output le accelerazioni dei nodi della struttura come sinteticamente mostrato nello schema in *Figura 4.15*.

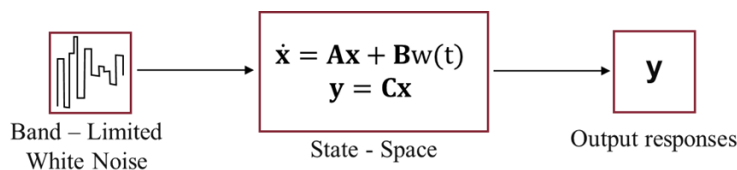


Figura 4.15: Schematizzazione dell’algoritmo implementato in ambiente Simulink.

4.1.4 Confronto tra grandezze modellate e misurate

La dipendenza della frequenza dal valore di Stiffness Reduction Factor Γ , è descritta direttamente dal modello numerico parametrizzato. La procedura come spiegato nel paragrafo precedente, utilizza risposte pseudo-sperimentali, generate dal modello numerico sotto WN. Risolvendo il problema nello spazio di stato, si ottengono le accelerazioni verticali in sei nodi prestabiliti della struttura, prima e dopo il danneggiamento.

Per evitare punti zero modali è stata effettuata una scelta ottimale del layout ideale dei sensori, ovvero dei nodi in cui determinare le accelerazioni, sulla base dell'osservazione delle prime forme modali. I nodi scelti sono indicati in rosso in *Figura 4.16*.

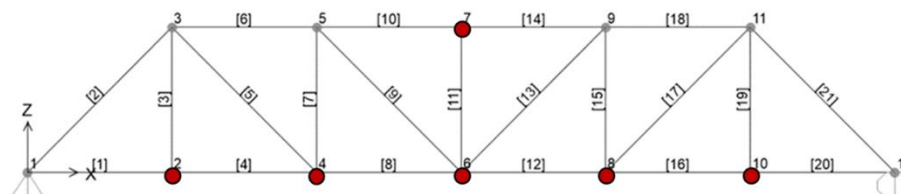


Figura 4.16: Layout ideale dei sensori verticali.

I dati ottenuti in via pseudo sperimentale su modello di risposta, ovvero le accelerazioni verticali, sono stati infine utilizzati per effettuare un'identificazione dinamica dei parametri modali (frequenze e forme modali), attraverso SSI utilizzando il toolbox di Matlab MACEC, sviluppato dal Dipartimento di Structural Mechanics K.U. Leuven [68].

Il più tradizionale confronto sulla base del modello modale, cioè degli autovalori ed autovettori, può offrire delle indicazioni molto significative che verranno espone nel successivo paragrafo.

4.1.4.1 Risposta dinamica strutturale al rumore bianco

Si riportano di seguito, (*Figure 4.17:4.22*), le risposte strutturali dinamiche dei 6 nodi evidenziati precedentemente, sotto eccitazione White Noise. Per ogni nodo selezionato, sono mostrate sia le storie temporali in accelerazione nel dominio del tempo, che le risposte pseudo sperimentali nel dominio della frequenza ottenute tramite Fast Fourier Transform *FFT*. La frequenza di campionamento è di 1000 Hz e il tempo di registrazione, come si vede dai grafici in basso, è di 900 secondi.

L'analisi nel dominio della frequenza risulta utile per evidenziare le variazioni di frequenza tra stato danneggiato ed integro. In tutti i casi mostrati l'elemento danneggiato è l'asta 6, *Figura 4.16*. Infine, sono riassunte in *Tabella 4.5* le variazioni di frequenza relative ai primi tre modi di vibrare in percentuale. Si può notare che il terzo modo risulta quello maggiormente influenzato dalla presenza di danno nell'elemento 6.

4 - Identificazione del danno in strutture reticolari con dati della risposta globale

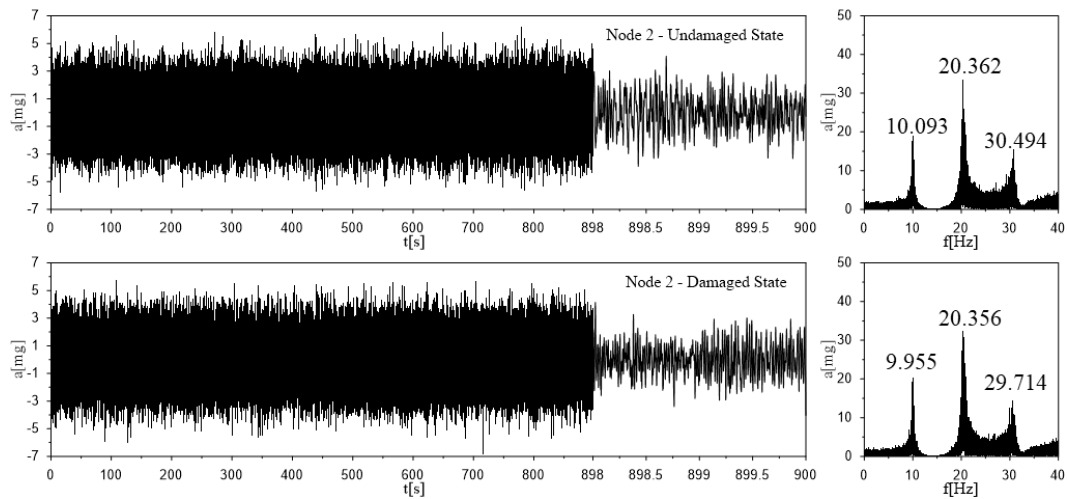


Figura 4.17: Risposta dinamica del nodo 2 sotto WN prima e dopo il danneggiamento.

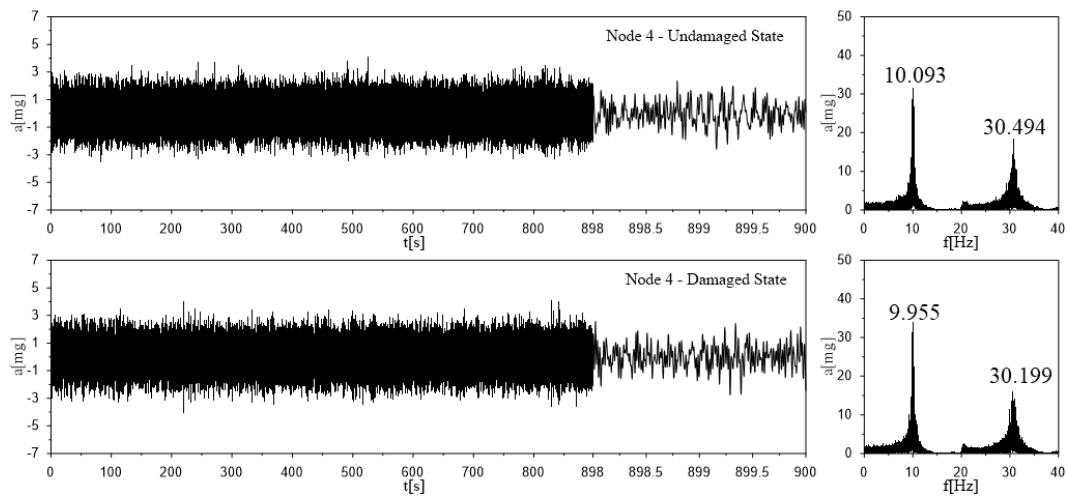


Figura 4.18: Risposta dinamica del nodo 4 sotto WN prima e dopo il danneggiamento.

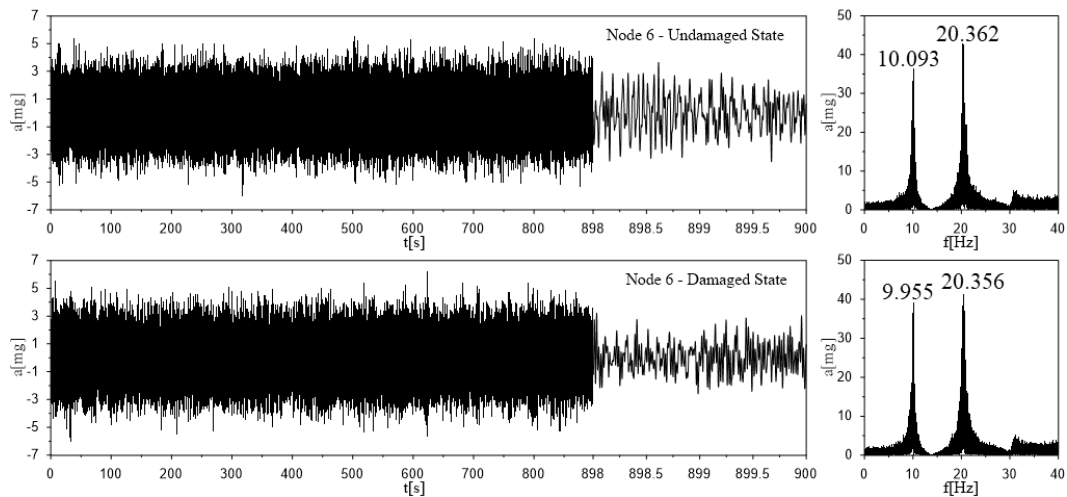


Figura 4.19: Risposta dinamica del nodo 6 sotto WN prima e dopo il danneggiamento.

4 - Identificazione del danno in strutture reticolari con dati della risposta globale

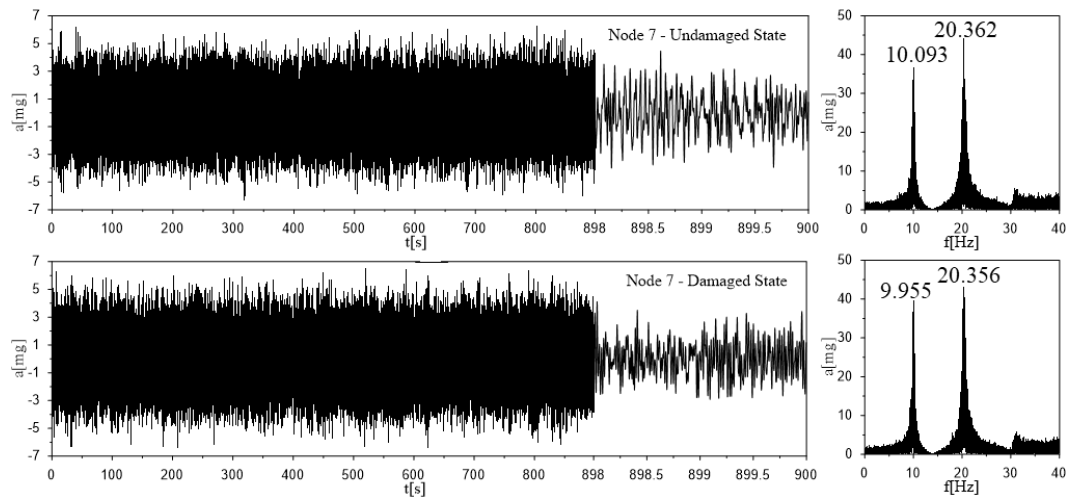


Figura 4.20: Risposta dinamica del nodo 7 sotto WN prima e dopo il danneggiamento.

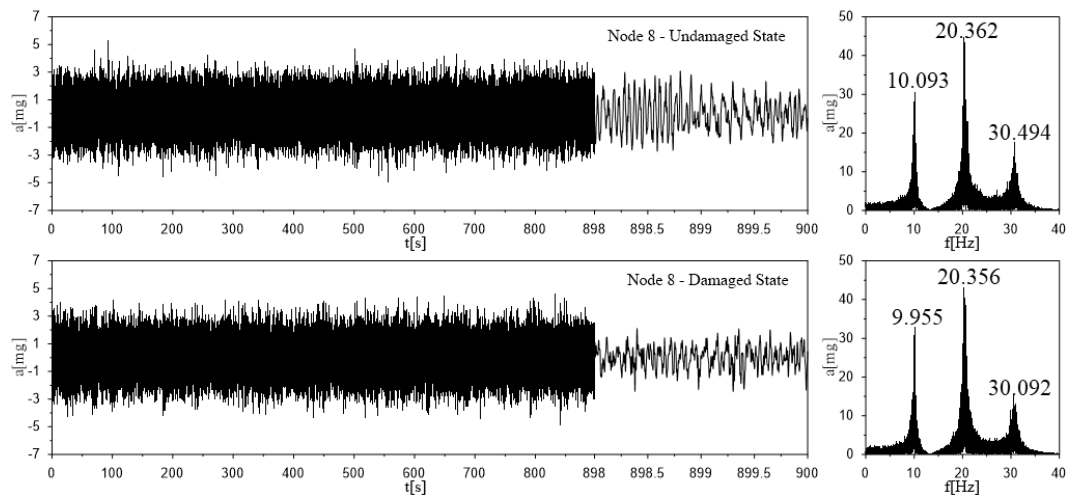


Figura 4.21: Risposta dinamica del nodo 8 sotto WN prima e dopo il danneggiamento.

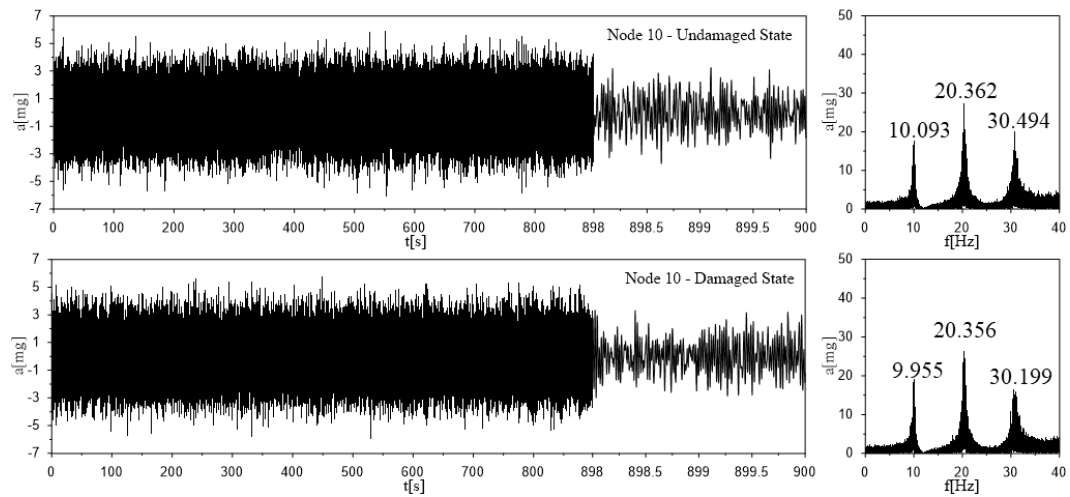


Figura 4.22: Risposta dinamica del nodo 10 sotto WN prima e dopo il danneggiamento.

Tabella 4.5: Variazioni percentuali di frequenza tra caso danneggiato ed integro.

	Modo 1	Modo 2	Modo 3
f_u [Hz]	10.093	20.362	30.494
f_d [Hz]	9.955	20.356	29.714
Δf [%]	1.37%	0.03%	2.56%

4.1.4.2 Identificazione delle frequenze naturali - diagrammi di stabilità

Le misure accelerometriche ottenute sotto WN sono state utilizzate per un'identificazione dinamica dei parametri modali attraverso una classica procedura Data-Driven SSI. Vengono così determinati i diagrammi di stabilità al fine di identificare le frequenze del sistema nello stato danneggiato e non danneggiato. La procedura SSI stima efficacemente la matrice di stato **A** e la matrice di output **C**. Il numero dei modi presenti in **A** sarà uguale alla metà dell'ordine del modello n specificato a priori, che in questo caso si è posto pari ad 80. Tra i modi ottenuti tramite SSI ci sono modi non fisici, (o spuri), ovvero privi di significato meccanico che devono essere separati dai modi fisici. A tale scopo, vengono utilizzati vari criteri di validazione modale relativi a due ordini consecutivi del modello:

- Differenze relative in frequenza < 20 %,
- Differenze relative in smorzamento < 30 %,
- Range di smorzamento: 0 ÷ 5 %.

Si riportano in *Figura 4.23* i diagrammi di stabilità del modello in esame, ottenuti tramite SSI per il caso non danneggiato e danneggiato. I diagrammi di stabilità risultano essere molto puliti e le frequenze, che potrebbero essere associate ai modi di vibrare naturali, sono facilmente individuabili, poiché generate da risposte pseudo sperimentali. I risultati coincidono con i picchi delle Power Spectral Density PSD riportati in grigio e i risultati numerici sono sintetizzati in *Tabella 4.6*, dove i pedici d e u sono riferiti allo stato danneggiato e non.

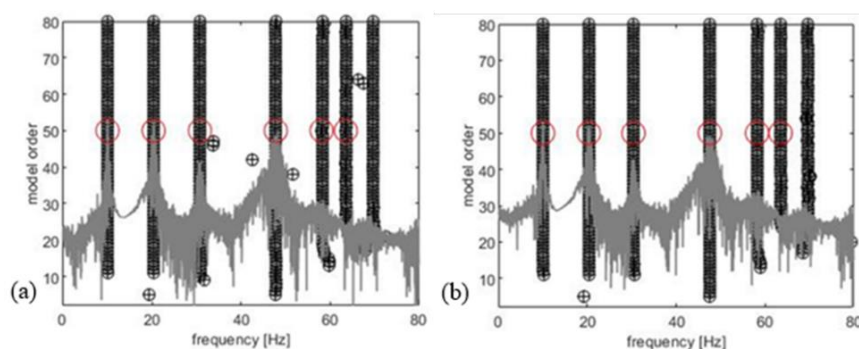


Figura 4.23: Diagrammi di stabilità ottenuti per il sistema non danneggiato (a) e danneggiato (b).

Tabella 4.6: Frequenze identificate tramite SSI, pre e post danneggiamento.

Modo	f_u [Hz]	f_d [Hz]	Δf [%]
1	10.045	9.935	1.11
2	20.410	20.320	0.44
3	30.820	30.352	1.54
4	47.855	47.562	0.62
5	58.360	58.274	0.15
6	63.605	63.547	0.09

4.1.4.3 Identificazione delle forme modali

Sono state identificate tramite SSI le prime sei forme modali nei casi di pre e post danneggiamento, queste sono state messe a confronto con i risultati ottenuti dal modello numerico in SAP2000 (ovvero determinati direttamente dal modello spaziale). Come si può notare, *Figura 4.24*, esiste un buon accordo tra forme modali da modello e identificate.

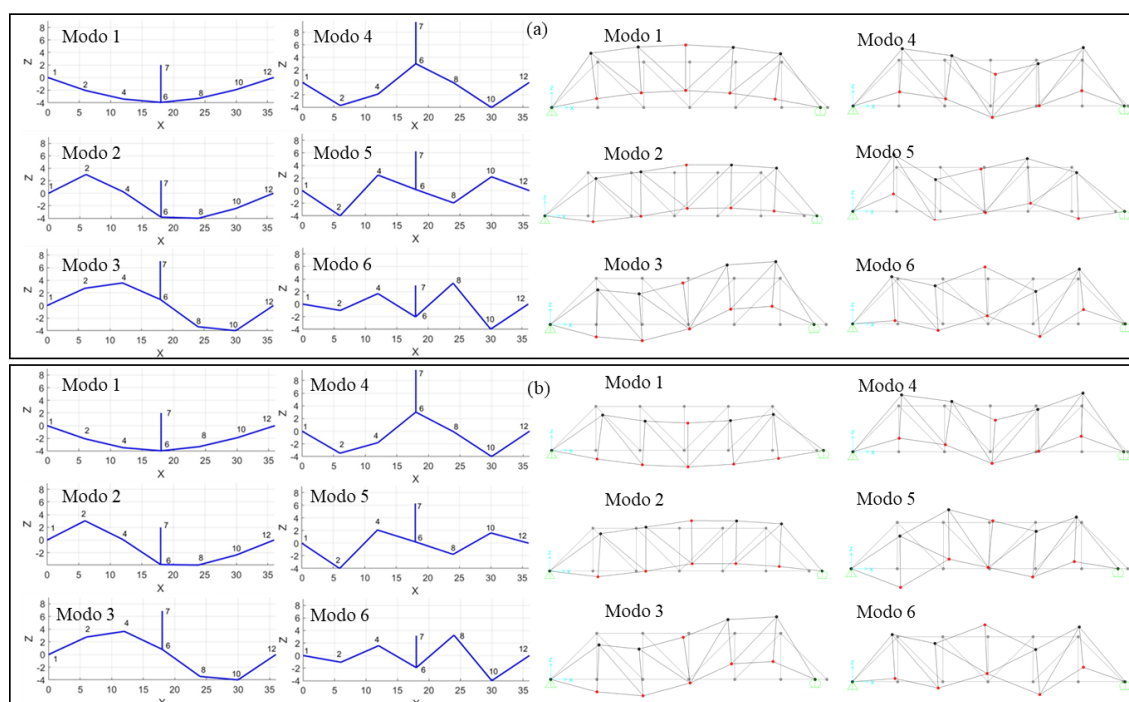


Figura 4.24: Confronto tra forme modali identificate e da modello nei casi di pre (a) e post (b) danneggiamento.

4.1.4.4 Identificazione del danno

Il problema inverso alla base dell'identificazione del danno viene risolto minimizzando una funzione obiettivo \mathcal{L} che definisce l'errore tra la risposta dinamica ottenuta dal modello numerico, e per tanto dipendente dai parametri di danno, e i dati di vibrazione ottenuti tramite analisi pseudo sperimentale. È necessario considerare solo un numero ottimale di modi per determinare in maniera univoca la curva $\Gamma(\delta, \zeta)$ definita nel piano dei parametri di danno (δ, ζ) . La funzione obiettivo può essere definita in diversi modi come già precisato nei capitoli precedenti, quella basata su misurazioni di frequenza si esprime come riportato nell'Equazione 4.66:

$$\mathcal{L}(\delta, \zeta) = \sum_{i=1}^{nm} \left| \frac{\omega_{d,i}^{EX} - \omega_{d,i}^{NM}(\delta, \zeta)}{\omega_{u,i}^{EX}} \right|^2 \quad 4.66$$

Le grandezze $\omega_{d,i}^{EX}$ e $\omega_{d,i}^{NM}(\delta, \zeta)$ sono le frequenze i -esime, rispettivamente sperimentale e numerica, determinate nello stato danneggiato mentre $\omega_{u,i}^{EX}$ rappresenta la frequenza corrispondente nel caso non danneggiato. Pertanto, una stima ottimale del danno è data dalla combinazione dei parametri indicata con il target point $T = (\bar{\delta}, \bar{\zeta})$ corrispondente a $\Gamma(\bar{\delta}, \bar{\zeta})$ che nello spazio dei parametri di danno minimizza la funzione obiettivo $\mathcal{L}(\bar{\delta}, \bar{\zeta})$: $\Pi \rightarrow \mathbb{R}$.

La *Figura 4.25* mostra i risultati della performance dell'indice \mathcal{L} nella rilevazione della curva $\Gamma(\delta, \zeta)$ al variare il numero di modi. Il punto target della simulazione è fissato a $T(\delta=0,3; \zeta=0,5)$ ovvero i due parametri di danno assegnati all'elemento che di volta in volta è stato danneggiato; tale punto target è indicato in rosso nei grafici. Il fattore di riduzione della rigidità correlato al punto target è pari a 0,769 e la curva ad esso associata è rappresentata in rosso. Per maggiore chiarezza i risultati

in forma numerica sono sintetizzati nella *Tabella 4.7* che mostra le prestazioni dell'indice \mathcal{L} nel rilevamento del fattore di riduzione della rigidità al variare del numero di modi considerati. Si nota che il numero di modi necessari per ottenere una soluzione unica dipende dalla posizione dell'asta danneggiata e dal tipo di struttura analizzata: nel caso di danneggiamento nelle aste 2 e 6 sono sufficienti i primi tre modi, nel caso in cui l'asta danneggiata sia la 5 per determinare lo SRF sono sufficienti i primi due modi.

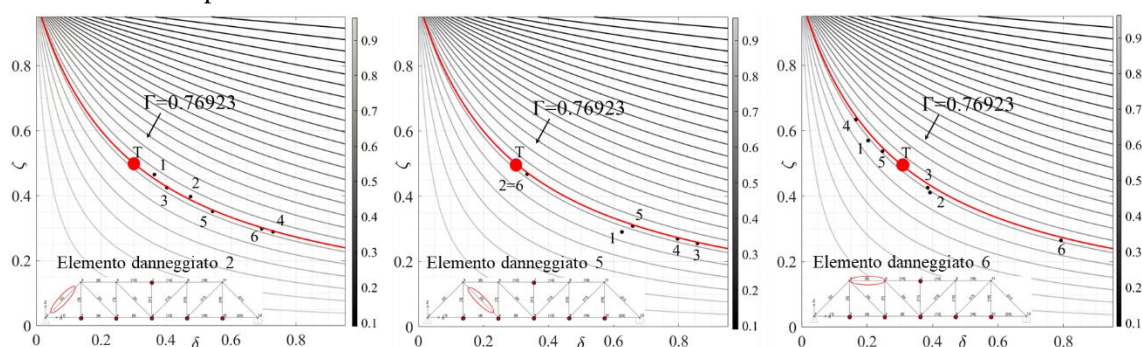


Figura 4.25: Prestazioni dell'indice \mathcal{L} nell'identificazione dello SRF nel piano dei parametri di danno (δ, ζ) .

Tabella 4.7: Prestazioni dell'indice \mathcal{L} nell'identificazione dello SRF al variare del numero di modi considerati.

Modo	Asta 2		Asta 5		Asta 6	
	Γ	E_r [%]	Γ	E_r [%]	Γ	E_r [%]
1	0.7596	1.24	0.7958	3.46	0.7879	2.44
2	0.7617	0.90	0.7721	0.39	0.7852	2.08
3	0.7709	0.22	0.7722	0.40	0.7750	0.76
4	0.7714	0.28	0.7725	0.43	0.7766	0.97
5	0.7722	0.39	0.7726	0.44	0.7773	1.05
6	0.7724	0.42	0.7729	0.48	0.7778	1.12

4.1.4.5 Approccio in flessibilità

Tra le procedure basate sulla flessibilità è stato applicato al modello nominale il metodo che utilizza i Damage Locating Vectors ovvero uno speciale set di vettori di carico che se applicati alla struttura staticamente, producono stress nullo negli elementi danneggiati. Il set di vettori di carico linearmente indipendenti deve soddisfare la relazione 3.6 del § 3.1.1.4. Definita la matrice \mathbf{F}_Δ data dalla differenza tra le due matrici di flessibilità calcolate in fase di pre e post danneggiamento, i DLVs risultano essere una base nullspace per \mathbf{F}_Δ e possono essere calcolati tramite SVD. Applicati tali vettori al modello analitico non danneggiato, viene calcolato per ogni vettore di carico la tensione cumulativa normalizzata di ogni elemento della struttura. L'elemento danneggiato è quello che presenta ncs nullo, come si può vedere nel grafico in *Figura 4.26* si tratta dell'elemento 6.

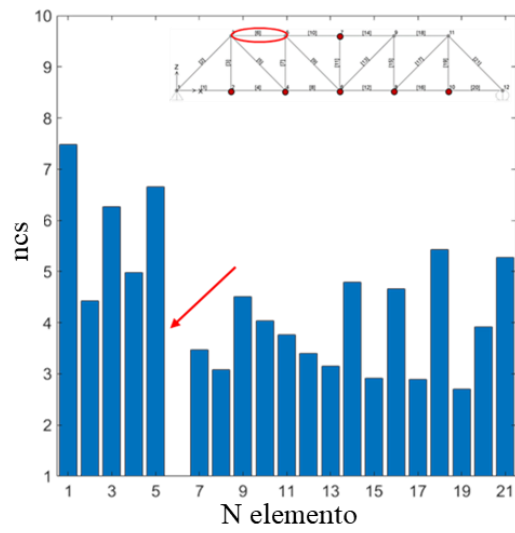


Figura 4.26: Risultati dell'applicazione al modello nominale dell'approccio in flessibilità.

5 DAI MODELLI DI TRAVE RETICOLARE AI VIADOTTI FERROVIARI IN ACCIAIO

La corretta modellazione meccanica di strutture complesse come i ponti rappresenta un aspetto cruciale nella valutazione delle sollecitazioni dinamiche indotte dai convogli ferroviari. La valutazione del comportamento statico e dinamico dipende fortemente dalla tecnica di modellazione adottata sia nel caso di strutture iperstatiche che isostatiche, come gli impalcati semplicemente appoggiati. L'analisi di ponti e viadotti ferroviari può realizzarsi modellando separatamente la sovrastruttura, l'impalcato, dagli elementi di supporto sottostanti, pile e spalle, oppure mediante modelli integrati che rappresentano l'intera struttura comprese le fondazioni. Le stesse pile possono essere modellate utilizzando tecniche di modellazione differenti, una modellazione puntuale ad esempio nel caso di pile a trave reticolare, oppure una modellazione a trave in cui gli elementi sono dotati di caratteristiche inerziali equivalenti. Nei modelli integrali, particolare attenzione dovrebbe essere rivolta alla modellazione delle fondazioni che, a seconda del terreno, possono essere assunte come perfettamente rigide o deformabili.

I diversi approcci scelti possono condurre a risultati in termini di caratteristiche dinamiche dei modelli numerici anche significativamente diversi fra loro, con una corrispondente differenza anche nella risposta dinamica sotto l'azione dei carichi mobili verticali opportunamente utilizzati per la simulazione del passaggio dei convogli ferroviari.

Da qui si capisce come i modelli numerici agli elementi finiti siano inevitabilmente un'approssimazione della realtà in quanto basati su idealizzazioni del reale comportamento meccanico della struttura oggetto di studio. Tali modelli risultano irrimediabilmente affetti da un grado di incertezza incognito che può dipendere da vari fattori come: un'erronea scelta di modellazione, una discretizzazione del modello non adatta a descrivere la risposta strutturale, errori nella definizione della geometria o delle caratteristiche meccaniche dei materiali. Gli errori legati ai primi due fattori possono essere risolti direttamente dall'operatore sulla base della propria esperienza, mentre quelli legati alla definizione dei parametri geometrici e meccanici sono risolvibili mediante tecniche di aggiornamento numerico.

Da queste considerazioni si evince come la corretta interpretazione e valutazione del comportamento di impalcati ferroviari, debba quindi essere affrontata in maniera globale, con approcci in grado di superare le varie incertezze legate alla corretta valutazione del comportamento dinamico e alla modellazione della struttura, e che contribuiscono a definire il reale comportamento in esercizio dell'opera.

5.1 Complessità di un Viadotto ferroviario a trave reticolare: Ponte Quisi

Il Viadotto Quisi è un antico ponte ferroviario metallico del XX secolo, situato in Spagna. È interamente rivettato, di luce complessiva pari a 170 m. Presenta controventi verticali in direzione trasversale. Dal punto di vista dello schema statico longitudinale il viadotto vede l'alternarsi di soluzioni continue a soluzioni di semplice appoggio. Il Viadotto Quisi è stato investigato con differenti tecniche al fine di determinare il danno prodotto da fenomeni di fatica (test dinamici, ispezioni visive con droni, acquisizione di immagini tramite fotogrammetria a raggi Gamma).

Al fine di identificare il comportamento dinamico reale dell'opera mediante analisi sperimentale OMA, è stata condotta una campagna sperimentale in vibrazioni ambientali. Successivamente è stato elaborato un modello globale agli elementi finiti (con elementi finiti monodimensionali), il quale è stato calibrato sulla base dei risultati sperimentali ottenuti mediante tecniche di

aggiornamento numerico. Ciò ha permesso l'individuazione dei dettagli critici maggiormente esposti alle problematiche di fatica, ed oggetto di una successiva modellazione più accurata.

5.2 Inquadramento territoriale e descrizione dell'opera

Il Viadotto Quisi è situato nel comune di Benissa (Alicante), città nel Sud della Spagna; esso appartiene alla linea ferroviaria 9 Ferrocarrillas de la Generalitat Valenciana *FGV* che collega Alicante con Denia passando sopra l'estesa gola del Quisi, da cui prende il nome. È stato realizzato sulla base di un progetto del tecnico delle miniere José Carbonell Morand tra il 1914 e il 1915 sotto la direzione degli ingegneri civili José María Serra e Alonso del Real (incaricati della costruzione del ponte dalla società francese Société des Travaux publics).

Il viadotto è composto da due sistemi paralleli di travi reticolari di tipo Pratt, ovvero con diagonali tesi e montanti compressi; tutti i componenti principali sono costituiti da profili in acciaio rivettati. I collegamenti tra i vari elementi sono anch'essi ottenuti mediante soluzioni rivettate.

Il Quisi si estende per una lunghezza totale di circa 170 m e come si vede dalle *Figure 5.1-5.2* si compone di sei campate, due campate centrali di lunghezza pari a 42,00 m ciascuna, che costituiscono una trave iperstatica, e quattro campate laterali isostatiche approssimativamente di 21 m ciascuna. La struttura dell'impalcato presenta sezioni differenti per i vari elementi che la compongono: il corrente superiore ha sezione trasversale a T, formata da un'anima connessa all'ala tramite due angolari di rinforzo, e che risulta identica ma capovolta nel corrente inferiore, i diagonali sono formati da quattro angolari ad L disposti a croce, i montanti sono formati da quattro angolari ad L e una coppia di piastre interposta con funzione di rinforzo, (eccezion fatta per i montanti delle estremità di appoggio che presentano sezione più complessa), i traversi e i longheroni hanno una sezione trasversale a doppio T le cui ali sono formate da due angolari ad L, infine i controventi trasversali e inferiori di piano hanno sezione ad L semplice, (nelle campate isostatiche), e a doppia L, (nella campata iperstatica). Le dimensioni di tutti gli elementi sono variabili in funzione della posizione nel Viadotto.



Figura 5.1: Vista generale del Viadotto.

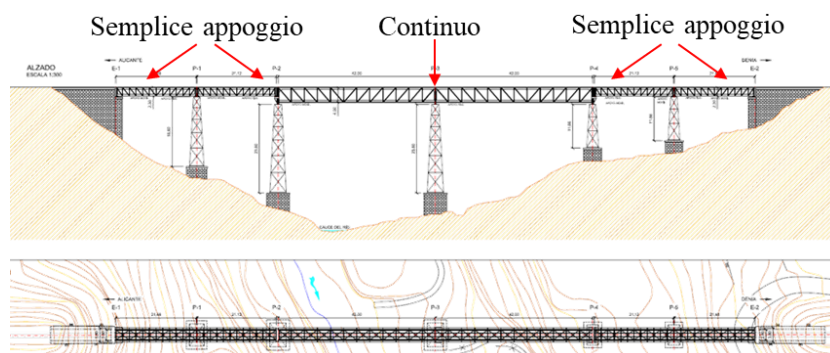


Figura 5.2: Schematizzazione della vista generale in alzata e in pianta del Viadotto.

L'impalcato poggia su cinque pile metalliche e due robuste spalle in calcestruzzo e muratura calcarea. Le pile hanno sezione troncoconica e risultano rastremate verso l'alto, *Figura 5.4 (b)*. Il basamento delle pile è in calcestruzzo rivestito da muri realizzati in conci di pietra calcarea. L'intera struttura ospita un unico binario a scartamento ridotto, (di larghezza pari a 1067 mm, contro lo scartamento ordinario di 1435 mm).

Le fondazioni delle pile centrali, a causa dell'impossibilità di realizzare fondazioni profonde con la tecnologia disponibile all'epoca, risultano essere in alveo e per tanto soggette a fenomeni di scalzamento.

Per quanto riguarda i dispositivi di appoggio, la campata principale, ha un dispositivo fisso nella mezzeria, (pila P-3) e due dispositivi mobili (carrelli) laterali (pile P2 e P4). Le campate laterali isostatiche hanno un supporto fisso e un supporto mobile in alternanza.

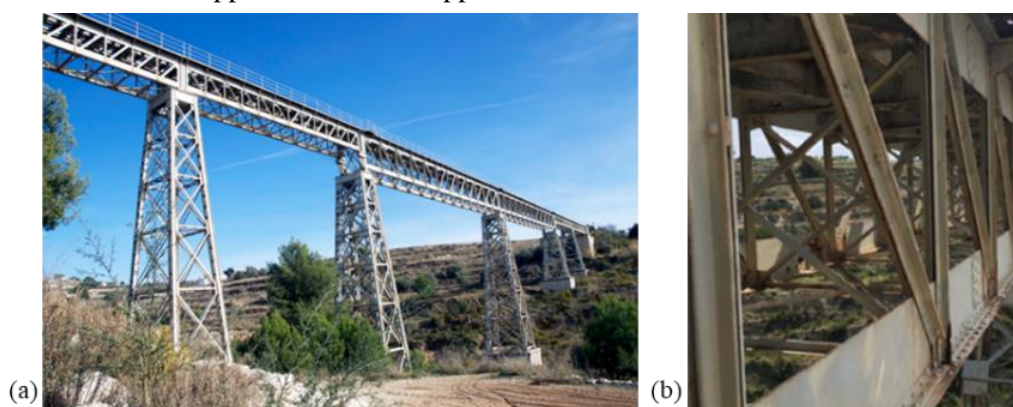


Figura 5.3: (a) Vista generale del Viadotto; (b) dettaglio di diagonali e montanti.

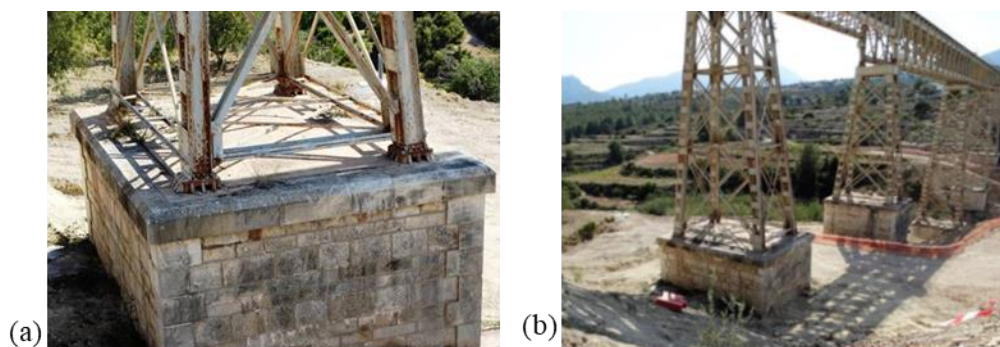


Figura 5.4: (a) Basamento in conci di pietra delle pile; (b) vista prospettica delle pile troncopiramidali.

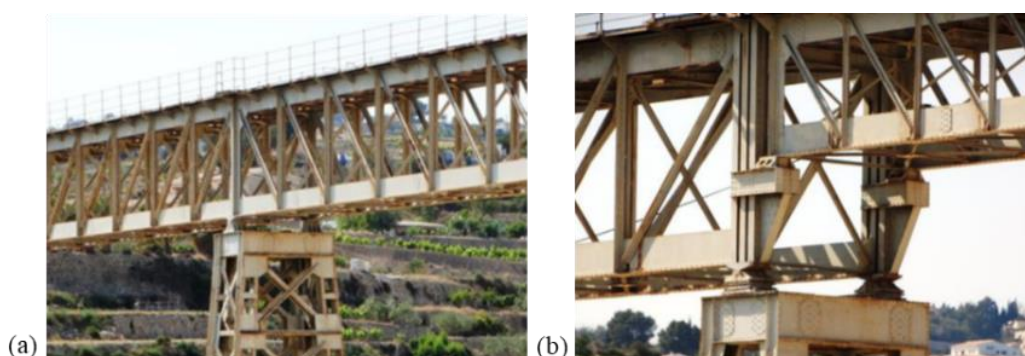


Figura 5.5: (a) Dettaglio dell'appoggio centrale della campata iperstatica P3; (b) dettaglio dell'appoggio laterale tra campata isostatica e iperstatica P4.

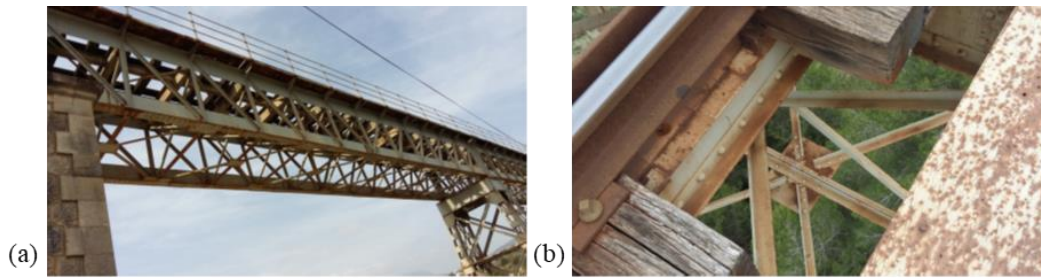


Figura 5.6: (a) vista inferiore dell'impalcato; (b) dettaglio dei diagonal inferiori.

5.3 Modelli globali

Le quattro campate laterali isostatiche sono geometricamente identiche e indipendenti dalle due campate centrali costituenti la trave iperstatica principale, per tanto le diverse campate componenti l'impalcato devono essere modellate e studiate separatamente. I modelli sono stati realizzati in SAP2000 con elementi truss connessi da cerniere. I parametri del materiale utilizzati nei modelli globali sono quelli nominali per acciaio S235 (Resistenza caratteristica a snervamento $f_{yK} = 240$ MPa, Modulo di Young $E = 210000$ MPa; Peso di volume $\rho = 7850$ Kg/m³).

La Figura 5.7 riporta le sezioni longitudinale e trasversale per le due tipologie di impalcato e la vista in pianta dell'opera.

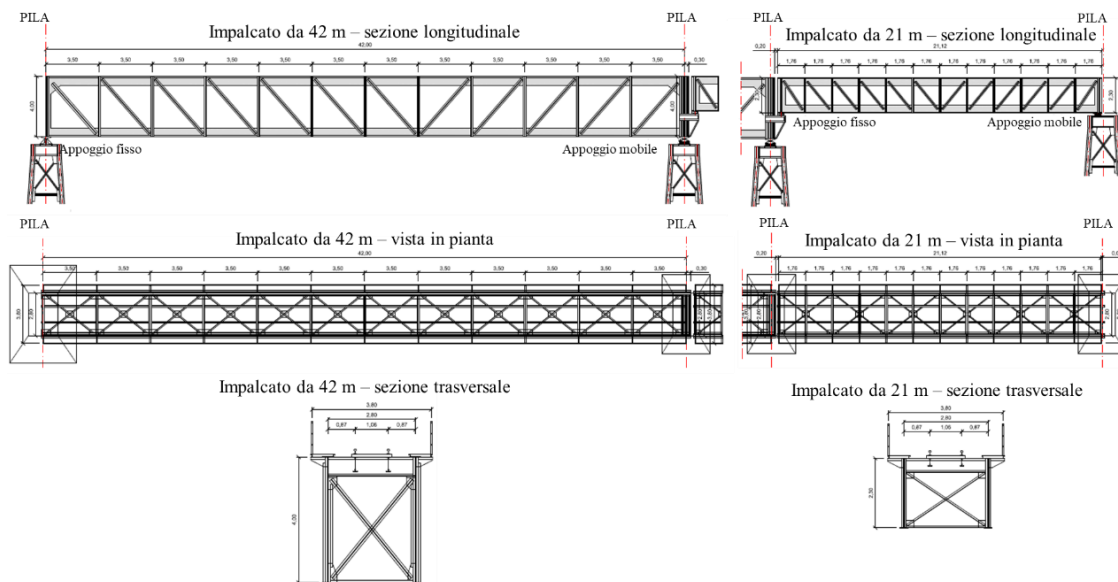


Figura 5.7: Dall'alto: sezione longitudinale, vista in pianta e sezione trasversale per la campata-tipo iperstatica da 42 m e la campata-tipo isostatica da 21 m.

In Figura 5.8 sono riportati i modelli globali dell'impalcato realizzati in SAP2000 relativi alla campata-tipo iperstatica (vano 3-4) e alla campata-tipo isostatica (vano 1, 2, 5, 6), e nelle Tabelle 5.1-5.2 sono riassunti i risultati dell'analisi modale.

In Figura 5.9 sono rappresentate le deformate modali dei primi tre modi di vibrare ritenuti significativi, ovvero quelli a prevalente componente verticale, per la campata tipo isostatica e per le campate iperstatiche. Per il sistema isostatico il primo modo ($f_1 = 8.598$ Hz) è una traslazione in direzione verticale, il secondo modo ($f_2 = 12.701$ Hz) è torsionale e il terzo ($f_3 = 24.158$ Hz) è una flessione nel piano verticale. Per il sistema iperstatico i primi due modi ($f_1 = 4.355$ Hz e $f_2 = 5.884$ Hz) sono flessioni nel piano verticale e il terzo modo ($f_3 = 7.936$ Hz) è torsionale.

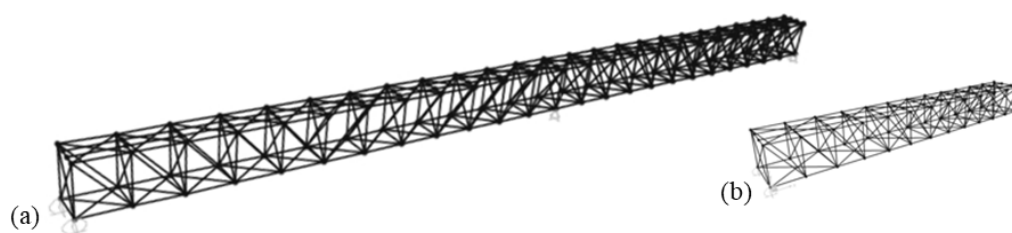


Figura 5.8: (a) Modello globale della campata iperstatica e (b) isostatica, realizzati in SAP2000.

Tabella 5.1: Analisi modale della campata iperstatica modellata in SAP2000.

<u>Campata iperstatica</u>									
Modo	T [s]	f [Hz]	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	Forma
1	0.264	3.793	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	63.058%	G-FL-o
2	0.253	3.948	0.000%	83.763%	0.000%	1.054%	0.000%	0.000%	G-TR-o
3	0.230	4.356	4.198%	0.000%	0.000%	0.000%	52.823%	0.000%	G-FL-v
4	0.170	5.884	0.000%	0.000%	74.717%	0.000%	0.000%	0.000%	G-TR-v
5	0.126	7.936	0.000%	0.167%	0.000%	61.766%	0.000%	0.000%	G-Tor
6	0.113	8.869	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	2.115%	L-FL-o
7	0.105	9.502	0.000%	0.295%	0.000%	23.491%	0.000%	0.000%	G-Tor
8	0.096	10.417	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	0.000%	14.416%	L-FL-o
9	0.092	10.855	64.749%	0.000%	0.000%	0.000%	8.648%	0.000%	G-TR-v+FL-v
10	0.073	13.780	18.014%	0.000%	0.007%	0.000%	8.524%	0.000%	L-TR-v+FL-v

Nota: G=globale; L=locale; FL=flessione; TR= traslazione; Tor=torsione; o= orizzontale; v=verticale.

Tabella 5.2: Analisi modale della campata isostatica modellata in SAP2000.

<u>Campata isostatica</u>									
Modo	T [s]	f [Hz]	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	Forma
1	0.169	5.926	0.007%	84.393%	0.973%	1.870%	0.045%	0.050%	G-TR-o
2	0.146	6.834	2.839%	1.015%	77.037%	0.530%	0.167%	0.036%	G-TR-v
3	0.110	9.071	0.194%	0.496%	0.324%	82.356%	0.187%	0.254%	G-Tor
4	0.087	11.531	0.062%	0.005%	0.005%	0.283%	0.091%	75.949%	G-FL-o
5	0.070	14.322	0.031%	7.906%	0.000%	0.370%	0.029%	0.001%	L-TR-o
6	0.069	14.513	0.012%	0.027%	0.000%	0.003%	0.010%	5.482%	L-FL-o
7	0.063	15.781	0.119%	1.627%	0.003%	0.030%	0.030%	0.006%	L-TR-o
8	0.061	16.442	78.821%	0.011%	1.831%	0.004%	4.390%	0.021%	G-TR-o
9	0.059	16.828	0.037%	0.003%	0.001%	0.001%	0.064%	1.168%	L-FL-o
10	0.054	18.414	2.817%	0.059%	0.179%	0.012%	29.014%	0.625%	L-FL-v

Nota: G=globale; L=locale; FL=flessione; TR= traslazione; Tor=torsione; o= orizzontale; v=verticale.

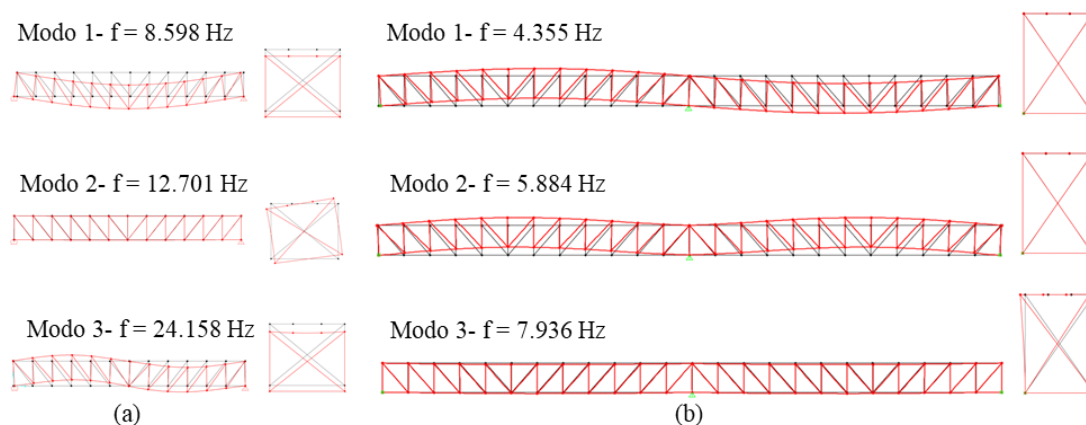


Figura 5.9: Deformate modali dei primi tre modi ritenuti significativi per la campata isostatica (a) e iperstatica (b).

Sul modello globale rappresentativo delle campate principali del viadotto che costituiscono il sistema iperstatico, sono stati studiati diversi scenari di danno nelle aste. Il primo scenario di danno (DS1) interessa un solo elemento della campata principale, mentre il secondo (DS2) interessa un gruppo di 14 elementi (un modulo), come riportato nella Figura 5.10, in entrambe le simulazioni numeriche il fattore di riduzione della rigidezza Γ è stato posto pari a 0.3.

Si mostra la variazione di frequenza per i primi quattro modi di vibrare in Tabella 5.3, che data l'entità del danno risulta essere piuttosto bassa evidenziando la necessità di approfondire altri indicatori di danno basati anche sulla variazione delle forme modali. Gli indici di correlazione analizzati sono quelli riportati nel § 3.1.1.3, e rispettivamente l'indice MAC tra due modi ϕ_i e ϕ_j e l'indice CoMAC.

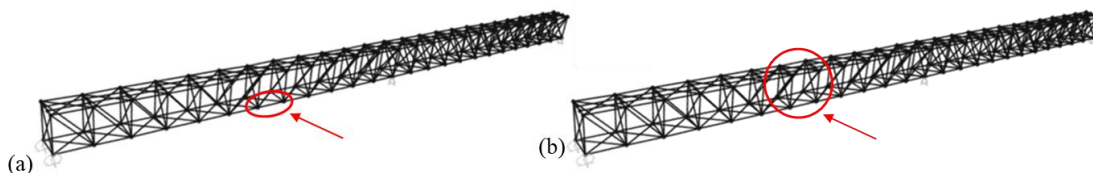


Figura 5.10: Scenari di danno analizzati sul sistema iperstatico: DS1 (a) e DS2 (b).

Tabella 5.3: Variazione di frequenza per i primi tre modi di vibrare associati ai due scenari di danno DS1 e DS2.

Mode	DS 1	DS 2
	$(f_{iu}-f_{id})/f_{iu}$ [%]	$(f_{iu}-f_{id})/f_{iu}$ [%]
1	0.74	1.91
2	0.54	1.15
3	0.46	1.05
4	0.51	0.56

5.3.1.1 Confronto tra caso danneggiato e non danneggiato: matrice dei MAC

Il MAC fu introdotto nei primi anni Ottanta come criterio per verificare la corrispondenza tra due set di autovettori, classicamente quelli misurati sperimentalmente e quelli analitici. Si tratta di una funzione a valori reali che confronta due set di autovettori, nel caso specifico riferiti al caso danneggiato (DS) e non danneggiato (UN) e assume un valore compreso tra 0 e 1. Nello specifico il MAC assume valore 0 se non esiste alcuna corrispondenza tra i due autovettori (autovettori ortogonali), mentre assume valore unitario se la corrispondenza è perfetta. Solitamente i risultati sono proposti in una forma matriciale, in cui le righe e le colonne afferiscono ai due set di autovettori, in modo che ogni elemento della matrice fornisca il valore del MAC dei due autovettori indicati dalla riga e dalla colonna corrispondenti.

Come si può vedere in *Figura 5.11* e nella *Tabella 5.4*, nel primo scenario di danno l'indice MAC non riesce a riflettere la variazione di forma modale, variazioni un po' più marcate si osservano per il secondo scenario di danno; in entrambi i casi essendo il MAC un indicatore di tipo globale non è d'aiuto per stimare in quale elemento della struttura reticolare sia presente danneggiamento.

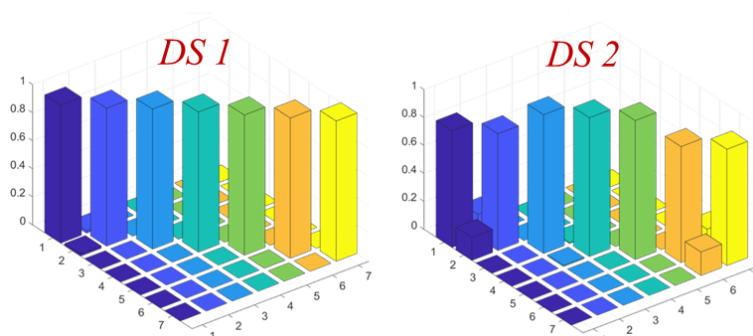


Figura 5.11: Matrici dei MAC per i due scenari di danno simulati.

Tabella 5.4: Confronto dei valori dei MAC tra caso danneggiato (DS) e non danneggiato (UN).

Scenario	Mode	UN						
		1	2	3	4	5	6	7
DS1	1	0.984	0.016	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	2	0.016	0.984	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	3	0.000	0.000	0.999	0.000	0.000	0.000	0.000
	4	0.000	0.000	0.000	0.999	0.000	0.000	0.000
	5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.999	0.000	0.000
	6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000
	7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000
DS2	1	0.8341	0.1652	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	2	0.1648	0.8346	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	3	0.000	0.000	0.9925	0.072	0.000	0.000	0.000
	4	0.000	0.000	0.071	0.9925	0.000	0.000	0.000
	5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.9940	0.000	0.000
	6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.8293	0.1679
	7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.1680	0.8317

In grassetto i MAC associati alla stessa coppia di modi.

5.3.1.2 Confronto tra caso danneggiato e non danneggiato: indice CoMAC

Poiché il confronto tra le frequenze, numeriche e sperimentali, e dell'indicatore basato sui MAC non ha portato a risultati significativi, si è deciso di fare riferimento al calcolo di un altro indice di correlazione, il CoMAC. Esso rappresenta una misura di correlazione "puntuale" tra due set di forme modali in quanto definito per un punto di misurazione o per grado di libertà di ciascuna forma modale. Il CoMAC permette dunque di valutare, per ogni grado di libertà, la correlazione che esiste tra due deformate modali, riferite rispettivamente al caso danneggiato e non danneggiato. Anche tale indicatore assume valori tra 0 ed 1 e la sua tendenza all'unità indica una stretta correlazione tra i modi di vibrare nel punto considerato.

Dall'osservazione della *Figura 5.12* si può notare che per il primo scenario di danno (DS1) l'indice CoMAC presenta dei punti di minimo assoluti, sempre in posizioni simmetriche, poste a $0.5L$, dove L rappresenta la lunghezza della semi-campata iperstatica. Pertanto, esso individua esattamente l'elemento danneggiato ma presenta anche un falso positivo nell'altra semi-campata dove il danno non è stato applicato. L'andamento simmetrico dell'indice lungo la luce è giustificato dal fatto che il modello è simmetrico in termini geometrici, di condizioni di vincolo e di carico ed inoltre il materiale è, per ipotesi, elastico, lineare, isotropo ed omogeneo. Nel secondo scenario di danno (DS2) il CoMAC evidenzia in generale una bassa sensibilità alla presenza di danno non riuscendo,

dunque, a identificare la zona soggetta a danneggiamento. Esso presenta una riduzione media pari al 22 % su tutti i gradi di libertà.

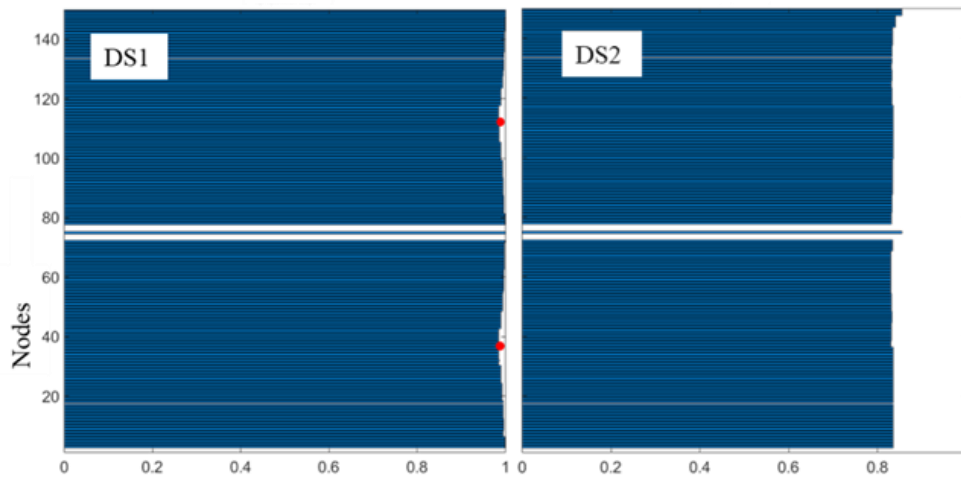


Figura 5.12: Valori dei CoMAC calcolati dal modello numerico relativi ai due scenari di danno DS1 e DS2.

5.4 Acquisizione dei dati accelerometrici sotto rumore ambientale

Si procede ad affrontare il problema di analisi modale sperimentale per validare il modello di calcolo relativo alle diverse campate del viadotto. Grazie ad una campagna sperimentale realizzata sul Ponte Quisi è stato possibile caratterizzare il comportamento dinamico reale dell'opera utilizzando il rumore ambientale come fonte di eccitazione della struttura. Il setup sperimentale è mostrato in *Figura 5.13* e comprende accelerometri uniassiali verticali in verde e accelerometri triassiali in rosso disposti longitudinalmente a distanza 0.25L e 0.5L nelle campate isostatiche, e a 0.4L e 0.6L nelle semi-campate del vano iperstatico. Il tipo di sensore utilizzato è il PCB 393B31, di cui sono date le specifiche tecniche in *Figura 5.14*. Il tempo di acquisizione è di 600 secondi, la frequenza di campionamento è di 200 Hz, ne consegue un intervallo di campionamento DT pari a 0.005 secondi.

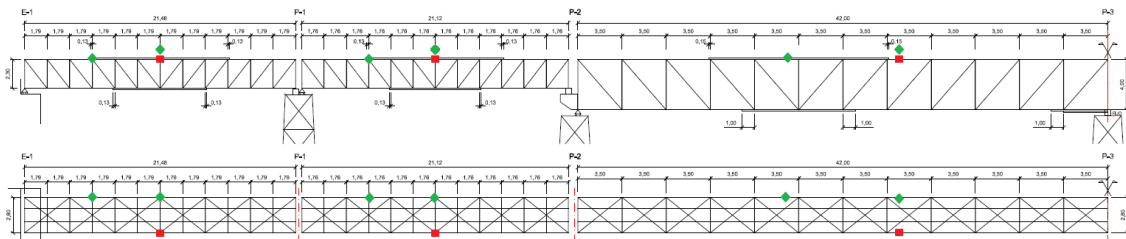


Figura 5.13: Setup sperimentale dell'acquisizione sotto rumore ambientale sul viadotto Quisi.


	Sensitivity ($\pm 5\%$)	10.0 V/g	Broadband Resolution	0.000001 g rms
	Measurement Range	0.5 g pk	Non - Linearity	$\leq 1\%$
	Frequency Range ($\pm 5\%$)	0.1 + 200 Hz	Transverse Sensitivity	$\leq 5\%$
	Resonant Frequency	≥ 700 Hz	Overload Sensitivity (Shock)	± 40 g pk

Figura 5.14: Specifiche tecniche del sensore PCB 393B31.

La validazione del modello agli EF si ottiene avvalendosi delle informazioni ottenute processando i dati sperimentali attraverso le Fast Fourier Transform e le Power Spectral Density. Tali operatori

permettono in modo semplice e rapido di valutare le frequenze proprie della struttura. Si riportano nel seguito le time history in accelerazione nonché le rispettive PSDs nel dominio delle frequenze per le diverse campate del viadotto. Le PSDs in questa elaborazione sono state ottenute con finestrazione di tipo Hanning.

Nelle *Tabelle 5.5:5.10* si riportano sinteticamente i valori di media e deviazione standard (espresse in g), dei segnali registrati unitamente allo schema della relativa campata del Viadotto a cui sono associati.

Nei capitoli a seguire (§§ 5.4.1:5.4.6) sono rappresentati graficamente i risultati dell'elaborazione delle registrazioni in termini di time history (THs) e PSDs al fine di verificare visivamente la bontà dei dati registrati. Si sottolinea che i sensori triassiali (channel CH03:CH05) potrebbero non aver lavorato bene, senza evidenziare di conseguenza informazioni significative (vedere PSDs associate). In alcuni grafici relativi alle serie temporali, (campate 2, 4, 5 e 6), la scala dell'asse delle ordinate è stata formattata in maniera opportuna da osservare correttamente l'ampiezza delle accelerazioni registrate. Il sensore triassiale interessa rispettivamente i canali di acquisizione: CH03 – direzione verticale, CH04 – direzione longitudinale e CH05 – direzione trasversale. I canali CH01 e CH02 sono invece relativi ai sensori uniassiali.

Tabella 5.5: Media e deviazione standard delle time histories registrate nella campata 1.


<u>Campata 1</u>						
TH	CH01	CH02	CH03	CH04	CH05	
Mean	5.57E-04	0.0017	4.16E-04	6.81E-04	0.0015	
St. Dev.	0.0014	0.0013	1.92E-04	4.74E-04	1.96E-04	

Tabella 5.6: Media e deviazione standard delle time histories registrate nella campata 2.

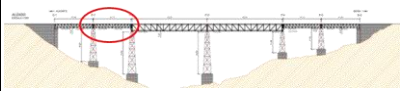
<u>Campata 2</u>						
TH	CH01	CH02	CH03	CH04	CH05	
Mean	2.42E-04	0.0011	-3.04E-05	3.76E-04	-0.0039	
St. Dev.	0.0011	0.0011	3.06E-04	2.38E-04	0.0634	

Tabella 5.7: Media e deviazione standard delle time histories registrate nella campata 3.

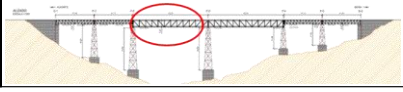
<u>Campata 3</u>						
TH	CH01	CH02	CH03	CH04	CH05	
Mean	0.0018	6.03E-04	5.27E-04	0.0014	5.14E-04	
St. Dev.	0.0019	0.0012	2.06E-04	2.08E-04	2.71E-04	

Tabella 5.8: Media e deviazione standard delle time histories registrate nella campata 4.


<u>Campata 4</u>						
TH	CH01	CH02	CH03	CH04	CH05	
Mean	-4.42E-04	5.54E-04	1.39E-04	6.12E-04	0.0011	
St. Dev.	7.25E-04	7.59E-04	0.0296	0.0095	0.0075	

Tabella 5.9: Media e deviazione standard delle time histories registrate nella campata 5.

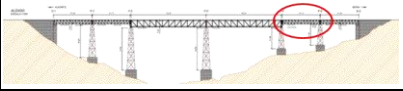
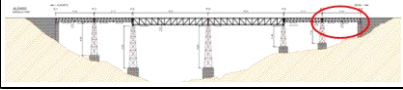
<u>Campata 5</u>						
TH	CH01	CH02	CH03	CH04	CH05	
Mean	-6.96E-05	0.0011	1.31E-04	6.70E-04	9.23E-04	
St. Dev.	0.0014	7.42E-04	0.0032	0.0146	0.0112	

Tabella 5.10: Media e deviazione standard delle time histories registrate nella campata 6.

<u>Campata 6</u>						
TH	CH01	CH02	CH03	CH04	CH05	
Mean	-2.02E-04	-6.40E-05	0.0014	-9.47E-04	2.32E-04	
St. Dev.	7.83E-04	0.001	0.004	0.0179	0.018	

Nelle pagine che seguono, *Figure 5.15:5.20*, si riportano le serie temporali registrate e le corrispondenti PSDs relative ad ogni campata.

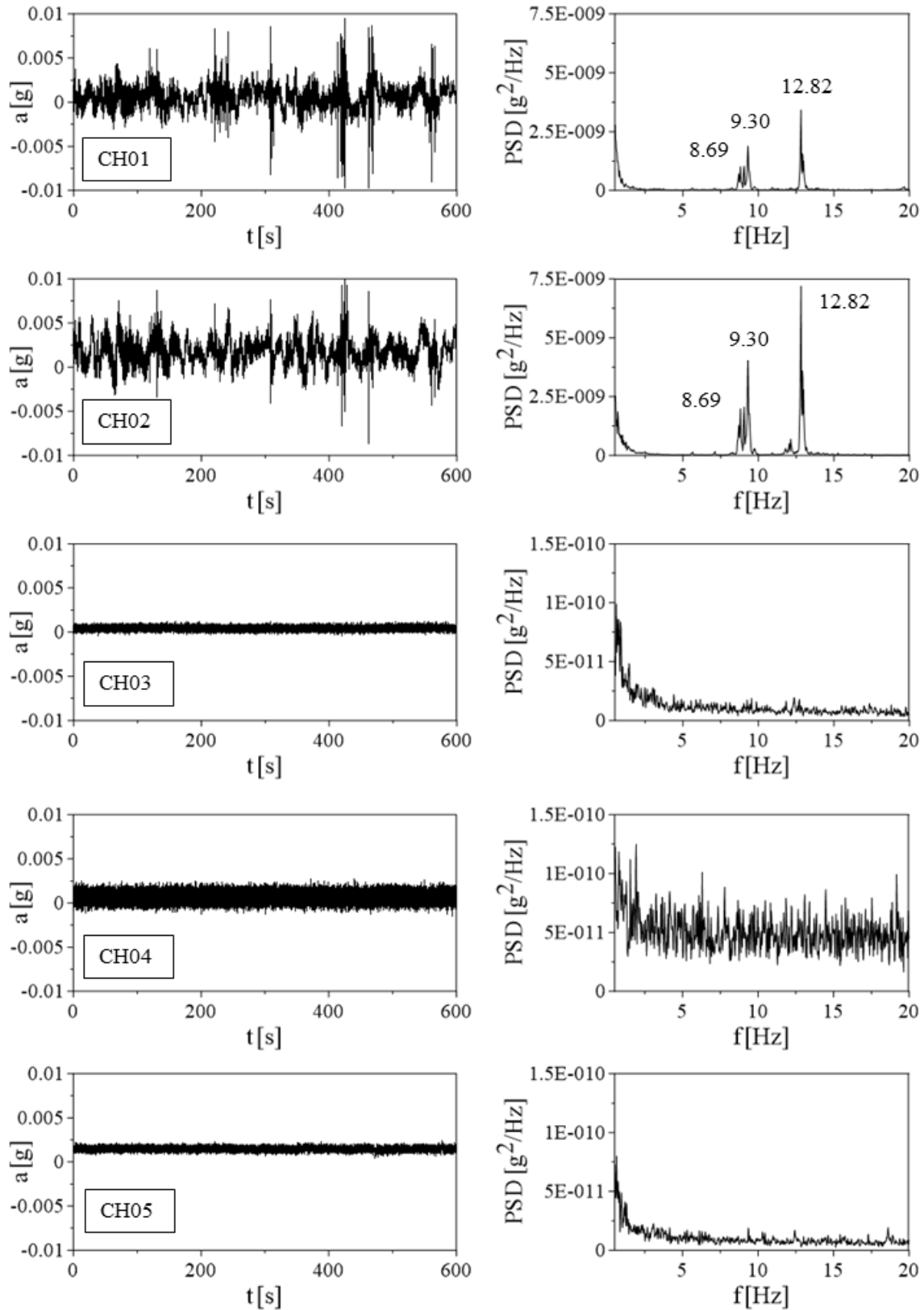


Figura 5.15: Time histories e PSDs registrate nella campata 1.

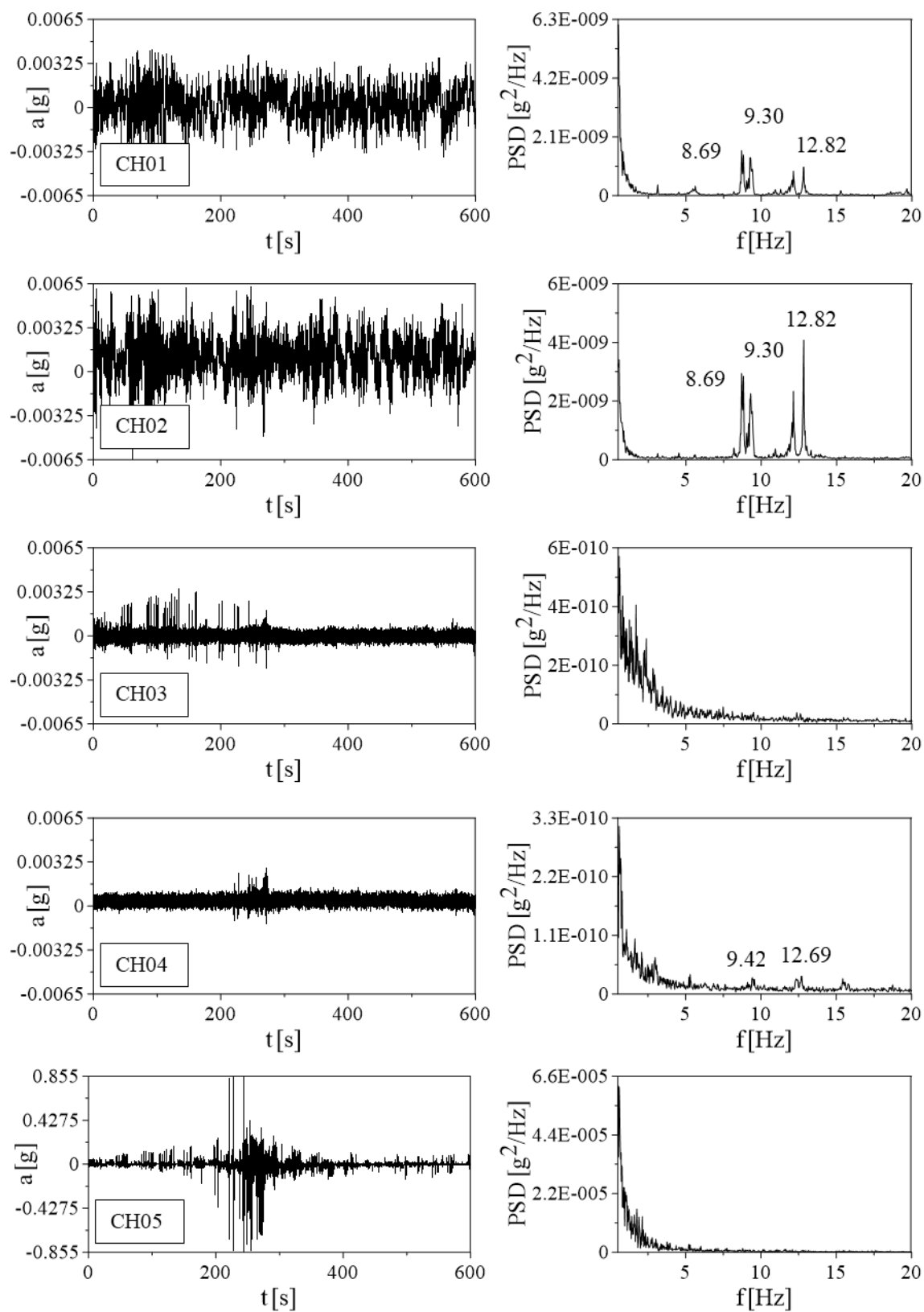


Figura 5.16: Time histories e PSDs registrate nella campata 2.

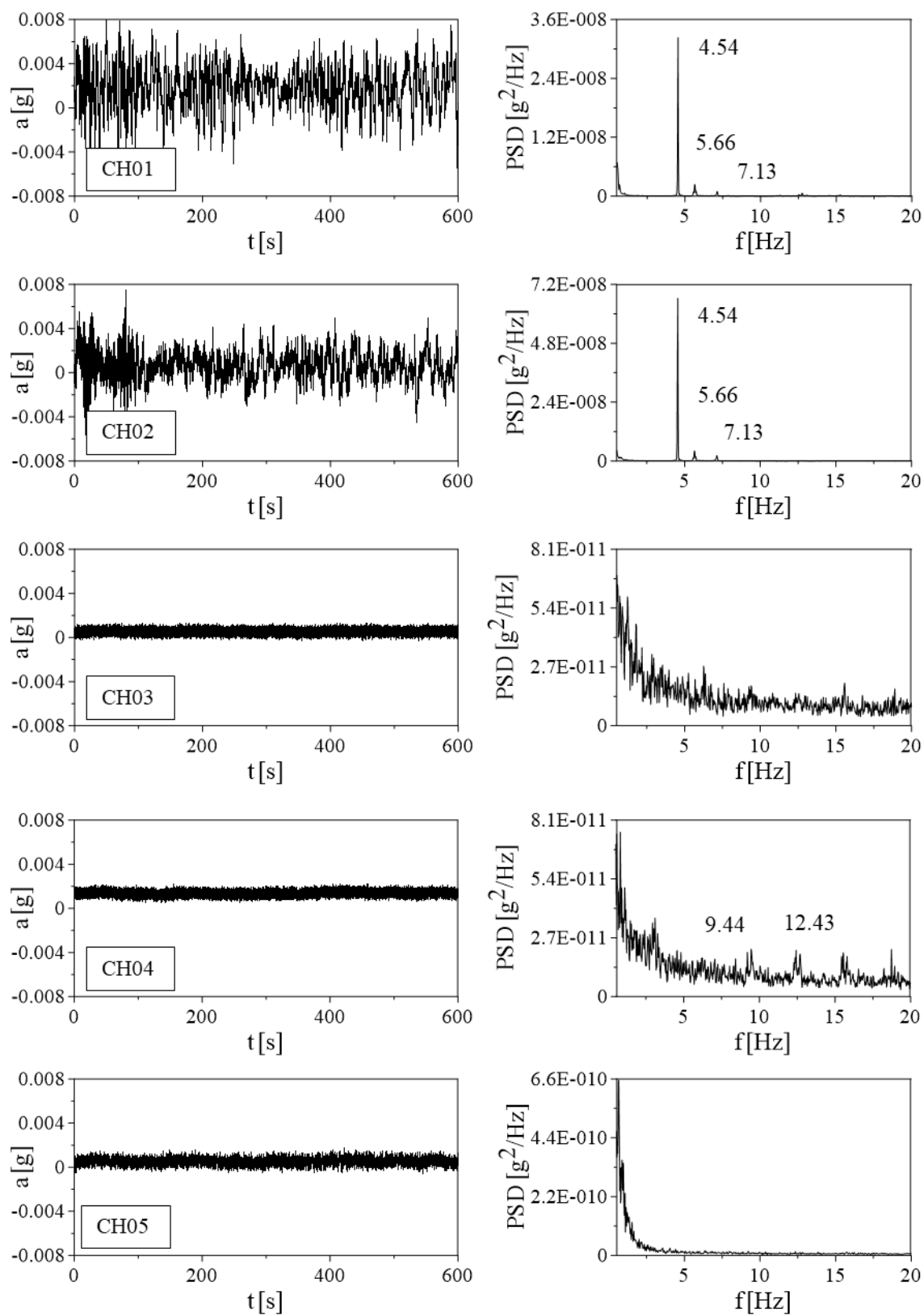


Figura 5.17: Time histories e PSDs registrate nella campata 3.

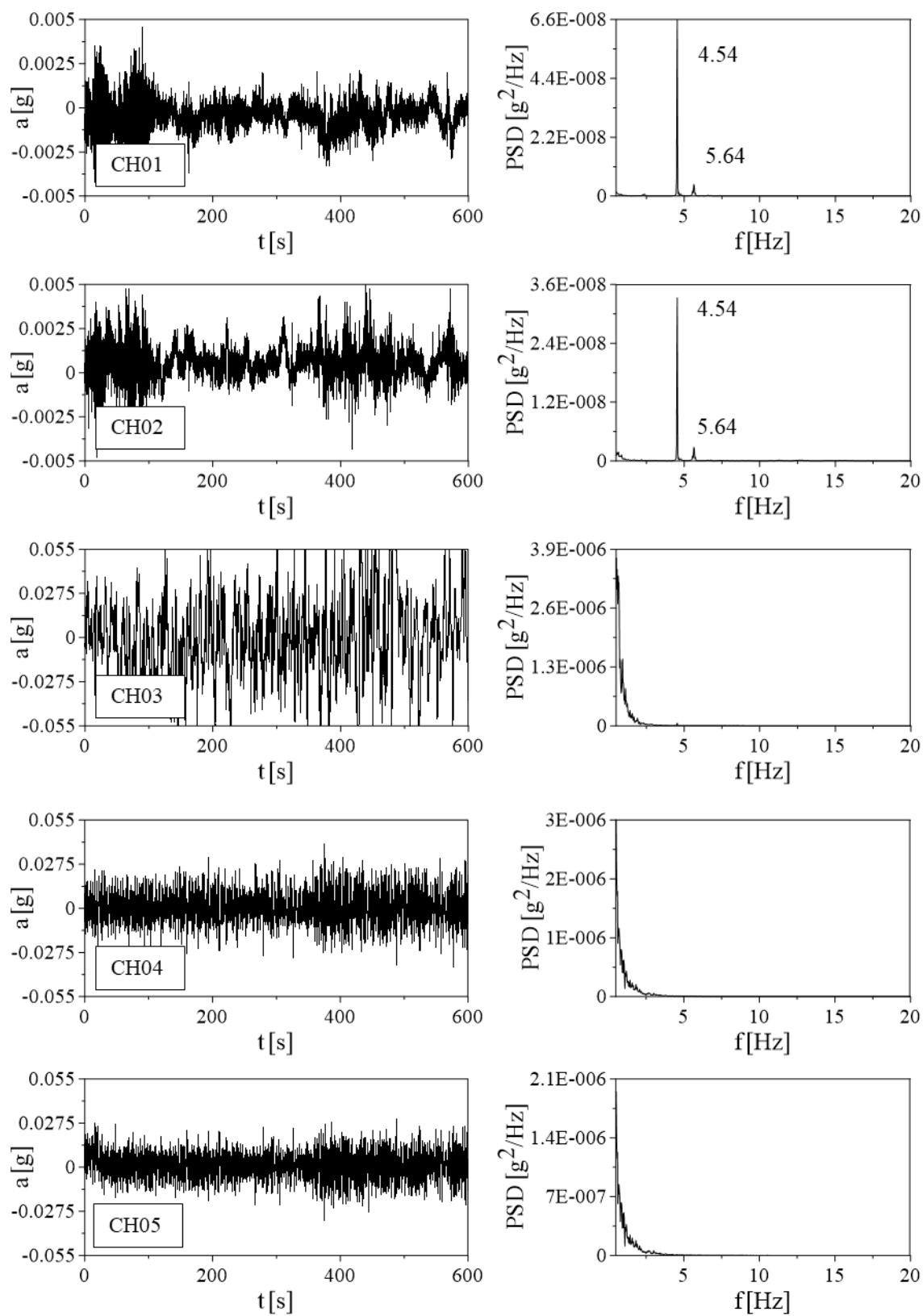


Figura 5.18: Time histories e PSDs registrate nella campata 4.

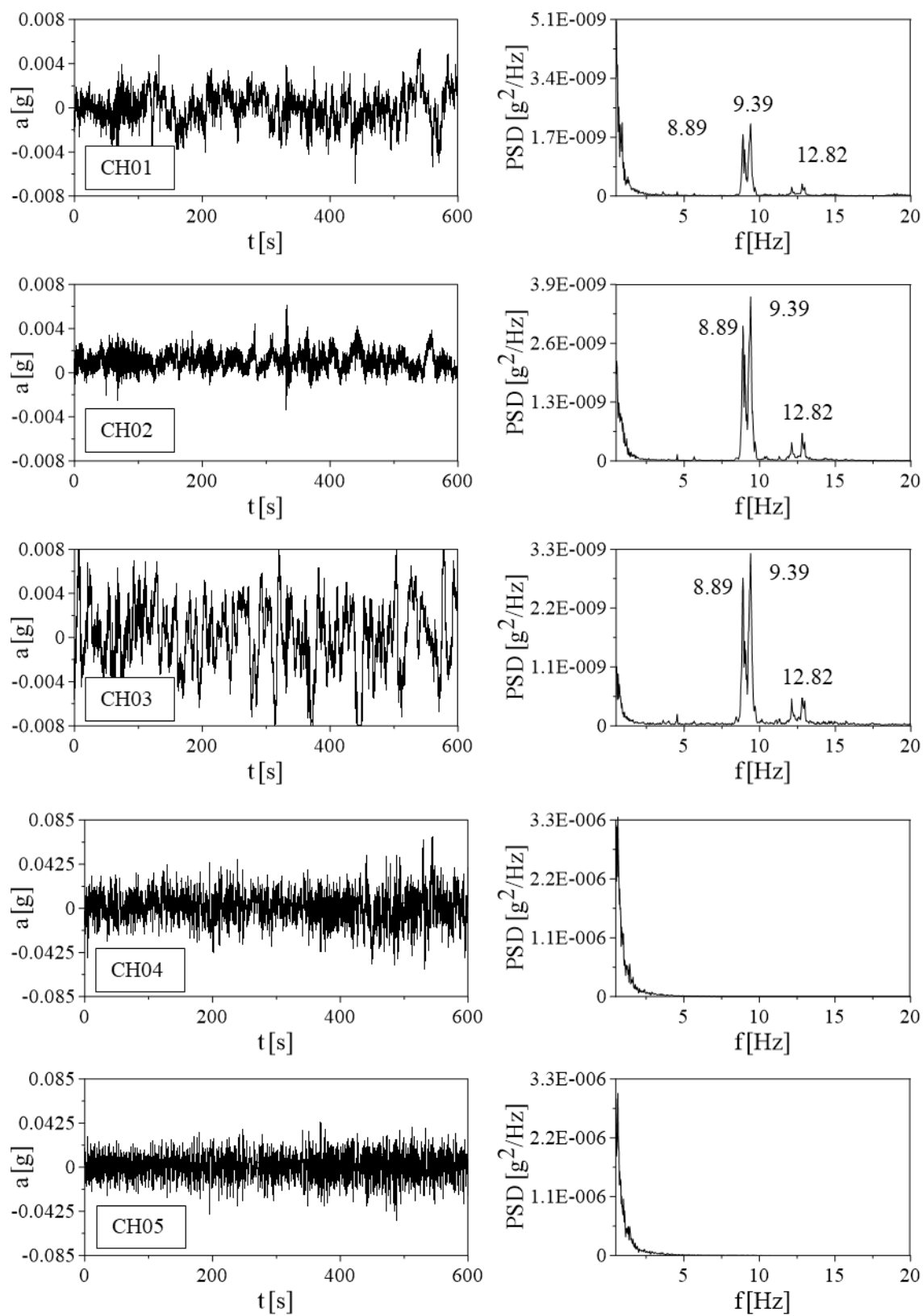


Figura 5.19: Time histories e PSDs registrate nella campata 5.

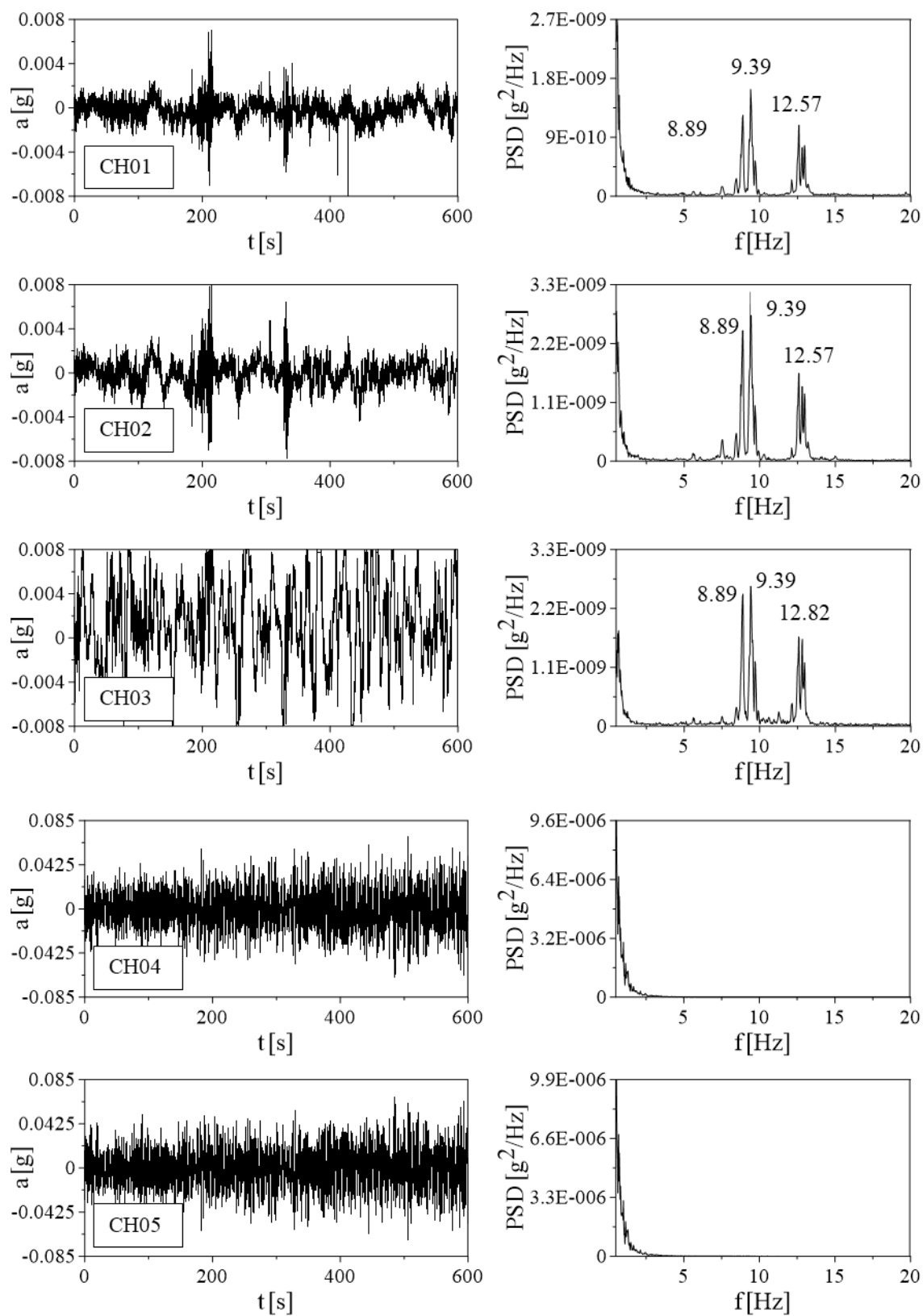


Figura 5.20: Time histories e PSDs registrate nella campata 6.

5.4.1 Data-Driven Stochastic Subspace Identification (SSI - Data)

Sulla base delle registrazioni accelerometriche è stato possibile effettuare un'identificazione dinamica dei parametri modali utilizzando la SSI – Data. Da un controllo sui dati si è ritenuto necessario eliminare quelli che potrebbero non garantire un risultato ottimale, quindi è stata effettuata una prima stima utilizzando tutti i dati, ed una seconda stima utilizzando solo i dati provenienti dai sensori uniassiali. Per ogni campata del viadotto si riportano, nelle *Figure 5.21:5.25*, i diagrammi di stabilità ottenuti utilizzando il setup completo, (accelerometri “uni + triax”), e quelli ottenuti eliminando i segnali più rumorosi provenienti dagli accelerometri triassiali (“uni”).

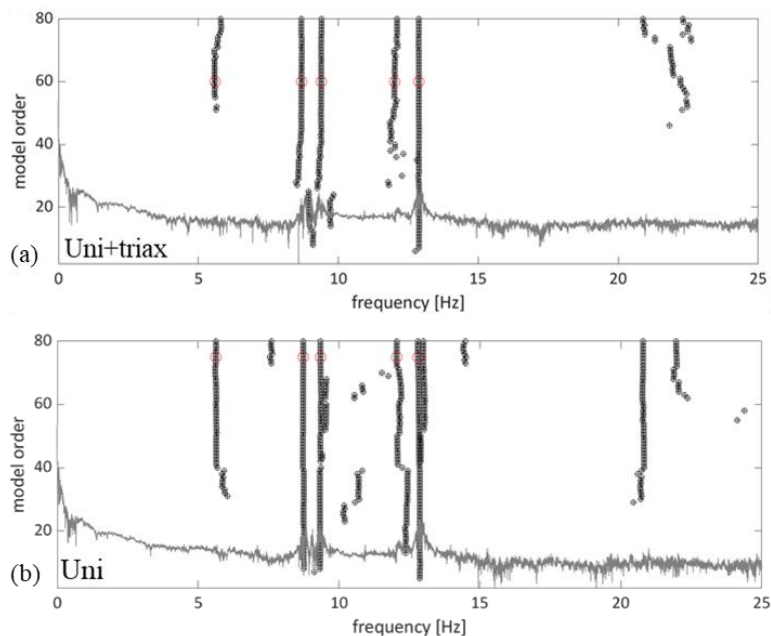


Figura 5.21: Diagrammi di stabilità ottenuti dagli accelerometri uni+triax (a) e solo uni (b), per la campata 1.

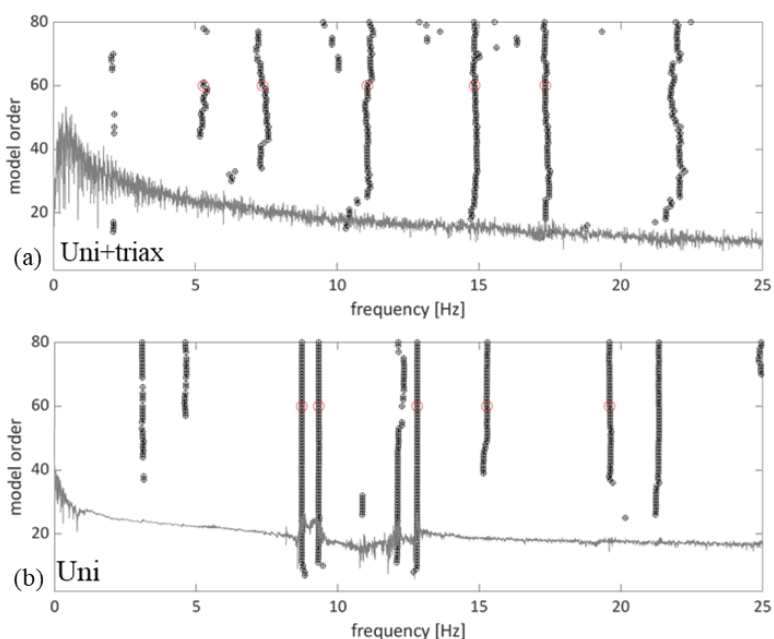


Figura 5.22: Diagrammi di stabilità ottenuti dagli accelerometri uni+triax (a) e solo uni (b), per la campata 2.

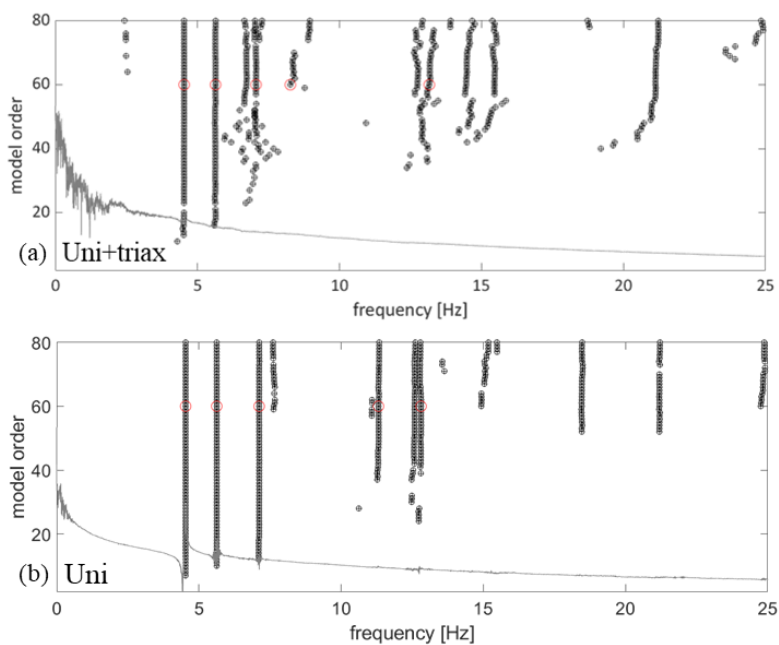


Figura 5.23: Diagrammi di stabilità ottenuti dagli accelerometri uni+triax (a) e solo uni (b), per le campate 3-4.

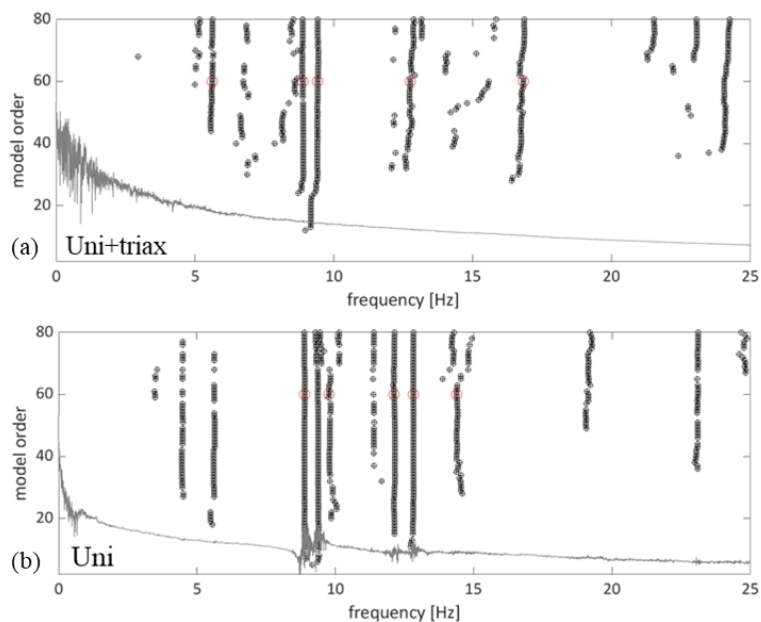


Figura 5.24: Diagrammi di stabilità ottenuti dagli accelerometri uni+triax (a) e solo uni (b), per la campata 5.

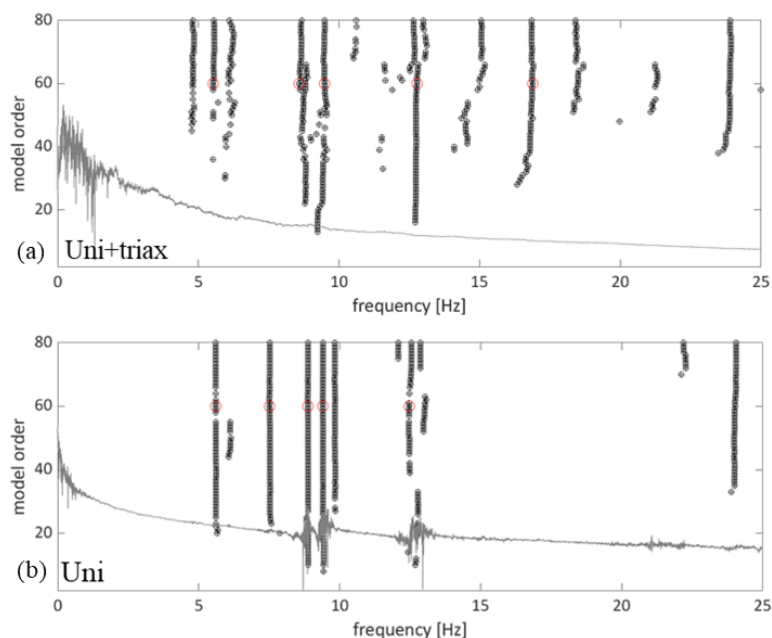


Figura 5.25: Diagrammi di stabilità ottenuti dagli accelerometri uni+triax (a) e solo uni (b), per la campata 6.

5.4.2 Frequenze sperimentali, smorzamenti e forme modali del Ponte Quisi – Model Updating

A seguire le *Tablelle 5.11:5.15* riassumono i risultati in termini di frequenza per le diverse campate del viadotto, ottenute da misure sperimentali, (PSDs e SSI – Data), e confrontate con le frequenze ottenute dal modello numerico. È possibile notare che nella SSI – Data si ritrovano le stesse frequenze ottenute tramite PSD. Per quanto riguarda gli errori percentuali tra le frequenze identificate e quelle ottenute per via numerica, si evince una migliore corrispondenza nel caso in cui vengono considerati solo gli accelerometri uniassiali rispetto al setup completo (errori inferiori al 5%). Inoltre, vengono riportati anche gli smorzamenti ottenuti sia dal setup completo, (uni+triax), che da quello senza sensori triassiali, (uni), rispettivamente nelle *Tablelle 5.16-5.17*, come si può notare gli smorzamenti nel secondo caso risultano essere più bassi. La motivazione di questo risultato probabilmente risiede nel fatto che le ampiezze di oscillazione registrate dagli accelerometri uniassiali sono mediamente maggiori rispetto a quelle dei triassiali, e questo si riflette in un minor valore di smorzamento, ad eccezione della campata 5. Questa evidenza sperimentale si riscontra anche nelle *Tablelle 5.5:5.10* in particolare confrontando le medie dei canali CH01 e CH02 (relative ai sensori uniassiali) con la CH03 (relativa al sensore triassiale in direzione verticale), si nota che le prime sono maggiori nella maggior parte dei casi.

Infine, sono schematizzate le forme modali identificate, *Figura 5.26*: nella prima riga sono rappresentate le forme identificate del primo modo e nella seconda riga le forme modali associate al secondo modo, per le diverse campate del viadotto ((a)-(e)).

Si fa presente che è stato eseguito un aggiornamento manuale dei parametri lineari del modello numerico, (Manual Model Updating), confrontando frequenze e forme modali identificate. A partire dall'osservazione delle deformate modali, l'unico parametro che è stato minimizzato nel confronto di forme modali omogenee, è stato il valore della variazione di frequenza, che è stata resa inferiore al 5% modificando opportunamente il valore di modulo elastico del materiale.

La letteratura riguardante l'aggiornamento di modelli agli elementi finiti attraverso informazioni provenienti dal mondo sperimentale, è estremamente ricca grazie alle numerose possibili applicazioni di queste tecniche in diversi campi dell'ingegneria. Negli ultimi decenni si evidenzia una grande varietà di metodi di aggiornamento adatti per essere utilizzati nelle applicazioni con un numero elevato di gradi di libertà, [69:71]. Nelle applicazioni pratiche, l'iterazione della soluzione

modale agli EF modificando sistematicamente un parametro selezionato, o un set di parametri, può fornire la sensibilità dei componenti modali, (principalmente le frequenze), all'interno di un range prestabilito e ragionevole di variazione. Ciò significa che al termine dell'aggiornamento i parametri di riferimento devono risultare compresi all'interno di valori significativi dal punto di vista meccanico e ingegneristico. La calibrazione dei parametri è tipicamente realizzata confrontando il comportamento teorico con quello sperimentale con l'obiettivo di minimizzarne le differenze. Dal punto di vista matematico questo procedimento equivale ad un problema di ricerca di minimo, ovvero un problema di ottimizzazione numerica.

Un approfondimento ulteriore sull'applicazione al caso studio di questa procedura, si può trovare nelle *Figure 5.27-28*, rispettivamente per la campata tipo isostatica e la campata tipo iperstatica. Per la campata tipo isostatica, *Figura 5.27*, sono riportati i primi due modi di vibrare, si possono osservare le deformate modali ottenute da modello numerico in vista prospettica, (a), e in vista trasversale e verticale, (b), mentre nella terza colonna sono riportate le deformate modali corrispondenti, ma ottenute dall'identificazione SSI - Data, (c). Le variazioni percentuali sulle frequenze sono inferiori all'1.4 % in entrambi i casi. Per la campata tipo iperstatica, *Figura 5.28*, sono riportati i primi quattro modi di vibrare, si possono osservare anche in questo caso le deformate modali ottenute da modello numerico in vista prospettica nella prima colonna da sinistra, (a), e le viste trasversale e verticale nella seconda colonna, (per il terzo modo che è torsionale si è riportata la vista in pianta per apprezzare meglio la deformata modale), (b), mentre la terza colonna riportata le deformate modali corrispondenti, ma ottenute dall'identificazione SSI - Data, (c). Le variazioni percentuali sulle frequenze sono inferiori al 5.02 % in tutti modi ad eccezione del quarto che risulta del 6.96 %.

Tabella 5.11: Confronto tra frequenze identificate e da modello numerico per la campata 1.

Campata 1										
Mode	PSD					SSI		Num	Er	
	CH01	CH02	CH03	CH04	CH05	uni+triax	uni		uni+triax	uni
	f [Hz]					f [Hz]		f [Hz]	[%]	
1	-	-	-	-	-	5.598	5.629	-	-	-
2	8.691	8.691	-	-	-	8.629	8.729	8.590	0.45%	1.62%
3	9.302	9.302	-	-	9.351	9.388	9.341	-	-	-
4	-	-	-	-	12.431	12.014	12.046	-	-	-
5	12.821	12.821	-	-	-	12.874	12.798	12.701	1.36%	0.76%

Tabella 5.12: Confronto tra frequenze identificate e da modello numerico per la campata 2.

Campata 2										
Mode	PSD					SSI		Num	Er	
	CH01	CH02	CH03	CH04	CH05	uni+triax	uni		uni+triax	uni
	f [Hz]					f [Hz]		f [Hz]	[%]	
1	-	-	-	-	-	5.282	-	-	-	-
2	8.691	8.691	-	-	-	7.368	8.733	8.590	-14.23%	1.66%
3	9.302	9.302	-	9.424	-	11.065	9.323	-	-	-
4	12.131	12.131	-	-	-	-	-	-	-	-
5	12.821	12.821	-	12.721	-	-	12.806	12.701	-	0.83%

5 - Dai modelli di trave reticolare ai viadotti ferroviari in acciaio

Tabella 5.13: Confronto tra frequenze identificate e da modello numerico per le campate 3-4.

Campate 3-4										
Mode	PSD					SSI		Num	Er	
	CH01	CH02	CH03	CH04	CH05	uni+triax	uni		uni+triax	uni
	f [Hz]					f [Hz]		f [Hz]	[%]	
1	4.541	4.541	-	-	-	4.532	4.533	4.356	4.05%	4.07%
2	5.664	5.664	-	-	-	5.637	5.589	5.884	-4.20%	-5.02%
3	7.129	7.129	-	-	-	7.063	7.710	7.936	-11.00%	-2.85%
4	-	-	-	9.448	-	8.271	-	9.502	-12.96%	-
6	-	-	-	12.431	-	13.162	12.821	13.780	-4.49%	-6.96%

Tabella 5.14: Confronto tra frequenze identificate e da modello numerico per la campata 5.

Campata 5										
Mode	PSD					SSI		Num	Er	
	CH01	CH02	CH03	CH04	CH05	uni+triax	uni		uni+triax	uni
	f [Hz]					f [Hz]		f [Hz]	[%]	
1	-	-	-	-	-	5.623	-	-	-	-
2	8.898	8.898	8.898	-	-	8.887	8.894	8.590	3.46%	3.54%
3	9.387	9.387	9.387	-	-	9.416	9.771	-	-	-
4	12.112	12.112	12.112	-	-	-	12.124	-	-	-
5	12.811	12.811	12.811	-	-	12.755	12.821	12.701	0.43%	0.94%

Tabella 5.15: Confronto tra frequenze identificate e da modello numerico per la campata 6.

Campata 6										
Mode	PSD					SSI		Num	Er	
	CH01	CH02	CH03	CH04	CH05	uni+triax	uni		uni+triax	uni
	f [Hz]					f [Hz]		f [Hz]	[%]	
1	-	-	-	-	-	5.528	5.607	-	-	-
2	8.898	8.898	8.898	-	-	8.581	8.873	8.590	-0.10%	3.29%
3	9.387	9.387	9.387	-	-	9.488	9.402	-	-	-
4	12.112	12.112	12.112	-	-	-	-	-	-	-
5	12.571	12.571	12.821	-	-	12.776	12.467	12.701	0.59%	-1.84%

Tabella 5.16: Frequenze e smorzamenti identificati con il setup completo (uni+triax).

Mode	Campata 1		Campata 2		Campate 3-4		Campata 5		Campata 6	
	f [Hz]	ξ [%]	f [Hz]	ξ [%]	f [Hz]	ξ [%]	f [Hz]	ξ [%]	f [Hz]	ξ [%]
1	5.598	5.368	5.282	1.491	4.532	0.234	5.623	0.761	5.528	1.841
2	8.629	2.326	7.368	2.081	5.637	0.822	8.887	1.078	8.581	1.783
3	9.388	2.013	11.065	2.467	7.063	0.671	9.416	0.937	9.488	0.753
4	12.014	2.356	-	-	8.271	2.282	-	-	-	-
5	12.874	0.431	-	-	13.162	1.803	12.755	2.492	12.776	1.410

Tabella 5.17: Frequenze e smorzamenti identificati con i soli sensori uniassiali (uni).

Mode	Campata 1		Campata 2		Campate 3-4		Campata 5		Campata 6	
	f [Hz]	ξ [%]	f [Hz]	ξ [%]	f [Hz]	ξ [%]	f [Hz]	ξ [%]	f [Hz]	ξ [%]
1	5.629	1.519	-	-	4.533	0.211	-	-	5.607	0.206
2	8.729	0.907	8.733	0.594	5.589	0.790	8.894	0.897	8.873	0.652
3	9.341	1.194	9.323	1.071	7.710	1.728	9.771	1.590	9.402	1.312
4	12.046	2.143	-	-	-	-	12.124	1.623	-	-
5	12.798	0.770	12.806	0.424	12.821	1.775	12.821	0.691	12.467	0.139

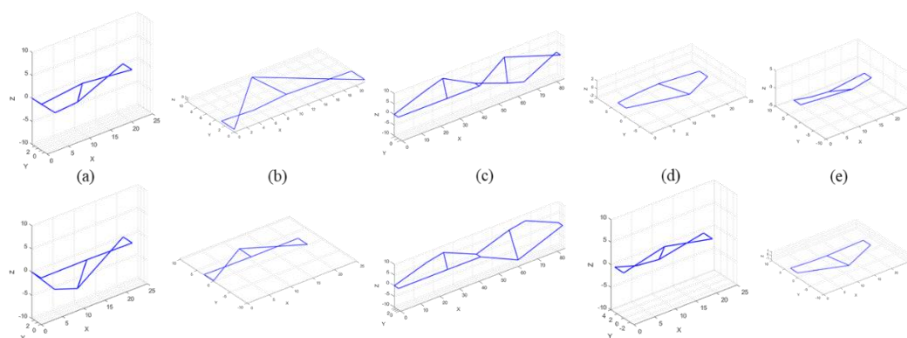


Figura 5.26: Prime due forme modali identificate per le campate (a) 1, (b) 2, (c) 3-4, (d) 5 e (e) 6.

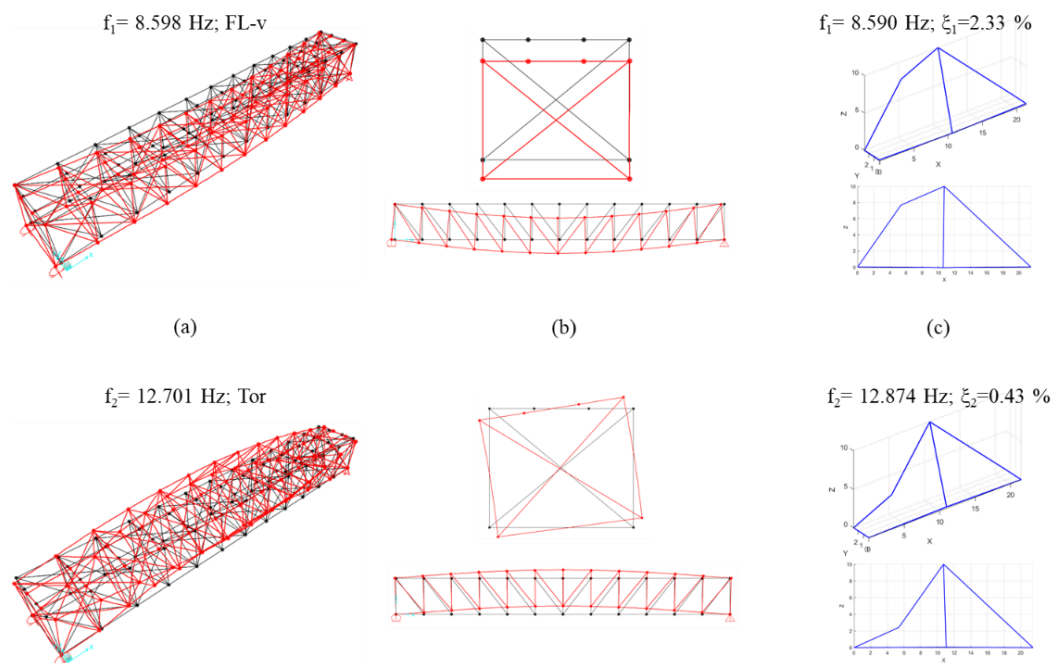


Figura 5.27: Risultato del Manual Model Updating della campata tipo isotatica.

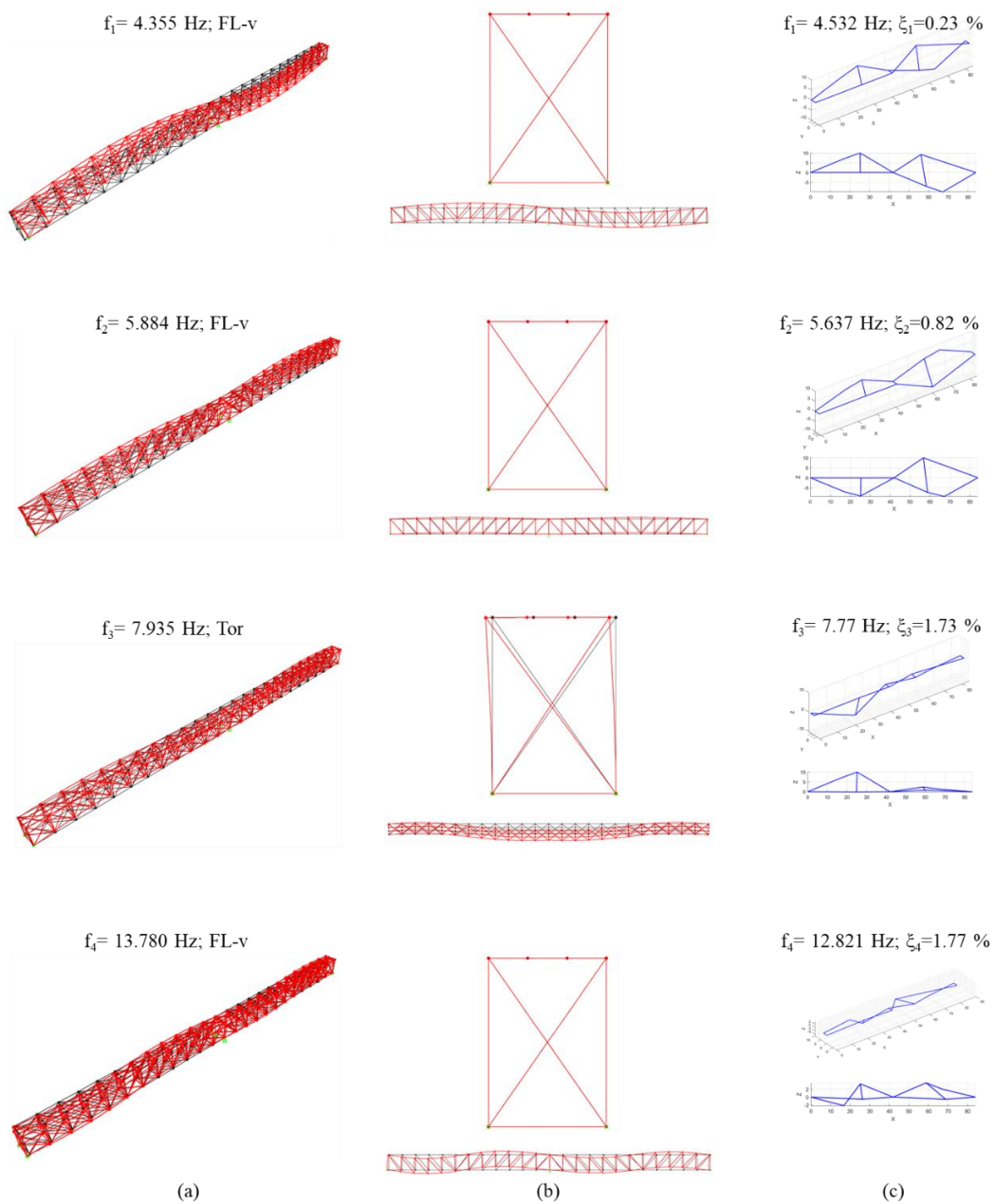


Figura 5.28: Risultato del Manual Model Updating della campata tipo iperstatica.

5.5 Da modello globale a modello locale

L'analisi globale del Ponte Quisi mira ad indagare le effettive prestazioni strutturali del ponte sotto il passaggio del treno, inclusa la valutazione delle forze interne indotte dal treno nei dettagli critici più soggetti agli effetti delle vibrazioni. Lo sviluppo di un modello numerico globale è fondamentale per l'individuazione dei punti chiave che consentano una corretta modellazione anche dei dettagli critici. Pertanto, utilizzando le informazioni provenienti dal modello agli EF globale, è possibile ottenere la distribuzione delle azioni interne sugli elementi che compongono il viadotto e in particolare sulle connessioni in acciaio. Molti sono i vantaggi di una modellazione di dettaglio, primo fra tutti la possibilità di studiare sistemi con distribuzione complessa delle tensioni, di riprodurre correttamente comportamenti dinamici locali, la stima delle azioni e delle forze di contatto, la progettazione di interventi di retrofitting per connessioni in acciaio danneggiate da possibili fenomeni di corrosione o crack a fatica.

Mediante l'utilizzo di modelli aggiornati, è possibile effettuare un'analisi preliminare del comportamento strutturale globale del viadotto, al fine di cogliere un'indicazione qualitativa del comportamento locale ed identificare i dettagli critici maggiormente esposti a fenomeni di danneggiamento causati dai passaggi del treno. Tali dettagli critici saranno successivamente oggetto di un'analisi di tipo locale finalizzata a valutarne lo stato tensionale. La corretta valutazione degli effetti locali generalmente trascurati o semplicemente non considerati nei modelli meccanici standard è uno dei problemi principali dell'identificazione del danno. È infatti noto, che durante la vita di esercizio, numerosi componenti secondari di ponti reticolari in acciaio possono mostrare danneggiamento dovuto a fenomeni di fatica indotti da distorsioni o vibrazioni. In particolare, possono essere interessati da tali fenomeni di fatica, i traversi locali del controvento di piano delle rotaie, in corrispondenza della sezione di incastro con le travi longitudinali secondarie. Lo scopo di un'analisi di tipo locale è quello di ottenere la corretta distribuzione di tensioni che potrebbe causare effetti distorsionali/vibrazionali, all'interno del dettaglio considerato.

I capitoli che seguono affrontano questo aspetto per ottenere una rappresentazione più dettagliata delle strutture principali del ponte e quindi una migliore valutazione delle caratteristiche dinamiche dell'opera nel suo complesso.

I modelli numerici locali sviluppati riguardano due differenti dettagli critici del Viadotto, appartenenti alla campata iperstatica ed isostatica e rispettivamente modellati con elementi finiti bidimensionali e con elementi finiti solidi. Il software di calcolo strutturale utilizzato in entrambi i casi è MIDAS FEA NX. Per la descrizione dei modelli si rimanda ai paragrafi seguenti.

5.5.1 Analisi elasto-plastica su modello locale con EF bidimensionali

La *Figura 5.29* mostra la zona di massima sollecitazione individuata dal modello globale del sistema principale iperstatico, al passaggio del treno. L'unico treno transitante su questo Viadotto è una Locomotiva serie 1000, (dati della Ferrocarrillas de la Generalitat Valenciana), la cui composizione viene schematizzata in *Figura 5.29* (a), in (b) si riporta la potenziale zona di danneggiamento a fatica ottenuta dal modello globale e in (c) il dettaglio critico individuato sul modello ed evidenziato in una vista prospettica del Viadotto.

Il giunto di connessione tra gli elementi di carpenteria metallica si può schematizzare come un assemblaggio di più corpi bidimensionali connessi mediante il vincolo unilatero di non compenetrazione e connettori, in questo caso le rivettature. Il modello geometrico del nodo in esame è stato realizzato ed importato in MIDAS FEA NX direttamente tramite software di disegno CAD, le piastre che compongono i diversi profili in acciaio convergenti nel nodo sono state modellate con elementi di tipo *shell* a cui è stato assegnato lo spessore reale dell'elemento modellato e successivamente meshate con elementi finiti bidimensionali misti tetraedrici e triangolari, *Figura 5.30*. Le superfici appena descritte risultano non connesse mutuamente e per tanto non risentono della presenza di altre superfici a contatto; per rispettare la congruenza tale

connessione è stata realizzata attraverso un sistema di elastic link tra nodi appartenenti alle due facce prospicienti la superficie di contatto, con rigidità definita in modo tale da far lavorare l'elemento a sola compressione. In questo modo viene lasciata alle piastre la libertà di scorrimento reciproco e la possibilità di allontanarsi ma di non compenetrarsi, così da attribuire ai soli rivetti la funzione di collegamento. I rivetti sono modellati con elementi finiti di tipo *beam*, (con legge costitutiva elastica lineare), a cui è stata assegnata sezione cilindrica di diametro equivalente a quello del rivetto stesso. I nodi appartenenti all'asse del rivetto, (nodi di tipo *master*), sono connessi rigidamente ai nodi del foro presenti sulla piastra, (nodi di tipo *slave*). Il materiale delle piastre è stato definito con un legame costitutivo elastico per una preliminare analisi elastica, ed elasto-plastico con superficie di snervamento secondo il criterio di resistenza di Von Mises.

In *Figura 5.31* sono riportati alcuni dettagli del modello locale; complessivamente il modello realizzato ha 150195 nodi e 217155 elementi finiti. La *Figura 5.31* mostra da sinistra: (a) una vista prospettica della geometria del nodo, (b) una vista frontale in alto e una prospettiva inferiore per apprezzare meglio la complessità della sezione del montante centrale, infine, (c), un dettaglio della modellazione del rivetto.

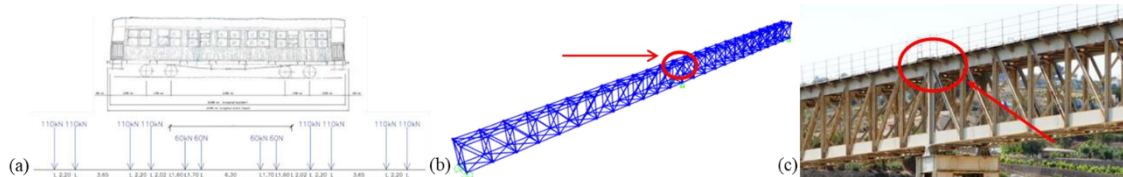


Figura 5.29: (a) Locomotiva Serie 1000; (b) zona di massima sollecitazione da FEM globale; (c) dettaglio di potenziale danneggiamento evidenziato sul Ponte Quisi.

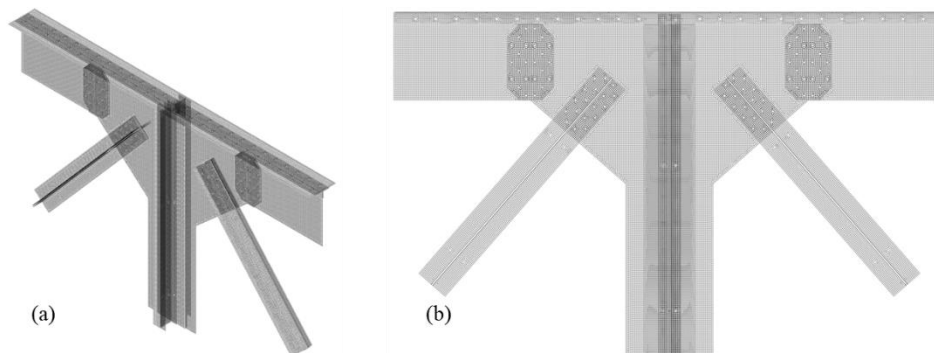


Figura 5.30: Modello locale fine meshato: (a) vista prospettica; (b) vista frontale.

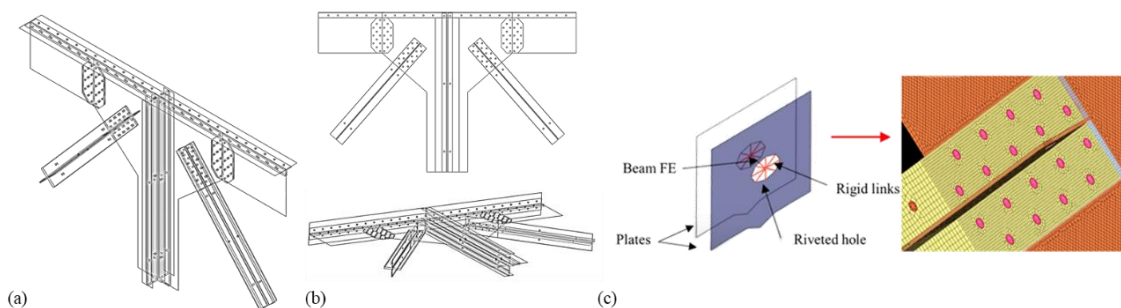


Figura 5.31: Dettagli del modello locale realizzato utilizzando il software di calcolo strutturale MIDAS FEA NX.

Il primo studio numerico consiste nell'analisi statica non lineare del modello locale e mira a studiare la risposta del dettaglio strutturale in campo non lineare così da ottenere una previsione accurata e realistica della risposta strutturale, con particolare riferimento all'evoluzione della distribuzione delle sollecitazioni nel dettaglio modellato. In un'analisi statica non lineare incrementale, basata

sugli spostamenti o sulle forze, si impone alla struttura, in modo incrementale, un profilo di spostamenti o di forze rispettivamente. In questo caso nell'analisi di spinta, l'entità del carico viene aumentata in modo graduale in base a un certo modello predefinito e un certo numero di step. L'obiettivo è quello di descrivere il comportamento del sistema attraverso un legame scalare forza-spostamento, curva di capacità. Le sollecitazioni delle aste convergenti nel nodo sono state estrapolate dal modello globale agli elementi finiti. Per ogni fase di carico è stata calcolata la risposta statica non lineare del modello locale. Le non linearità meccaniche sono state modellate assegnando come relazione costitutiva del materiale, un legame non lineare con un primo tratto elastico lineare governato dalla legge di Hooke, con pendenza pari al modulo di Young (E), successivamente un secondo tratto di retta idealizzato con incrudimento positivo e pendenza che corrisponde al modulo tangente E_t , con $E_t < E$.

La *Figura 5.32* (a-1) mostra la distribuzione delle tensioni principali massime in dieci diversi step dell'analisi statica incrementale, riportate numericamente anche nella *Tabella 5.18*. L'analisi della figura rivela livelli di sollecitazione massimi nell'ordine di 673 MPa. Queste tensioni massime si osservano sulla sommità dell'elemento diagonale, nella piastra di collegamento con il corrente superiore e il montante. Gli sforzi assiali ottenuti dal modello globale sono stati aumentati di circa 4 volte per ottenere tale livello di plasticizzazione nel nodo.

Nella *Figura 5.33* (a), il Plastic Status ottenuto a valle dell'analisi, in (a-1) il colore blu indica le zone plasticizzate, potenziali aree di fessurazione, (la piastra di connessione è una regione plasticizzata). In (a-2) si mostra il dettaglio della doppia fila di fori nella piastra rivettata: solo i fori esterni hanno raggiunto lo stato plastico in quanto maggiormente sollecitati. In *Figura 5.33* (b), il flusso delle sollecitazioni principali è evidenziato da linee di colore blu (compressione) e rosse (trazione) con lunghezze proporzionali all'intensità della sollecitazione.

Il secondo studio numerico riguardante il nodo locale già analizzato in precedenza, è stato condotto in controllo di spostamento applicando progressivamente uno spostamento orizzontale in direzione X nella sezione estrema libera del montante, pari a 20 mm; tutti gli altri elementi convergenti nel nodo sono incastrati. Scopo di questa analisi è determinare la curva di capacità del nodo, derivante dalla plasticizzazione della membratura. Alla fine di questa analisi è stato possibile leggere lo stato di sollecitazione e la variazione di rigidità conseguente alla condizione di spostamento imposto.

Le opzioni di calcolo dell'analisi non lineare sono state scelte accuratamente, data la complessità del modello e gli elevati oneri computazionali, calibrando opportunamente il numero di step in cui il solutore suddivide il caricamento, il massimo numero di iterazioni, il criterio di convergenza adottato e la tolleranza che la norma prescelta deve rispettare. Per quanto riguarda il numero di step, si è raggiunto un compromesso tra tempi di analisi e la possibilità di applicazione graduale del carico che non manifestasse problemi di convergenza (800 step). Come criterio di convergenza, è stato adottato quello della norma in spostamento in quanto più stabile per questo tipo di analisi.

Vale la pena notare che per ridurre i tempi di risoluzione senza compromettere l'accuratezza del risultato, si può ricorrere all'adozione di un diverso infittimento della mesh nel modello, così da raffinare il reticolo in corrispondenza delle zone critiche o zone in cui ci si aspettano elevati gradienti di tensione e deformazione (fori, discontinuità, cambi di sezione, spigoli). La presenza di fori lungo tutta la lunghezza delle membrature non ha consentito questa operazione per tanto la mesh del modello è uniforme e molto fitta. Al fine di ridurre i tempi di risoluzione è stato realizzato un secondo modello analogo a quello di partenza senza fori e rivetti ma con piastre continue collegate da un sistema di link e per tanto con un passo di discretizzazione maggiore, *Figura 5.34*. Tale modello semplificato possiede 11424 nodi e 16040 elementi finiti. La definizione dei collegamenti tra i vari shell è stata realizzata mediante due soluzioni differenti, inizialmente tramite sistema di rigid link, questa scelta conduce all'assenza di scorrimenti in tutte e tre le direzioni. Successivamente utilizzando degli elastic link con rigidità molto elevata in direzione longitudinale e più bassa nelle due direzioni ortogonali. I valori delle rigidità sono stati calibrati in modo da ottenere una risposta più vicina possibile al modello con i rivetti. In entrambi i casi sono

stati utilizzati 400 step di carico. I risultati di questo confronto in termini di curve di capacità si riportano in *Figura 5.35* al variare del numero di step di calcolo. Il modello la cui risposta si avvicina maggiormente a quella del modello *fine*, è quello con elastic link, che verrà di seguito richiamato come modello *semplificato*.

Le *Figure 5.36-5.37* rappresentano l'evolversi del Plastic Status all'aumentare del processo di carico a spostamento imposto, rispettivamente per il modello *fine* e per il modello *semplificato*; sono rappresentati quattro step di carico notevoli corrispondenti a 5, 10, 15 e 20 mm di spostamento. Le aree rosse mappano elementi che si trovano in campo plastico.

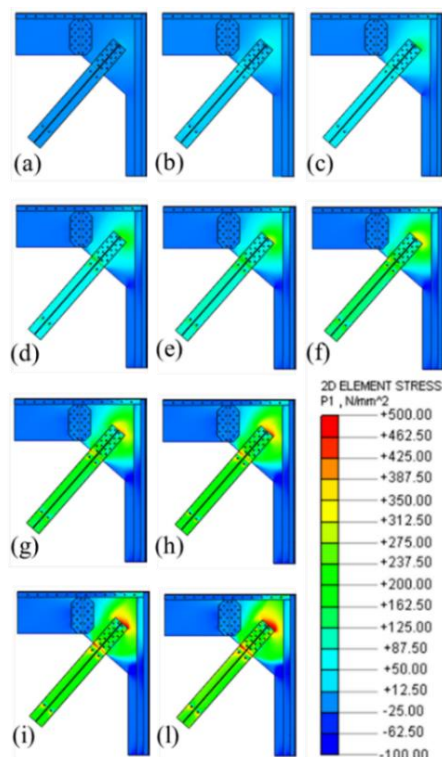


Figura 5.32: (a-l) Tensioni principali massime ottenute dall'analisi SNL.

Tabella 5.18: (a-l) Tensioni principali massime ottenute dall'analisi SNL.

<i>Step</i>	<i>T [KN]</i>	σ_1 [MPa]
(a)	385	70.21
(b)	770	134.82
(c)	1155	203.13
(d)	1540	270.95
(e)	1925	338.39
(f)	2310	405.26
(g)	2695	472.58
(h)	3080	539.87
(i)	3465	607.17
(l)	3850	673.03

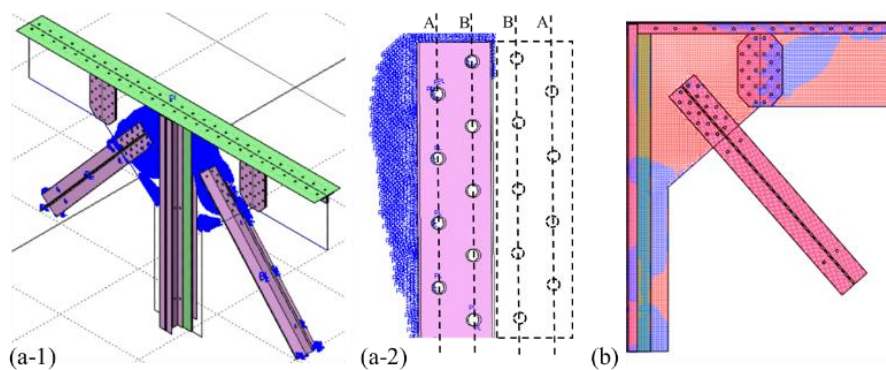


Figura 5.33: (a-1) Plasticity Status nel nodo analizzato; (a-2) dettaglio del Plasticity Status della piastra di collegamento tra diagonali, montanti e correnti; (b) Flusso delle tensioni principali nel nodo.

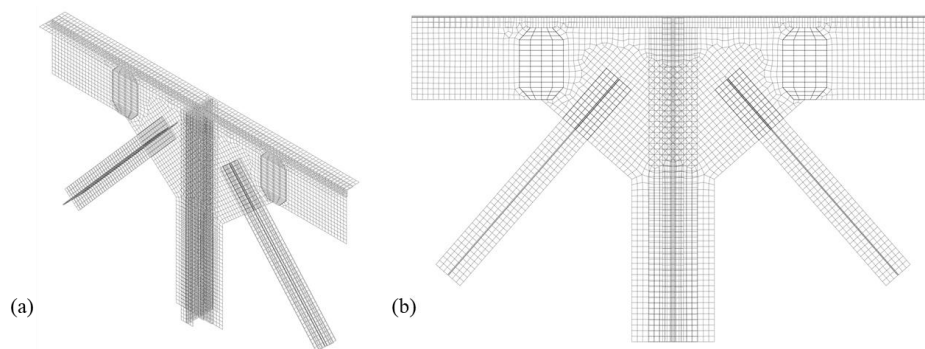


Figura 5.34: Modello locale semplificato realizzato utilizzando il software di calcolo strutturale MIDAS FEA NX: (a) vista prospettica; (b) vista frontale.

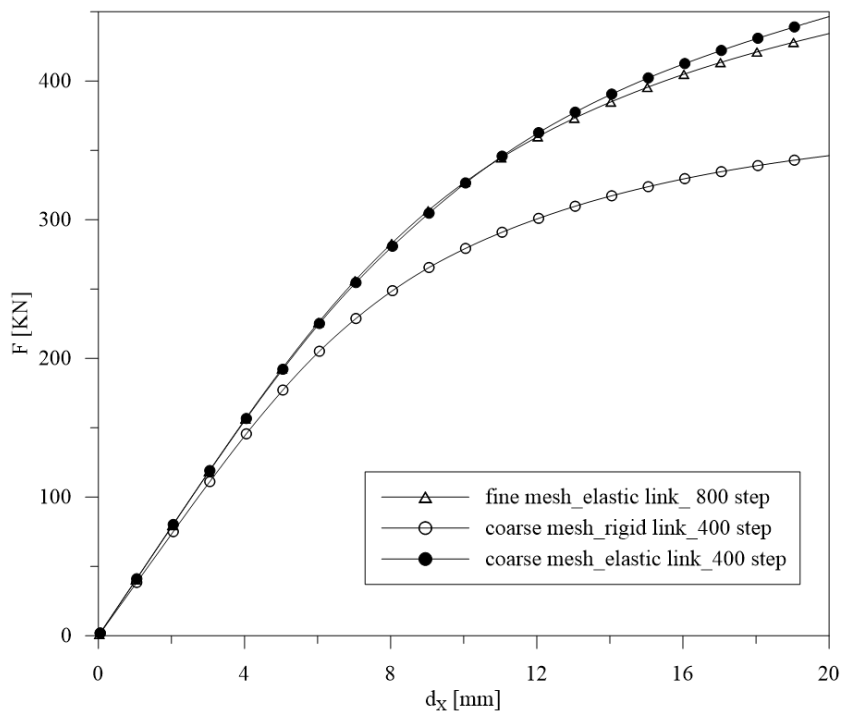


Figura 5.35: Curve di capacità ottenute nel modello raffinato e in quello semplificato al variare del numero di step e della modellazione dei link.

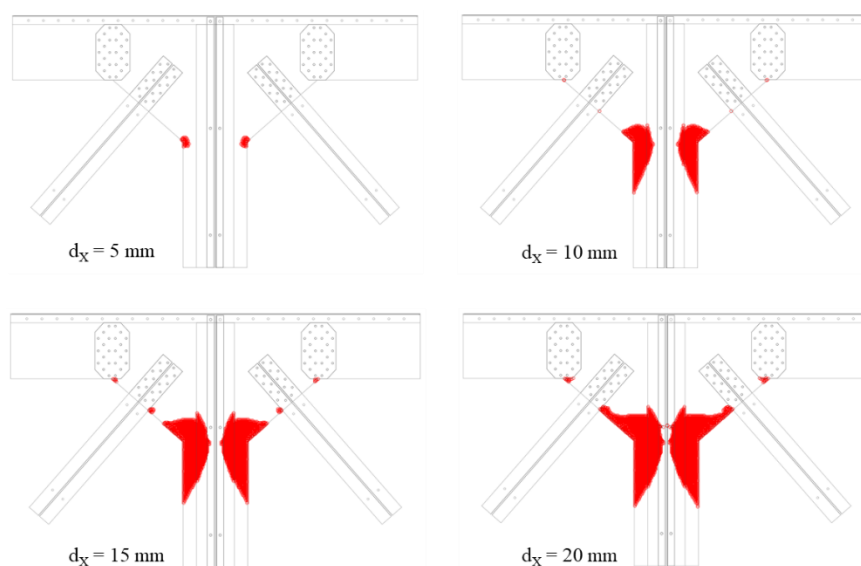


Figura 5.36: Plastic Status del modello fine a diversi step di carico.

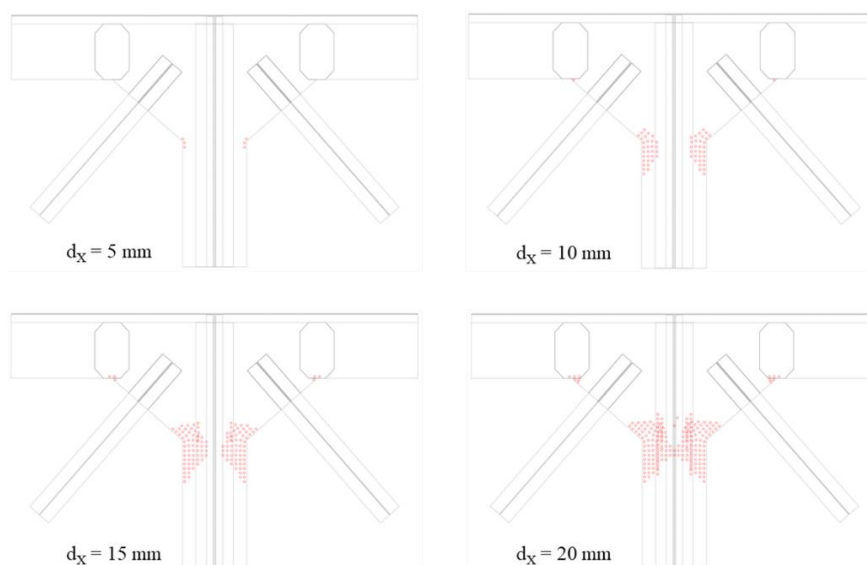


Figura 5.37: Plastic Status del modello semplificato a diversi step di carico.

5.5.2 Analisi elasto-plastica su modello locale con EF solidi

Nel modello globale del sistema isostatico, le sezioni critiche individuate sono quelle degli appoggi per tanto il nodo oggetto della modellazione locale con elementi solidi è quello rappresentato in *Figura 5.38*: in (a) e (b) è possibile osservare la posizione del nodo, in (c)-(f) le viste del modello solido realizzato in ambiente CAD e successivamente importato in MIDAS FEA NX. Come si evince dalla *Figura 5.38* (c) si tratta di un modello tridimensionale che rappresenta tutti gli elementi convergenti nel nodo in esame, tra cui il montante, il corrente, il diagonale, il traverso e i due controventi: orizzontale di piano e verticale in sezione trasversale.

Ciascuna geometria solida modellata è inizialmente resa congruente attraverso il comando booleano di auto-connesione (Auto-Connect) e successivamente discretizzata con una mesh di elementi solidi tetraedrici, *Figura 5.39* (a)-(c), con un legame costitutivo elastico o elasto-plastico con superficie di snervamento secondo il criterio di resistenza di Von Mises. I rivetti sono modellati come solidi cilindrici con testa emisferica e meshati anch'essi con elementi finiti solidi tetraedrici,

Figura 5.39 (d). La relazione costitutiva dei rivetti è elastica lineare. Il nodo così discretizzato complessivamente è costituito da 103078 elementi finiti e 51090 nodi.

Il comando di auto connessione vincola mutuamente le geometrie a contatto con specifici elementi finiti di tipo interfaccia che modellano il contatto unilatero (vincolo di non penetrazione). Le interfacce presenti nel modello si dividono in interfacce piane, al contatto tra componenti, e interfacce cilindriche al contatto dei rivetti con il foro, sono inoltre modellate con limitata resistenza a trazione e prive di attrito, Figura 5.40.

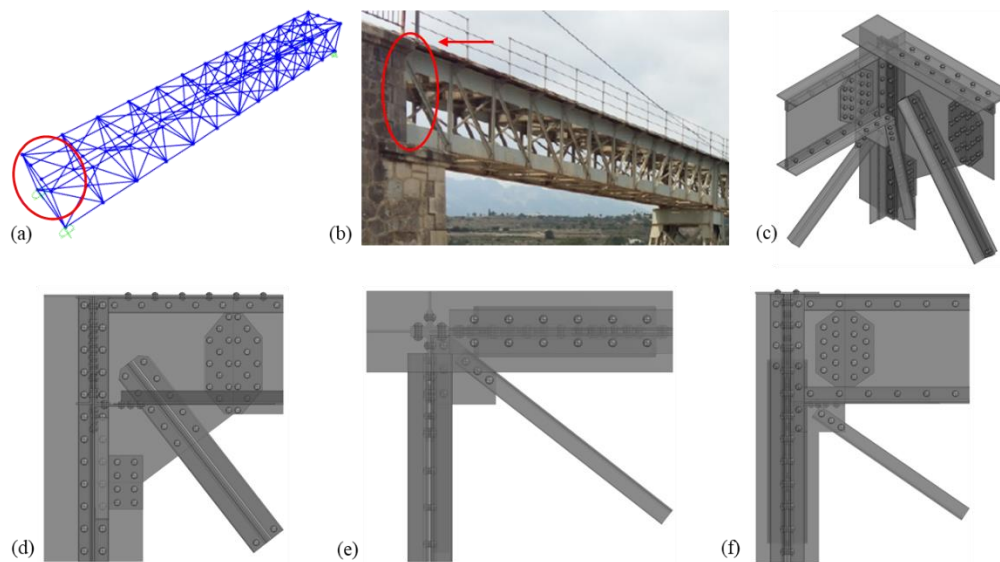


Figura 5.38: Nodo modellato appartenente alla campata isostatica; (a) posizione del nodo nel modello globale della campata 1 (appoggio E1); (b) posizione del nodo sul Viadotto; (c) vista prospettica del modello locale; (d) vista XZ; (e) vista XY in pianta; (f) vista YZ.

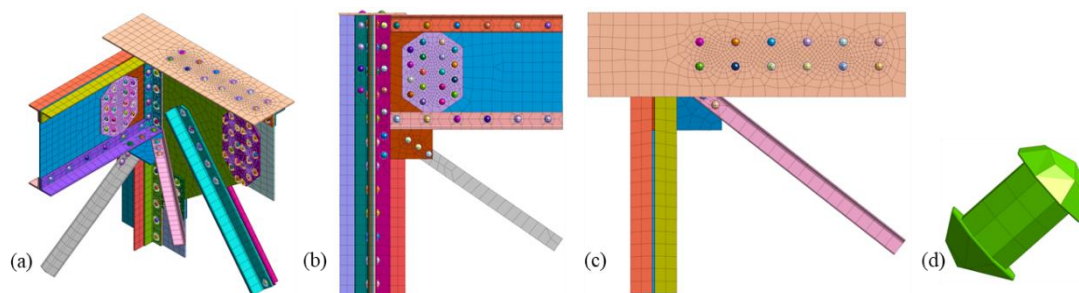


Figura 5.39: Modello locale appartenente alla campata isostatica meshato con elementi solidi; (a) vista prospettica; (b) vista YZ; (c) vista XY in pianta; (d) dettaglio del rivetto con teste emisferiche.

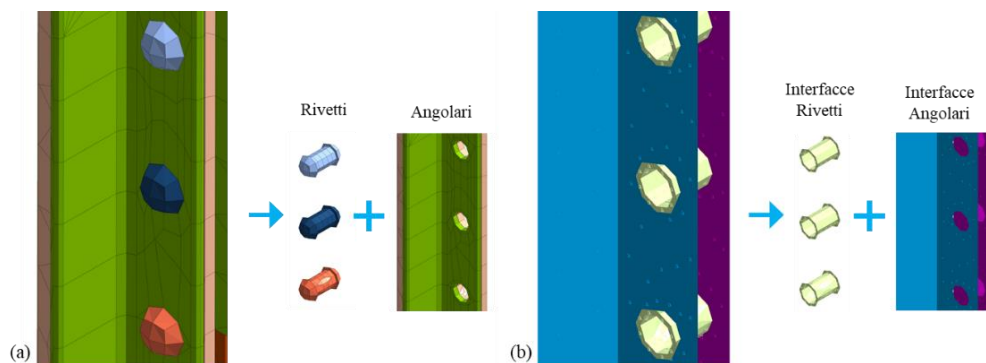


Figura 5.40: Dettagli di modellazione del montante (a) Geometria solida; (b) Superfici di contatto.

Nell'analisi statica non lineare sono applicati gli sforzi assiali ottenuti dal modello globale incrementati di 3 volte sui tre elementi inclinati: controvento orizzontale, controvento trasversale e diagonale, mentre il montante, il corrente e il traverso sono incastrati. La *Figure 5.41 – 5.42* mostrano la distribuzione delle tensioni di Von Mises rispettivamente sul solido e più nel dettaglio nei tre rivetti del controvento orizzontale. I risultati sono coerenti con le forze applicate nei tre elementi inclinati, data la particolare geometria del nodo queste generano torsione sull'ala del traverso. L'analisi delle figure rivela livelli di tensione di Von Mises massimi nell'ordine di 400 MPa sull'ala del corrente e del traverso e sul montante e inferiori a 100 MPa nei rivetti. La *Figura 5.43* riporta il Plastic Status del nodo in cinque diversi step di carico: 20%, 40%, 60%, 80% e 100%. Le zone indicate dal colore rosso rappresentano elementi che hanno superato il limite elastico e sono dunque plasticizzate.

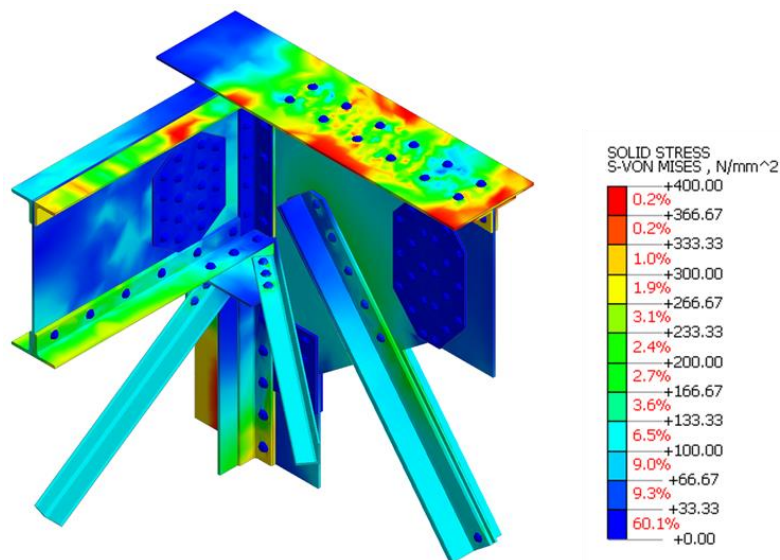


Figura 5.41: Tensioni di Von Mises ottenute dall'analisi SNL sul modello solido.

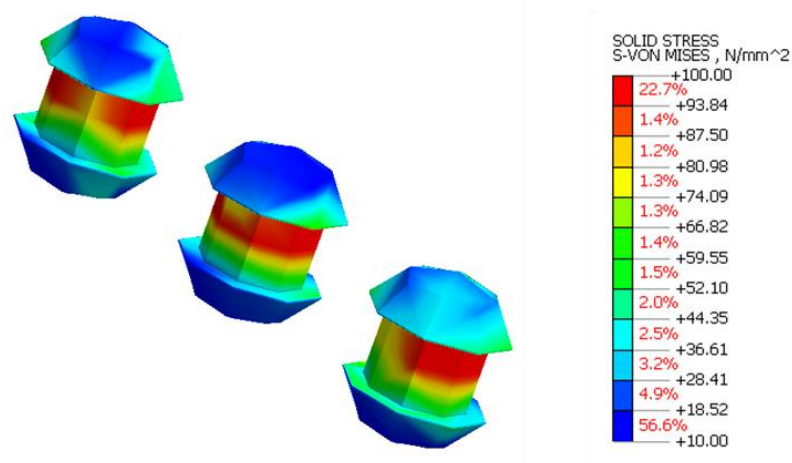


Figura 5.42: Tensioni di Von Mises ottenute dall'analisi SNL sui rivetti del controvento orizzontale.

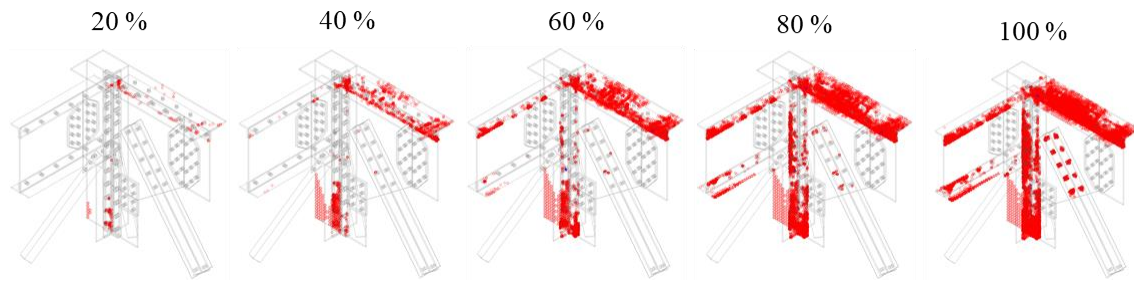


Figura 5.43: Plastic Status del modello solido a diversi step di carico.

6 DANNO LOCALE DOVUTO A FENOMENI DI FATICA

Il cedimento a fatica nei materiali duttili mostra delle caratteristiche molto diverse da quelle riscontrabili nel caso in cui lo stesso sia dovuto a carichi statici o quasi-statici, sia nel modo in cui si manifesta sia nelle tracce che lascia. Sotto l'azione di un carico a trazione quasi-statico il cedimento è sempre preceduto da una considerevole deformazione plastica e la superficie di rottura si presenta con un aspetto fibroso, spesso inoltre la sezione di rottura si dispone con un angolo di 45° rispetto l'asse di sollecitazione. In una struttura sottoposta ad un carico ciclico il cedimento è causato invece dall'avanzamento progressivo di una cricca formatasi all'interno del materiale. Per questa ragione è bene considerare oltre alle sollecitazioni primarie i carichi variabili, i quali possono indurre sollecitazioni secondarie, sollecitazioni da impatto, distorsioni, deformazioni fuori piano e vibrazioni. Questi effetti, che non sono generalmente considerati nel calcolo di impalcati metallici e sono difficili da quantificare, possono generare un gran numero di fessurazioni da fatica riscontrate in servizio, (come nei casi di collegamenti tra nervature longitudinali e trasversi). Numerosi studi hanno messo in evidenza una particolare sensibilità dei collegamenti rivettati nei confronti di questi fenomeni distorcenti [72-73]. Per queste motivazioni il presente capitolo affronta il problema della fatica nei collegamenti in acciaio di impalcati ferroviari.

6.1 Fenomeno della fatica nell'acciaio e definizione del carico da fatica

La fatica può essere definita come processo di accumulo di uno stato di danno in un materiale soggetto a sforzi variabili nel tempo, che può determinare il collasso della struttura o di una sua componente, anche se il carico massimo, (valore di picco), si mantiene al di sotto del limite elastico. Si assiste, dunque, ad un fenomeno di danneggiamento locale delle strutture metalliche costituito dalla nascita e propagazione di fratture sotto l'azione di carichi ciclici. Nelle analisi, dunque, non si pone l'attenzione al valore massimo raggiunto ma alla variazione di sforzo tra due condizioni di carico. Un'altra caratteristica dei carichi che inducono il fenomeno della fatica è che sono prolungati nel tempo, è infatti importante oltre che la variazione di sforzo anche il numero di volte in cui essa agisce. Una generica storia di carico può avere diverse ampiezze di sforzo che si ripetono un dato numero di volte nel tempo. Le teorie sviluppate fanno però riferimento a condizioni di carico con ampiezza costante: ci si deve quindi ricondurre ad una storia di carico ad ampiezza costante che sia equivalente ad una generica storia di carico ad ampiezza variabile. Una storia di carico ad ampiezza costante è rappresentata in *Figura 6.1* e può essere definita da questi parametri:

- σ_{\min} , σ_{\max} rispettivamente sforzo minimo e massimo;
- $\sigma_m = (\sigma_{\max} + \sigma_{\min})/2$, tensione media;
- $\sigma_a = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min})/2$, ampiezza del ciclo;
- $\Delta\sigma = 2\sigma_a = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$, campo di variazione del ciclo di tensione o stress range;
- $R = \sigma_{\min}/\sigma_{\max}$ rapporto di tensione o stress ratio.

Il parametro principale è il campo di variazione dello sforzo, lo sforzo medio è un parametro secondario. In *Figura 6.2* si illustra il significato del rapporto di sforzo R. Le strutture di ingegneria civile generalmente rientrano nel caso di $R > 0$ in quanto le azioni di fatica hanno direzione prevalentemente verticale e, sommandosi ai carichi permanenti, generano variazioni di tensione dello stesso segno.

Il fenomeno della fatica si manifesta nei materiali con numerose sfumature, è però possibile ricavare alcune caratteristiche generali. In primo luogo, la fatica ha un carattere irreversibile e permanente: i danni prodotti dal fenomeno della fatica non possono essere recuperati dalla struttura, da qui la definizione di processo di accumulo di danno.

In secondo luogo, tutti i fenomeni di fatica si generano sotto l'azione di carichi ciclici, sono quindi la variazione di sforzo tra due diverse configurazioni (di carico e di scarico), ed il numero di cicli di carico-scarico ad influire maggiormente sul danno prodotto, non il valore massimo raggiunto.

Un'altra caratteristica del fenomeno della fatica è la propagazione del danno a partire da una cricca all'interno del materiale, *Figura 6.3*. Una cricca rappresenta in generale una discontinuità all'interno del materiale che si sviluppa in tre fasi successive:

- innesco o nucleazione della cricca,
- propagazione stabile della cricca,
- propagazione instabile della cricca.

Questa distinzione appare comunque piuttosto teorica, è infatti difficile distinguere tra nucleazione e propagazione della cricca. Proprio per questo sono stati proposti diversi criteri per distinguere queste due fasi della vita della fessura, in particolare per le opere esistenti, una cricca si definisce nucleata se la sua apertura è individuabile tramite prove non distruttive; invece, per prove in laboratorio, i metodi si basano sull'apertura della lesione. Le cricche essendo fratture di tipo locale, nascono in corrispondenza di singolarità del componente strutturale, ovvero in punti in cui si concentrano le tensioni come inclusioni, porosità, saldature, irregolarità geometriche, discontinuità del materiale, e subiscono un progressivo ampliamento sotto l'azione ripetuta dei carichi sino a raggiungere una dimensione tale da provocare la rottura del componente. Il comportamento a fatica dipende dalla particolare natura di ogni componente strutturale in funzione della tecnica costruttiva, della geometria, della presenza ed ampiezza delle singolarità, della distribuzione interna delle tensioni.

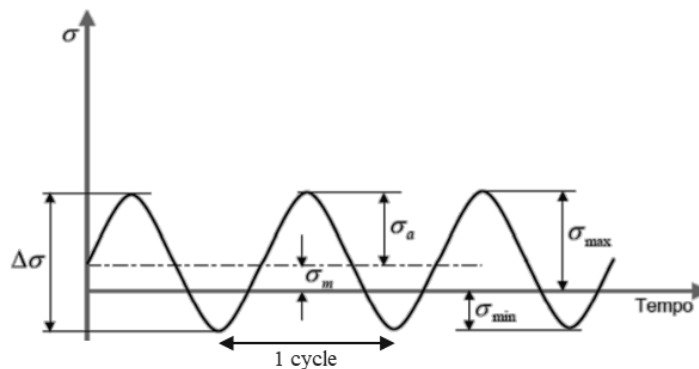


Figura 6.1: Cicli di tensione ad ampiezza costante.

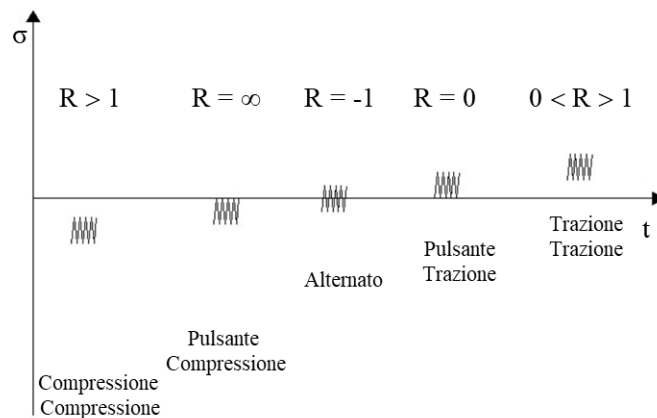


Figura 6.2: Grafico raffigurante diverse storie di carico al variare del parametro R.

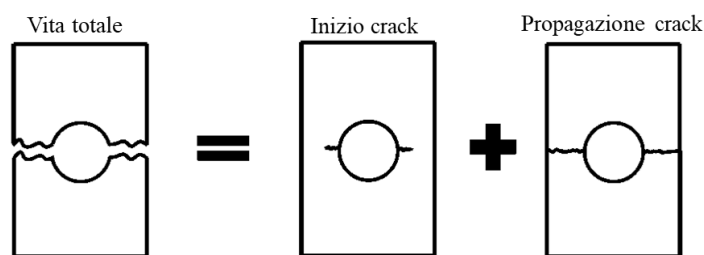


Figura 6.3: Idealizzazione del processo di fatica.

6.2 Il fenomeno della fatica nei ponti ferroviari

I ponti sono per loro stessa natura soggetti a carichi ciclici. I danneggiamenti dovuti a fenomeni di fatica nei ponti ferroviari metallici possono essere causati da numerosi fattori tra i quali: difetti nelle saldature, adozione di dettagli strutturali a bassa resistenza nei confronti della fatica, esposizione ad un ambiente corrosivo con conseguente riduzione delle sezioni resistenti o sviluppo di microlesioni superficiali sede di possibili inneschi di fratture, la presenza di tensioni secondarie non calcolate, vibrazioni di elevata ampiezza generate dal passaggio dei treni ad alta velocità.

Nello studio del comportamento a fatica particolare attenzione è stata posta ai collegamenti chiodati utilizzati per la realizzazione di un numero molto elevato di strutture ancora in uso. Sebbene tale tecnica sia stata progressivamente abbandonata a favore delle soluzioni bullonate, le molte strutture chiodate ancora presenti soprattutto lungo le linee ferroviarie sono ancora oggetto di numerose indagini teoriche e sperimentali al fine di valutarne l'effettivo comportamento a fatica [74-75]. I risultati di tali studi hanno messo in evidenza una particolare sensibilità dei collegamenti chiodati nei confronti delle tensioni secondarie indotte da distorsioni imposte, come ad esempio tensioni generate nei collegamenti tra nervature verticali e pannelli d'anima.

La scomparsa della chiodatura si è tradotta nella normativa italiana, in una corrispondente scomparsa della classificazione a fatica dei dettagli chiodati, la cui classe è considerata al pari dei corrispondenti dettagli bullonati di medesima geometria.

6.3 Valutazione della resistenza a fatica, quadro normativo

La verifica nei confronti dei danneggiamenti a fatica è generalmente ottenuta confrontando la resistenza a fatica specifica degli elementi considerati con le azioni indotte da passaggio dei convogli ferroviari [76-77].

L'approccio maggiormente diffuso per la valutazione della resistenza a fatica dei singoli componenti e dei collegamenti strutturali è generalmente quello tensionale ottenuto con il metodo Stress-Life mediante l'utilizzo delle curve sperimentali S-N. Tali curve, introdotte a metà del 1800 dall'ingegnere tedesco Wöhler, sono definite in scala logaritmica e descrivono il legame tra l'ampiezza S di cicli di tensione costanti in intensità e frequenza, e il numero N di ripetizioni necessarie ad indurre un danneggiamento a fatica visibile nel componente. Le curve S-N sono determinate tramite prove di carico ciclico su un gran numero di provini omogenei per materiale, geometria e tecnica di realizzazione. Per definire compiutamente una curva S-N è opportuno realizzare un numero sufficiente di prove a rottura sotto diverse intensità di variazione di tensione. È possibile riportare i valori ottenuti da queste prove a rottura in un piano semilogaritmico e ricavarne, così, la curva matematica dal tipico andamento bilineare, *Figura 6.4*, caratterizzata da un primo tratto a pendenza negativa, zona di vita a fatica limitata, e da un secondo tratto asintotico a pendenza nulla, tensione limite a fatica, in corrispondenza del quale il numero di cicli a rottura è tendente all'infinito. Come intuibile un basso valore di variazione di sforzi è legato ad un alto

numero di cicli, e viceversa. Dalla *Figura 6.4* si nota come la curva sia caratterizzata da due tratti distinti e il punto in cui si ha il cambio di pendenza si posiziona attorno a $10^5 - 10^7$ cicli di carico.

6.3.1 Classificazione a fatica dei dettagli strutturali

Per resistenza a fatica di un componente sottoposto a carichi ad ampiezza variabile si intende la variazione di sforzo $\Delta\sigma_R$ che porta al collasso l'elemento dopo un determinato numero di cicli (N). Il numero di cicli N è definito come "durata" o "vita a fatica" dell'elemento.

Nelle normative Europea e Italiana, la classificazione del comportamento a fatica dei diversi dettagli strutturali è definita mediante le curve S-N, per le tensioni normali e tangenziali, in funzione della classe, $\Delta\sigma_C$ o $\Delta\tau_C$, del dettaglio costruttivo, (*Figure 6.5 e 6.6*). Ne consegue che per il calcolo della resistenza a fatica è innanzi tutto necessario stabilire a quale categoria appartiene il dettaglio analizzato. La definizione della categoria del dettaglio permette di identificare la relativa Fatigue Strength Curve. Ciascuna curva definisce, per ogni variazione di sforzo $\Delta\sigma_R$, il relativo numero di cicli che rappresenta la vita a fatica di quel dettaglio costruttivo sotto l'azione di quella data ampiezza. Si ricorda che le curve fornite dalla normativa riguardano storie di carico caratterizzate da variazioni di sforzo costanti del tempo, non a generiche storie di carico ad ampiezza variabile. I due grafici mostrano come l'andamento delle curve non cambi al variare del dettaglio, le curve risultano infatti semplicemente traslate al variare della categoria. Analizzando la *Figura 6.5* per i dettagli soggetti a tensioni normali, si può notare che ogni curva è formata da tre distinti tratti rettilinei aventi differenti pendenze. I tre tratti sono limitati in un preciso intervallo: la prima variazione di pendenza si ha in corrispondenza di un numero di cicli pari a $N_D = 5 \times 10^6$ cicli, la seconda variazione è in corrispondenza di $N_L = 1 \times 10^8$ cicli. Il primo tratto ha pendenza $m = 3$ e questo dato è stato ricavato dall'involuppo dei dati raccolti sperimentalmente, il secondo tratto ha pendenza $m = 5$ mentre il terzo orizzontale ha pendenza nulla, $m = 0$.

La categoria di appartenenza, $\Delta\sigma_C$, si definisce come la variazione di sforzo costante che porta al collasso il componente in 2 milioni di cicli, ($N_C = 2 \times 10^6$ cicli). Il numero di cicli N_C è stato scelto convenzionalmente e di conseguenza il valore $\Delta\sigma_C$ è stato ricavato sperimentalmente. Oltre alla categoria di appartenenza del dettaglio, $\Delta\sigma_C$, ogni curva è caratterizzata dal proprio $\Delta\sigma_D$, ovvero il limite a fatica per cicli ad ampiezza costante (Constant Amplitude Fatigue Limit *CAFL*), corrispondente a 5 milioni di cicli e dalla tensione limite di cut-off, $\Delta\sigma_L$ corrispondente a 10 milioni di cicli. Si assume che tutti i cicli di tensione inferiori alla tensione di cut-off, non diano alcun contributo al danneggiamento.

Il numero di cicli che segna il cambio di pendenza è uguale per tutte le curve, mentre variano i valori delle corrispondenti variazioni di sforzo $\Delta\sigma_C$, $\Delta\sigma_D$, $\Delta\sigma_L$.

Il secondo tratto è stato inserito per tenere conto dei danni prodotti anche da cicli con ampiezza ridotta. Se infatti si considera una storia di carico ad ampiezza variabile, è inevitabile che i danni vengano prodotti anche da cicli ad ampiezza minore se questi si ripetono per un numero di cicli elevato. In storie di carico ad ampiezza costante invece il limite a fatica è posto a 10×10^6 cicli. Considerare una curva a due pendenze deriva dalla volontà di voler considerare una progressiva riduzione del limite a fatica come conseguenza del danno causato dagli sforzi superiori al limite inferiore fissato, in questo modo la maggior parte degli sforzi è in grado di produrre danno.

L'utilizzo della curva a due pendenze è ancora soggetto ad un dibattito aperto, l'EC3 lascia libera la scelta. I risultati sperimentali dimostrano che entro il campo degli alti cicli il cambio di pendenza ha effettivamente luogo a causa del decremento di crescita della lesione. Per alcuni dettagli costruttivi questa assunzione consente di ottenere risultati molto accurati, mentre per altri tipi di dettagli costruttivi l'utilizzo della curva a due pendenze risulta addirittura non conservativo.

Dai dati sperimentali si è osservato come la vita a fatica (N) è ricavabile dalla seguente relazione $N = a/\Delta\sigma^m$, che riscritta in scala logaritmica fornisce l'*Equazione 6.1* che descrive le curve di Wöhler:

$$\log N = \log a - m \log \Delta \sigma_R \quad 6.1$$

Ne consegue che la curva di resistenza a fatica è definita come segue per i tre tratti, rispettivamente Equazioni 6.2, 6.3 e 6.4:

$$(\Delta \sigma_R)^m N_R = (\Delta \sigma_C)^m 2 \cdot 10^6, \quad m = 3 \text{ per } N \leq 5 \cdot 10^6 \quad 6.2$$

$$(\Delta \sigma_R)^m N_R = (\Delta \sigma_C)^m 2 \cdot 10^6, \quad m = 5 \text{ per } 5 \cdot 10^6 \leq N \leq 1 \cdot 10^8 \quad 6.3$$

$$\Delta \sigma_L = (5/100)^{1/5} \Delta \sigma_D \quad 6.4$$

Noti tutti i parametri, dalle curve S-N è possibile ricavare la vita a fatica N_i di un dato elemento sottoposto alla variazione di carico $\Delta \sigma$, Equazione 6.5:

$$N_i = 2 \cdot 10^6 \left[\frac{\Delta \sigma_C}{\gamma_{MF} \Delta \sigma} \right]^3 \quad 6.5$$

Il grafico S-N concernente le tensioni tangenziali, Figura 6.6, presenta caratteristiche differenti rispetto a quello degli sforzi assiali. La tipica curva delle tensioni tangenziali è costituita da due soli tratti rettilinei, uno con pendenza $m = 5$ ed uno orizzontale. Il numero di cicli che segna il cambiamento di pendenza, è pari a $N_L = 1 \times 10^8$, e ad esso è associato il valore limite $\Delta \tau_L$ che rappresenta ancora l'intensità della variazione di sforzo al di sotto della quale non si contribuisce all'incremento del danno.

6.3.2 Fenomeno della fatica nelle strutture rivettate

I ponti metallici rivettati appartenenti alle linee ferroviarie esistenti, rappresentano attualmente le strutture più antiche suscettibili a fenomeni di fatica. Sebbene meno soggetti a problemi di fatica rispetto alle soluzioni saldate, generalmente risultano progettati senza l'adozione di particolari criteri dedicati alla resistenza a fatica dei dettagli critici e, tuttavia, risultano esposti ad un numero molto elevato di cicli di carico durante il loro lungo ciclo di vita. Per questo motivo, molti ponti in acciaio storici attualmente in servizio richiedono un monitoraggio continuo al fine di evitare la formazione di cricche a fatica o riparare/sostituire tempestivamente il componente danneggiato in caso di cricca già presente. La necessità di mantenere in servizio le più antiche linee ferroviarie in acciaio ha provocato un crescente interesse di ricerca verso una migliore comprensione delle prestazioni a fatica e un'ottimizzazione della manutenzione e delle riparazioni, per le soluzioni rivettate.

Le classi dei dettagli costruttivi sono standardizzate, per le strutture rivettate si dovrebbe usare la categoria di dettaglio 71, vedere la Figura 6.7, dove il valore nominale della tensione $\Delta \sigma$ è calcolato sulla sezione trasversale netta (sezione trasversale lorda meno sezione di fori dei rivetti nella sezione critica). In accordo con l'Eurocodice 3 parte 1-9 [77], le corrispondenti tensione nominale, tensione limite ad ampiezza costante e tensione limite di cut-off, che sono state utilizzate nell'analisi a fatica sono le seguenti:

- $\Delta \sigma_C = 71 \text{ Mpa}$, $N = 2 \text{ mln cicli}$;
- $\Delta \sigma_D = \Delta \sigma_C / \gamma_{MF} = 71/1.35 \text{ MPa} = 52 \text{ MPa}$, $N = 5 \text{ mln cicli}$;
- $\Delta \sigma_L = 29 \text{ Mpa}$, $N = 100 \text{ mln cicli}$.

6.3.3 Fattori che influenzano la resistenza a fatica

Le prove sperimentali hanno evidenziato che la resistenza a fatica di un elemento strutturale è influenzata da numerosi fattori: il materiale, il tipo di sollecitazione, la frequenza, la storia del carico, l'effetto scala, la finitura superficiale, le lavorazioni, l'ambiente e il fattore di forma. Il parametro globale di valutazione è il rapporto di fatica. È possibile che materiali con elevata resistenza statica non presentino un buon comportamento a fatica. Dal punto di vista microscopico è preferibile una struttura a grana fine rispetto ad una a grana grossa e solitamente l'incrudimento

migliora le caratteristiche di resistenza a fatica. Dal punto di vista della sollecitazione, se si pone come riferimento il valore di resistenza a fatica relativo alla flessione rotante (di cui si hanno moltissimi dati sperimentali), i fattori di riduzione da considerare per altri tipi di sollecitazione risultano via via minori e nell'ordine: flessione piana, trazione-compressione e infine la torsione alternata che rappresenta la sollecitazione più pericolosa in quanto ad essa è associata una riduzione della resistenza a fatica più elevata. Anche la frequenza del carico ciclico è un parametro importante, alte frequenze di sollecitazione producono essenzialmente due effetti: isteresi del materiale con conseguente riscaldamento, (si sovrasollecita la struttura), questo effetto si manifesta intorno agli 80 Hz, e ritardo di fase tra andamento della sollecitazione e deformazioni, (si sotto sollecita la struttura), questo effetto si manifesta intorno ai 160 Hz. Per quanto riguarda l'influenza di un precarico sulla resistenza a fatica è dimostrato sperimentalmente come per precarichi inferiori al $\Delta\sigma_L$ non si ha alcun effetto, per precarichi molto elevati si ha una diminuzione della tensione limite a fatica e per precarichi intermedi, ma superiori al $\Delta\sigma_L$, si ha un incremento del limite di fatica. Dal punto di vista dell'effetto scala i risultati ottenuti dai provini, anche se normalizzati, non sono immediatamente estendibili a elementi di maggiori dimensioni e ciò è dovuto essenzialmente a due aspetti: maggior numero di difetti per unità di volume presenti e minore gradiente degli sforzi nel caso di flessione e torsione. La finitura superficiale è uno dei punti più critici in quanto la cricca parte dalla superficie per poi propagarsi, discorso analogo vale per le lavorazioni meccaniche, che devono essere tali da non indurre, oltre a rugosità, veri e propri intagli sulla superficie dell'elemento strutturale. I trattamenti superficiali si dividono in tre tipologie: termici, meccanici e rivestimenti protettivi. Con i trattamenti superficiali si desidera indurre sforzi interni distribuiti in modo tale da avere sforzi di compressione in prossimità della superficie del pezzo. Inoltre, si ostacola il movimento delle dislocazioni (e di conseguenza la propagazione delle micro-cricche), il materiale incrudendo resiste a sollecitazioni cicliche in modo migliore. L'ambiente influenza il comportamento a fatica in due modi, attraverso la temperatura e la corrosione. L'alta temperatura comporta fenomeni di creep-fatica molto onerosi per i materiali inoltre abbassa la curva di Wöhler. Una bassa temperatura è positiva nei confronti del fenomeno della fatica, purché non renda il materiale fragile. La corrosione e la fatica sono strettamente correlati: la corrosione rimuove scaglie di materiale e genera micro-cricche diffuse, che progrediscono a causa della fatica riducendone notevolmente la resistenza. Il fattore di forma entra in gioco in diversi casi: presenza di variazioni delle proprietà dei materiali, concentrazione di carichi, brusche variazioni di forma (riduzioni di sezione, discontinuità strutturali, filettature, intagli). Tutti questi fattori possono causare localmente valori di tensione molto più alti dei valori medi.

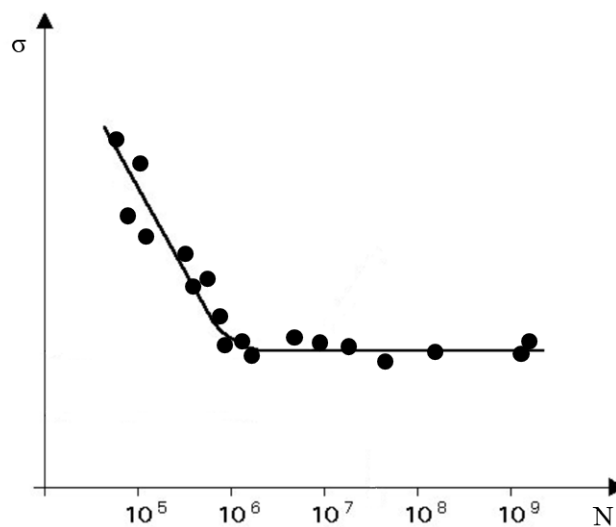


Figura 6.4: Esempio di curva a fatica per un acciaio 120 BHN.

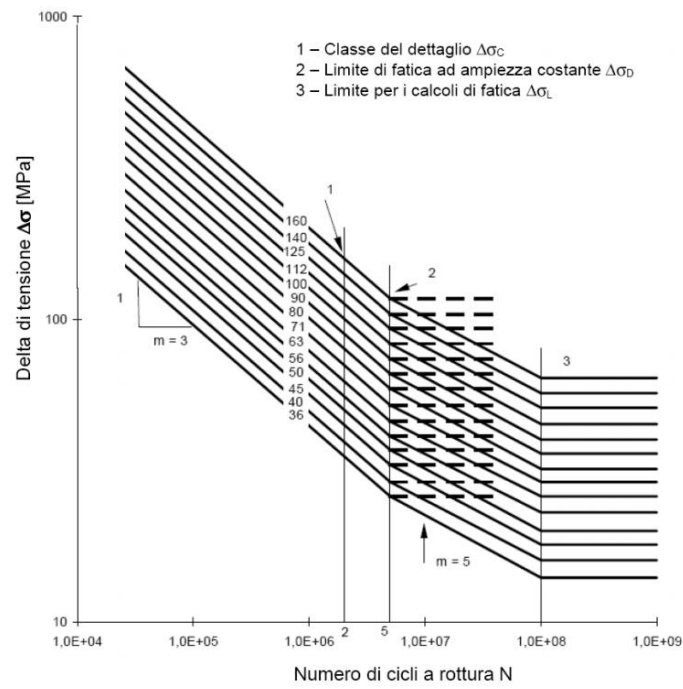


Figura 6.5: Curve S-N per dettagli/elementi soggetti a tensioni normali.

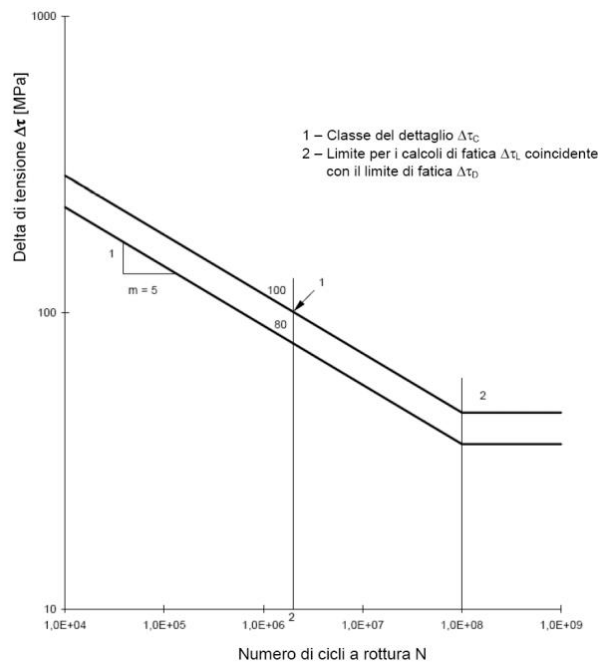


Figura 6.6: Curve S-N per dettagli/elementi soggetti a tensioni tangenziali.

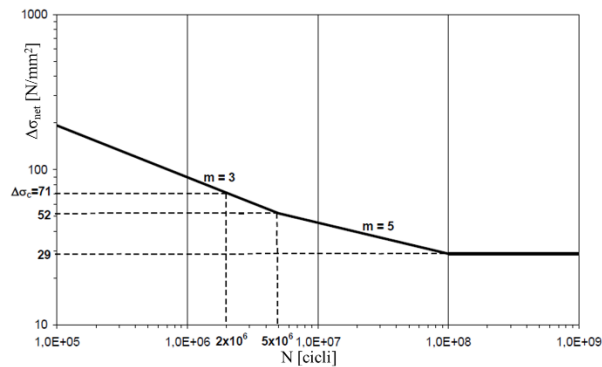


Figura 6.7: Curva S-N per la valutazione della fatica in strutture rivettate.

6.3.4 Processo d'accumulo lineare del danno

Si introduce in questo capitolo il concetto di danno legato al fenomeno della fatica, per quantificare questo parametro gli si associa la variabile D . Per definizione D è una grandezza compresa tra 0 ed 1 dove per $0 < D < 1$ il componente risulta danneggiato mentre per un valore di D maggiore o pari all'unità si ha la rottura per fatica. Appare subito chiaro come la conoscenza del danno sia molto utile per valutare la vita residua di un dato componente soggetto a fatica. In letteratura sono state proposte molte teorie per il calcolo del danneggiamento. Nel caso in cui il componente sia soggetto ad un numero n_i di cicli di carico di ampiezza costante S_i , il danneggiamento D_i prodotto è convenzionalmente assunto pari a:

$$D_i = \frac{n_i}{N_i} \quad 6.6$$

Nell'Equazione 6.6 n_i è il numero di cicli a escursione di sforzo costante a cui è stato sottoposto un elemento ed N_i è la vita a fatica riferita alla variazione di sforzo cui è stato sottoposto l'elemento. Riferendosi a storie di carico ad ampiezza costante l'Equazione 6.7 esprime l'espressione della retta di danno:

$$\Delta\sigma_i^m N_i = K \quad 6.7$$

dove K è una costante che dipende dal materiale.

In presenza di cicli di carico variabili, la valutazione della vita a fatica risulta invece piuttosto complessa e in tale ambito il modello di danneggiamento lineare di Palmgren – Miner è uno degli approcci più semplici e diffusi, sebbene in alcuni casi non fornisca previsioni di danneggiamento conservative in quanto non tiene conto della reale sequenza di applicazione dei cicli. Per sopperire a questa mancanza è necessario utilizzare modelli con memoria che riescano a valutare il danno tenendo conto di quanto avvenuto nei cicli precedenti [78].

Nel modello di Palmgren – Miner, il danneggiamento D di un generico componente sottoposto ad un numero arbitrario di cicli di carico è pari alla somma dei danneggiamenti D_i indotti dai singoli cicli:

$$D = \sum_i D_i = \sum_i \frac{n_i}{N_i} \quad 6.8$$

Nell'Equazione 6.8 la rottura per fatica avviene per $D \geq 1$.

6.3.5 Risultati dell'analisi a fatica

L'analisi a fatica sul modello locale con elementi shell del dettaglio critico è stata implementata in MIDAS FEA NX. Non disponendo di dati di traffico per il Viadotto Quisi, questi sono stati stimati utilizzando le raccomandazioni contenute nel documento JRC43401 [79].

I risultati dell'analisi a fatica in termini di danno cumulativo e vita a fatica sono riportati nelle Figure 6.8 - 6.9. Il ponte fu costruito nel 1914 ed è rimasto in servizio fino a pochi anni fa. Dopo oltre 100 anni di servizio, vi è una maggiore probabilità di danno provocato dalla fatica rispetto al sovraccarico statico. In alto il danno espresso in percentuale, mentre in basso la vita a fatica residua, le parti mappate sono parti che hanno esaurito la vita residua a fatica, approssimativamente 4 anni prima dell'anno in cui questa valutazione è stata effettuata. Si nota come ogni zona dell'elemento strutturale ha una vita a fatica diversa. In generale si osserva la presenza di fessure a fatica laddove possono verificarsi concentrazioni di tensioni, come i fori.

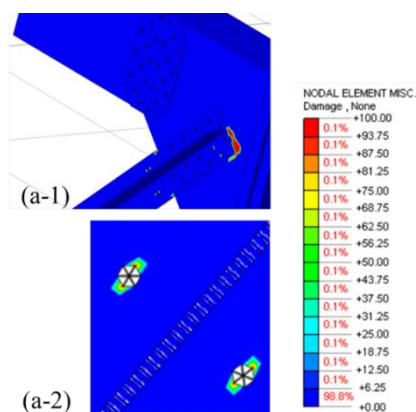


Figura 6.8: (a-1) Risultati dell'analisi a fatica in termini di danno; (a-2) Dettaglio dei fori del diagonale.

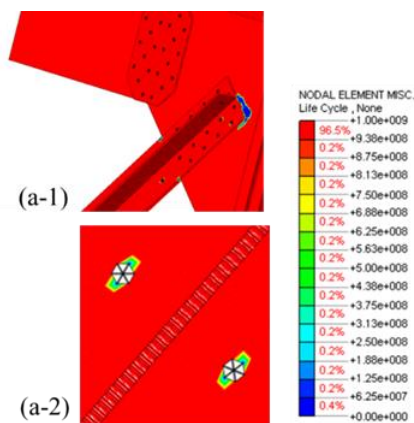


Figura 6.9: (a-1) Risultati dell'analisi a fatica in termini di vita residua a fatica; (a-2) Dettaglio dei fori del diagonale.

7 IMAGE PROCESSING

Negli ultimi anni si è assistito all'introduzione a livello sia europeo che internazionale, di numerosi riferimenti normativi riguardanti le prove non distruttive, che hanno reso possibile la loro parità di fatto rispetto alle prove convenzionali e storicamente accettate, ribadendone l'indiscussa rilevanza non solo come supporto tecnico che possono fornire, ma soprattutto come forte segnale a favore delle tecnologie digitali e della loro applicazione sistematica e standardizzata. Gli esami radiografici con raggi X e raggi Gamma sono utilizzati in tutti i settori industriali in cui il controllo trova applicazione e, specialmente, nel campo dei giunti saldati ed in quello dei prodotti ottenuti per fusione [80]. Tuttavia, l'introduzione delle tecniche digitali ha reso necessario ottimizzare le tecniche di elaborazione digitale delle immagini, gli obiettivi, il livello di precisione, il livello di errore e i dataset di immagini, per poter estrarre in modo automatico da queste, informazioni utili ai fini dell'identificazione e caratterizzazione dei difetti presenti.

Un'acquisizione di immagini sul Ponte Quisi ha permesso di ottenere la descrizione dei crack a fatica attualmente presenti. Le ispezioni sono state effettuate mediante prove non distruttive sulle connessioni del ponte. Sono state eseguite radiografie a radiazioni Gamma, su un totale di 160 giunti del viadotto, (non sono state analizzate tutte le connessioni). In generale lo stato delle connessioni è risultato accettabile. Tuttavia, sono state identificate piccole fessure in quattro zone del ponte. La successiva elaborazione delle immagini è stata eseguita attraverso segmentazione per sogliatura.

7.1 Cause e identificazione delle crepe da fatica

Il danno a fatica appare sotto forma di crepe e può verificarsi anche in elementi secondari. Poiché il fenomeno della fatica dipende, oltre che dalle condizioni del dettaglio costruttivo anche dal carico nel corso della vita utile del viadotto, ne consegue che le strutture in acciaio esistenti soffrono tanto più di problemi legati alla fatica e accumulano danno, tanto più sono antichi i ponti.

L'analisi delle cause dei danni a fatica rilevati, richiede spesso una valutazione dettagliata della struttura metallica esistente. In particolare, è importante distinguere tra difetti e crepe derivanti dal processo di fabbricazione originale, che non sono seguiti dalla propagazione della fessura e possono pertanto rimanere innocui per tutta la vita della struttura, e crepe in fase di propagazione quando sottoposte a carico ciclico. Un altro aspetto importante è la ridondanza ovvero la tolleranza di un danno a fatica per quanto riguarda le conseguenze che può avere relativamente al collasso della struttura principale. Ad esempio, una crepa a fatica che interessa un elemento secondario generalmente non rappresenta uno scenario di pericolo per la struttura nel suo complesso. Crepe a fatica negli elementi principali, come correnti longitudinali ed elementi trasversali, possono essere correlate ad un alto rischio nei confronti della rottura di una struttura o parte di essa.

Tutti i danni presenti devono essere monitorati ed elencati al fine di promuovere misure correttive speciali.

Di seguito sono riportate le cause più frequenti dell'inizio della fessurazione a fatica:

- Difetti inclusi durante il processo di fabbricazione: difetti di saldatura (inclusioni, imperfezioni, scarsa saldatura, mancanza di fusione, cracking a freddo), difetti di rivettatura (bassa forza di bloccaggio, crepe radiali dovute alla bassa temperatura durante la fase di bloccaggio, rivettatura inadeguata, ad esempio insufficiente penetrazione nel materiale), danni iniziali dovuti alla movimentazione e alla spedizione;
- Design non adeguato o non presente nei confronti del fenomeno della fatica ad esempio dettagli strutturali inappropriati con una bassa resistenza alla fatica;

- Sollecitazioni e deformazioni non previste dalla progettazione nelle connessioni tra componenti: eccentricità, vincoli dovuti a travi o giunti strutturali congelati e/o corrosi, vincoli dovuti a sollecitazioni secondarie e/o sollecitazioni (indotte da distorsioni, elevata rigidità o temperatura), sovraccarico da parte di rimorchi con carico sugli assi più elevato del consentito;
- Stato delle conoscenze insufficiente: la struttura si comporta in modo non previsto nella progettazione, ad esempio a causa di vibrazioni, di un contributo di carico non considerato nella progettazione o di rigidità superiore a quanto previsto durante la fase di progettazione.

7.2 Ispezioni visive

Uno studio sui danni richiede in generale due compiti principali: l'identificazione del crack durante l'ispezione preliminare, (fase I), o l'ispezione di dettaglio, (fase II), e l'identificazione della causa del crack attraverso studi approfonditi basati sulla meccanica della frattura e metodi probabilistici, (fase III). Nella fase di ispezione tutti i documenti e i disegni studiati devono essere aggiornati in loco. Molti paesi europei hanno norme che regolamentano le ispezioni visive dei ponti, ad esempio sistemi di gestione come il Bridge Management System *BMS* o delle raccomandazioni da parte dei proprietari dell'infrastruttura. I sistemi di gestione dei ponti prevedono un'ispezione visiva di dettaglio da eseguire regolarmente ogni 5 - 6 anni da parte di ingegneri specializzati e, se necessario, specialisti esperti. Durante le ispezioni visive, tutte le difformità dai documenti esistenti devono essere determinate e documentate. In molti casi il danno a corrosione può indicare delle potenziali posizioni di crack sulla superficie dei componenti interessati. Tra la documentazione necessaria per eseguire un'ispezione visiva rientra il permesso di accesso al ponte, rilasciato da parte dell'autorità competente, l'accessibilità alla struttura stessa e a tutti i collegamenti, ad esempio necessità di scaletta o piattaforme speciali, l'alimentazione elettrica, ad esempio per una luce.

7.3 Prove non distruttive

Al fine di rilevare i crack a fatica, l'ispezione si concentra su dettagli critici maggiormente suscettibili a tale fenomeno. È possibile realizzare test non distruttivi (Non Destructive Testing *NDT*), nelle zone maggiormente esposte a cicli di carico elevati o giunti con sezioni identiche a quelle in cui in passato si sono verificati danni da fatica. Anche la valutazione di deformazioni e deviazioni può fornire un prezioso suggerimento sulle zone a cui le prove non distruttive devono essere applicate. In tal modo, il numero di giunti ispezionati può essere ridotto ai casi più urgenti.

Le prove non distruttive devono essere sempre eseguite prima di prendere in considerazione l'esecuzione di prove distruttive. Ogni metodo di prova presenta dei limiti di applicabilità e il livello di precisione è influenzato dalle diverse condizioni di prova. Il livello di accuratezza nelle prove *NDT* dipende da vari fattori:

- scelta della procedura di valutazione,
- materiali oggetto di valutazione,
- qualifica del personale che esegue la prova,
- qualità dell'apparecchiatura usata e calibrazione,
- posizione del danno,
- ambiente in cui viene eseguita la prova.

In ogni ispezione *NDT* non standardizzata l'accuratezza richiesta con riferimento ai valori fisici misurati deve essere convalidata. Tutti i dati ottenuti devono essere analizzati, quantificati e documentati. La *Tabella 7.1* descrive i metodi *NDT* che possono essere applicati ai ponti rivettati in acciaio. Le informazioni riportate di seguito non si adattano al caso di ispezioni su saldature,

poiché i test e l'accettabilità dei difetti nelle saldature sono ben studiati e standardizzati in altri documenti esistenti [82:84].

Tabella 7.1: Metodi NDT attualmente disponibili e applicabili ai ponti metallici.

Sigla	Metodo	Applicabilità	Costi
MT	Ispezione particelle magnetiche	Cracks superficiali	Basso
PT	Test di penetrazione del colore	Cracks superficiali	Basso
RT	Ispezione radiografica	Cracks superficiali e sotto superficiali, anche in elementi sandwich	Moderato
UT	Ispezione ad ultrasuoni	- Spessore dei materiali - Sezioni rivettate usando trasmettitori a basso angolo di rifrazione - Profilati laminati, (ad es. tra flangia e anima)	Moderato
ET	Eddy current testing	Rilevamento delle crepe nei fori del rivetto dopo la rimozione di questi, cracks in piastre sottili	Moderato
AE	Emissioni acustiche	Cracks superficiali e sotto superficiali solo in fase attiva	Non ancora approvato ed applicato
FOS	Sensori in fibra ottica	Monitoraggio durante la propagazione del crack	Alto

7.4 Ispezioni tramite radiografia digitale

Con Radiografia Digitale si intende una famiglia di tecnologie che sfrutta la modalità (digitale appunto) di acquisizione dell'immagine fornita da raggi X e/o Gamma, che permette di utilizzare "software" e "hardware" dedicati, atti all'archiviazione e alla elaborazione post-acquisizione delle immagini stesse. I sistemi digitali si dividono essenzialmente in due gruppi: Digital Radiography (DR) e Computed Radiography (CR), per entrambi analogo è l'output, costituito da un'immagine digitale, differente è invece il modo di ottenerlo (ovvero il principio di funzionamento e la tipologia di rilevatore della radiazione).

7.4.1 Principi alla base delle Radio/Gamma grafie

In funzione del tipo di controllo da effettuare e delle normative che si sceglie di seguire, possono essere realizzate ispezioni radiografiche utilizzando principalmente due fonti di radiazione per ottenere le lastre radiografiche: i raggi X o i raggi γ , in entrambi i casi il tipo di radiazione elettromagnetica utilizzata è una radiazione ionizzante, ovvero capace di poter ionizzare gli atomi o le molecole con cui viene a contatto. L'attitudine ionizzante di una radiazione dipende oltre che dalla sua stessa energia, dal materiale con il quale avviene l'interazione. Le radiazioni elettromagnetiche vengono attenuate proporzionalmente allo spessore del materiale attraversato e, a parità di materiale, alla densità del volume, (volumi che presentano difetti risultano meno densi), impressionando maggiormente la lastra investita dalla sorgente.

Nella radiografia industriale tutti i processi di impressione e sviluppo della lastra, sono riconducibili agli stessi fenomeni della fotografia. La principale differenza è la radiazione che impressiona la pellicola, (che nel campo dei NDT viene chiamata lastra), nella fotografia la pellicola viene impressionata dalla luce visibile mentre nel controllo radiografico le lastre vengono impressionate da radiazioni elettromagnetiche. Questi due tipi di radiazione sono caratterizzati da una lunghezza d'onda inferiore di qualche ordine di grandezza a quella dello spettro visibile, conseguentemente da frequenze più alte. Indipendentemente dal tipo di radiazione che colpisce la lastra essa si impressiona in base allo stesso processo che si ritrova nelle pellicole fotografiche, ovvero si costruisce a strati. Un'altra analogia con la fotografia è la necessità di applicare alla lastra i processi chimici per creare un'immagine stabile nei confronti di ulteriori esposizioni alla radiazione, tale obiettivo si raggiunge attraverso processi di sviluppo e fissaggio.

Il parametro più importante per una lastra radiografica è la grana connessa alla sensibilità e alla rapidità della lastra stessa. Al variare della granulometria varia anche la rapidità della lastra:

solitamente si utilizzano lastre a grana fine per ottenere immagini di qualità superiore. La scelta della pellicola invece è rigidamente dettata dalle normative applicate per lo specifico controllo.

All'aumentare dell'energia, si riducono il contrasto, ovvero la differenza di densità ottica tra due zone adiacenti, e la definizione, aumentando il rumore di fondo a causa dell'intensificazione del fenomeno della diffusione (scattering). Dal momento che il contrasto è alla base della visibilità delle immagini e la definizione è alla base della capacità di precisarne forme e dimensioni, si intuiscono sia l'importanza di un limite superiore all'energia utilizzabile in radiografia, sia la differenza sostanziale che sussiste tra qualità della radiazione e qualità dell'immagine, concetti che variano in modo opposto.

L'ispezione radiografica basata sull'utilizzo di raggi X e/o raggi γ , ad esempio con sorgente di Iridio, attualmente risulta l'unico metodo con fattibilità convalidata sia durante prove di laboratorio che in loco, per il rilevamento di crack e difetti interni alle connessioni composte da più elementi, come connessioni a sandwich.

7.4.2 Nozioni generali sui raggi γ

I raggi γ sono una forma di radiazione elettromagnetica prodotta dal decadimento gamma, processo che può essere nucleare o subatomico, consistente nell'emissione di fotoni ad alta energia (dell'ordine dei KeV). I raggi γ dal punto di vista energetico sono più deboli rispetto ai raggi X e le emissioni Gamma sono meno ionizzanti delle radiazioni alfa o beta, ma più penetranti. I raggi γ sono prodotti spesso assieme ad altri tipi di radiazione come quella Alfa e quella Beta. Quando un nucleo emette una particella Alfa o Beta il nucleo risultante si trova in uno stato eccitato. Esso può passare ad un livello energetico più stabile emettendo un fotone γ . In una lastra digitale può essere verificata la dimensione, la natura e la posizione di un difetto, però non si è in grado di individuarne la profondità.

L'accuratezza del metodo dipende in modo significativo dalle caratteristiche e dall'età media della sorgente, dell'esperienza dell'operatore che esegue la prova e dalle caratteristiche dei materiali, in particolar modo lo spessore. La validazione e la valutazione della probabilità di rilevamento del danno è necessaria in ogni applicazione che riguardi lo studio di componenti in acciaio appartenenti a strutture o infrastrutture antiche. In condizioni di laboratorio è possibile rilevare un crack di 1 mm di lunghezza al centro di una sezione di spessore pari a 56 mm. L'accuratezza dei risultati aumenta utilizzando metodi avanzati di elaborazione delle immagini [85].

Tra i vantaggi di tale metodo ci sono sicuramente la sua applicabilità a danni sotto superficiali, o ad elementi nascosti tipicamente presenti in antichi ponti ferroviari metallici. I crack rilevati possono essere valutati su film sottili o lastre digitali e la rimozione della vernice di protezione a corrosione degli elementi oggetto di analisi non è necessaria.

Per contro solo gli specialisti sono autorizzati a lavorare con sorgenti radioattive, è necessario l'accesso a entrambi i lati del membro ispezionato e le lastre digitali devono essere sviluppate in un laboratorio mobile in situ. Inoltre, il tempo di radiazione è più lungo quanto più antiche sono le sorgenti utilizzate.

7.5 Acquisizione di immagini sul Ponte Quisi e processamento

Sono state effettuate ispezioni mediante radiografie sui collegamenti del Ponte Quisi, con radiazione Gamma. Le prove sono state eseguite dal laboratorio TÜV SÜD ATISAE ed è stata utilizzata la procedura standard di prova UNI EN ISO 5579. Le gammagrafie sono stata effettuate su un totale di 160 connessioni del Viadotto, in cui si è valutata la presenza di: crepe, cavità, inclusioni, difetti di fusione e penetrazione, imperfezioni nella forma e nelle dimensioni. In generale, lo stato delle connessioni è accettabile, tuttavia, piccole fessure sono state identificate in quattro zone del ponte, mostrate nelle *Figure 7.1:7.3*.

La prima crepa sulla prima campata isostatica, *Figura 7.1*, e anche la quarta crepa sull'ultima campata isostatica, *Figura 7.3 (c)*, si trovano al di sotto della testa del rivetto o all'interno del nodo, in una delle piastre connesse. Attraverso ispezione visiva non sarebbe stato possibile rilevarle.

La seconda crepa sulla semi-campata iperstatica *Figura 7.2* e la terza crepa nella penultima campata isostatica *Figura 7.3 (b)*, sono dello stesso tipo in quanto centrate sulla testa del rivetto, potrebbero per tanto risalire allo stadio di fabbricazione del ponte ed essere crepe non legate al fenomeno della fatica.

Sulle campate isostatiche le fessure si osservano in posizioni simili, questo risultato potrebbe trovare giustificazione nell'effetto di serpeggiamento, (o effetto *loop*), generato dal passaggio del treno al suo ingresso sul binario. Quando una sala in movimento su un binario in rettilineo per una ragione qualsiasi non è centrata i raggi di rotolamento delle ruote per effetto della conicità dei cerchioni non saranno uguali e si verifica il cosiddetto moto di serpeggiamento che manda i bordini delle ruote ad urtare alternativamente contro le rotaie. Le oscillazioni trasversali, grazie alla particolare conformazione dell'accoppiamento sala - rotaia, tendono a smorzarsi gradualmente e la sala si auto centra naturalmente sul binario, *Figura 7.4*.

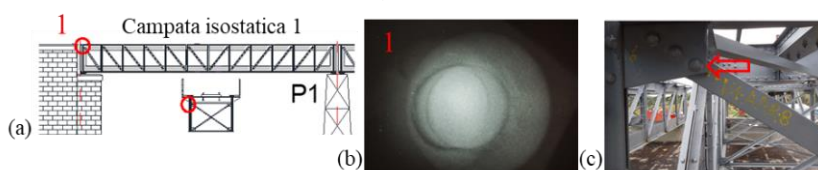


Figura 7.1: (a) Dettaglio critico in cui si osserva il primo crack; (b) Gammagrafia del crack; (c) Posizione del primo crack nella vista trasversale del Viadotto.

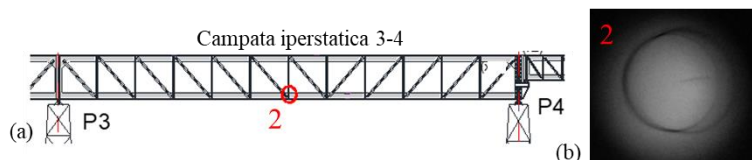


Figura 7.2: Dettaglio critico in cui si osserva il secondo crack; (b) Gammagrafia del crack; (c) Posizione del secondo crack nella vista trasversale del Viadotto.

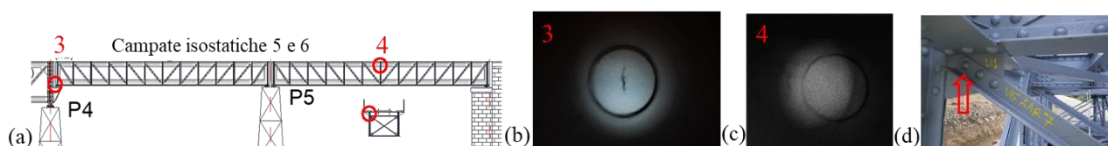


Figura 7.3: (a) Dettaglio critico in cui si osservano il terzo e quarto crack; (b)-(c) Gammagrafie del terzo e quarto crack; (d) Posizione del quarto crack nella vista trasversale del Viadotto.

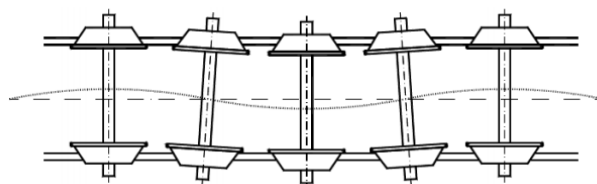


Figura 7.4: Moto di serpeggiamento (effetto "loop").

7.5.1 Elaborazione morfologica delle immagini (Morphological Image Processing)

La parola morfologia comunemente denota una parte della biologia che riguarda la forma e la struttura di organismi. In analogia al termine biologico gli operatori morfologici matematici

effettuano elaborazioni sulla forma di un oggetto e nell'ambito dell'immagine processing, il termine morfologia matematica denota lo studio della struttura geometrica dell'immagine. L'elaborazione morfologica delle immagini fornisce uno strumento per estrarre, da queste, componenti utili nella rappresentazione e descrizione della forma di una regione, quali contorni e scheletro. Tale strumento matematico, definito inizialmente su immagini binarie può facilmente utilizzarsi su immagini in toni di grigio e a colori.

La morfologia racchiude una vasta gamma di operazioni usate per l'elaborazione delle immagini basata su forme. Utilizzando queste tecniche si applica ad un'immagine di input un elemento strutturante, ottenendo in output un'immagine delle stesse dimensioni. In un'operazione morfologica il valore di ogni pixel dell'output è basato sul confronto tra il corrispettivo pixel di input e il suo intorno. Scegliendo la grandezza e la forma dei vicini, è possibile costruire operazioni morfologiche che avranno una risposta sensibile a certe forme nell'immagine di input.

L'analisi di immagini, dunque, si riconduce all'analisi della forma di una regione con l'obiettivo di distinguere informazioni significative da informazioni irrilevanti. L'analisi di una immagine può richiedere l'estrazione di misure caratteristiche delle sue regioni, ad esempio, misure geometriche quali posizione di un oggetto, orientazione, area e perimetro, lunghezza. Le informazioni estratte da un'immagine etichettata per caratterizzare gli oggetti sono dette proprietà, descrittori o *features*.

L'elaborazione delle immagini dei crack rilevati è stata effettuata attraverso la segmentazione mediante sogliatura. La segmentazione in un'elaborazione digitale è un processo di partizionamento di un'immagine in aree significative e viene utilizzata per estrarre oggetti dall'immagine stessa. In *Figura 7.5* sono schematizzate le tre fasi significative di tale processo applicate per semplicità al terzo crack di *Figura 7.3*: il primo è la sogliatura, (o thresholding), che a partire da un'immagine in scala di grigi restituisce un'immagine binaria, successivamente la rimozione del rumore, ed infine la valutazione dei contorni esterni delle regioni identificate. L'intero processo è stato implementato attraverso il Toolbox Image Processing di Matlab [86]. Come si vede nelle *Figure 7.5 – 7.6*, le regioni associate alla fessura analizzata sono le regioni 3 e 4, e queste saranno quindi misurabili [87], (stima dei parametri geometrici della regione associata alla cricca), come riportato in rosso nella *Tabella 7.2*. Per le altre immagini, essendo le fessure molto sottili e difficilmente distinguibili dallo sfondo, nonostante l'alta risoluzione è stato necessario lavorare sul pre-processamento, per ottenere una misura affidabile della fessura, prima di eseguire i tre step descritti precedentemente.

L'obiettivo di estrazione di feature, (in questo caso la fessura), viene perseguito per evitare che i dati ridondanti presenti nell'immagine in input disturbino la classificazione; in altre parole, invece di lavorare direttamente sui pixel dell'immagine, viene estratta la feature legata alla *texture* dell'immagine. La texture è una caratteristica morfologica usata per descrivere la "ruvidità" di un oggetto ed esprime la misura delle caratteristiche di fluttuazione dell'intensità tra gruppi di pixel vicini, qualcosa a cui l'occhio umano è molto sensibile [88]. Si noti che le misure di texture basate su misure statistiche devono generalmente essere definite rispetto ad una determinata area di pixel che definisce la regione locale rispetto alla quale deve essere effettuato il calcolo. Tra gli operatori elementari di texture locale ci sono: la deviazione standard, il filtro entropia e il filtro tramite range. Per le immagini degli altri crack, (1, 2 e 4) è stato usato il filtro entropico, si tratta sempre di un'operazione di segmentazione che ha come obiettivo quello di trovare un confine tra più regioni in base al loro contenuto tessiturale. L'immagine fornisce cioè la segmentazione delle due regioni con texture diversa e in questo modo riesce ad isolare l'oggetto fessura, più scuro, dallo sfondo della foto. I risultati che vengono presentati di seguito sono stati ottenuti tramite applicazione prima, dell'operatore di texture locale entropico e successivamente, del complemento dell'immagine per invertirne i colori ed eliminare così le macchie scure (dark spot). A seguire i 3 step già descritti in precedenza.

I risultati dell'elaborazione dell'immagine primo crack situato nella campata isostatica (E1-P1), sono mostrati in *Figura 7.7*: (a) l'immagine di input, (b) l'applicazione del filtro entropico, il

complemento dell'immagine precedente in (c), ed infine i tre step descritti sopra, (d) - (f), al fine di individuare le aree delle regioni associate al crack che nel caso in esame sono la regione 7 e la 9, (la regione 2 va sottratta essendo sovrapposta alla regione 7). Come si può notare l'immagine di partenza è stata ritagliata per agevolare il processo di estrazione. Le proprietà geometriche delle regioni individuate sono riportate nella *Tabella 7.3*.

A seguire i risultati dell'elaborazione dell'immagine del secondo crack situato nella mezzeria della semi-campata iperstatica, (P3-P4), l'intero procedimento è rappresentato in *Figura 7.8* e le proprietà geometriche delle regioni individuate in *Tabella 7.4* (la regione 38 è associata al crack).

Per il quarto crack rilevato nella campata isostatica 6, (P5-E2), i risultati dell'elaborazione e le proprietà geometriche sono riportati nelle *Figure 7.9* e *7.10* e in *Tabella 7.5*. La regione associata al crack è la 5.

Infine, la *Tabella 7.6* sintetizza i risultati precedenti.

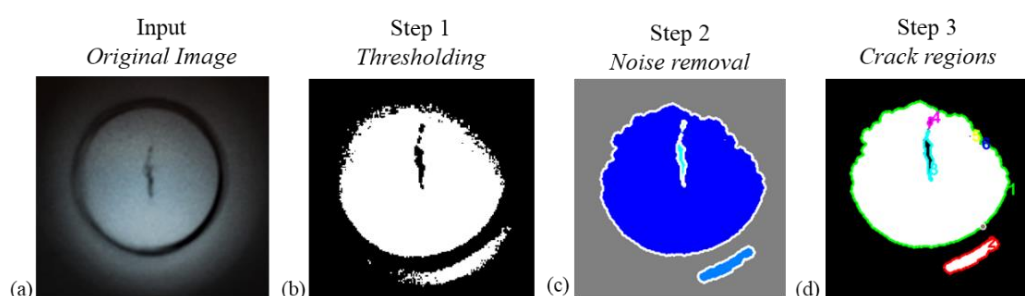


Figura 7.5: Architettura del processo di elaborazione di immagini per rilevare il crack applicato alla cricca 3: (a) immagine originale, (b) binarizzazione dell'immagine, (c) rimozione del disturbo, (d) individuazione delle regioni significative.

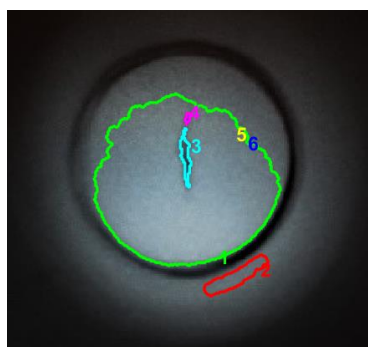


Figura 7.6: Regioni associate alla cricca individuate nella gammagrafia 3.

Tabella 7.2: Proprietà geometriche delle regioni individuate tramite elaborazione di immagini, per la cricca 3.

Regione	Area [mm ²]	X _G [mm]	Y _G [mm]	Dim. Max [mm]	Dim. Min [mm]
1	74.77	26.31	21.29	10.44	9.45
2	3.28	29.29	26.58	4.44	1.70
3	1.26	26.42	19.74	3.38	0.93
4	0.21	26.54	17.55	0.77	0.64
5	0.01	29.19	18.49	0.10	0.17
6	0.01	29.89	19.02	0.10	0.17

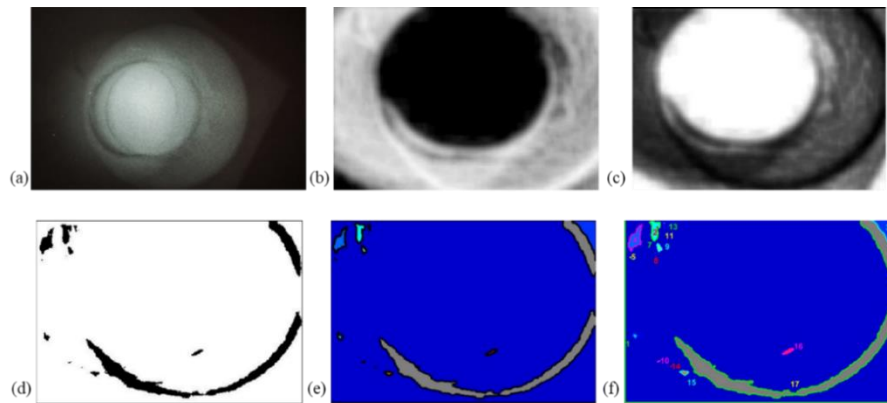


Figura 7.7: Processo di elaborazione per rilevare la cricca I: (a) immagine originale, (b) applicazione di filtro entropico, (c) complemento dell'immagine pre-elaborata, (d) binarizzazione, (e) rimozione del disturbo, (f) individuazione delle regioni significative.

Tabella 7.3: Proprietà geometriche delle regioni individuate tramite elaborazione di immagini, per la cricca I.

Regione	Area [mm ²]	X _G [mm]	Y _G [mm]	Dim. Max [mm]	Dim. Min [mm]
1	364.15	17.38	10.16	27.05	18.53
<u>2</u>	<u>0.01</u>	<u>8.55</u>	<u>2.87</u>	<u>0.14</u>	<u>0.14</u>
3	3.26	28.91	3.10	3.64	1.60
4	1.55	6.60	3.89	2.29	0.98
5	0.01	6.17	5.52	0.16	0.11
6	0.23	6.57	12.45	0.72	0.46
<u>7</u>	<u>1.11</u>	<u>8.34</u>	<u>3.10</u>	<u>1.97</u>	<u>0.85</u>
8	0.00	8.36	5.14	0.06	0.06
<u>9</u>	<u>0.23</u>	<u>8.71</u>	<u>4.67</u>	<u>0.77</u>	<u>0.41</u>
10	0.03	8.67	14.74	0.33	0.12
11	0.00	8.75	3.41	0.06	0.06
12	0.11	9.19	2.62	0.67	0.27
13	0.00	9.49	2.82	0.06	0.06
14	0.01	9.76	15.19	0.13	0.09
15	0.23	10.95	15.74	0.80	0.41
16	0.29	20.16	13.86	1.19	0.32
17	0.00	20.62	17.45	0.06	0.06

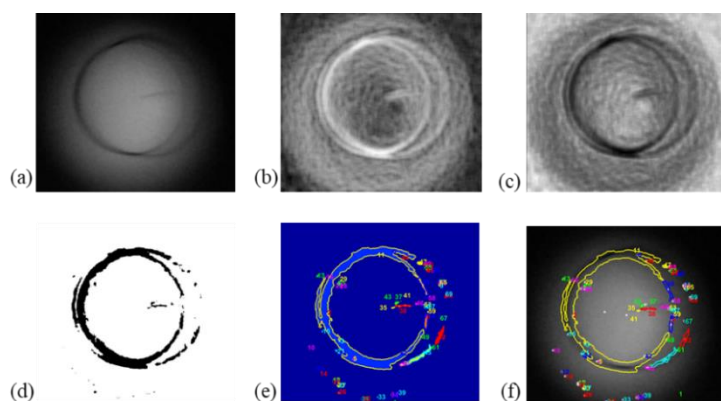


Figura 7.8: Processo di elaborazione per rilevare la cricca 2: (a) immagine originale, (b) applicazione di filtro entropico, (c) complemento dell'immagine pre-elaborata, (d) binarizzazione, (e) individuazione delle regioni significative, (f) sovrapposizione delle regioni individuate all'immagine originale.

Tabella 7.4: Proprietà geometriche delle regioni individuate tramite elaborazione di immagini, per la cricca 2.

Regione	Area [mm ²]	X _G [mm]	Y _G [mm]	Dim. Max [mm]	Dim. Min [mm]
1	1526.33	29.76	22.13	50.51	45.02
2	0.01	18.30	22.18	0.16	0.08
3	0.06	20.91	28.31	0.35	0.25
4	0.01	23.42	31.97	0.08	0.08
5	0.01	23.71	31.97	0.08	0.08
6	0.03	32.08	9.28	0.32	0.12
7	0.04	34.50	33.05	0.66	0.11
8	0.01	39.30	23.07	0.08	0.08
9	0.01	42.15	16.52	0.08	0.08
10	0.01	14.03	29.62	0.08	0.08
11	101.49	25.10	21.42	36.16	25.18
12	0.03	15.89	34.15	0.24	0.15
13	0.15	16.22	14.46	0.56	0.35
14	0.01	16.66	35.10	0.08	0.08
15	0.05	17.24	26.20	0.37	0.21
16	0.06	17.90	14.73	0.32	0.23
17	0.01	19.37	36.52	0.08	0.08
18	0.01	19.37	36.81	0.08	0.08
19	0.01	19.44	36.63	0.16	0.08
20	0.01	19.47	36.88	0.16	0.08
21	0.11	20.19	30.29	0.63	0.28
22	0.01	20.01	16.48	0.16	0.08
23	0.06	20.47	37.67	0.42	0.20
24	0.20	20.71	30.86	0.76	0.34
25	0.34	20.73	16.09	0.82	0.57
26	0.23	20.78	39.20	0.63	0.50
27	0.01	20.65	37.59	0.08	0.08
28	0.01	20.83	16.59	0.16	0.08
29	0.01	20.86	15.13	0.16	0.08
30	0.01	25.31	40.51	0.16	0.08
31	0.01	25.60	40.51	0.16	0.08
32	0.02	25.81	40.44	0.33	0.08
33	0.03	28.98	40.12	0.25	0.16
34	0.02	31.83	39.59	0.25	0.08
35	0.15	32.27	21.18	0.85	0.26
36	0.03	32.29	39.59	0.49	0.08
37	0.37	33.03	20.19	0.98	0.52
38	1.14	34.39	20.79	3.92	0.48
39	0.03	33.39	39.19	0.25	0.16
40	0.60	34.24	33.23	1.35	0.64

41	0.01	33.61	19.94	0.08	0.08
42	0.01	33.61	30.83	0.08	0.08
43	0.02	33.91	19.82	0.18	0.13
44	0.01	33.96	10.61	0.08	0.08
45	3.89	37.83	31.47	7.26	1.02
46	0.18	37.21	20.38	0.62	0.43
47	0.56	37.93	11.76	1.16	0.65
48	2.57	38.64	16.68	5.17	0.87
49	0.02	38.34	27.45	0.16	0.16
50	0.15	39.00	12.10	0.84	0.38
51	0.01	38.70	20.79	0.16	0.08
52	0.01	38.73	11.89	0.08	0.08
53	0.01	38.80	20.50	0.08	0.08
54	2.19	39.26	24.14	3.69	0.81
55	0.02	38.98	12.71	0.16	0.16
56	0.26	39.54	13.24	0.84	0.51
57	0.12	39.53	21.03	0.77	0.25
58	0.01	39.66	19.12	0.16	0.08
59	0.05	39.69	22.07	0.41	0.16
60	0.29	40.76	13.40	0.74	0.54
61	0.04	40.51	29.62	0.58	0.08
62	2.58	42.18	27.17	4.34	0.87
63	0.01	41.86	15.73	0.08	0.08
64	0.01	41.86	15.95	0.08	0.08
65	0.34	42.21	16.18	0.84	0.57
66	0.02	42.08	23.33	0.22	0.15
67	0.01	42.22	23.46	0.16	0.08
68	0.08	43.36	18.81	0.92	0.22
69	0.01	43.29	18.30	0.08	0.08

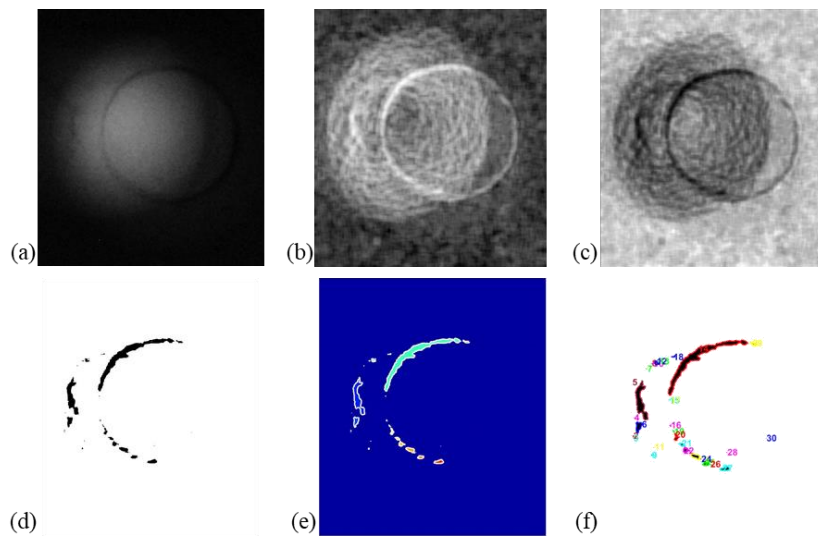


Figura 7.9: Processo di elaborazione per rilevare la cricca 4: (a) immagine originale, (b) applicazione di filtro entropico, (c) complemento dell'immagine pre-elaborata, (d) binarizzazione, (e) rimozione del disturbo, (f) individuazione delle regioni significative.

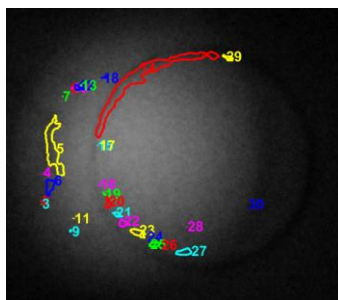


Figura 7.10: Regioni associate alla cricca, individuate nella gammagrafia 4.

Tabella 7.5: Proprietà geometriche delle regioni individuate tramite elaborazione di immagini, per la cricca 4.

Regione	Area [mm ²]	X _G [mm]	Y _G [mm]	Dim. Max [mm]	Dim. Min [mm]
1	1732.02	27.09	25.01	51.87	45.57
2	0.02	12.95	29.07	0.35	0.12
3	0.01	12.96	29.34	0.15	0.07
4	0.01	13.08	26.01	0.15	0.07
<u>5</u>	<u>5.62</u>	<u>14.20</u>	<u>23.31</u>	<u>6.82</u>	<u>1.67</u>
6	1.17	13.82	27.46	1.85	0.92
7	0.01	15.18	17.87	0.17	0.11
8	0.01	15.97	17.03	0.15	0.07
9	0.05	16.04	32.16	0.28	0.25
10	0.03	16.16	17.04	0.21	0.19
11	0.01	16.36	30.85	0.22	0.07
12	0.31	16.80	16.94	0.86	0.55
13	0.02	17.14	16.73	0.21	0.17
14	14.18	23.77	16.25	16.58	3.81
15	0.01	18.90	23.11	0.17	0.11
16	0.05	19.11	27.31	0.34	0.23
17	0.00	19.05	23.09	0.07	0.07
18	0.07	19.63	15.88	0.79	0.18
19	0.06	19.63	28.24	0.54	0.18
20	0.45	20.02	29.24	1.26	0.58
21	0.32	20.99	30.43	0.93	0.47
22	0.55	21.62	31.36	1.02	0.81
23	0.96	23.24	32.37	1.77	0.74
24	0.01	24.12	32.81	0.15	0.07
25	0.52	24.96	33.62	1.19	0.58
26	0.00	25.66	33.67	0.07	0.07
27	0.89	28.14	34.42	1.75	0.68
28	0.01	28.41	31.72	0.15	0.07
29	0.33	32.79	13.75	1.29	0.37
30	0.00	34.89	29.38	0.07	0.07

Tabella 7.6: Aree dei crack ottenute con elaborazione di immagini.

Immagine	Campata	Area [mm ²]
1	1	1.33
2	3-4	1.14
3	5	1.46
4	6	5.62

7.5.2 Sviluppi futuri: funzione obiettivo basata sulle immagini

Sulla base delle informazioni estratte dall'acquisizione ed elaborazione delle immagini sarà possibile un ulteriore updating del modello locale, attraverso analisi sperimentale in laboratorio su

un apposito provino campione progettato per riprodurre il dettaglio critico della piastra forata in cui il crack a fatica è stato rilevato. In particolare, l'analisi sperimentale riguarda le prove a rottura per caratterizzare in primis l'effettivo comportamento deformativo nei confronti delle azioni a fatica, ma secondariamente l'identificazione delle possibili regioni soggette a nucleazione di crack e l'ottenimento di informazioni riguardanti la geometria dei crack a fatica che renda possibile un'analisi di tipo obiettivo basata sul *path* del crack a fatica nel nodo.

Allo scopo di approfondire questi fenomeni e definire un funzionale di errore basato sulle immagini, si riporta in *Figura 7.11* un bar chart rappresentante la classificazione delle analisi obiettivo attualmente utilizzate nel rilevamento di crack [89]. L'obiettivo dell'identificazione del crack può essere di diversi tipi in relazione al parametro che con il tipo di tecnologia utilizzata può essere rilevato. Alcune delle funzioni obiettivo disponibili per eseguire questa analisi sono: lunghezza, spessore, profondità, superficie, posizione e direzione di propagazione del crack.

Tra le metodologie approfondite l'approccio morfologico resta quello principalmente utilizzato per affrontare il problema dell'identificazione e caratterizzazione del crack tramite image processing. Per quanto riguarda le prove di rottura a fatica queste consentiranno di valutare il legame tra le tensioni locali agenti nel provino del dettaglio critico analizzato e del numero di cicli a rottura, ottenendo in questo modo anche la reale classe di resistenza a fatica del dettaglio. I convogli ferroviari transitanti sul ponte Quisi inducono dei cicli di tensione normale parallela all'asse dell'impalcato e riconducibili all'inflessione nel piano verticale e trasversale del viadotto. Per tanto, nelle indagini sperimentali in laboratorio bisognerà prestare particolare attenzione nel riprodurre la condizione di carico effettivamente presente nel giunto considerato. Per l'esecuzione delle prove si rimanda alle indicazioni della norma ASTM "Manual on statistical analysis and planning for fatigue experiments" [90].

La valutazione qualitativa delle modalità di nascita e sviluppo dei crack a fatica affioranti sui provini, come il punto di innesco, la posizione e la lunghezza dei crack presenti permetterà un confronto con i risultati ottenuti tramite analisi numerica.

La definizione di un funzionale errore basato sulle immagini si basa sul presupposto che sia possibile definire una metrica tra le immagini. La metrica, pertanto, va intesa come una generica misura quantitativa che dice quanto bene le immagini, *reference* (ottenuta da analisi sperimentale) e *template* (ottenuta da modello numerico), sono allineate. Può basarsi, per esempio, sulle differenze delle immagini in termini di caratteristiche morfologiche di un oggetto, in questo caso il crack. La selezione del tipo di metrica da utilizzare dipende fortemente dal tipo di confronto che deve essere effettuato. Alcune metriche sono adatte per immagini acquisite con la stessa modalità, altre per diverse modalità. Non esiste, in definitiva, una regola ben definita per decidere la metrica da utilizzare.

Il tipo di modello di funzione di trasformazione che si andrà ad utilizzare può essere di tipo locale cioè applicato ad un determinato dominio, in questo caso all'oggetto identificato come crack, o di tipo globale se esteso a tutto il dominio dell'immagine.

In una formulazione generale la funzione obiettivo da ottimizzare può essere definita come nell'*Equazione 7.1* e contemplare una trasformazione di roto-traslazione e una deformazione:

$$FO = \int_{\text{area}}^{\square} \text{deformazione} - \int_{\text{area}}^{\square} \text{similarità} \quad 7.1$$

Il significato di una trasformazione di roto-traslazione è abbastanza intuitivo relativamente al corpo rigido ma l'ipotesi che la trasformazione ottimale sia rigida o affine, (ovvero che includa oltre alla roto-traslazione la scalatura), è molto restrittiva e ragionevolmente non verificata. Una trasformazione che prevede anche deformazione tiene conto del movimento dell'oggetto, ovvero della possibilità di una differente posizione del crack tra modello numerico e risultato dell'analisi sperimentale. In un modello ad elementi finiti, il campo di deformazione è determinato per un insieme discreto di nodi su una mesh di elementi limitati. In questo modo l'immagine nel dominio

piano viene segmentata nelle diverse aree di interesse, per lo specifico oggetto che si vuole identificare, e a queste si assegnano le proprietà (coordinate del baricentro dell'area del crack, lunghezza della dimensione massima...).

Indipendentemente dal tipo di rappresentazione scelta e dalla classe di trasformazioni usata, il processo consiste nella minimizzazione della funzione costo 7.1. Dopo aver selezionato le caratteristiche attraverso le quali rappresentare il contenuto informativo dell'immagine, la scelta della funzione costo è sostanzialmente equivalente a definire una metrica nello spazio di tali caratteristiche.

Ipotizzando di descrivere il mapping 2D del vettore posizione del baricentro della cricca identificata, *Figura 7.12*, si può definire il vettore dei parametri di danno $\theta = \bar{\theta}$ che minimizza le funzioni obiettivo $FO_G(\theta)$ e $FO_\alpha(\theta)$ che esprimono rispettivamente la norma della differenza vettoriale dei baricentri dei due crack, e l'ampiezza dell'angolo compreso tra i due vettori. Le due funzioni obiettivo da minimizzare si definiscono come segue, *Equazioni 7.2 – 7.3*:

$$FO_G(\theta) = \|\vec{v} - \vec{v}'(\theta)\| = \rho - \rho'(\theta) \tag{7.2}$$

$$FO_\alpha(\theta) = \arccos\left(\frac{x_G x_{G'}(\theta) + y_G y_{G'}(\theta)}{\rho \rho'(\theta)}\right) \tag{7.3}$$

Le grandezze senza apici si riferiscono alla configurazione assunta come reference ovvero quella identificata tramite analisi sperimentale e la configurazione template, indicata dagli apici è quella dipendente dal vettore θ dei parametri di danno. Il processo di ottimizzazione consiste nella minimizzazione delle due equazioni precedentemente descritte. Una stima ottimale del danno sarà data dalla combinazione dei parametri di danno $\bar{\theta}$ che minimizza le funzioni obiettivo.

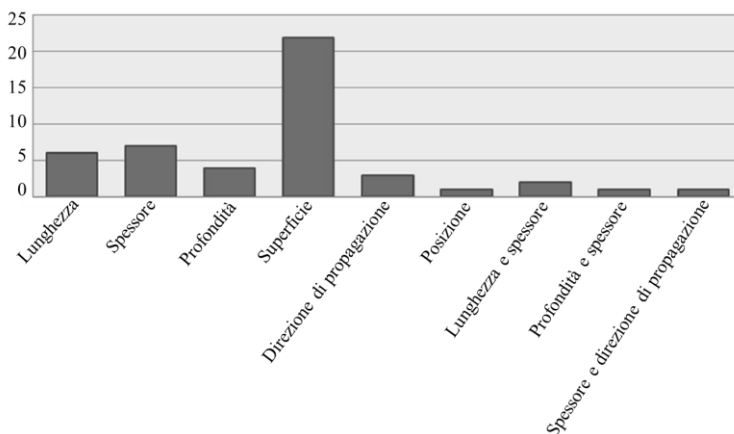


Figura 7.11: Bar chart riguardante la classificazione di diverse analisi obiettivo.

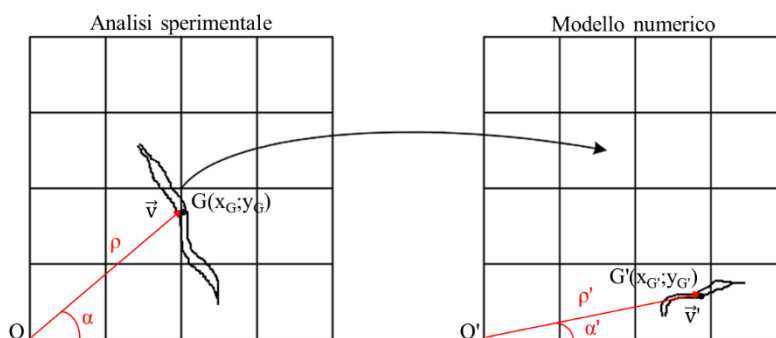


Figura 7.12: Esempio 2D di mapping tra coordinate.

7.5.3 Utilizzo di informazioni ottenute dal model updating per l'aggiornamento dei modelli globali

Le analisi tenso-deformative, (§ 5.5), sul modello locale hanno permesso di studiare il comportamento flessionale degli elementi, oltre che quello assiale, in maniera approfondita rispetto al modello globale. L'ipotesi di sistema reticolare con tutte le aste incernierate, in alcuni nodi del viadotto potrebbe non essere in grado di descrivere il reale comportamento del dettaglio. Al contempo l'ipotesi di nodi rigidi risulterebbe troppo restrittiva e non verificata. Al fine di valutare la possibilità che alcuni collegamenti tra le varie aste non siano infinitamente rigidi ma consentano una seppur limitata deformabilità rotazionale, è stata eseguita un'analisi parametrica su un modello di prova costituito da una maglia triangolare nel piano XZ al variare della rigidezza rotazionale del sistema di aste. Il modello test realizzato in SAP2000 è schematizzato in *Figura 7.13*, si tratta di un sistema triangolare equilatero, modellato con elementi monodimensionali, con comportamento di tipo trave, vincolato esternamente da una cerniera e un carrello, in acciaio S235 e sezione IPE300. La lunghezza delle tre aste è di 6 m e il legame costitutivo è elastico lineare. Determinata inizialmente la rigidezza rotazionale delle singole aste applicando dei momenti unitari nei nodi del sistema equivalente a nodi rigidi, è stato possibile calibrare il valore massimo di tale rigidezza da applicare al sistema a nodi deformabili. L'analisi parametrica mostrata in *Figura 7.14* in scala semilogaritmica, riporta il valore dello spostamento orizzontale calcolato nel vertice del sistema in cui è applicata una forza orizzontale di 100 KN, al variare della rigidezza rotazionale che ha come valore massimo quello determinato precedentemente. Come si nota dal diagramma lo spostamento varia in modo non lineare, considerata la dipendenza della rigidezza rotazionale al cubo della luce, e tende asintoticamente ad un valore di spostamento pari a 1.5047 mm. Nel grafico che segue, *Figura 7.15*, è riportata l'analisi parametrica sempre in scala semilogaritmica che vede, al variare della rigidezza rotazionale, lo spostamento orizzontale del vertice 3 nel caso limite di comportamento a nodi deformabili, indicato con u_x^{ND} , normalizzato rispetto allo stesso spostamento nel caso limite di comportamento a nodi rigidi, indicato con u_x^{NR} . Come si osserva nel grafico, le curve sono associate a diversi valori di snellezza della trave, il parametro di snellezza è definito come rapporto tra la snellezza dell'elemento e la snellezza massima calcolata. All'aumentare della rigidezza rotazionale il comportamento del sistema tende al caso limite a nodi rigidi, allontanandosi dal comportamento a nodi spostabili, e questa evidenza si riflette nella progressiva diminuzione della variazione di spostamento normalizzato, questo risultato è tanto più evidente quanto più l'elemento è snello. Per rigidezze rotazionali molto elevate, prevale il comportamento a nodi rigidi e non si risente più dell'influenza della snellezza dell'elemento.

L'obiettivo di questo studio è la possibilità di aggiornare il modello globale considerando la deformabilità dei nodi in alcune connessioni del ponte, così da tener conto della eventuale variazione di rigidezza rotazionale dovuta sia alla presenza di lesioni a fatica o plasticizzazioni e sia dovuta alle informazioni provenienti dalle misure dinamiche del modello globale.

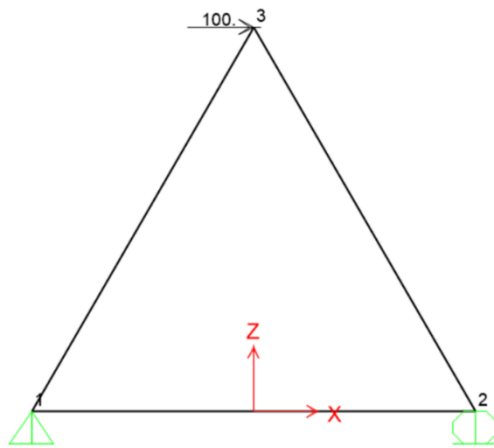


Figura 7.13: Modello test realizzato per eseguire l'analisi parametrica.

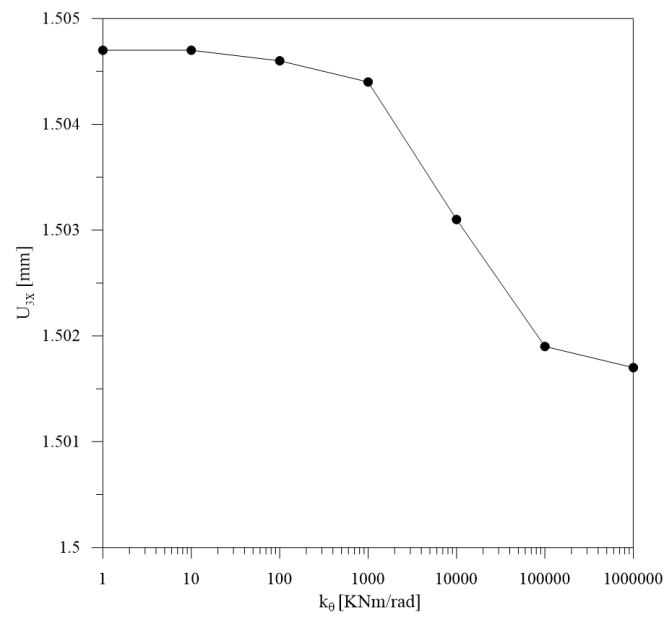


Figura 7.14: Analisi parametrica dello spostamento orizzontale al variare della rigidità rotazionale del sistema, su modello test.

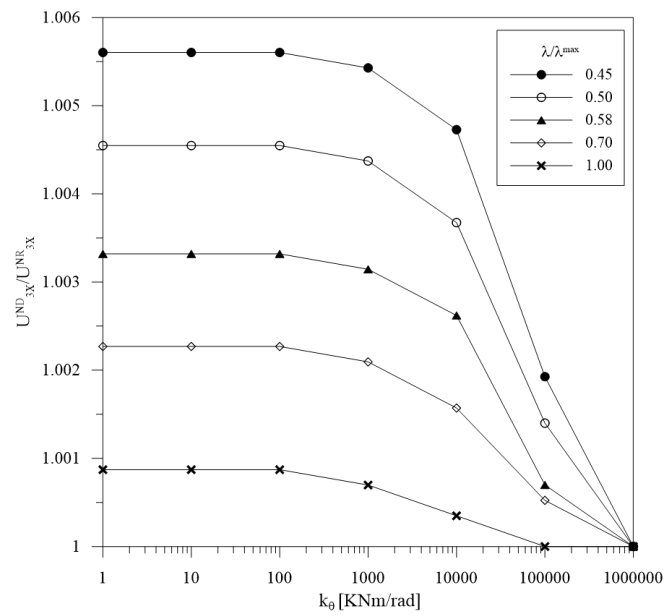


Figura 7.15: Analisi parametrica dello spostamento orizzontale al variare della rigidità rotazionale e della snellezza delle aste del sistema, su modello test.

8 CONCLUSIONI

Il lavoro di tesi presenta una metodologia per l'identificazione del danno in ponti reticolari metallici. L'approccio si basa su un'opportuna interconnessione tra diverse tecniche di analisi sperimentali e numeriche, (classiche metodologie vibration-based legate a variazioni di frequenze naturali, forme modali e flessibilità; procedure Data-Driven SSI; Image Processing), al fine di ottenere una valutazione realistica ed affidabile del danno a fatica dei principali componenti critici. Tali tecniche di analisi riguardano diversi aspetti che contribuiscono alla valutazione del comportamento di impalcati metallici ed in particolare: la modellazione meccanica mediante modelli numerici, l'identificazione dinamica, l'aggiornamento del modello, l'elaborazione di immagini per l'identificazione del danno. Tra i principali risultati ottenuti, con riferimento al caso studio approfondito, c'è senz'altro l'ottimizzazione della risposta teorica del modello numerico globale attraverso l'aggiornamento di parametri significativi e di più incerta valutazione che tengano conto della presenza di crack da fatica ottenuti da modelli numerici "arricchiti" dalle informazioni desunte dalle immagini attraverso metodi di processamento delle stesse.

Il lavoro svolto ha permesso la messa a punto e l'utilizzo consapevole di differenti metodologie di analisi dei segnali, analisi delle immagini e di metodi computazionali. La metodologia proposta propone una via per la sintesi della mole di dati generata e disponibile attraverso i diversi ambiti (misurazioni di vibrazioni, dati desunti da immagini digitalizzate, dati prodotti da modelli numerici).

9 BIBLIOGRAFIA

- [1] C. Zhang, L. Cheng, J. Qiu, H. Ji, J. Ji, "Structural damage detections based on a general vibration model identification approach". *Mechanical System and Signal Processing* 2019; 123, 316-332.
- [2] F. Magalhaes, A. Cunha, E. Caetano, "Vibration based structural health monitoring of an arch bridge: From automated OMA to damage detection". *Mechanical Systems and Signal Processing* 2012; 28, 212-228.
- [3] M. Dohler, F. Hille, L. Mevel, W. Rucker, "Structural health monitoring with statistical methods during progressive damage test of S101 Bridge". *Engineering Structures* 2014; 69, 183-193.
- [4] J.E. Anderson, M. Fustinoni, *Structural health monitoring systems*. Milan: L&L S.r.l. Servizi Grafici, 2006.
- [5] B. Audey, R. Hajdin, E. Brühwiler, "Effect of common cause failures on indirect costs". *Journal of Bridge Engineering* 2004; 9(2): 200-208.
- [6] G.W. Roberts, x. Meng, A.H. Dodson, "Integrating a global positioning system and accelerometers to monitor the deflection of bridges". *Journal of Surveying Engineering* 2004; 130(2); 65-72.
- [7] H. Han, J. Wang, X. Meng, "Reconstruction of bridge dynamics using integrated GPS and accelerometer". *Journal of China University of Mining and Technology* 2015; 44(3): 549-556.
- [8] W. Liu, W.C. Gao, Y. Sun, M. Xu, "Optimal sensor placement for spatial lattice structure based on genetic algorithms". *Journal of Sound and Vibration* 2008; 317(1-2): 175-189.
- [9] L. Wang, T.H.T. Chan, "Review of vibration-based fault detection and condition assessment of bridge structures using structural health monitoring". In: *Proceedings of the second infrastructural theme postgraduate conference*, St Lucia, QLD Australia; March 2009.
- [10] S.W. Doebling, C.R. Farrar, M.B. Prime, "A summary review of vibration-based fault identification methods". In: *The Shock and Vibration Digest* 1998; 30(2): 91-105.
- [11] F. Moreu, J. LaFave, B. Spencer, *Structural health monitoring of railroad bridges – Research needs and preliminary results*. ASCEE Structures Congress 2012; 2141-2152.
- [12] C.W. Kim, S. Kitauchi, K. Chang, P.J. Mcgetrick, K. Sugiura, M. Kawatani, "Structural damage diagnosis of steel truss bridges by outlier detection". In: *Proceedings of the 11th International Conference on Structural Safety and Reliability* 2014; ICOSSAR, 4631-4638.
- [13] M. Mehrjou, M. Khaji, H. Moharrami, A. Bahreininejad, "Damage detection of truss bridge joints using Artificial Neural Network". *Journal of Expert System with Applications* 2008; 35(3), 1122-1131.
- [14] A.M. Scianna, R. Christenson, "Probabilistic Structural Health Monitoring Method Applied to the Bridge Health Monitoring Benchmark Problem". *Transportation Research Record: Journal of Transportation Research Board* 2009; 2131, 92-97.
- [15] Z.R. Lu, J.K. Liu, "Identification of both structural damages in brick deck and vehicular parameters using measured dynamic responses". *Computers and Structures* 2011; 89, 1397-1405.
- [16] B. Moaveni, S. Hurlabus, F. Moon, "Special issue on real-world applications of structural identification and health monitoring methodologies". *Journal of Structural Engineering* 2013; 139(10), 1637-1368.

- [17] R.H. Scott, P. Banerji, S. Chikermane, S. Srinivasan, P.A.M. Basheer, F. Surre, T. Sun, K.T.V. Grattan, "Commissioning and evaluation of a fiber-optic sensor system for bridge monitoring". *IEEE Sensors Journal* 2013; 13(7), 2555-2562.
- [18] T. You, P. Gardoni, S. Hurlbaas, "Iterative damage index method for structural health monitoring". *Structural Monitoring and Maintenance* 2014; 1(1), 89-110.
- [19] S. Beskhyroun, T. Oshima, S. Mikami, "Wavelet-based technique for structural damage detection". *Structural Control and Health Monitoring* 2010; 17, 473-494.
- [20] C. Bowe, P. Quirke, D. Cantero, E.J. O'Brien, "Drive-by Structural Health Monitoring of railway bridges using Train Mounted Accelerometers". In: 5th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering 2015, Greece.
- [21] I. Gonzales, R. Karoumi, "BWIM aided damage detection in bridges using machine learning". *Journal of Civil Structural Health Monitoring* 2015; 5, 715-725.
- [22] F. Moreu, H. Jo, J. Li, R.E. Kim, S. Cho, A. Kimmle, S. Scola, H. Le, B.F. Spencer Jr., J. LaFave, "Dynamics assessment of timber railroad bridges using displacements". *Journal of Bridge Engineering* 2012, ASCEE; 20(10), 04014114.
- [23] R.V. Farahani, D. Penumadu, "Damage identification of a full-scale five-girder using time-series analysis of vibration data". *Engineering Structures* 2016; 115, 129-139.
- [24] R.C. George, J. Posey, A. Gupta, S. Mukhopadhyay, S.K. Mishra, "Damage Detection in Railway bridges Under Moving Train Load". In: Proceedings of the Society for experimental Mechanics Series. Model Validation and Uncertainty quantification 2017; 3, 349-725.
- [25] F.P. Kopsaftopoulos, S.D Fassois, "Vibration based health monitoring for a lightweight truss structure: Experimental assessment of several statistical time series methods". *Mechanical Systems and Signal Processing* 2010; 24(7), 1977-1997.
- [26] L. Wang, T.H.T Chang, D.P. Thambiratnam, A.C.C. Tan, C.J.L. Cowled, "Correlation-based damage detection for complicated truss bridge using multi-layer genetic algorithms". *Advances in Structural Engineering* 2015; 15(5), 693-706.
- [27] S.C. Siriwardane, "Vibration measurement-based simple technique for damage detection of truss bridges: a case study". *Journal of Case Studies in Engineering Failure Analysis* 2015; 4, 50-58.
- [28] M.R. Azim, M. Gül, "Damage detection framework for truss railway bridges utilizing statistical analysis of operational strain response". *Structural Control and Health Monitoring* 2020a; 27(8), e2573. <http://doi.org/10.1002/stc.2573>.
- [29] M.R. Azim, M. Gül, "Damage detection of steel truss railway bridges using operational vibration data". *Journal of Structural Engineering* 2020b, ASCEE; 146(3) 04020008. [http://doi.org/10.1061/\(ASCEE\)ST.1943-541X.0002547](http://doi.org/10.1061/(ASCEE)ST.1943-541X.0002547).
- [30] M.R. Azim, M. Gül, "Damage detection of steel girder railway bridges utilizing operational vibration response". *Structural Control and Health Monitoring* 2019; 26(11), e2447. <http://doi.org/10.1002/stc.2447>
- [31] M. Diaferio, V. Sepe, G. Bellizzotti, "Modal identification of localised damage in beams and trusses: experimental and numerical results". *International Journal of Advanced Structural Engineering* 2019; 11:421-437.
- [32] B. Peeters, G. De Roeck, "One year monitoring of the z24-bridge: environmental influences versus damage events". In: Proceedings of IMAC 18, the International Modal Analysis Conference 2001; 1570-1576.
- [33] F. Potenza, G. Castelli, V. Gattulli, E. Ottaviano, "Integrated process of image and acceleration measurements for damage detection", EUROLYN 2017.

- [34] P. Wang, H. Huang, "Comparison analysis on present image-based crack detection methods in concrete structures". In: Proceedings of 3rd International Congress on Image and Signal Processing CISP 2010; vol. 5, 2530–2533.
- [35] A.M.A. Talab, Z. Huang, F. Xi, L.H. Ming, "Detection crack in image using Otsu method and multiple filtering in image processing techniques". *Optik – International Journal of Light and Electron Optics* 2016; 127(3), 1030–1033.
- [36] R.S. Adhikari, O. Moselhil, A. Bagchi, "Image-based retrieval of concrete crack properties for bridge inspection". *Automation in Construction* 2014; 39, 180–194.
- [37] S.Y. Alam, A. Loukili, F. Grondin, E. Rozière, "Use of the digital image correlation and acoustic emission technique to study the effect of structural size on cracking of reinforced concrete". *Engineering Fracture Mechanics* 2015; 43, 17–31.
- [38] Y.C. Zang, G.Y. Xu, J. Cui, "System used to detect steel wire rope based on X-ray digital imaging technology". *Image Technology* 2008; 2, 33-39.
- [39] P.C. Peng, C.Y. Wang, "Use of gamma rays in the inspection of steel wire ropes in suspension bridges". *NDT & E International* 2015; 75, 80-86.
- [40] A. Deraemaeker, E. Reynders, G. De Roeck, J. Kullaa, "Vibration-based structural health monitoring using output-only measurements under changing environment". *Mechanical Systems and Signal Processing* 2008; 22, 34-56.
- [41] D. Foti, V. Gattulli, F. Potenza, "Output-Only Identification and Model Updating by Dynamic Testing in Unfavourable Conditions of a Seismically Damaged Building". *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering* 2014; vol. 29(9), pp 659-675, doi: 10.1111/mice.12071.
- [42] D.J. Ewins, *Modal Testing: Theory and Practice*. Research Studies Press Ltd., Bruel & Kjaer 1984.
- [43] B. Peeters, G. De Roeck, *Reference based stochastic subspace identification in Civil Engineering*. Inverse Problem in Engineering 2000; 8(1), 47-74.
- [44] B. Peeters, G. De Roeck, "Reference-based stochastic subspace identification for output-only modal analysis". *Mechanical Systems and Signal Processing* 1999; 13(6), 855-878.
- [45] M. Friswell, J.E. Mottershead, *Finite Element Model Updating in Structural Dynamics*. Springer Science & Business Media 1995.
- [46] J.M.W. Brownjohn, P.Q Xia, H. Hao, "Civil structure condition assessment by FE model updating: methodology and case studies". *Finite Elements in Analysis and Design* 2001; 37, 761-775.
- [47] E. Simon, G. De Roeck, G. Lombaert, "Dealing with uncertainty in model updating for damage assessment: a review. *Mechanical Systems and Signal Processing* 2015; 56, 123-149.
- [48] R.J. Allemang e D.L. Brown. "A correlation coefficient for modal vector analysis". 1st International Modal Analysis Conference, IMAC, 1982.
- [49] S. W. Doebling, C. R. Farrar, M.B. Prime, D.W. Shevitz, *Damage identification and health monitoring of structural and mechanical systems from changes in their vibration characteristics: a literature review*. Technical Report Los Alamos National Laboratory, LA-13070-MS, 1996.
- [50] Y. Gao1, B.F. Spencer Jr., M. ASCE, D. Bernal, "Experimental Verification of the Flexibility-Based Damage Locating Vector Method". *Journal of Engineering Mechanics* 2007; 133(10), 1043-1049.
- [51] T. Nguyen-Thoi, A. Tran-Viet, N. Nguyen-Minh, T. Vo-Duy, V. Ho-Huu, "A combination of damage locating vector method (DLV) and a differential evolution algorithm (DE) for

- structural damage assessment”. *Frontiers of Structural and Civil Engineering* 2018; 12(1), 92-108.
- [52] I.A. Basheer, M. Hajmeer, “Artificial neural network: fundamentals, computing, design, and application”. *Journal of Microbiological Methods* 2000; 43(1), 3-31.
- [53] H.B. Demuth, M.H. Beale, O. De Jess, *et al.* *Neural network design*. Stillwater, OK: Martin Hagan 2014.
- [54] D.F. Specht, “Probabilistic neural network”. *Neural Network* 1990; 3(1), 109-118.
- [55] X. He, M. Kawatani, T. Hayashikawa, *et al.* “A bridge damage detection approach using train bridge interaction analysis and GA optimization”. *Procedia Engineering* 2011; 14, 769-776.
- [56] A. Bellino, A. Fasana, L. Garibaldi, *et al.* “PCA-based detection of damage in time-varying systems”. *Mechanical Systems and Signal Processing* 2010; 24(7), 2250–2260.
- [57] F. Cavadas, I.F.C. Smith, J.Figueiras, “Damage detection using data-driven methods applied to moving-load responses”. *Mechanical Systems and Signal Processing* 2013; 39(1–2), 409–425.
- [58] I. Laory, T.N. Trinh, D. Posenato, *et al.* “Combined model free data-interpretation methodologies for damage detection during continuous monitoring of structures”. *Journal of Computing in Civil Engineering* 2013; 27(6), 657–666.
- [59] J-Y Ren, M-B Su, Q-Y Zeng. “Railway simply supported steel truss bridge damage identification based on deflection”. *Information Technology Journal* 2013; 12(17), 3946–3951.
- [60] J.Pearl, “Fusion, propagation, and structuring in belief networks”. *Artificial Intelligence* 1986; 29(3), 241–288.
- [61] S. Hoell, P.Omenzetter, “Fukunaga-Koontz feature transformation for statistical structural damage detection and hierarchical neuro-fuzzy damage localisation”. *Journal of Sound and Vibration* 2017; 400, 329–353.
- [62] P. Baraldi, F. Di Maio, M. Rigamonti, *et al.* “Clustering for unsupervised fault diagnosis in nuclear turbine shutdown transients”. *Mechanical System and Signal Processing* 2015; 58, 160–178.
- [63] R. Yan, Z. Ma, G. Kokogiannakis, *et al.* “A sensor fault detection strategy for air handling units using cluster analysis”. *Automation in Construction* 2016; 70, 77–88.
- [64] D. Galar, U. Kumar, R. Villarejo, *et al.* “Hybrid prognosis for railway health assessment: an information fusion approach for PHM deployment”. *Chemical Engineering Transactions Journal* 2013; 33, 769–774.
- [65] M. Crognale, V. Gattulli, S. Ivorra, F. Potenza, “Dynamics and damage sensitivity of the Quisi steel truss bridge”. In: *ANCRiSST 2019 Procedia: 14th International Workshop on Advanced Smart Materials and Smart Structures Technology*, Vol. 45. Sapienza Università Editrice, Agosto 2019.
- [66] M. Crognale, V. Gattulli, A. Paolone, F. Potenza, “A procedure for damage identification in a steel truss”. *XXIV Congresso AIMETA 2019, Associazione Italiana di Meccanica Teorica e Applicata*, 15-19 Settembre 2019.
- [67] Eurocode 1: EN1991-2: Actions on structures - Part 2: traffic loads on bridges, Brussels: CEN, 2003.
- [68] E. Reynders, M. Schevenels, G. De Roeck, *MACEC: A Matlab toolbox for experimental and operational analysis*. Report BWM-2008-07, April 2008.
- [69] D. Capecchi, F. Vestroni, “Identification of finite element models in structural dynamics”. *Engineering Structure* 1993; vol.15(1), 21-30.

- [70] R. Jafarkhani, S. Masri, "Finite Element Model Updating Using Evolutionary Strategy for Damage Detection". *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering* 2011; 26(3), 207-224.
- [71] J.E. Mottershead, M.I. Friswell, "Model updating in structural dynamics: A Survey". *Journal of Sound and Vibration* 1993; 167(2), 347-375.
- [72] J.W. Fisher, *Fatigue and fracture in steel bridges: case studies*. John Wiley & Sons, New York 1984.
- [73] J.W. Fisher, S. Roy, "Fatigue of steel infrastructure". In: *Proceedings of Bridge Maintenance, Safety Management, Health Monitoring and Informatics IABMAS08 Conference*, July 2008, Seoul Korea.
- [74] B.M. Imam, T.D. Righiniotis, M.K. Chryssanthopoulos, "Numerical modelling of riveted railway bridge connections for fatigue evaluation". *Engineering Structures* 2007; 29(11), 3071-3081.
- [75] T.D. Righiniotis, B.M. Imam, M.K. Chryssanthopoulos, "Fatigue analysis of riveted railway bridge connections using the theory of critical distances". *Engineering Structures* 2008; 30(10), 2707-2715.
- [76] Ferrovie dello Stato, 1992. *Istruzione n. 44f del 30.01.1992: Verifiche a fatica dei ponti ferroviari metallici*. Ente Ferrovie dello Stato.
- [77] EN 1993-1-9, 2002. *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1.9: Fatigue strength of steel structures*. CEN European Committee for Standardization.
- [78] Y.L. Lee, *et al.*, "Fatigue testing and analysis: theory and practice", *Elsevier Butterworth-Heinemann* 2005.
- [79] M. Lukic, A. Nussbaumer, H.P. Günther, R. Helmerich, S. Herion, M.H. Kolstein, S. Walbridge, B. Androic, O. Dijkstra *et al.*, "Assessment of Existing Steel Structures - Recommendations for Estimation of the Remaining Fatigue Life". *JRC Scientific and Technical Report N 43401*, 2003.
- [80] UNI EN 1435: 2004, *Controllo non distruttivo delle saldature - Controllo radiografico dei giunti saldati*.
- [81] UNI EN ISO 5579: 2014, *Prove non distruttive - Esame radiografico dei materiali metallici mediante raggi X o gamma - Regole generali*.
- [82] UNI EN 12062: 2002 - *Prove non distruttive delle saldature - Regole generali per i materiali metallici*.
- [83] EN ISO 13920: 1996 - *Tolleranze generali per costruzioni saldate - Dimensioni per lunghezza e angoli; forma e posizioni*.
- [84] BS 7910 - *Guide to methods for assessing the acceptability of flaws in metallic structures*. BSI, 2019.
- [85] M.A. Miner, "Cumulative Damage in Fatigue". *Journal of Applied Mechanics* 1945; A159-A164.
- [86] Image Processing Toolbox, version 3.2 run under Matlab 6.5. The MathWorks Inc., Natick, Massachusetts, USA.
- [87] M. Crognale, V. Gattulli, S. Ivorra, F. Potenza, "An integrated vibration-image procedure for damage identification in steel trusses". In: *Proceedings of the International Conference on Structural Dynamic EUROLYN 2020*; Vol. 1, 1011-1026.
- [88] C. Solomon, T. Breckon, *Foundamentals of Digital Image Processing: A Practical Approach with Examples in Matlab*. Wiley-Bleckwell, 2011.
- [89] A. Mohan, S. Poobal, "Crack detection using image processing: A critical review and analysis". *Alexandria Engineering Journal* 2018; 57, 787-798.

- [90] R. E. Little, Manual on statistical analysis and planning for fatigue experiments. ASTM International, 1975.