



**Politecnico
di Torino**

POLITECNICO DI TORINO

Laurea magistrale in Ingegneria Civile

A.a. 2023/2024

Sessione di Laurea: Luglio 2024

**Model Updating di Ponti mediante algoritmi
genetici per applicazioni di SHM**

Relatore

Luca Giordano
Gabriele Bertagnoli

Co-relatore

Raffaele Cucuzza
Mario Ferrara

Candidato

Stefano Lacidogna

Sommario

La conoscenza del comportamento statico e dinamico delle strutture esistenti è di fondamentale importanza, in particolare nel territorio italiano, dato l'elevato rischio sismico e il deterioramento pregresso dell'ambiente costruito. Per questo motivo, il monitoraggio strutturale (SHM), è fondamentale per lo studio e l'analisi delle prestazioni delle opere civili in condizioni di esercizio.

Nel seguente elaborato vengono presentati la modellazione, l'aggiornamento e la validazione di un modello agli elementi finiti (FEM) orientato al monitoraggio della salute strutturale di due opere in particolare: il ponte di Realdino situato a Carate Brianza (Monza), e il viadotto Clarea situato a Chiomonte (Torino).

Il ponte Carate è interamente in calcestruzzo armato ordinario ed è costituito da due archi centrali e da un'impalcato a graticcio con luce complessiva di circa 129,5 m. Ad eccezione delle travi, dei traversi e dei piedritti, che sono modellati come elementi trave, tutti le componenti strutturali sono modellate come elementi shell al fine di riprodurre al meglio il loro comportamento bidimensionale. Diversamente, il viadotto Clarea è composto da un impalcato a travi continue a sviluppo curvilineo in calcestruzzo armato precompresso per una luce totale di circa 600 m. L'impalcato è a cassone ed è poggiate su sei pile ad altezza variabile le cui sezioni sono cave alla base e proseguono con due lamine parallele alla testa. Il modello agli elementi finiti è unifilare e ciascuna componente strutturale è modellata come elemento trave.

La combinazione del monitoraggio strutturale e di algoritmi di ottimizzazione diventa il punto focale del processo di Model Updating, in quanto offre la possibilità di creare e/o aggiornare le caratteristiche di un modello agli elementi finiti sulla base delle informazioni provenienti dal campo, rendendolo più affidabile e capace di rappresentare correttamente il reale comportamento della struttura.

In particolare, il presente lavoro di tesi propone due approcci di ottimizzazione del modello nel campo dei ponti e dei viadotti. Le tecniche in questione sono l'analisi parametrica e gli algoritmi genetici. L'approccio presentato può essere utilizzato per opere esistenti, ma anche per infrastrutture di nuova progettazione, permettendo lo sviluppo del modello numerico in maniera veloce ed efficace. La taratura del modello agli elementi finiti comincia con la raccolta dei dati sperimentali provenienti dal campo e acquisiti con l'ausilio di accelerometri posizionati sulla struttura, i quali permettono di acquisire dati con precisione e in tempo reale. I risultati saranno poi elaborati attraverso tecniche basate sull'analisi modale operativa (OMA), con lo scopo di ottenere le caratteristiche dinamiche della struttura e di confrontarle con i valori numerici del modello FEM, evidenziandone eventuali differenze o anomalie. Di conseguenza, l'algoritmo sviluppatosi aggiorna iterativamente il modello numerico finché le frequenze naturali e le forme modali siano il più possibile simili alle misurazioni sperimentali.

L'obiettivo dell'elaborato mira a garantire un utilizzo ottimale delle informazioni disponibili, basandosi sull'uso di strumenti di monitoraggio, tecniche di modellazione avanzate e algoritmi informatici. I sistemi appena citati consentono di fornire informazioni precise riguardo lo stato di salute dell'infrastruttura e di gestire/pianificare eventuali interventi di manutenzione preventiva al fine di non mettere in pericolo la vita delle persone.

Ringraziamenti

Vorrei ringraziare i miei supervisor i prof. Giordano e Bertagnoli e gli ing. Ferrara e Cucuzza che con la loro guida e i loro consigli mi hanno accompagnato in tutte le fasi dell'elaborazione e stesura della tesi. Inoltre ci tengo a ringraziare i ragazzi del team del laboratorio ArtIStE in quanto mi hanno accolto con loro e aiutato fin dal primo giorno. I ringraziamenti e riconoscimenti più calorosi vanno alla mia famiglia, alla mia ragazza ed ai miei amici di corso e non, che mi hanno sostenuto in tutto il periodo universitario e aiutato nel momento più difficile della mia vita fin ora. Un ultimo pensiero va a mio padre, che fino alla fine ha creduto in me e mi ha sempre spinto a dare il massimo in tutto. Grazie di tutto papà, ti voglio bene.

Indice

Elenco delle figure	V
Elenco delle tabelle	VIII
1 Introduzione	1
1.1 Obiettivo della tesi	3
1.2 Organizzazione della tesi	3
2 Monitoraggio strutturale	5
2.1 Quadro Normativo Italiano	7
2.2 Tipologie e applicazioni	8
2.2.1 Monitoraggio locale e globale	9
2.2.2 Monitoraggio statico e dinamico	10
2.2.3 Monitoraggio a breve e lungo termine	10
2.3 Piani e fasi del monitoraggio	11
2.4 Parametri strutturali e sensoristica	14
2.4.1 Accelerometri	15
2.4.2 Fibre ottiche	18
3 Identificazione dinamica delle strutture	21
3.1 Generalità	23
3.2 Experimental Modal Analysis (EMA) vs Operational Modal Analysis (OMA)	27
3.3 Tipologie di eccitazione	27
3.4 Metodi d'identificazione dinamica per l'Analisi Modale Operazionale	29
4 Aggiornamento ottimale del modello agli elementi finiti	33
4.1 Formulazione del problema di ottimizzazione	35
4.1.1 La funzione obiettivo	37
4.2 Algoritmi evolutivi: Algoritmi Genetici	39
Caso studio 1	42
5 Ponte Carate-Brianza	43
5.1 Descrizione dell'opera	43

5.2	Monitoraggio ed identificazione dinamica	44
5.3	Modello agli elementi finiti	48
5.3.1	Sistema di riferimento	48
5.3.2	Impalcato	49
5.3.3	Piedritti e spalle	52
5.3.4	Fondazioni	53
5.3.5	Archi e Pila centrale	54
5.3.6	Vincoli, Materiali e Carichi	58
5.4	Analisi e Risultati	60
5.4.1	Analisi parametrica	63
5.4.2	Algoritmo genetico	73
Caso studio 2		84
6	Viadotto Clarea	85
6.1	Descrizione dell'opera	85
6.2	Monitoraggio ed identificazione dinamica	87
6.3	Modello agli elementi finiti	89
6.4	Analisi e Risultati	94
6.4.1	Algoritmo genetico	95
7	Conclusioni e sviluppi futuri	101
A	Strumenti utilizzati	103
B	Ulteriori risultati ottenuti	105
B.1	Ponte Carate-Brianza	105
B.2	Viadotto Clarea	106

Elenco delle figure

2.1	Diagramma di flusso del funzionamento della manutenzione predittiva (Figura presa da [7])	6
2.2	Approccio multilivello e relazioni tra i livelli di analisi [8])	8
2.3	Architettura del sistema di monitoraggio dinamico	12
2.4	Architettura del sistema di monitoraggio statico	13
2.5	Rappresentazione schematica di una catena di misura	14
2.6	Modello meccanico di un accelerometro	16
2.7	Rappresentazione di due tipologie di accelerometri	17
2.8	Schema del sensore a forza bilanciata	18
3.1	Diagramma di flusso dell'analisi modale sperimentale [2]	22
3.2	Illustrazione schematica di un LTI system	23
3.3	Esempio di eccitazione ambientale	28
3.4	Esempio Auto e Cross-spettri	31
3.5	Diagramma di stabilizzazione	31
3.6	Esempio confronto cross-spettro sintetizzato e cross-spettro calcolato	32
3.7	Esempio di grafico ottenuto con tecnica Peak-Picking [2]	32
4.1	Diagramma di flusso del Model Updating agli elementi finiti [22]	34
4.2	Esempio di minimo globale [26]	36
4.3	Esempio matrice MAC	38
4.4	Algoritmi evolutivi ed i loro sottotipi [29]	39
4.5	Schema di sintesi delle fasi di funzionamento di un algoritmo genetico [30]	40
4.6	Operatore genetico: incrocio (crossover)	42
4.7	Operatore genetico: mutazione (mutation)	42
5.1	Dettagli geometrici ponte	44
5.2	Sezione trasversale pile	45
5.3	Dettaglio sezione trasversale impalcato	45
5.4	Disposizione accelerometri	46
5.5	Forme modali identificate	47
5.6	Sistema di riferimento ZY – Direzione trasversale	48
5.7	Sistema di riferimento XY – Direzione longitudinale	49
5.8	Definizione di l_0 per il calcolo della larghezza effettiva della flangia ([31])	50

5.9	Parametri della larghezza della soletta collaborante (EN 1992-1-1:2004 §5.3.2.1)	50
5.10	Disposizione dei carichi su una campata dell'impalcato con soletta avente comportamento monodimensionale	51
5.11	Deformata di una campata dell'impalcato con soletta avente comportamento monodimensionale	52
5.12	Deformata di una campata dell'impalcato con soletta avente comportamento bidimensionale	52
5.13	Modello della spalla con relativo basamento di fondazione in vista 3D	53
5.14	Modello fondazione piedritto generale e fondazione imposta arco con relativi basamenti	54
5.15	Disegno dell'arco riprodotto da AutoCad	55
5.16	Sezione trasversale dell'arco	56
5.17	connessione imposta arco-fondazione-piedritti	56
5.18	Vista in pianta estrusa della chiave dell'arco e arco stesso	57
5.19	Pila centrale e relative connessioni	57
5.20	Andamento delle R_c del cls negli anni	59
5.21	Vista 3D del ponte per intero	61
5.22	Vista 3D estrusa del ponte per intero	61
5.23	Modi numerici (a sinistra) e confronto tra modi numerici e sperimentali (a destra) (a)	66
5.24	Modi numerici (a sinistra) e confronto tra modi numerici e sperimentali (a destra) (b)	67
5.25	Schema dei risultati dell'analisi a 3 cluster di rigidezza	70
5.26	Differenza tra punteggi grezzi e scalati di una popolazione tipica di 20 individui [26]	75
5.27	Gaplotbestf con Maxgenerations = 50	78
5.28	Gaplotdistance con Maxgenerations = 50	79
5.29	Risultati GA con 4 cluster	81
6.1	Pianta impalcato, appoggi, giunti	85
6.2	Prospetto via di salita	86
6.3	Prospetto via di discesa	86
6.4	Sezione trasversale impalcato	87
6.5	Prospetto trasversale e longitudinale di una pila generica	87
6.6	Confronto tra forme modali orizzontali sperimentali e numeriche, via di salita	88
6.7	Confronto tra forme modali verticali sperimentali e numeriche, via di salita	89
6.8	Modello numerico in vista 3D	90
6.9	Prospetto laterale	90
6.10	Disposizione dei carichi permanenti portati lineari	92
6.11	Disposizione dei carichi permanenti portati puntali	92
6.12	Disposizione dei vincoli su SP1 (a sx) e pila 1 (a dx)	93
6.13	Schema delle rigidezze	94
6.14	Gaplotbestf e Gaplotdistance con Popul.Size = 35	98
6.15	Gaplotdistance con Popul.Size = 30	100

B.1 Modi numerici ottenuti ma non correlati con i modi identificati 105

Elenco delle tabelle

5.1	Frequenze sperimentali misurate	46
5.2	Calcolo della larghezza di soletta collaborante	51
5.3	Carichi permanenti strutturali lineari g_2	60
5.4	Carichi permanenti strutturali di superficie g_2	60
5.5	Rigidezza delle molle del terreno alla Winkler	62
5.6	Confronto frequenze in funzione dei vincoli alla base assegnati	62
5.7	Forme modali identificate del ponte a Carate-Brianza (a)	64
5.8	Forme modali identificate del ponte a Carate-Brianza (b)	65
5.9	Frequenze identificate del ponte a Carate-Brianza	65
5.10	Matrice MAC completa, analisi con k costante	68
5.11	Matrice MAC ridotta, analisi con k costante	68
5.12	Confronto frequenze, analisi con k costante	69
5.13	Confronto frequenze, analisi con k in 3 cluster ($ub=48 \text{ kg/cm}^3$)	70
5.14	Confronto frequenze con k in 3 cluster ($ub=96 \text{ kg/cm}^3$)	71
5.15	Confronto frequenze con k in 3 cluster ($ub=144 \text{ kg/cm}^3$)	71
5.16	Confronto frequenze con k in 4 cluster	72
5.17	Matrice MAC ridotta ottenuta con GA, analisi con 3 cluster	77
5.18	Confronto frequenze ottenute con GA, analisi con 3 cluster	78
5.19	Confronto frequenze ottenute con GA, analisi con 4 cluster	80
5.20	Confronto frequenze ottenute con GA, analisi con 4 cluster e materiale costante	82
5.21	Confronto frequenze ottenute con GA, analisi con 4 cluster e materiale in cluster	83
6.1	Frequenze sperimentali misurate	88
6.2	Carichi permanenti strutturali lineari g_2 (a)	91
6.3	Carichi permanenti strutturali lineari g_2 (b)	91
6.4	Reazioni vincolari verticali alla base di ciascuna pila	93
6.5	Range di variazione dei parametri nell'algorithm genetico (parte 1)	95
6.6	Range di variazione dei parametri nell'algorithm genetico (parte 2)	95
6.7	Risultati del GA. Obj.fun: MAC e Popul.Size = 35 (parte 1)	96
6.8	Risultati del GA. Obj.fun: MAC e Popul.Size = 35 (parte 2)	96
6.9	Matrice MAC ridotta ottenuta con GA. Obj.fun: MAC	97

6.10	Confronto frequenze ottenute con GA. Obj.fun: MAC e Popul.Size = 35 . . .	97
6.11	Risultati del GA. Obj.fun: MAC e Popul.Size = 30 (parte 1)	98
6.12	Risultati del GA. Obj.fun: MAC e Popul.Size = 30 (parte 2)	99
6.13	Confronto frequenze ottenute con GA. Obj.fun: MAC e Popul.Size = 30 . . .	99
6.14	Risultati del GA. Obj.fun: MAC&Frequenze (parte 1)	100
6.15	Risultati del GA. Obj.fun: MAC&Frequenze (parte 2)	100
6.16	Confronto frequenze ottenute con GA. Obj.fun: MAC&Frequenze	100
B.1	Matrice MAC ridotta, analisi con k in 3 cluster (ub=48 kg/cm ³)	106
B.2	Matrice MAC ridotta, analisi con k in 3 cluster (ub=96 kg/cm ³)	106
B.3	Matrice MAC ridotta, analisi con k in 3 cluster (ub=144 kg/cm ³)	107
B.4	Matrice MAC ridotta ottenuta con GA. Obj.fun: MAC e Popul.Size = 30 .	107
B.5	Matrice MAC ridotta ottenuta con GA. Obj.fun: MAC&Frequenze	107

Capitolo 1

Introduzione

Oggigiorno l'ingegneria civile ed in particolare il campo della manutenzione delle infrastrutture ricoprono un ruolo particolarmente rilevante per l'economia della nostra penisola. Infatti, il deterioramento causato da agenti atmosferici e dai vari fenomeni ambientali può portare progressivamente ad un collasso delle opere infrastrutturali con conseguenti danni economici, finanziari e civili di cospicua portata. Un esempio molto celebre nel quale si può chiaramente identificare l'importanza della manutenzione infrastrutturale è il cedimento del viadotto Polcevera, meglio conosciuto come ponte Morandi.

Le cause del collasso di una struttura possono essere svariate, ma solitamente quella più frequente sono dovute proprio ad una scarsa manutenzione.

Da oltre 50 anni, l'ingegneria civile sta investendo molte risorse nella ricerca di tecniche e strumenti efficienti per garantire una costante conoscenza dello stato dell'opera e di tecniche manutentive e predittive volte a salvaguardare l'incolumità delle persone e dell'infrastruttura stessa.

Il monitoraggio strutturale è una tecnologia attualmente molto diffusa. Consente di accertare le condizioni di una struttura in modo diretto, rapido e non distruttivo. La ricerca si è concentrata sulla creazione di sensori in grado di raccogliere dati sulle condizioni della struttura in presenza di condizioni avverse ed eventi atmosferici come terremoti o forti tempeste. I sensori sono progettati specificamente per raccogliere dati sull'ambiente circostante e per valutare la risposta della struttura a ciascuno di questi stimoli esterni. Questo nuovo approccio all'ingegneria civile presenta intersezioni significative con alcune branche dell'elettronica, dell'informatica e della matematica. L'obiettivo è raccogliere dati, correggerli e analizzarli, per poi creare modelli predittivi che descrivano in modo ottimale il comportamento della struttura in esame. Le caratteristiche specifiche di ogni struttura richiedono l'implementazione di soluzioni di monitoraggio su misura per identificare la strategia di manutenzione ottimale per l'infrastruttura in questione. Un'efficace architettura di rete di monitoraggio prevede l'utilizzo di strumenti e tecniche appropriate per l'acquisizione, l'archiviazione e l'elaborazione dei dati, che vengono poi integrati in un sistema centralizzato. L'impiego di un numero crescente di sensori comporta inevitabilmente un aumento significativo del volume di dati, con un conseguente notevole onere

computazionale per l'elaborazione dei dati. Inoltre, i costi di installazione e manutenzione associati a questo tipo di architetture sono considerevoli, soprattutto a causa dell'ampio uso di cavi e componenti elettronici. È per questo motivo che i sensori wireless a bassa precisione sono attualmente i più utilizzati. Un aspetto principale di questo processo di monitoraggio è l'analisi modale della struttura. È di estrema importanza conoscere i parametri della struttura per facilitare l'interpretazione dei dati raccolti. Il monitoraggio in tempo reale delle infrastrutture consente di identificare anomalie o sollecitazioni problematiche sulla base di una comprensione accurata del comportamento esibito in condizioni operative standard.

Negli ultimi anni il settore del monitoraggio ha registrato notevoli progressi, soprattutto grazie al crescente utilizzo di sistemi informatici e di calcolo. Questi strumenti sono in grado di fornire informazioni tempestive sulle opere civili, offrendo anche tempi di elaborazione dei dati a bassa latenza. Il ruolo degli algoritmi di apprendimento automatico e dell'intelligenza artificiale è particolarmente significativo. La caratteristica distintiva di questi sistemi è la capacità di apprendere e migliorare le proprie prestazioni attraverso la raccolta di informazioni dai sensori, i quali, dopo un'accurata elaborazione permettono l'individuazione del modello più appropriato per descrivere con sempre maggiore precisione il comportamento strutturale [1].

In senso più generale, gli algoritmi di ottimizzazione sono impiegati in una moltitudine di contesti, sia nella vita quotidiana che in ambito professionale. Esempi notevoli di attività di ottimizzazione sono il problema del commesso viaggiatore. Il commesso viaggiatore deve attraversare una serie di città non più di una volta, le cui distanze non sono uniformi. È quindi necessario calcolare la sequenza ottimale per attraversare le città, con l'obiettivo di percorrere la distanza più breve possibile. Inoltre, si possono trovare numerosi esempi in diversi campi, tra cui l'economia, le scienze ambientali e la pianificazione energetica.

Nel campo dell'ingegneria civile l'analisi dei parametri modali delle strutture consente di prevedere quali possano essere le risposte dinamiche alle varie sollecitazioni. Già da metà del XX secolo si è sviluppata una tecnica chiamata Analisi Modale Sperimentale (EMA) che si propone di descrivere il comportamento delle opere tramite una combinazione di modi ciascuno dei quali caratterizzato da una serie di parametri come frequenza naturale, rapporto di smorzamento e forma. Le risposte ad ognuna di queste sollecitazioni dipendono dalle caratteristiche della struttura. In particolare, la forma dell'infrastruttura, i materiali utilizzati e il contesto ambientale nel quale sono edificate giocano un ruolo fondamentale per tracciare le peculiarità di ciascuna delle strutture. L'analisi dei parametri viene fatta dall'Analisi Modale valutando la forza delle sollecitazioni e la conseguente risposta della struttura alle vibrazioni provocate. Gli studi degli ultimi decenni hanno fatto enormi progressi per comprendere, mitigare e controllare le vibrazioni e lo stato di salute delle opere civili. Parallelamente alla comprensione dei comportamenti fisici delle strutture l'ingegneria civile ha studiato e validato svariati metodi di correzione, manutenzione e risoluzione di ognuna delle problematiche progettando strumenti di supporto di materiali sempre meglio performanti che possano risanare le opere degradate [2]. Le origini di questa disciplina risiedono nel campo della meccanica, in particolare quello dell'aeronautica, nel quale sorse in passato la necessità di testare le sollecitazioni dei veicoli e dei materiali, con

i quali questi erano costruiti, alle vibrazioni indotte dai carichi dinamici.

Gli odierni computer con i quali oggi vengono fatte le analisi strutturali possiedono enormi potenze di calcolo. Ciò nonostante, la modellizzazione dei comportamenti delle strutture, studiata a partire dall'Analisi Modale, risulta spesso approssimativa ed incompleta quando si tratta di sollecitazioni dinamiche. Questo gap tra i risultati delle analisi e i dati effettivi può essere dettato da alcuni fattori principali [2]:

- L'analisi degli elementi finiti è basata sulla discretizzazione della realtà. Gli intervalli di campionamento non sono, dunque, continui nel tempo, rendendo imprecisa la ricostruzione di un modello completamente aderente a ciò che accade nella vita reale;
- È difficile identificare precisamente le costanti di smorzamento della struttura poiché queste sono dovute da un misto di due componenti, quella delle proprietà dei materiali e quella delle imperfezioni legate all'usura dell'opera, quali ad esempio microfessure, infiltrazioni e azioni di agenti ossidanti. Questo mix di fattori rende le costanti elastiche difficili da calcolare e soprattutto le rende variabili nel tempo;
- La geometria della struttura potrebbe essere differente da quella del modello. È necessario in questi casi effettuare degli adeguamenti al modello al fine di renderlo più aderente possibile all'opera reale.

1.1 Obiettivo della tesi

L'obiettivo del lavoro di tesi mira a garantire un utilizzo ottimale delle informazioni disponibili, basandosi sull'uso di strumenti di monitoraggio, tecniche di modellazione avanzate e algoritmi informatici. In particolare, attraverso lo studio del comportamento dinamico della struttura, si vuole creare un algoritmo che calibri e aggiorni il modello numerico sulla base dei risultati misurati con le indagini sperimentali.

Inoltre è importante stabilire lo strumento più adatto per eseguire l'analisi. Nel seguente elaborato sono studiati due metodi nel quale verranno confrontati in termini di tempo di terminazione e bontà dei risultati ottenuti. I sistemi appena citati consentono di fornire dettagli precisi riguardo lo stato di salute dell'infrastruttura e di gestire/pianificare eventuali interventi di manutenzione preventiva al fine di non mettere in pericolo la vita delle persone.

1.2 Organizzazione della tesi

L'elaborato di tesi affronta gli argomenti sotto riportati ed è strutturato nel seguente modo:

- *Capitolo 2:* Si riporta l'importanza del monitoraggio strutturale per il territorio nazionale e le norme vigenti su cui si basa. In particolare, si descrive il funzionamento e le differenti tecniche utilizzate dalla rete di sensori per monitorare uno o più parametri strutturali o ambientali. Ciascuna caratteristica analizzata richiede un apposito strumento di misura ed una corretta catena di acquisizione dei dati in modo tale

da essere processati ed analisi in assenza di interferenze. Maggiore dettaglio è stato dedicato agli accelerometri, in quanto sono i sensori che permettono di ottenere gli input del problema studiato.

- *Capitolo 3:* Si espone la tecnica d'identificazione dinamica, entrando particolarmente in dettaglio negli approcci sperimentali come l'EMA e l'OMA. Si evidenzia la distinzione presente tra le due tecniche e si definiscono i tipi d'eccitazioni presenti in natura o generati artificialmente. Inoltre si illustra un quadro generale teorico sull'analisi modali espressa in termini di massa, rigidità e smorzamento, oppure in termini di proprietà vibrazionali (frequenze naturali, rapporti di smorzamento e forme modali) o in termini di risposta a un'eccitazione standard.
- *Capitolo 4:* Si descrive il processo di "model updating", ovvero una tecnica che permette di calibrare il modello agli elementi finiti sulla base del suo comportamento dinamico. In particolare sono riportate due tecniche, l'analisi parametrica e gli algoritmi genetici. Il loro obiettivo è quello di determinare la soluzione ottimale tra l'insieme di possibili esiti, ovvero quella che permette di ottenere una risposta struttura numerica identica a quella sperimentale. Inoltre è esposto la formulazione del problema di ottimizzazione, come funziona e cos'è la funzione obiettivo.
- *Capitolo 5:* Si presenta il primo caso studio analizzato, ovvero il ponte ad arco a Carate-Brianza. Dopo una breve descrizione della struttura e del sistema di monitoraggio installato. Inoltre, si definisce il modello agli elementi finiti creato e si eseguono le dovute analisi dinamiche. Il FEM, sulla base dei risultati ottenuti, verrà aggiornato con l'ausilio delle due tecniche sopra citate. Infine sono riportati i risultati ottenuti e le relative considerazioni.
- *Capitolo 6:* Si illustra il secondo caso studio esaminato, ovvero il viadotto Clarea sulla Torino-Bardonecchia allo svincolo di Chiomonte. Analogamente al capitolo precedente, si riporta una breve descrizione della struttura, del sistema di monitoraggio installato, del modello agli elementi finiti creato e delle analisi eseguite. Il FEM, sulla base dei risultati ottenuti, verrà aggiornato con l'ausilio delle due tecniche sopra citate. Infine sono riportati i risultati ottenuti e le relative considerazioni.

Capitolo 2

Monitoraggio strutturale

Il tema della sicurezza delle infrastrutture stradali e delle sue grandi opere ha acquisito un livello di interesse sempre più alto negli ultimi anni, soprattutto a seguito di eventi drammatici come il crollo del ponte Morandi avvenuto a Genova nel 2018. L'Italia, come molti altri Paesi, possiede un complesso e ampio sistema di infrastrutture, il quale richiede costante controllo e manutenzione per garantire la sicurezza degli automobilisti e pedoni. A tal fine, i sistemi di monitoraggio ed i sensori adoperati ricoprono un ruolo chiave in una tematica sempre più importante e preziosa.

Secondo il rapporto tecnico UNI/TR 11634 [3], il monitoraggio strutturale, o Structural Health Monitoring (SHM), viene definito come: *"il rilevamento dello stato, ovvero del comportamento di una struttura e della sua evoluzione nel tempo attraverso misure strumentali acquisite mediante sensori, al fine di determinare il suo stato di salute"*. Lo "stato di salute" di una struttura è funzione del "danno" che essa ha riportato durante la sua vita utile. Per danno si intende *"qualsiasi modifica delle proprietà dei materiali e/o geometria della struttura, comprese le modifiche alle condizioni al contorno e alla connettività del sistema, che abbia un impatto negativo sulle prestazioni dell'opera"* [4]. Infatti, nonostante la progettazione accurata e conservativa adoperata, le strutture di ingegneria civile si deteriorano con il tempo. L'ammaloramento è dovuto a varie ragioni, tra cui i cedimenti causati da carichi ciclici del traffico, gli effetti dei fattori ambientali (ad esempio la corrosione dell'acciaio e la carbonatazione del calcestruzzo) e l'invecchiamento dei materiali da costruzione. Inoltre, il deterioramento può essere causato da eventi estremi poco frequenti, come terremoti, uragani ed inondazioni [5].

Per mitigare gli effetti menzionati, sono necessari ingenti investimenti per la manutenzione, la riparazione e la sostituzione delle opere esistenti. Infatti, i recenti aggiornamenti normativi, prevedono l'integrazione di un piano di monitoraggio non solo per le strutture esistenti, ma anche per opere di nuova costruzione, specialmente riguardanti importanti costruzioni ingegneristiche al fine di controllare e valutare il loro *"stato di salute"*. Il monitoraggio strutturale diventa così parte integrante del progetto strutturale e si riferisce sia alla realizzazione del manufatto che al suo esercizio. Insieme a questo approccio, vengono solitamente previste anche delle ispezioni periodiche, condotte con metodi tradizionali o

innovativi, con l'obiettivo di consentire la valutazione delle condizioni strutturali dell'opera stessa (diagnosi), con riferimento alla sua idoneità all'uso previsto. Ciò comprende sia gli aspetti di sicurezza strutturale e fondazionale, sia gli eventuali rischi ambientali e l'efficienza delle attrezzature ausiliarie [6]. Il monitoraggio strutturale non è solo un'attività di prevenzione, ma anche di manutenzione. Infatti, i dati raccolti consentono di stimare le tendenze evolutive (prognosi) dell'opera, e di fornire indicazioni sulla necessità di interventi di riparazione o di manutenzione predittiva (Figura 2.1), al fine di prolungare la vita utile della struttura e salvaguardare la sicurezza delle persone e dell'opera stessa.

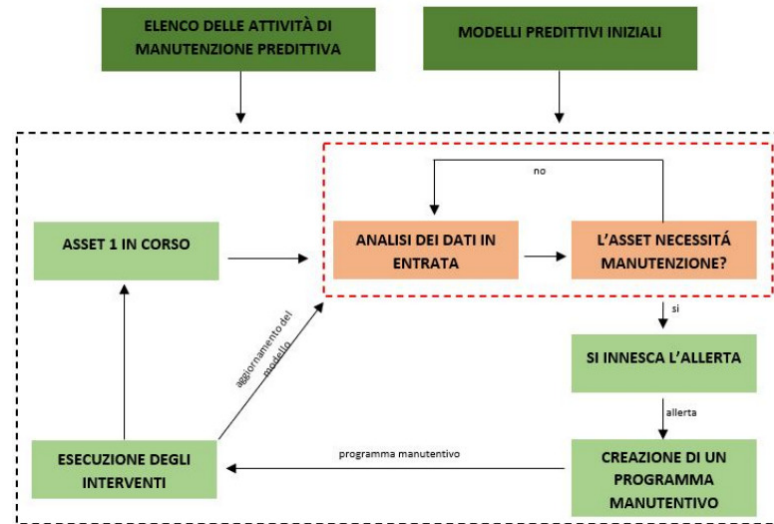


Figura 2.1: Diagramma di flusso del funzionamento della manutenzione predittiva (Figura presa da [7])

Una diagnosi immediata dello stato di salute delle strutture è un vantaggio chiave del SHM, in quanto permette di diramare eventuali allarmi in maniera repentina o attivare sistemi di allerta, che portino alla chiusura dell'opera e allo sgombero delle aree limitrofe. Questo è possibile grazie alle continue analisi eseguite dai appositi sensori, i quali, una volta calibrato il FEM (Finite Element Model), vengono confrontate con dei valori soglia imposti. A tal fine, conoscere lo stato di partenza della struttura è necessario per poterne studiare l'evoluzione dinamica nel tempo.

Negli ultimi anni, il governo italiano ha avviato e stanziato diversi piani di investimento con l'obiettivo di migliorare la sicurezza delle infrastrutture stradali. Ciò nonostante, le infrastrutture che necessitano di urgente manutenzione sono ancora numerose. L'ispezione visiva periodica è il metodo più comune per il monitoraggio strutturale dei ponti, nonostante presenti diversi limiti che ne riducono l'efficacia. Ad esempio, il livello di esperienza che l'ispettore possiede o la presenza di aree della struttura non direttamente raggiungibili/visibili. Per tali motivi, le tecniche devono essere complementari, e non sostitutive, in quanto la presenza di limitazioni in ciascuna di esse può comportare ad errori di valutazione o ad una sottostima della gravità di eventuali problemi strutturali [6].

2.1 Quadro Normativo Italiano

Le Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti sono state approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (CSLP) il 17 aprile 2020 [6]. Le linee guida stabiliscono i criteri per la gestione delle strutture, definiscono i livelli di sicurezza da garantire e indicano le tecniche da utilizzare per l'individuazione del pericolo e la valutazione del rischio. Il CSLP riporta il processo di classificazione del livello di rischio o, più precisamente, della classe di attenzione.

Esso è articolato in diverse fasi le quali svolgono le funzioni di:

- Identificare l'opera d'arte da analizzare;
- Determinare la classe d'attenzione e predisporre, nei casi previsti dal documento stesso, la verifica di sicurezza (Figura 2.2).

Il metodo multilivello [6] riportato prevede una valutazione approfondita a livello territoriale dei singoli manufatti, attraverso la geolocalizzazione ed il censimento, l'ispezione e la redazione di schede di difettosità. In particolare, viene eseguita un'analisi dell'intero patrimonio infrastrutturale, basata sulla raccolta e gestione delle informazioni e su ispezioni visive metodologicamente organizzate. Questa ultima determina la categoria di attenzione da assegnare a ciascun ponte e, di conseguenza, la priorità ed il grado di approfondimento necessario.

L'approccio è strutturato su sei livelli differenti, aventi grado di approfondimento e complessità crescenti. Essi sono:

- Il *Livello 0* prevede la raccolta di informazioni e della documentazione disponibile al fine di censire e catalogare le opere analizzate;
- Il *Livello 1* considera l'esecuzione di ispezioni visive e di rilievi speditivi sulla struttura e sulle aree adiacenti, al fine di stabilire le condizioni dell'opera e di individuare la presenza di potenziali rischi associati ad eventi geo-morfologici ed idraulici;
- Il *Livello 2* fornisce la classe di attenzione di ogni ponte, sulla base dei dati raccolti nei precedenti livelli e valutati secondo i parametri di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione¹;
- Il *Livello 3* prevede un'ulteriore valutazione, in aggiunta alle analisi fatte a livello 1, atta a comprendere se siano necessari approfondimenti definiti nel livello 4;
- Il *Livello 4* considera una valutazione più accurata sulla base di quanto specificato nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) vigenti;
- Il *Livello 5* viene previsto sui ponti della rete infrastrutturale aventi alta importanza. Per tali opere viene eseguito uno studio approfondito del sistema di trasporto e

¹I primi due livelli sono ottenuti mediante tecniche di SHM, ad esempio per mezzo di sistemi di monitoraggio e ispezioni visive.

delle conseguenze, in termini socio-economici, che l'interruzione, completa o parziale, dell'esercizio del ponte porterebbe su di esso.

Livelli più alti di analisi richiedono livelli di dettaglio e onerosità maggiori, ma il numero di opere su cui applicarle diminuisce.

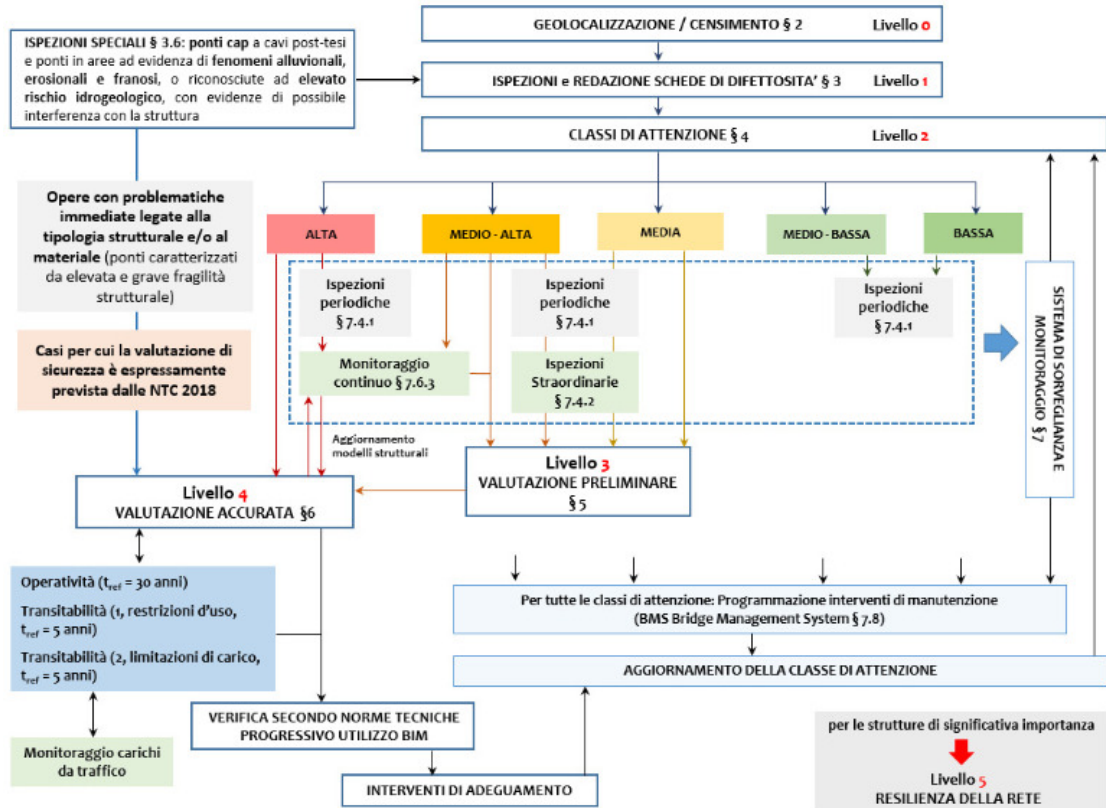


Figura 2.2: Approccio multilivello e relazioni tra i livelli di analisi [8])

2.2 Tipologie e applicazioni

La tecnica dello ‘Structural health monitoring’ (SHM), modo in cui si è soliti indicare i controlli ed i monitoraggi relativi alle condizioni di salute di una struttura, è un valido supporto ai classici metodi di indagine e rilievo e trova largo impiego nella valutazione della sicurezza e dello stato dell’opera. Essa sfrutta una rete di sensori, posizionati opportunamente sulla struttura, per raccogliere dati ed informazioni riguardanti le caratteristiche intrinseche ed estrinseche dell’opera. Ad esempio, le deformazioni, le vibrazioni, le accelerazioni, le condizioni ambientali, come temperatura ed umidità, ed altri fattori. I dati vengono poi processati ed elaborati da algoritmi e software specifici, al fine di individuare eventuali anomalie o danni nella struttura. I parametri misurati vengono, inoltre, memorizzati e monitorati di continuo con lo scopo di identificare l’evoluzione del degrado

se presente. Il seguente step è molto importante, in quanto dà la possibilità di adottare misure preventive ed intervenire tempestivamente per garantire la sicurezza e la durabilità dell'opera.

Oltre alle numerose funzionalità, i sistemi di monitoraggio presentano ulteriori vantaggi. Essi sono una tecnica non invasiva e non distruttiva, e possono essere estesi in altri campi di applicazione. Infatti, è sempre più diffuso l'utilizzo del SHM in supporto alla progettazione strutturale, in quanto, viene associato alla calibrazione dei modelli agli elementi finiti (FEM) [9]. In particolare il monitoraggio è in grado di caratterizzare dinamicamente, attraverso l'uso di accelerometri, la risposta sperimentale della struttura, la quale verrà successivamente confrontata con il comportamento numerico ottenuto attraverso l'impiego di appositi software di modellazione (vedi capitolo 4).

Altri fattori che hanno contribuito alla diffusione di questa tecnica nel settore ingegneristico sono l'aumento della potenza di calcolo e la diminuzione dei costi della strumentazione. I campi di applicazione sono diversi e comprendono la già citata calibrazione dei modelli numerici, l'individuazione di anomalie e danni, l'osservazione del comportamento strutturale nel tempo e la sua evoluzione a seguito di modifiche. Inoltre, l'attività di monitoraggio è particolarmente incentrata sulle strutture esistenti, comprese quelle costruite in cemento armato, acciaio, legno o muratura. Tra le varie tecniche di monitoraggio, l'OMA (analisi modale operativa), descritta nel capitolo successivo 3, si distingue per la sua applicabilità pratica. Permette di determinare la risposta strutturale semplicemente registrando le vibrazioni a cui la struttura è sottoposta nel caso di input rappresentati da eccitazioni ambientali (vento, traffico veicolare, ecc.).

2.2.1 Monitoraggio locale e globale

Numerosi aspetti differenziano le tecniche di monitoraggio strutturale, ad esempio le dimensioni della struttura coinvolta, il periodo e la frequenza di osservazione del fenomeno, la durata dell'intervallo di misura e altri ancora.

Esse possono essere classificate sulla base della porzione di struttura coinvolta, in particolare, viene fatta distinzione tra il monitoraggio locale e quello globale [10].

- Il *monitoraggio locale* è un sistema di misura focalizzato su specifiche zone della struttura e su particolari fenomeni localizzati. Il monitoraggio delle fessurazioni o il monitoraggio di catene metalliche fanno parte di questa tecnica. Tale approccio risulta essere poco efficiente se si vuole valutare lo stato di salute dell'opera, infatti spesso è affiancato al monitoraggio globale.
- Il *monitoraggio globale* si concentra sull'intera struttura. In particolare, fornisce informazioni riguardanti i parametri modali della struttura, come forme modali, frequenze proprie e coefficienti di smorzamento; dati importanti che consentono la taratura del modello numerico sulla base dei risultati misurati con le indagini sperimentali.

2.2.2 Monitoraggio statico e dinamico

La principale classificazione dello SHM è funzione della frequenza temporale con cui un fenomeno viene osservato: in particolare si fa distinzione tra monitoraggio statico e monitoraggio dinamico [10].

- Il *monitoraggio statico* acquisisce dati con una frequenza di campionamento dell'ordine di 1 Hz, il quale corrisponde ad intervalli regolari relativamente lunghi. I sistemi aventi frequenze di campionamento ridotte vengono utilizzati per l'osservazione di fenomeni meccanici quasi-statici, come le deformazioni, le inclinazioni e la misura di quadri fessurativi, attraverso l'uso di inclinometri o altri strumenti.
- Il *monitoraggio dinamico* raccoglie e registra un numero di informazioni maggiori, e in tempi ridotti, rispetto a quello statico. Infatti, la frequenza di campionamento è di circa 1000 Hz. Il seguente approccio risulta essere adatto per lo studio e la valutazione dei fenomeni di cui la risposta è istantanea, come spostamenti, accelerazioni e altri. Il monitoraggio dinamico, se affiancato ad un sistema di rilevamento delle condizioni ambientali esterne (temperatura, vento, sisma), come l'utilizzo di una termocoppia, permette di correlare le conseguenze dei due effetti strutturali.

2.2.3 Monitoraggio a breve e lungo termine

L'attività di monitoraggio si caratterizzano, inoltre, in funzione delle loro durate d'impiego, ossia sulla base dell'arco temporale in cui la struttura viene osservata. Relativamente a quanto appena descritto, si evidenziano due principali tipologie: il monitoraggio a breve termine e a lungo termine [9].

- Il *monitoraggio a breve termine* o occasionale prevede l'installazione di un sistema di monitoraggio per un periodo limitato, ad esempio della durata di una giornata. Esso è finalizzato alla valutazione dello stato della struttura in un istante ben preciso, come in situazioni di interventi di manutenzione o per l'analisi di fenomeni o danneggiamenti aventi rischio elevato. La seguente tecnica presenta numerosi vantaggi, infatti consente di ricavare informazioni specifiche sulla struttura in tempi molto brevi. Tuttavia, oltre ad essere un sistema molto costoso, i risultati possono essere influenzati da parametri esterni alla struttura, come le condizioni atmosferiche, il traffico, ecc... Per evitare di ottenere risultati alterati, il monitoraggio a breve termine viene usato complementariamente a quello a lungo termine, il quale permette di raccogliere informazioni indisturbate dell'opera.
- Il *monitoraggio a lungo termine* o in continuo prevede che la struttura venga monitorata per tempi molto lunghi, ad esempio della durata di mesi, anni o addirittura per l'intera vita utile dell'opera. Tale tecnica viene impiegata per lo studio dell'evoluzione del comportamento strutturale nel corso del tempo e quindi per l'identificazione di un eventuale danneggiamento o deterioramento dell'opera. In particolare, il monitoraggio a lungo termine viene impiegato per le opere importanti avente vita utile prevista molto lunga o per le strutture soggette a carichi variabili nel tempo. In tal caso è necessario monitorare l'evoluzione delle deformazioni e delle vibrazioni al fine

di garantire sempre la sicurezza e l'affidabilità del fabbricato. Come riportato nella voce precedente, questa tecnica ha il vantaggio di ottenere informazioni con una maggiore affidabilità e di identificare rapidamente eventuali cambiamenti della risposta della struttura. Lo svantaggio del seguente sistema rimangono gli elevati costi dei sensori e della loro manutenzione.

Sicuramente la strategia di monitoraggio da impiegare è funzione di diversi fattori, come un'analisi dei costi e benefici e dal tipo di fenomeno che si vuole monitorare. Ciò può includere una valutazione dei costi diretti, come le spese per l'acquisto dell'attrezzatura di monitoraggio e l'assunzione di personale specializzato, e dei costi indiretti, come la perdita di produttività durante il periodo di monitoraggio [6].

2.3 Piani e fasi del monitoraggio

Attualmente, numerosi manufatti sono dotati di un sistema di monitoraggio in modo da seguire un determinato fenomeno fisico nel tempo, come le deformazioni o lo stato tensionale, capirne il comportamento e segnalare eventuali criticità. Questa tecnica necessita un piano ben definito, nel quale viene predisposto, per le opere di nuova costruzione, prima del progetto. Il piano di monitoraggio può essere stabilito anche in una fase intermedia della progettazione, al fine di confrontare lo stato tensionale ottenuto con l'approccio sperimentale e numerico. Oppure può essere redatto a fine progetto, in modo da verificare l'idoneità degli interventi e monitorare la condizione di salute del manufatto nel corso del tempo.

Gli step secondo cui si articola la definizione di un piano di monitoraggio sono i seguenti [11]:

1. *Definizione dei parametri da monitorare.* Questa fase può essere ripetuta più volte durante l'intera durata dell'attività in quanto sono molteplici i parametri strutturali valutati. Essi possono essere intrinseci alla struttura, come gli spostamenti, le deformazioni e lo stato tensionale, oppure estrinseci, come ad esempio i parametri ambientali quali; vento, temperatura e umidità.
2. *Individuazione delle tecniche di monitoraggio più idonee allo scopo.* In particolare si considerano le potenzialità, limitazioni, invasività, costi e velocità d'esecuzione di ciascuna tecnica definita nella Sezione 2.2.
3. *Scelta delle tecniche di indagine.* Step definito dal progettista sulla base delle scelte prese nelle fasi precedenti. Egli definisce il piano di monitoraggio precisando il tipo, il numero, l'ubicazione, le fasi temporali e la frequenza con cui eseguire le misure.

Un piano di monitoraggio ben strutturato coinvolge all'interno del processo i seguenti passaggi [7], raffigurati per una miglior comprensione in Figura 2.3 e 2.4:

1. Identificazione degli obiettivi del monitoraggio strutturale e delle specifiche di progetto;

2. Installazione di sensori (ad esempio, accelerometri) e della centralina di acquisizione sulla struttura da monitorare per raccogliere dati;
3. Raccolta e archiviazione dei dati in un database dedicato;
4. Pre-processamento dei dati grezzi per rimuovere eventuali rumori o interferenze;
5. Analisi dei dati pre-processati per identificare eventuali anomalie o variazioni rispetto alla normale risposta della struttura;
6. Interpretazione dei risultati dell'analisi per identificare eventuali problemi e definire eventuali interventi di manutenzione o riparazione;
7. Implementazione di azioni correttive, se necessario, per garantire la sicurezza e la stabilità della struttura;
8. Monitoraggio continuo della struttura per valutare l'efficacia delle azioni correttive e identificare eventuali ulteriori variazioni;
9. Aggiornamento dei piani di monitoraggio strutturale in base ai risultati dell'analisi e al feedback del personale coinvolto.
10. Manutenzione periodica dei sensori e del sistema di monitoraggio per garantirne la precisione e l'affidabilità nel tempo.

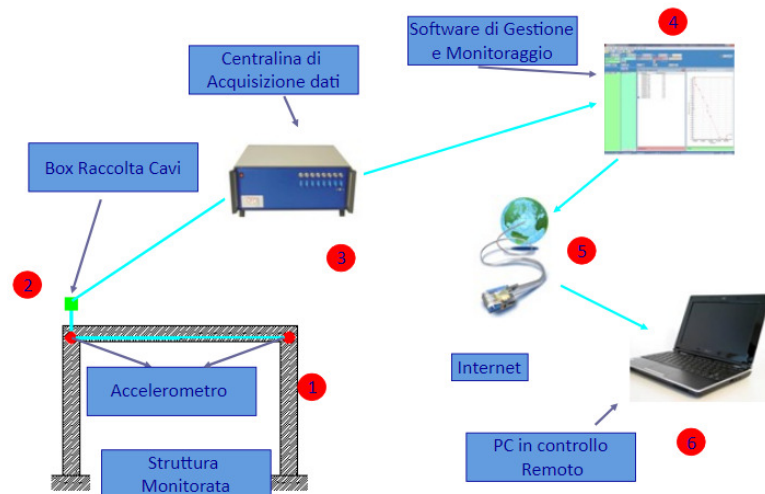


Figura 2.3: Architettura del sistema di monitoraggio dinamico [12]

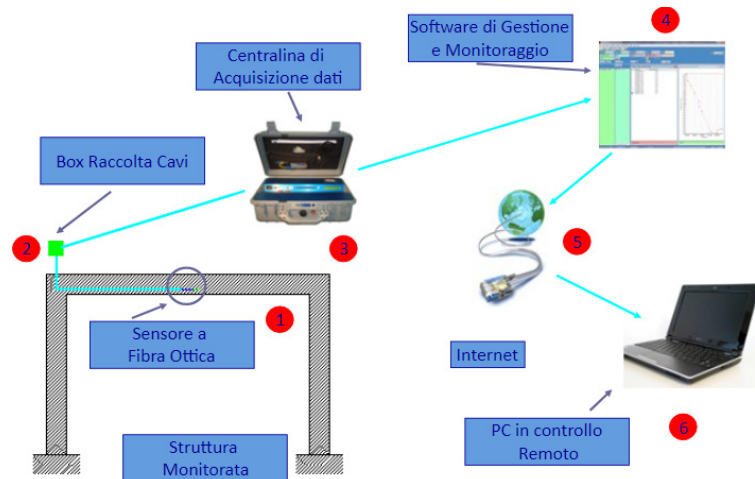


Figura 2.4: Architettura del sistema di monitoraggio statico [12]

La scelta della strumentazione e delle apparecchiature per una buona riuscita dell'operazione dipende dal fenomeno che si vuol monitorare. Una volta definiti è opportuno stabilire i criteri e l'organizzare per una corretta *catena di misura*, nel quale si intende una successione di strumenti collegati tra loro con lo scopo di ottenere una misura meno alterata possibile. Una catena di misura di base comprende i componenti illustrati di seguito ed è concettualmente schematizzata in figura 2.5:

- *sensoristica*: Si riferisce all'insieme degli strumenti di misura/sensori che consentono di ottenere le informazioni desiderate.
- *centralina di acquisizione*: dispositivo che permette la conversione del segnale da analogico a digitale in modo che possa essere letto dai computer²;
- *software di acquisizione*: riceve il segnale e provvede al trattamento delle informazioni, compreso l'elaborazione dei dati, il filtraggio del rumore, etc;
- *software d'identificazione dinamica*: contiene gli algoritmi matematici per l'identificazione dinamica i quali consentono di estrarre i parametri modali della struttura.

Per una migliore comprensione e trattazione delle catene di misura e come devono essere progettate si può far riferimento alle Linee guida UNI per il monitoraggio strutturale, in particolare il rapporto tecnico UNI/TR 11634 [3].

²Di fatto si tratta di un ADC (Analog-to-Digital Converter). La conversione è composta da due operazioni successive: la discretizzazione e la quantizzazione. La prima rappresenta il segnale campionato nell'asse del tempo, mentre la seconda consiste nel discretizzare il segnale rispetto l'asse delle ampiezze. In questo modo, ad ogni intervallo temporale viene associato uno slot delle ampiezze (segnale digitale)

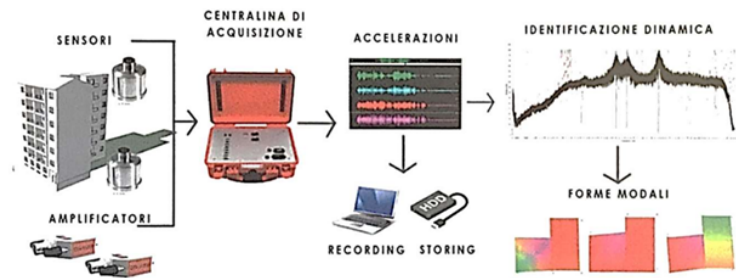


Figura 2.5: Rappresentazione schematica di una catena di misura [9]

2.4 Parametri strutturali e sensoristica

Durante la fase di monitoraggio, i parametri strutturali dell'opera soggetti ad essere monitorati sono molteplici: i più ricorrenti sono le deformazioni, gli spostamenti, lo stato tensionale, le accelerazioni e altri ancora. Ognuno di questi parametri necessita uno specifico sensore per poter essere rilevati e misurati. Inoltre, con una determinata cadenza, è necessario ricavare anche le azioni esterne a cui la struttura è soggetta, come ad esempio i parametri ambientali, come temperatura e vento, ed i parametri relativi al traffico veicolare. Motivo per cui la consapevolezza del fenomeno da monitorare e la scelta della corretta strumentazione ha un ruolo rilevante nella SHM.

Si definiscono sensori o trasduttori *“i dispositivi che consentono di convertire la quantità misurata in una quantità elettrica (tipicamente una differenza di tensione). Una volta che il segnale elettrico viene convertito in voltaggio viene trasferito alla centralina di acquisizione per le operazioni di digitalizzazione ed elaborazione”* [9].

Di seguito si riporta un elenco della strumentazione idonea alla lettura delle principali grandezze fisiche appena citate [10].

- *Misura delle deformazioni:* Lo strumento principale utilizzato è l'estensimetro, il quale è in grado di misurare la deformazione in una sola direzione. Di conseguenza, la deformazione complessiva viene ricavata mediante una combinazione di più unità. Gli estensimetri più comunemente utilizzati sono:
 1. Estensimetri a resistenza elettrica: Sono costituiti da un filo elettrico posto su una piastra di supporto. La deformazione determina una variazione della lunghezza del filo, la quale conduce ad una variazione della sua resistenza elettrica. Tale differenza di resistenza viene utilizzata per determinare la deformazione stessa;
 2. Estensimetri acustici: La deformazione determina una variazione della lunghezza e, quindi, della frequenza di vibrazione, secondo il principio del “filo teso”;

- *Misura dell'accelerazioni*: si effettua mediante l'uso di accelerometri, i quali usufruiscono di una massa e di una molla e sfruttano la relazione fisica che esiste tra le due grandezze;
- *Misura delle velocità*: La si ottiene attraverso l'integrazione dell'accelerazione nel tempo, utilizzando accelerometri LVDT. In alternativa, si possono utilizzare strumenti di misura diretta basati su un magnete permanente in movimento rispetto ad un avvolgimento;
- *Misura di spostamenti*: I principali trasduttori di spostamento sono quelli capacitivi³, potenziometrici e LVDT. I trasduttori potenziometrici si basano sullo spostamento di un'asta rispetto al corpo dello strumento, collegato a una variazione di tensione. I sensori induttivi o LVDT, invece, si basano su una variazione dell'induttanza. Infine, ci sono i crack tester o vetrini, che vengono utilizzati per monitorare l'andamento delle fessure;
- *Misura dei cedimenti*: Si ottiene attraverso un rilievo topografico di alcuni punti della struttura. Vengono definiti dei capisaldi che costituiscono la base per la creazione di una rete topografica. Il metodo di monitoraggio topografico consiste nel controllare periodicamente questa rete, costituita da capisaldi e punti di osservazione da monitorare;
- *Misurazione delle forze*: Si ottiene mediante l'uso di celle di carico, che comprendono un elemento avente modulo di elasticità, dimensioni e materiale noti. Questo materiale noto viene poi sottoposto a un estensimetro, che consente di ricavare il carico dalla deformazione;
- *Misurazione delle inclinazioni*: Si effettua misurando la differenza di livello di un liquido posto in due vasi comunicanti, utilizzando il principio del livello idrostatico. Questo metodo è utilizzato principalmente nel contesto del monitoraggio dei ponti;
- *Misurazione della temperatura*: Si ottiene attraverso l'uso di termometri, caratterizzati dalla dilatazione termica di una sostanza, o di rilevatori, basati sull'influenza della temperatura sulla resistenza elettrica di alcuni materiali. Le dilatazioni e le contrazioni possono rappresentare una sfida se sono incompatibili con i vincoli, portando alla generazione di sollecitazioni aggiuntive.

2.4.1 Accelerometri

Considerato il ruolo centrale occupato in ambito di monitoraggio strutturale, in particolare dinamico, e in ambito degli studi condotti nel seguente elaborato di tesi, l'intero paragrafo viene dedicato a questi sensori.

Gli accelerometri, come citato precedentemente, sono dispositivi in grado di misurare le

³Si basa sul principio del condensatore a facce piane parallele. I condensatori agiscono in modo differenziale e sfruttano la variazione di capacità, dovuta dalla distanza tra le sue armature, per misurare gli spostamenti indotti.

accelerazioni indotte da vibrazioni naturali o forzanti esterne. Negli anni, con il moltiplicarsi delle applicazioni e dei campi di utilizzo, si sono diversificate le tipologie di questi strumenti e oggi se ne possono contare decine di tipi, ognuno con caratteristiche funzionali e costruttive differenti. Il principio del loro funzionamento è il seguente [10]: si rileva lo spostamento di una massa quando viene sottoposta a un'accelerazione. Il corpo di prova è tenuto in sospensione mediante un elemento elastico (Fig 2.6). In presenza di un'accelerazione, la massa in questione (dotata di una propria inerzia) si sposterà dalla sua posizione di riposo di una certa quantità che è proporzionale all'accelerazione rilevata. Questi dispositivi convertono la variazione di posizione in un segnale elettrico adeguato, garantendo così l'ottenimento di informazioni della grandezza fisica misurata. Se necessario, si possono utilizzare una o due integrazioni per risalire alla velocità e allo spostamento.

Nel campo dell'ingegneria civile, gli accelerometri di uso più comune sono gli accelerometri piezoelettrici, gli accelerometri capacitivi e quelli a forza bilanciata. Essi sono in grado di descrivere il comportamento dinamico della struttura, sia a breve che a lungo termine [13].

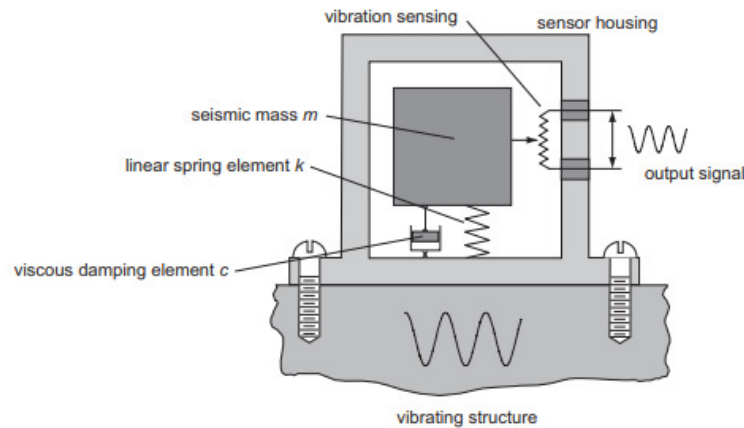


Figura 2.6: Modello meccanico di un accelerometro [14]

Gli *accelerometri piezoelettrici* sono dispositivi compatti e leggeri, composti da un cristallo piezoelettrico e da una massa fissata ad una base di supporto. Essi, se sottoposti ad una generica sollecitazione meccanica esterna, sono in grado di generare un segnale elettrico proporzionale alla pressione esercitata, sfruttando la capacità dei cristalli (Fig 2.7a). Il vantaggio principale di questi dispositivi è che sono in grado di misurare le accelerazioni anche in assenza di alimentazione. Tuttavia, poiché il cristallo genera un segnale elettrico solo quando la sollecitazione non persiste, gli accelerometri piezoelettrici non sono in grado di misurare accelerazioni quasi statiche. Infatti, se su tali dispositivi agisce una compressione, ad esempio una compressione che persiste nel tempo, tale da essere considerata statica, si verifica la cosiddetta perdita statica (*leakage*). In questo caso il segnale si blocca fino a dissiparsi, non producendo alcun output in uscita [13].

Gli *accelerometri capacitivi* sono dispositivi composti da una massa sismica realizzata

con materiale conduttivo e posizionata tra due condensatori a piastre parallele, di cui funzionamento è stato descritto precedentemente (Fig. 2.7b). Presentano un'eccellente risoluzione e sono adatti per misure a bassa frequenza [14].

Per evitare il contatto tra le armature, la massa è tenuta in sospensione da un elemento elastico. Quando il corpo viene sottoposto ad un'accelerazione, la capacità misurata alle estremità della massa cambia, consentendo di tracciare lo spostamento di essa. A differenza degli accelerometri sopra citati, questi sono adatti a misurare accelerazioni statiche. Tuttavia, poiché possono essere soggetti a interferenze elettromagnetiche, a volte è necessaria un'adeguata schermatura. Di questa tipologia fanno parte gli accelerometri MEMS.

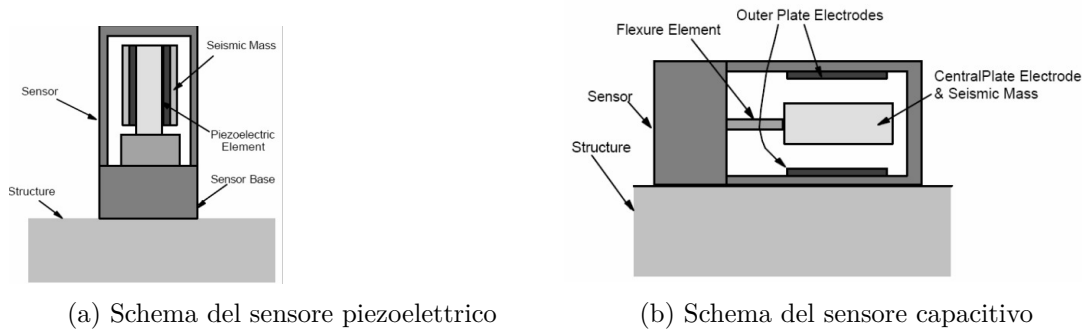


Figura 2.7: Rappresentazione di due tipologie di accelerometri [15]

Gli *accelerometri MEMS* (“micro electro-mechanical systems”) misurano l'accelerazione “assoluta” (nelle tre direzioni) a cui è sottoposto un corpo, per cui, anche se stazionari ed in verticale misurano un'accelerazione pari a $1g$. Negli ultimi anni le prestazioni di questi sensori a basso costo sono cresciute al punto da ampliarne in modo significativo il campo di applicazione. La sigla MEMS identifica una categoria di dispositivi di varia natura (meccanici, elettrici ed elettronici) costruiti in forma altamente miniaturizzata su uno stesso substrato di silicio. Questi micro-dispositivi integrano dunque in un unico componente elementi meccanici e circuiti elettronici per il controllo e l'elaborazione del segnale. Tali soluzioni sono note come *embeded*. Le caratteristiche favorevoli sono [16]:

- precisione rapporto/segnale elevati;
- ampia banda passante a partire da 0Hz e sono dunque in grado di misurare le accelerazioni statiche;
- affidabilità;
- consumi limitati;
- produzione su larga scala e omogeneità della lavorazione;
- miniaturizzazione;
- costi contenuti.

Tuttavia, le loro piccole dimensioni rendono difficile il processo produttivo di assemblaggio il quale, se avvenuto non in maniera corretta, può compromettere il sensore stesso.

Il principio di funzionamento degli *accelerometri a forza bilanciata* è analogo a quello degli accelerometri capacitivi, anche se su scala ridotta. Come illustrato nella Fig. 2.8, in essi una piastra centrale è sostenuta da quattro travi di sospensione. Quando si subisce un'accelerazione, la forza inerziale che agisce sulla piastra centrale provoca il movimento relativo dei punti di supporto. Questo tipo di accelerometro è particolarmente adatto alla misurazione di accelerazioni a bassa frequenza [13].

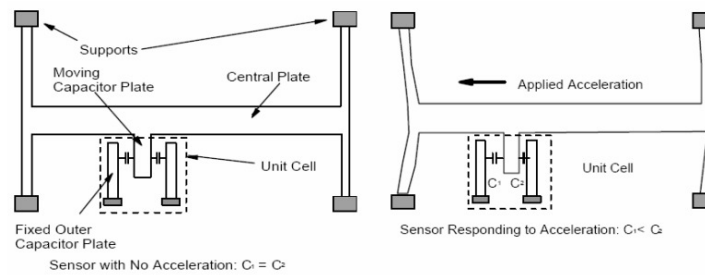


Figura 2.8: Schema del sensore a forza bilanciata [15]

2.4.2 Fibre ottiche

Applicate inizialmente nel campo delle telecomunicazioni, le fibre ottiche vengono attualmente impiegate in svariati settori dell'ingegneria, tra cui il monitoraggio delle strutture. Questi strumenti sono noti come “Optical Fiber Strain Monitoring System” (Sistema di monitoraggio delle deformazioni con sensori a fibre ottiche) oppure come “Smart Fiber System” (Sistemi di fibre intelligenti). Allo stesso tempo, si parla di “monitoraggio ottico”, dato che i sensori “FOS” basano le rilevazioni su concetti di ottica ondulatoria e sulle proprietà della luce. Non avendo a che fare con le caratteristiche della corrente elettrica, vengono meno gli svantaggi delle attrezzature fondate sull'elettromagnetismo.

Il sistema mappa lo stato tenso-deformativo della struttura in tempo reale, evidenziando eventuali criticità, come le fessurazioni, per mezzo di una singola fibra dallo sviluppo che può persino arrivare a decine di chilometri. Si può infatti immaginare che siano installati sensori di deformazione a passo sub-metrico (uno ogni 20 centimetri circa) collegati a un'unica centralina di misura (interrogatore che elabora i segnali e successivamente restituisce i valori ingegneristici di interesse) a cui collegare un computer per l'elaborazione dei dati [17].

L'architettura di questi sistemi innovativi per il monitoraggio strutturale, costituita da un insieme di rilevatori associati alla fibra stessa, può essere meglio inquadrata con l'espressione di “sensori distribuiti in fibra ottica”. La possibilità di individuare anomalie strutturali, definendone la precisa collocazione, rende i sensori distribuiti in fibra uno strumento di diagnostica molto potente e con benefici notevoli in relazione alle strategie manutentive (gestione, pianificazione, sicurezza, economia).

Un sensore a fibra ottica altro non è che un dispositivo che sfrutta la fibra ottica in qualità di trasduttore oppure come mezzo di trasporto delle informazioni da un sensore remoto all'elettronica di elaborazione del segnale. Andando più nello specifico, è possibile utilizzare il segnale luminoso all'interno della fibra per la trasmissione di dati. A partire dalle suddette considerazioni è possibile introdurre in maniera generale i vantaggi principali dei sensori a fibra ottica (FOS) [18]:

- Stabilità: in sintesi, i FOS non patiscono la corrosione e garantiscono un monitoraggio remoto dato che sono in grado di ridurre le perdite di trasmissione del segnale da un lato, trasmettendo su ampie lunghezze dall'altro;
- Non conduttività: non sono caratterizzati da rumori indesiderati dato che sono esenti da interferenze elettromagnetiche e di radiofrequenza;
- Convenienza: caratteristica dovuta alla capacità di integrazione permanente nelle strutture, resa possibile dalle loro dimensioni e dal loro peso.

Per quanto riguarda l'applicazione, il ricorso alle nuove strumentazioni a fibra ottica per il monitoraggio strutturale deriva dalle caratteristiche che risultano vantaggiose per tale ambito di applicazione; le peculiarità di un sistema di monitoraggio del tipo descritto sono numerose.

- Il primo aspetto da evidenziare è quello fisico: la fibra è di piccolo formato, oltre che leggera, e ciò consente di limitare le dimensioni del cablaggio rispetto ai sistemi tradizionali;
- Altro punto di forza fondamentale è rappresentato dalla possibilità di installare più sensori lungo la stessa fibra, in accordo al concetto di "multiplexing", con conseguente drastica riduzione dei costi associati;
- Inoltre, il sistema così concepito non necessita di alimentazione elettrica in corrispondenza del punto di acquisizione. A ciò si associa l'attitudine del cavo all'installazione in condizioni speciali e impensabili per i sistemi tradizionali (ambienti acquatici o a rischio esplosione);
- La fibra ottica è resistente alle alte temperature e alla corrosione ed è immune alle interferenze elettromagnetiche. Essa si presta all'integrazione all'elemento da monitorare, potendo essere annegata in qualsivoglia materiale (soluzione embeddeed). Si pensi, per esempio, all'impiego all'interno del calcestruzzo: in questo modo il sistema diventa un tutt'uno con l'elemento, che può avere forma e materiale generici. Ciò si traduce in sensori non invasivi e non distruttivi;
- In aggiunta, il sistema presenta elevata precisione, facilità d'installazione e affidabilità nel lungo periodo, consente il controllo contemporaneo di un elevato numero di punti di misura.

Questa tecnologia presenta indubbi vantaggi, permettendo il calcolo indiretto di tensione, accelerazione, inclinazione, curvatura, corrente, spostamento, compressione, trazione e torsione. Tuttavia, il costo molto elevato dell'interrogatore e la delicatezza del sistema rappresentano fattori da tenere in debito conto in fase di progetto. Ancora, si ha una

limitata varietà degli strumenti disponibili, alcuni dei quali possono avere problemi in presenza di rumore meccanico, e che comunque richiedono una certa manutenzione (necessità di sostituzione periodica dell'illuminatore laser) [19].

Il monitoraggio è un'operazione complessa, per la quale ci si può servire di una vastissima gamma di strumenti aventi più o meno precisione, accuratezza, risoluzione, stabilità, sensibilità al rumore, ecc. Il tutto ovviamente condizionato dal costo dell'apparecchiatura. Non vi è dunque una soluzione univoca per la scelta del sistema, ma solo quella che meglio soddisfa alcuni dei requisiti necessari.

Capitolo 3

Identificazione dinamica delle strutture

Il processo di ottenimento delle proprietà dinamiche di un'opera civile, come le frequenze naturali, i coefficienti di smorzamento e le forme modali, è noto come identificazione dinamica della struttura. Essa consiste nel misurare le risposte vibrazionali della struttura stessa, per cui nella determinazione dei parametri sopra citati, i quali rimangono costanti nel tempo a meno di modifiche strutturali indotte da interventi di manutenzione o dal degrado degli elementi principali. Pertanto definiscono “l'impronta digitale” del opera in quanto non dipendono da un input esterno ma dalle caratteristiche intrinseche della struttura in esame [2]. Per garantire una valutazione completa dell'integrità strutturale, l'NTC ha proposto l'implementazione di prove dinamiche in aggiunta alle prove statiche convenzionali. Le prove dinamiche hanno lo scopo di rivelare il comportamento dinamico della struttura, ovvero la determinazione dei parametri modali del sistema in presenza di eccitazioni dinamiche esterne. Inoltre, come ulteriore verifica, ricavano il periodo fondamentale sperimentale e lo confrontano con quello previsto dal progetto. Questo rappresenta uno dei numerosi motivi per cui è di fondamentale importanza anche il ruolo del monitoraggio strutturale.

Le tecniche di identificazione dinamica sono impiegate per diversi scopi, tra cui la valutazione dello stato di salute di una struttura, la verifica delle prestazioni del progetto rispetto alle specifiche di progettazione, la valutazione delle vibrazioni indesiderate e il monitoraggio delle frequenze in tempo reale per prevenire potenziali danni [7]. Essa è una tecnica non distruttiva, pertanto può essere applicata sia a strutture di nuova realizzazione, per esempio in fase di collaudo, sia a strutture esistenti.

In generale, si possono individuare due approcci distinti per la determinazione delle suddette caratteristiche [2]: l'approccio analitico e l'approccio sperimentale.

1. *L'approccio analitico* si basa sulla soluzione di equazioni matematiche e geometriche (problema agli autovalori) che descrivono il comportamento dinamico della struttura. Mediante questo approccio è possibile determinare i parametri modali dell'opera e di

simulare i diversi scenari di carico, permettendo così di prevedere il comportamento della struttura in diverse condizioni. Tuttavia, il seguente approccio richiede una conoscenza accurata della geometria della struttura, delle proprietà dei materiali e delle condizioni a contorno, nonché la capacità di comprendere soluzioni matematiche complesse, che possono richiedere numerose risorse.

2. *L'approccio sperimentale* è un metodo che consente di calcolare le funzioni di risposta in frequenza a partire da un input dinamico noto e dalla sua risposta strutturale (EMA). Inoltre permette di determinare le caratteristiche della struttura e la sua risposta vibrazionale. Tale tecnica è anche definita come "problema inverso" o "indiretto", in quanto, noto l'input e la risposta del sistema generata da esso, si vuole conoscere la struttura

L'intero processo di identificazione sperimentale viene sinteticamente riportato tramite il seguente diaframma di flusso (Figura 3.1): La scelta del migliore approccio da adoperare

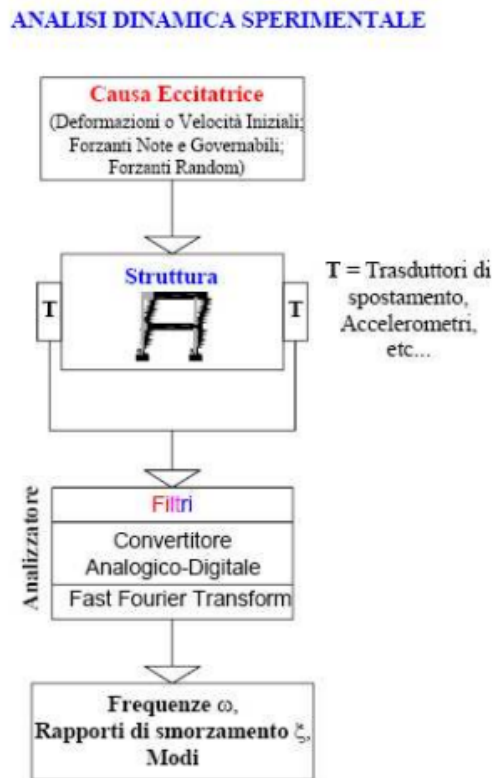


Figura 3.1: Diagramma di flusso dell'analisi modale sperimentale [2]

è funzione delle incognite del sistema e della disponibilità delle risorse. Frequentemente viene utilizzata una combinazione di entrambe le tecniche per colmare gli svantaggi e sfruttare al meglio i vantaggi.

L'analisi modale sperimentale prevede l'esecuzione di prove applicative per la misura di spostamenti, di velocità e di accelerazioni della struttura esaminata. Esse sono divise in tre fasi:

- Pianificazione ed allestimento della prova: l'obiettivo di questa fase è quello di identificare per poi riprodurre la deformata della struttura. Questa fase prevede il posizionamento e la giusta calibrazione dei sensori. Per far ciò è necessario avere un'idea approssimativa a priori di determinate informazioni come i modi propri, i nodi modali e l'intervallo delle frequenze di applicazione per poter ottimizzare e ridurre al minimo i costi relativi alla campagna di monitoraggio. In caso di opere non simmetriche è opportuno considerare una disposizione dei sensori tale da individuare il comportamento torsionale della struttura stessa;
- Acquisizione della funzione di risposta in frequenza (FRF): questa fase consiste nell'acquisizione dei dati relativi alla risposta della struttura alle forzanti applicate a diverse frequenze.
- Elaborazione dei dati e validazione dei modelli modali: in questa fase si analizzano i dati acquisiti per ottenere i parametri modali della struttura.

I risultati ottenuti potranno essere in seguito adoperati per calibrare il monitoraggio strutturale, l'individuazione di danni strutturali e lo studio della loro evoluzione, per tecniche di aggiornamento del modello numerico.

3.1 Generalità

La teoria dell'analisi modale sperimentale è spesso descritta attraverso la definizione di un sistema lineare ideale a parametri costanti, noto anche come "linear time-invariant (LTI) system" (vedi Figura 3.2. dove con $h(t)$ e $H(f)$ si intende la risposta impulsiva del sistema

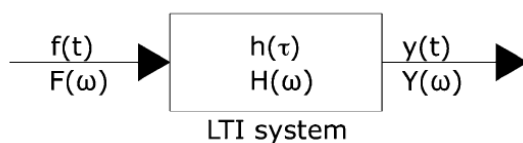


Figura 3.2: Illustrazione schematica di un LTI system

nel dominio del tempo e delle frequenze.

Un LTI system è basato sulle seguenti ipotesi fondamentali [2]:

- *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;

- *Stazionarietà*: le caratteristiche dinamiche della struttura non cambiano nel tempo; pertanto i parametri delle equazioni differenziali che reggono il problema sono costanti rispetto al tempo;
- *Osservabilità*: i dati necessari a determinare le caratteristiche dinamiche d'interesse devono poter essere misurati (di qui la necessità di scegliere in maniera previdente 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'ipotesi di stazionarietà non sempre è ragionevolmente applicabile, infatti la sua validità dipende dalle dimensioni dell'intervallo di tempo analizzato. Maggiore sarà il periodo di osservazione e minore sarà la probabilità che tali parametri rimangano invariati. Ad esempio, tale asserzione si può considerare nel caso di strutture soggette a vibrazioni continue, le quali causano danni da fatica alla struttura, per cui a variazioni di rigidità degli elementi principali.

La teoria della dinamica di una struttura civile può essere descritta in termini di massa, rigidità e smorzamento se è già definito un modello FE dell'opera, oppure in termini di proprietà vibrazionali (frequenze naturali, rapporti di smorzamento e forme modali) o in termini di risposta a un'eccitazione standard [2]. Le proprietà dinamiche della struttura descrivono i modi in cui essa vibra "naturalmente", ovvero il comportamento di essa quando è soggetta alle libere vibrazioni, o in altre parole, quando nessuna forza o accelerazione è agente. Infatti, sotto specifiche ipotesi, la risposta dinamica della struttura può essere scomposta in un insieme di modi di vibrare, ognuno dei quali presenta una propria caratteristica deformata, frequenza naturale e rapporto di smorzamento corrispondenti. Le frequenze naturali e le forme modali possono essere derivate dalle proprietà di massa e rigidità della struttura attraverso la soluzione di un problema agli autovalori. Nel caso di smorzamento viscoso proporzionale, i modi della struttura smorzata sono identici a quelli della struttura non smorzata. Di conseguenza, è possibile calcolare gli autovalori e gli autovettori reali, associati alle frequenze naturali e alle forme modali, del sistema senza smorzamento. Successivamente, è possibile applicare una correzione alle risposte modali per tenere conto dell'effetto dello smorzamento. Non è possibile determinare gli autovalori con un unico metodo, infatti il problema agli autovalori lascia indeterminato il fattore di scala, il quale influisce solo sull'ampiezza lasciando invariata la forma, (cioè i valori relativi delle componenti del vettore della forma del modo). Per questo motivo, per normalizzare i vettori di forma modale si ricorre tipicamente a procedure di scalatura convenzionali.

Uno schema di scala spesso adottato si basa sull'ortogonalità dei modi naturali rispetto alle matrici di massa e rigidità della struttura. Uno schema di scalatura spesso utilizzato si basa sull'ortogonalità dei modi naturali rispetto alle matrici di massa e rigidità della struttura. Le matrici sono moltiplicate per la matrice modale $[\psi]$, che raccoglie i vettori di forma dei modi in colonne, per produrre le seguenti matrici diagonali [2]:

$$[\Phi]^T[M][\Phi] = \begin{bmatrix} \dots & & \\ & m_r & \\ & & \dots \end{bmatrix} \quad (3.1)$$

$$[\Phi]^T[K][\Phi] = \begin{bmatrix} \dots & & \\ & k_r & \\ & & \dots \end{bmatrix} \quad (3.2)$$

Ne consegue che i vettori delle forme modali possono essere normalizzati in modo che la matrice della Eq. 3.1 sia uguale alla matrice identità. In base a questo schema di scalatura, gli elementi della diagonale principale della matrice 3.2 corrispondono agli autovalori. La relazione tra la forma modale normalizzata in massa ψ_r e quella non scalata ϕ_r per il modo r-esimo è data dalla 3.3:

$$\{\psi_r\} = \frac{1}{\sqrt{m_r}}\{\phi_r\} \quad (3.3)$$

dove:

$$m_r = \{\phi_r\}^T[M]\{\phi_r\} \quad (3.4)$$

Altri descrittori della dinamica dei sistemi lineari a parametro costante sono definiti in termini di risposta a eccitazioni "standard" [2]. Nel caso di un ingresso impulsivo unitario, la dinamica del sistema può essere descritta dalla sua funzione di risposta all'impulso (IRF). Quando una forza sinusoidale di ampiezza unitaria viene applicata a ciascuna frequenza all'interno di un intervallo specificato, emerge un descrittore distinto: la funzione di risposta in frequenza (FRF), definita sull'intervallo di frequenza considerato. Come per i parametri modali, le FRF e le IRF sono determinate in modo univoco dalle proprietà di massa, smorzamento e rigidezza della struttura. Inoltre, possono essere espressi anche in termini di parametri modali. Sebbene ogni conversione da un modello all'altro sia teoricamente reversibile (ad esempio, è possibile calcolare le proprietà modali dai parametri dinamici della struttura e viceversa), nel caso delle indagini sperimentali, viene misurato solo un sottoinsieme limitato di punti della struttura e non vengono identificati tutti i modi. La conoscenza dettagliata di tutte le informazioni ha gravi conseguenze sulla possibilità di ricostruire le matrici di massa, smorzamento e rigidezza dai risultati delle prove modali. I concetti che seguono sono utilizzati per semplicità per un sistema SDOF, ma possono essere riutilizzabili a sistemi MDOF con un'appropriata notazione matriciale. In particolare, un sistema a singolo grado di libertà (SDOF), cioè un sistema la cui risposta dinamica è descritta da un unico parametro di spostamento, a differenza dei sistemi a più gradi di libertà (MDOF), in cui le posizioni spostate di tutte le masse rispetto alla loro configurazione iniziale sono descritte da un certo numero di parametri di spostamento indipendenti (gradi di libertà-DOF). Per qualsiasi ingresso arbitrario $f(t)$, l'uscita del sistema SDOF è data dal seguente integrale di convoluzione dell'IRF $h(\tau)$ con l'ingresso:

$$y(t) = \int_0^{+\infty} h(t)f(t - \tau) d\tau \quad (3.5)$$

Il limite inferiore di integrazione è zero, poiché si è ipotizzato che il sistema LTI sia fisicamente realizzabile (causale), cioè che risponda solo agli input passati. L'ipotesi di causalità, infatti, implica che:

$$h(\tau) = 0 \forall \tau < 0. \quad (3.6)$$

Un sistema LTI è stabile anche se ogni funzione d'ingresso $f(t)$ vincolata produce un'uscita $y(t)$ vincolata. In alternativa, un sistema LTI fisicamente realizzabile e stabile può essere descritto dalla FRF $H(\omega)$. La convoluzione sotto integrale nel dominio del tempo della 3.5 si riduce a una semplice moltiplicazione quando viene espresso in termini di FRF e delle trasformate di Fourier dell'ingresso $F(\omega)$ e dell'uscita $Y(\omega)$:

$$Y(\omega) = H(\omega)F(\omega) \quad (3.7)$$

Un sistema LTI non può causare alcuna traslazione di frequenza, è in grado solamente di modificare l'ampiezza e la fase dell'input applicato. Infatti, la sua FRF è funzione della sola frequenza, mentre non è funzione né del tempo (il quale causerebbe una traslazione) né dell'eccitazione del sistema. Le FRF sono stimate mediante prove di vibrazione forzata. Inoltre, a seconda del numero di ingressi applicati e del numero di uscite misurate, si possono individuare quattro tipi di schema di prova: Single Input Single Output (SISO), Single Input Multiple Output (SIMO), Multiple Input Single Output (MISO), Multiple Input Multiple Output (MIMO)[2].

In generale, quindi, le analisi modali per la determinazione delle caratteristiche dinamiche della struttura possono essere descritte da equazioni differenziali nel dominio del tempo 3.8, o da equazioni algebriche nel dominio delle frequenze 3.9. Pertanto anche le tecniche d'identificazione dinamica possono essere espresse su entrambi i domini [2].

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{f(t)\} \quad (3.8)$$

dove:

- $\ddot{x}(t)$, $\dot{x}(t)$, $x(t)$ sono rispettivamente i vettori delle accelerazioni, velocità e spostamenti;
- $[M]$, $[C]$ e $[K]$ sono le matrici delle masse, degli smorzamenti e delle rigidzze;
- $f(t)$ è il vettore della forzante esterna.

$$(M\omega^2 + C\omega + K) \cdot X(\omega) = F(\omega) \quad (3.9)$$

dove ω_k è la frequenza propria di ciascun modo.

Il passaggio nel dominio delle frequenze è particolarmente utile in quanto consente di trasformare un'equazione differenziale ordinaria in un'equazione algebrica, per cui permette di semplificare la risoluzione del problema. Il seguente step è possibile con l'ausilio delle *trasformate di Fourier* espresse come riportato in Equazione 3.10.

$$X(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} x(t)e^{-i2\pi ft} dt \quad (3.10)$$

3.2 Experimental Modal Analysis (EMA) vs Operational Modal Analysis (OMA)

Entrambe sono tecniche d'identificazione dinamica, ovvero approcci che permettono la determinazione delle proprietà dinamiche della struttura nelle reali condizioni d'esercizio e anche nel caso di input non noto [20]. In particolare, l'analisi modale sperimentale (EMA) consente la determinazione dei parametri modali della struttura, per cui frequenze proprie, rapporti di smorzamento e forme modali, se l'input dinamico è noto. In genere, l'input viene generato da sorgenti di eccitazione disposte in uno o più punti oppure dal movimento della struttura stessa. Una volta nota la risposta del sistema, tali tecniche permettono la creazione e la calibrazione di un modello matematico che simuli il reale comportamento della struttura. Nel caso di eccitazione ambientale l'input dinamico non è noto, in quanto viene considerata come rumore bianco, e quindi difficile da misurare. Per lo studio di opere soggette a tali eccitazioni si adoperano tecniche OMA. L'analisi modale operativa è una variante dell'approccio sperimentale, che permette la valutazione dei parametri dinamici della struttura anche in caso di input incognito, tuttavia non è possibile calcolare i fattori di partecipazione modale. In questo caso, l'identificazione dinamica avviene attraverso i dati di solo output della risposta strutturale, tramite l'utilizzo di tecniche di elaborazione del segnale, per determinare le proprietà modali della struttura. Siccome la struttura è eccitata solamente dall'azioni di normale esercizio, il processo può definirsi stazionario. Tale approccio, a differenza dell'EMA, consente di ottenere informazioni dirette sulla risposta dinamica della struttura, senza la necessità di conoscere con precisione la geometria, le proprietà dei materiali e le condizioni di carico. Inoltre, l'OMA permette l'analisi modale anche di grandi opere. Infatti, sfrutta il rumore ambientale per l'identificazione strutturale, senza l'ausilio di dispositivi complessi, come martelli strumentati ed eccitatori oleodinamici, per eccitare la struttura. Ne consegue che tale tecnica è rapida ed economica e permette di misurare il comportamento della struttura in condizioni di operatività. Inoltre la prova non interferisce con l'esercizio della struttura. Infine è molto importante precisare che tale tecnica è inefficace se al rumore bianco si sovrappone un'eccitazione casuale, la quale porta ad una non corretta determinazione dei risultati.

3.3 Tipologie di eccitazione

Nell'analisi modale sperimentale viene fatta distinzione fra i segnali d'eccitazione più comunemente utilizzati o riscontrati. In particolare vengono riportate due tipologie: segnali contenenti uno spettro di frequenze e segnali contenenti una singola frequenza [21].

1. I segnali contenenti uno spettro di frequenze possono essere ulteriormente suddivisi in tre sottoclassi: segnali periodici, non periodici e transitori (impatto). I segnali periodici sono caratterizzati dalla presenza di un'onda sinusoidale ripetuta con una certa frequenza. Gli esempi includono la sinusoide a singola frequenza, la sinusoide multifrequenza, il rumore bianco e il rumore rosa. I segnali non periodici sono invece caratterizzati dalla mancanza di ripetitività e possono includere forme d'onda

a forma di impulso, a gradino o a rampa. Infine, i segnali transitori (impatto) sono caratterizzati da un impulso ad alta intensità, di breve durata e ad ampio spettro, come quello generato da un martello o da una massa in caduta libera.

2. I segnali contenenti una singola frequenza sono invece di tipo sinusoidale e possono essere suddivisi in swept sine (sinusoide modulata in frequenza) e stepped sine (sinusoide con incremento graduale della frequenza). Questi segnali vengono utilizzati principalmente per l'identificazione dei modi di vibrazione della struttura e per la stima dei parametri modali.

L'eccitazione ambientale (Figura 3.3), ovvero un input che sfrutta l'energia proveniente da fonti esterne, può essere distinta come un segnale non periodico, in quanto le vibrazioni sulla struttura sono causate da eventi naturali o antropici, come il traffico o il passaggio di un treno. In questo gruppo rientrano inoltre le azioni generate dalle attività industriali, dal vento e dai sismi. Analogamente alle onde sismiche mentre si progano nel suolo, anche le vibrazioni subiscono delle alterazioni a contatto con esso in funzione della stratigrafia e del tipo di terreno incontrato. Infatti, possono essere rifratte (deviate), riflesse o assorbite dal terreno come un qualsiasi segnale a contatto con un corpo solido, inoltre possono essere anche amplificate o smorzate. Una volta raggiunta la struttura, le vibrazioni possono essere registrate e misurate attraverso l'uso di appositi strumenti. Il vantaggio nell'adoperare l'eccitazione ambientale per l'identificazione dinamica è che non richiede alcun costo e dispositivo per generare il segnale di input. Tuttavia, il seguente segnale presenta degli svantaggi come l'imprevedibilità del segnale d'ingresso e la difficoltà di separare i diversi modi di vibrazione della struttura che vengono eccitati contemporaneamente [7]. Inoltre, le vibrazioni ambientali possono essere influenzate da fattori esterni, come il clima o l'attività umana, il che può rendere difficile ottenere risultati ripetibili e affidabili.

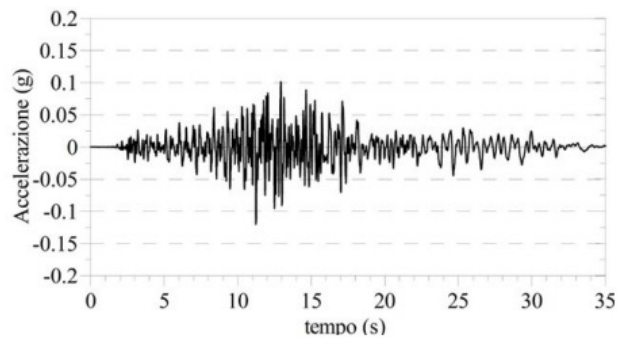


Figura 3.3: Esempio di eccitazione ambientale

3.4 Metodi d'identificazione dinamica per l'Analisi Modale Operazionale

L'OMA è in grado di determinare i parametri modali di una struttura in presenza di sola eccitazione ambientale. In particolare, si distinguono in due gruppi di famiglie principali [2]: metodi parametrici e metodi non parametrici.

Entrambe le tecniche operano sia nel dominio del tempo che nel dominio delle frequenze. La scelta dell'algoritmo più appropriato è funzione della tipologia strutturale e dell'esperienza dell'utente nell'utilizzare le tecniche OMA. In generale, per strutture civili, quali ponti e viadotti, l'utilizzo di un algoritmo parametrico nel dominio delle frequenze, il cui nome commerciale è PolyMAX, permette di ottenere risultati affidabili. L'algoritmo PolyMAX si basa sulla decomposizione della funzione di trasferimento attraverso due polinomi: un polinomio del numeratore e un polinomio del denominatore. La formulazione matematica è la 3.11:

$$[H(\omega)] = \frac{[B_R(\omega)]}{[A_R(\omega)]} \quad (3.11)$$

dove: $[H(\omega)]$ è la funzione di trasferimento, $[B_R(\omega)]$ è il polinomio del numeratore e contiene le informazioni dinamiche sulla deformata modale del sistema monitorato. $[A_R(\omega)]$ è il polinomio del denominatore che contiene le informazioni dinamiche su frequenze e smorzamento del sistema monitorato; ω è una generica frequenza del sistema.

L'applicazione di tale processo richiede il calcolo di auto e cross-spettri del sistema monitorato. Con auto-spettro si intende la trasformata di Fourier della funzione di autocorrelazione del segnale e rappresenta, in ultima analisi, l'energia associata ad ogni frequenza del segnale; il cross-spettro, invece, rappresenta la trasformata di Fourier della cross-correlazione, o funzione di correlazione, fra due segnali, e rappresenta l'energia associata al prodotto dei due segnali. Per cui, è fondamentale la scelta degli output di reference per il calcolo dei cross-spettri. In genere è buona norma scegliere come output di reference i canali più sollecitati del sistema monitorato. In Figura 3.4 si riporta un esempio dei cross-spettri calcolati per il primo ponte in esame nel seguente elaborato di tesi: sull'asse delle ascisse è riportata la frequenza da 0 a 20 Hz, sull'asse delle ordinate l'energia associata. I picchi energetici rappresentano i modi propri del sistema monitorato. Calcolati auto e cross-spettri si può applicare l'algoritmo così come formulato nell'Equazione 3.11. Il sistema ricostruisce auto e cross spettri all'interno di una banda specificata dall'utente (nel caso in esame tra 3 e 12 Hz) attraverso i due polinomi: polinomio del numeratore e polinomio del denominatore. Il seguente procedimento viene eseguito per differenti ordini del polinomio e i risultati vengono graficati in un diagramma, chiamato diagramma di stabilizzazione (Figura 3.5). I modi del sistema sono rappresentati dagli allineamenti verticali nel diagramma. Non tutti gli allineamenti verticali sono modi del sistema, ma solo quelli in cui si allineano i poli stabili. Un polo è detto stabile quando le

tre condizioni riportate in 3.12 sono rispettate:

$$\begin{aligned} \frac{|f(n) - f(n+1)|}{f(n)} &< 0.01 \\ \frac{|\zeta(n) - \zeta(n+1)|}{\zeta(n)} &< 0.05 \\ MAC_{(n;n+1)} &> 0.98 \end{aligned} \tag{3.12}$$

Dalle informazioni riportate si intuisce che, affinché un polo sia stabile, tra i parametri del polo identificati con un polinomio di ordine n ed i parametri del polo identificati con un polinomio di ordine $n+1$, vi deve essere una variazione di frequenza minore dell'1%, una variazione di smorzamento minore del 5% e una variazione della forma modale inferiore al 2%. Quest'ultimo parametro è rappresentato dal MAC (Modal Assurance Criterium), parametro che misura la similitudine tra due vettori. Un maggiore approfondimento verrà eseguita in Sezione 4.1.1. Ottenuto il diagramma di stabilizzazione si possono ricavare le forme modali del sistema selezionando un polo per ogni allineamento stabil. Esso sarà scelto come riferimento per il calcolo delle forme modali. Una volta ottenuti i parametri del sistema sè necessario valutare la qualità dei parametri identificati. Lo studio si basa sul confronto tra cross spettri sintetizzati (Equazione 3.12) e cross-spettri calcolati dai parametri di output misurati. In Figura 3.6 è riportato un esempio: la curva verde rappresenta il cross spettro sintetizzato e la curva rossa rappresenta il cross spettro calcolato a partire dai parametri di output del sistema (segnali misurati). Affinché l'identificazione possa essere definita di buona affidabilità, la corrispondenza media tra cross-spettri sintetizzati e cross-spettri calcolati deve essere superiore all'80% (e di conseguenza l'errore medio deve essere minore al 20%).

Ulteriori tecniche sono descritte in seguito. L'approccio più semplice e meno oneroso dal punto di vista computazionale per l'identificazione dinamica di una struttura è la tecnica nota come "Basic Frequency Domain". Anche il metodo del Peak-Picking una tecnica comunemente utilizzata in quanto la determinazione delle frequenze naturali si basa sull'identificazione dei picchi nei grafici degli spettri di potenza (Figura 3.7). Tuttavia, tale metodo presenta degli svantaggi. Ad esempio, si possono ottenere risultati errati se vengono violate le assunzioni fondamentali di base come basso smorzamento e di modi distinti. Infatti, questo metodo permette di identificare le cosiddette "operational deflection shapes" che, nel caso di modi vicini, risultano delle sovrapposizioni di più modi. Per superare questi limiti, è necessario decomporre la matrice delle densità spettrali di potenza in valori singolari. Il "Frequency Domain Decomposition (FDD)" è un metodo non-parametrico basato sulla decomposizione della matrice dei cross-spettri in valori singolari ed è in grado di tener conto della molteplicità dei modi (più modi alla stessa frequenza). Esistono ulteriori metodi parametrici, più complessi e onerosi dal punto di vista computazionale rispetto ai precedenti che vale la pena citare. Ad esempio le tecniche note come "Least Square Complex Exponential", "Eigensystem Realization Algorithm", i modelli ARMA, i metodi del sottospazio stocastico e il metodo della "Maximum Likelihood" nel dominio della frequenza. I metodi Least Square Complex Exponential e Eigensystem Realization Algorithm sono impiegati nel contesto delle tecniche di eccitazione naturale (NExT) per

estrarre i parametri modali dalle auto e cross correlazioni dei segnali nel dominio del tempo. I sistemi dinamici possono essere modellati utilizzando modelli ARMAV. Nel caso dell'identificazione con i metodi del sottospazio stocastico, i parametri sono identificati direttamente dai dati di uscita misurati o dalle funzioni di correlazione tra le uscite.

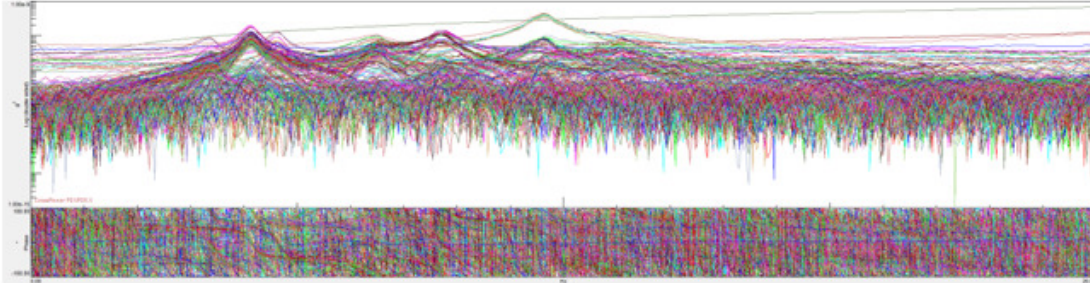


Figura 3.4: Esempio Auto e Cross-spettri

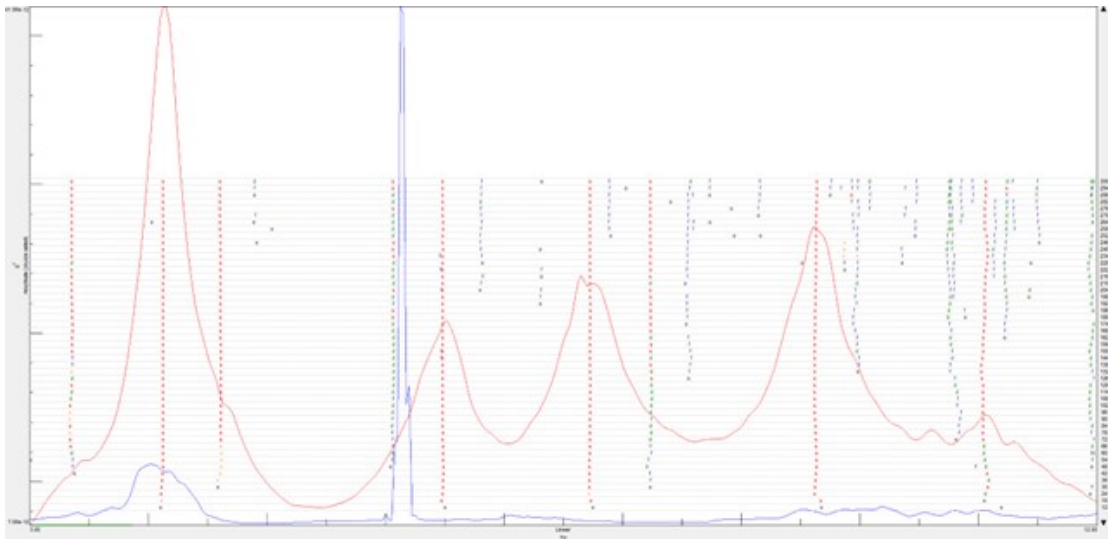


Figura 3.5: Diagramma di stabilizzazione

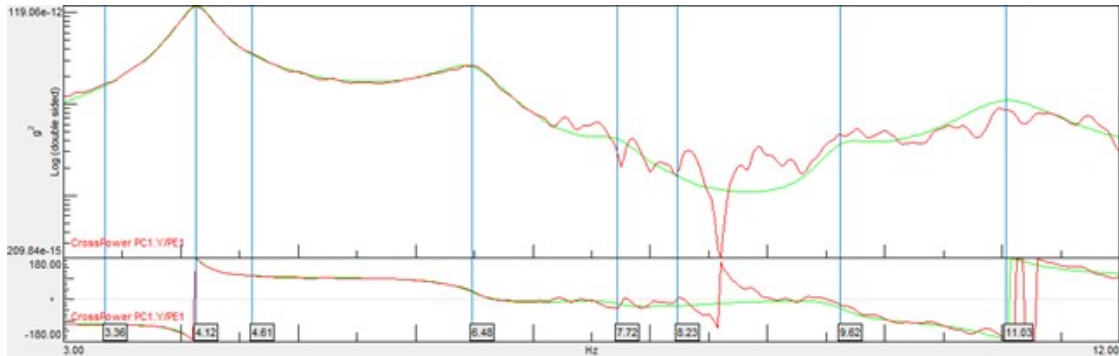


Figura 3.6: Esempio confronto cross-spettro sintetizzato e cross-spettro calcolato

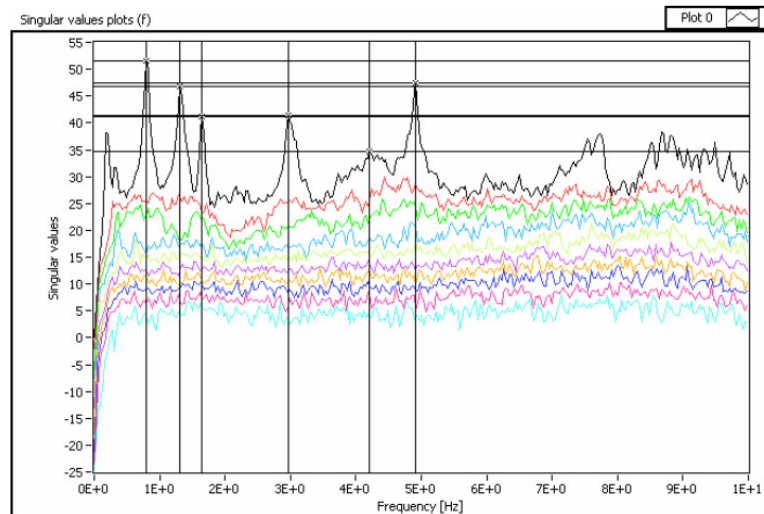


Figura 3.7: Esempio di grafico ottenuto con tecnica Peak-Picking [2]

Capitolo 4

Aggiornamento ottimale del modello agli elementi finiti

Il monitoraggio e la manutenzione della salute del ponte rappresentano importanti tecniche per la diagnosi e la prognosi dei ponti in condizioni di servizio, con l'obiettivo di garantire un funzionamento sicuro, affidabile e sostenibile. Per svolgere questo compito, un approccio computazionale basato su un accurato modello dinamico agli elementi finiti (FEM) del ponte è spesso uno strumento essenziale per facilitare una valutazione efficace delle prestazioni dell'opera. Ciò è particolarmente vero sia per quanto riguarda la prognosi delle prestazioni del ponte sia per la previsione delle prestazioni del ponte sotto una varietà di carichi e condizioni strutturali.

Per ottenere un modello numerico accurato è necessario utilizzare tecniche di modellazione, aggiornamento e validazione appropriate.

In genere è sufficiente un modello semplificato in quanto è un approccio efficace per ricavare le caratteristiche dinamiche e il comportamento strutturale globale di un ponte senza la necessità di un ampio sforzo di calcolo. Tuttavia, non è possibile stimare direttamente il comportamento strutturale locale, come la concentrazione di sforzi e deformazioni in corrispondenza dei giunti, che possono causare danni locali in condizioni di carico statico e/o dinamico. Perciò, è evidente che l'utilizzo di un modello semplice, non sia la scelta migliore per il monitoraggio della salute dei ponti, poiché la modellazione delle caratteristiche geometriche locali è generalmente insufficiente. Per ovviare a queste limitazioni, è necessario un FEM più sofisticato, con un maggiore dettaglio nell'evidenziare il comportamento locale e le condizioni degli elementi strutturali del ponte [22].

Anche l'aggiornamento del modello agli elementi finiti è una questione critica che deve essere affrontata per ottenere risultati analitici costruttivi. È infatti inevitabile che vi siano discrepanze nella modellazione rispetto al ponte costruito in termini di geometria, materiali e condizioni al contorno. Fortunatamente, negli ultimi anni si stanno studiando nuovi approcci di verifica dell'efficacia dell'aggiornamento FEM. Uno di questi si basa

sul confronto delle caratteristiche dinamiche tra i risultati analitici e quelli sperimentali. I parametri studiati per riprodurre le caratteristiche dinamiche desiderate non sono unici. Tuttavia, l'incertezza sulla bontà dei parametri strutturali può essere attenuata se le caratteristiche dinamiche del FEM aggiornato in una data configurazione replicano coerentemente i dati ottenuti con tecniche sperimentali. [22]. Il funzionamento dell'aggiornamento del modello (*Model Updating*) viene schematizzato in Figura 4.1.

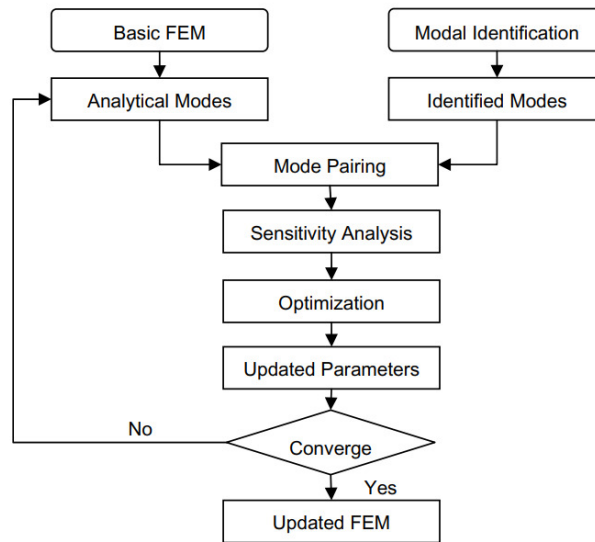


Figura 4.1: Diagramma di flusso del Model Updating agli elementi finiti [22]

Nel seguente elaborato di tesi il processo di aggiornamento del modello agli elementi finiti prevede il confronto dei dati sperimentali, acquisiti durante la fase di monitoraggio ed interpretati mediante la tecnica di identificazione dinamica OMA, con i dati numerici del modello. L'obiettivo di questo approccio è di calibrare il modello FEM in modo da ottenere risultati dinamici coerenti con le risposte osservate durante la sperimentazione. In particolare, la modifica del FEM comporta la determinazione di parametri strutturali incogniti a priori, o soggetti a variazioni nel tempo, all'interno di un insieme di potenziali soluzioni di interpretazione fisica significativa. I parametri in questione sono:

- Le caratteristiche meccaniche dei materiali, in particolare il modulo elastico ed il peso specifico;
- Le condizioni di vincolo e le rigidità degli appoggi su pile, spalle, e fondazioni.

È essenziale convalidare il modello per garantire che rappresenti accuratamente il comportamento reale della struttura sotto carico. Ciò consente di prevedere le potenziali evoluzioni del danno e, se necessario, di pianificare gli interventi di manutenzione per garantire il corretto funzionamento del viadotto in esame. Riducendo così la necessità di ulteriori e successive sperimentazioni costose e lunghe. Inoltre, l'utilizzo di modelli a elementi finiti consentono di simulare il comportamento delle strutture in condizioni che possono essere difficili o impossibili da riprodurre in laboratorio.

4.1 Formulazione del problema di ottimizzazione

Il problema dell'ottimizzazione è spesso associato alla ricerca del minimo o del massimo globale, cioè alla ricerca della soluzione ottimale tra tutte le alternative disponibili. I problemi di ottimizzazione comprendono tre elementi [23]:

- *Le variabili decisionali*: Sono le variabili di cui si vuole determinare la configurazione ottimale. Esse sono stabilite dagli analisti a priori;
- *La funzione obiettivo*: Indica la relazione tra le variabili decisionali ed la funzione i cui valori vogliamo massimizzare o minimizzare, in parole povere, è il legame tra il problema e la soluzione. Di conseguenza, se la funzione obiettivo fosse descrivibile tramite l'equazione $y = f(x)$ è necessario sviluppare un approccio che miri ad identificare il valore di x che comporterà il valore minimo o massimo di y ;
- *L'insieme ammissibile*: Corrisponde all'insieme delle possibili alternative e/o combinazioni che l'analista può eseguire. L'insieme ammissibile può essere ridotto ad un sottoinsieme dell'intero spazio se sono presenti vincoli, altrimenti sarà costituito dall'intero spazio n -dimensionale dei vettori reali. In questo caso si parlerà di "ottimizzazione non vincolata".

Riassumendo, il problema di ottimizzazione può essere descritto come un problema di ricerca del massimo o minimo valore della funzione obiettivo in relazione delle variabili decisionali e dai vincoli di cui è soggetta. Per questo motivo i due approcci, come riportato ad inizio sezione, vengono richiamati come la medesima cosa.

La difficoltà della risoluzione di un problema di ottimizzazione sta nella scelta dell'alternativa migliore all'interno dell'insieme ammissibile. L'analisi di sensibilità è un approccio che viene in aiuto di questa tematica.

Oggi non è sufficiente fornire agli utenti la soluzione ai loro problemi, e necessario inoltre la conoscenza di come queste soluzioni dipendano dalle ipotesi o dai dati assegnati a priori. Nasce così il concetto di analisi di sensibilità, ovvero la capacità di valutare gli effetti dei parametri scelti, di rilevare eventuali valori anomali o errati e di definire strategie di ottimizzazione [24]. L'analisi di sensibilità (*sensitivity analysis*) discute "come" e "quanto" i cambiamenti nei parametri di un problema di ottimizzazione modificano il valore ottimale della funzione obiettivo e il punto in cui viene raggiunto l'ottimo [25]. Questo approccio migliora la bontà del modello, fornendo una comprensione di come il modello risponde ai cambiamenti legati agli input. Aggiungere un'analisi di sensibilità a uno studio significa aggiungergli ulteriore qualità.

La sensitivity analysis è un aiuto, non una soluzione al problema di ottimizzazione. Pertanto, per individuare il minimo globale si utilizzano in particolare due tecniche di ottimizzazione: il metodo del gradiente ed i metodi euristici [7].

- *Metodo del gradiente*: È una tecnica che prevede il calcolo della direzione di massimo incremento della funzione analizzata e lo spostamento in tale direzione fino al raggiungimento del minimo. Tuttavia, questo metodo presenta delle limitazioni elencate di seguito.

1. La complessità computazionale di funzioni articolate a variabili multiple rende il metodo del gradiente particolarmente inefficiente, richiedendo una moltitudine di calcoli per ogni passo.
2. La difficoltà nell'identificare il minimo globale deriva dalla possibilità che l'approccio possa inavvertitamente convergere su un minimo locale e non riuscire ad uscirne.

Per ovviare a queste limitazioni, sono stati sviluppati ulteriori metodi per identificare il minimo globale, tra cui i metodi basati su criteri di ottimizzazione ed i metodi euristici.

- *Metodi euristici*: Questi metodi facilitano un'esplorazione più efficiente dello spazio di ricerca e aumentano la probabilità di individuare il minimo globale (vedi Figura 4.2). Essi possono essere progettate come euristiche specifiche se alla base della soluzione del problema sono presenti le competenze tecniche derivanti dall'esperienze dell'operatore. Altrimenti si parla di un approccio euristico di tipo generale composti da schemi algoritmici indipendenti dal problema specifico.

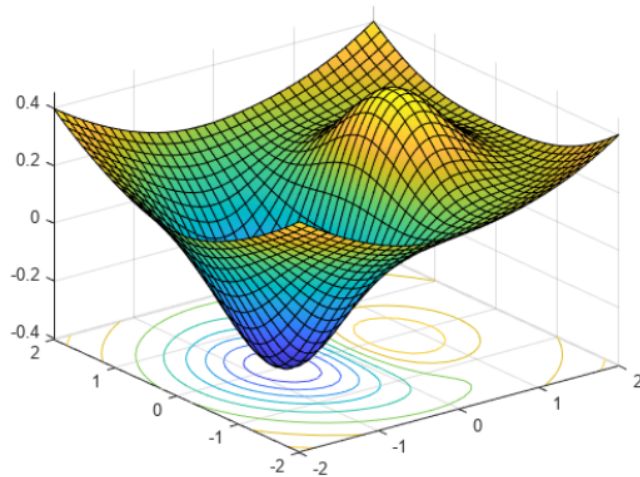


Figura 4.2: Esempio di minimo globale [26]

Si premette che l'applicazione di metodi esatti non è sempre possibile, essenzialmente per due motivi concomitanti: la complessità intrinseca del problema e il tempo a disposizione per generare la soluzione [27]. Si nota che, tipicamente, nei problemi ingegneristici oggi affrontati, la determinazione di buone soluzioni approssimate è sufficiente per la risoluzione di applicazioni reali (soprattutto se riferite a problemi di grandi dimensioni); questo è essenzialmente dovuto ad una serie di fattori:

- La presenza di errori nelle stime di molti dei parametri in gioco nelle applicazioni reali, per cui non è conveniente aspettare un notevole tempo per ottenere una soluzione il cui valore (o la cui ammissibilità) può essere soggetta di valutazione incerta;

- In alcuni casi si è interessati più ad avere una soluzione per il problema in esame il più veloce possibile piuttosto che averne una accurata e precisa, ad esempio in alcuni contesti operativi;
- Spesso si lavora in tempo reale, per cui si vuole avere una “buona” soluzione ammissibile in tempi ridotti (secondi - o frazioni - di tempo di calcolo);

Il presente lavoro di tesi considera l’applicazione di un algoritmo genetico appartenente alla categoria dei metodi euristici per migliorare l’accuratezza dei modelli di simulazione delle strutture.

4.1.1 La funzione obiettivo

Ognuno dei metodi precedentemente elencati ha in comune la creazione di una funzione obiettivo, ovvero un parametro che descrivi l’efficacia del modello FEM nel replicare le caratteristiche dinamiche in una configurazione strutturale numerica modificata. Esso rappresenta il criterio con cui si intende procedere per ottimizzare la struttura, e può essere definita come riportata nell’Eq 4.1 [7]:

$$F = (p_m, p_c, p_s) \quad (4.1)$$

Dove p_m , p_s e p_c rappresentano le variabili decisionali, e si intendono rispettivamente le proprietà dei materiali, le caratteristiche della struttura e le caratteristiche dei nodi. L’obiettivo del problema è quello di minimizzare l’Eq. 4.1. Diverse fasi ben definite compongono il processo di ottimizzazione. In primo luogo, è necessario definire il progetto e le variabili che lo caratterizzano. Successivamente, è fondamentale stabilire gli obiettivi da raggiungere, ovvero le funzioni obiettivo del problema. Una volta definiti questi aspetti, si procede con la creazione del modello per la simulazione e si esegue l’analisi. I risultati ottenuti consentono di validare il sistema o di cambiarlo iterativamente finché la soluzione ottimale non sarà ricavata. In sintesi, il problema di ottimizzazione necessita una caratterizzazione precisa del tema affrontato ed una valutazione dettagliata delle possibili soluzioni al fine di determinare quella più vantaggiosa. La validazione del modello numerico avviene mediante il confronto della sua risposta dinamica con la risposta sperimentale della struttura. La risposta dinamica del sistema è descritta dai suoi modi di vibrare, ognuno dei quali ha una propria deformata, frequenza naturale e rapporto di smorzamento. Pertanto la funzione obiettivo sarà costituita dai seguenti parametri dinamici strutturali soprascritti. I modi di vibrare numerici della struttura in esame, per cui le sue forme modali, sono valutate attraverso una funzione chiamata MAC. La Modal Assurance Criterion (MAC) fornisce una misura della coerenza (grado di linearità) tra le stime di un vettore modale [20], per cui, quantifica la “bontà” delle forme modali ricavate. Tale funzione mette a confronto i vettori delle forme modali numeriche con quelle sperimentali ricavate. Considerando, nel caso più generico, vettori a valori complessi, il parametro MAC è calcolato nel seguente modo (Eq. 4.2):

$$MAC(\{\phi_n^a\}, \{\phi_n^e\}) = \frac{|\{\phi_n^a\}^H \{\phi_n^e\}|^2}{(\{\phi_n^a\}^H \{\phi_n^a\}) (\{\phi_n^e\}^H \{\phi_n^e\})} \quad (4.2)$$

Il vettore ϕ_n^e indica la forma modale stimata sperimentalmente, mentre ϕ_n^a rappresenta la forme modale numerica dell'n-esimo modo della struttura studiata. Il simbolo H denota l'operatore Hermitiano, sostituito dall'operatore di trasposizione nel caso di vettori con valori reali. La Modal Assurance Criterium ha valori che vanno da 0 ad 1, a seconda del grado di affinità tra i due vettori, dove con 0 si intende una totale mancanza di corrispondenza, mentre un valore pari ad 1 indica corrispondenza perfetta (Vedi Figura 4.3). La funzione MAC, come riportato in [20] presenta alcune limitazioni. Infatti essa fornisce solo una misura della coerenza tra i vettori, rivelandosi essere molto utile per la verifica e per l'aggiornamento del modello agli elementi finiti. Tuttavia, non garantisce la validità dei risultati ottenuti. In particolar modo, una sottostima dei punti da monitorare può portare ad un'identificazione dinamica incompleta, per cui alla determinazione di modi sperimentali che non tengono conto di alcune fenomeni a cui la struttura è soggetta (esempio la fessurazione). L'informazioni incomplete possono portare a determinare valori MAC prossimi all'unità nonostante le forme modali numeriche non rappresentino accuratamente il reale comportamento dell'opera. Con una maggiore precisione ed un uso corretto del sistema di monitoraggio, si ridurrebbe l'affinità tra i modi sperimentali e numerici della struttura esaminata. Inoltre la funzione in questione è altamente sensibile alle grandi variazioni tra le componenti dei vettori interrogati, ma mostra sensibilità minima ai piccoli cambiamenti negli spostamenti modali. Di conseguenza, una volta determinata una soluzione, è necessario un giudizio esperto che sappia interpretarla o l'utilizzo di ulteriori indici che studino in maniera più approfondita la relazione lineare tra le forme modali ricavate.

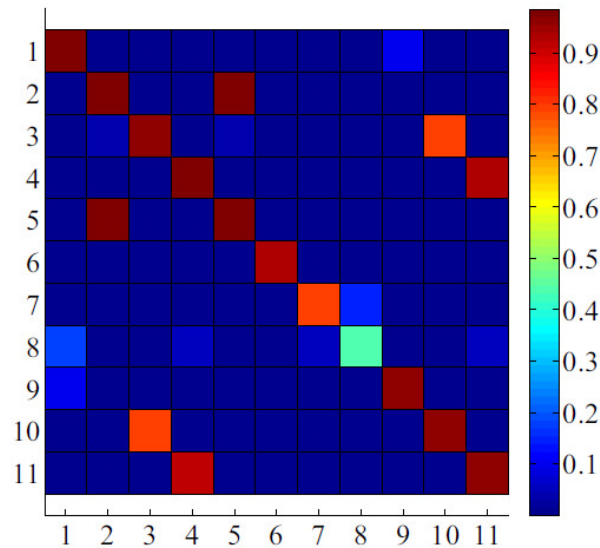


Figura 4.3: Esempio matrice MAC

4.2 Algoritmi evolutivi: Algoritmi Genetici

Il principio dell'evoluzione di Darwin afferma che l'esistenza di qualsiasi creatura si basa sulla legge "*la creatura più forte sopravvive*". Prima che i computer entrassero nel mondo umano, negli anni '50, fu inventata la conoscenza per applicare i principi darwiniani alla risoluzione automatizzata dei problemi. Darwin dimostrò anche che la sopravvivenza di qualsiasi organismo può essere mantenuta con l'eredità genetica, come la riproduzione, l'incrocio e la mutazione. Pertanto, la teoria dell'evoluzione di Darwin è stata utilizzata dall'algoritmo di ottimizzazione computazionale per cercare una soluzione a qualsiasi problema di ottimizzazione del mondo reale in modo naturale [28]. Negli anni '60 furono introdotte in luoghi diversi diverse interpretazioni di questa idea ad esempio l'algoritmo genetico, il quale rappresenta, come mostrato in figura 4.4, una particolare implementazione della famiglia degli algoritmi evolutivi. Esso è stato sviluppato nel 1975 da John Henry Holland a seguito delle ricerche sull'adattamento dei sistemi naturali ed artificiali.

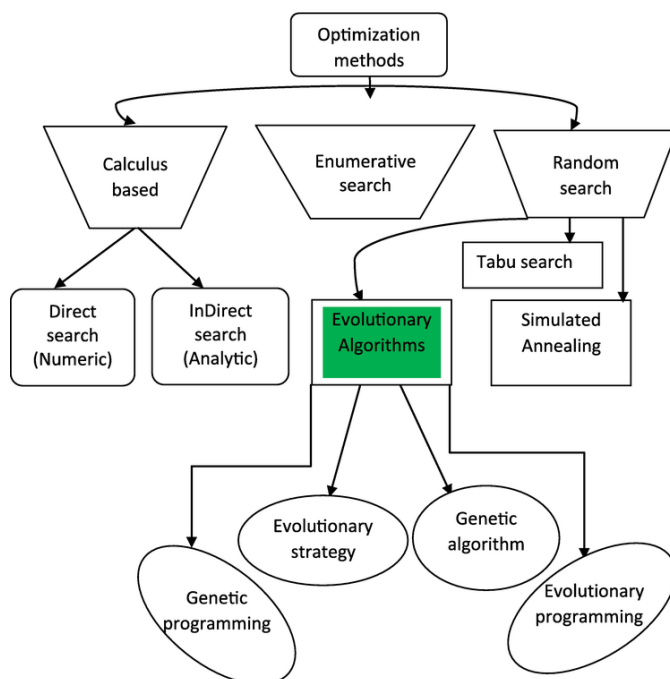


Figura 4.4: Algoritmi evolutivi ed i loro sottotipi [29]

Come citato nel precedente paragrafo, gli algoritmi evolutivi sono appartenenti alle tecniche euristiche e sono particolarmente efficaci per la risoluzione di problemi di ottimizzazione vincolata e non e ad alta complessità. Il modello è difficile da costruire, siccome la relazione tra input ed output non è ben definita. Pertanto il capitolo in questione discuterà, passo dopo passo, il processo evolutivo che avviene dietro l'algoritmo di ottimizzazione [30].

Ispirata alla teoria dell'evoluzione darwiniana, l'algoritmo genetico effettua analisi su una popolazione di individui, da cui estrae l'insieme delle probabili soluzioni ad un problema

specifico. In particolare, l'algoritmo si occupa di selezionare il gruppo di individui migliori per ogni generazione, i quali vengono in seguito sottoposti a una serie di operatori genetici. L'insieme di queste operazioni, tra cui la riproduzione, l'incrocio e la mutazione, dà a sua volta origine a una nuova generazione. Si forma così un insieme di elementi che si avvicinano progressivamente alla soluzione ottimale del problema.

Il meccanismo di evoluzione è analogo a quanto accade in natura, dove ogni specie tende a preservare le caratteristiche migliori per la propria sopravvivenza ed a trasmetterle alla generazione successiva. La scelta degli individui migliori avviene tramite la fase di *selezione*, la quale conduce l'algoritmo, iterazione dopo iterazione, alla ricerca di soluzioni ottimali. Le fasi dell'algoritmo si susseguono come mostrate in Figura 4.5.

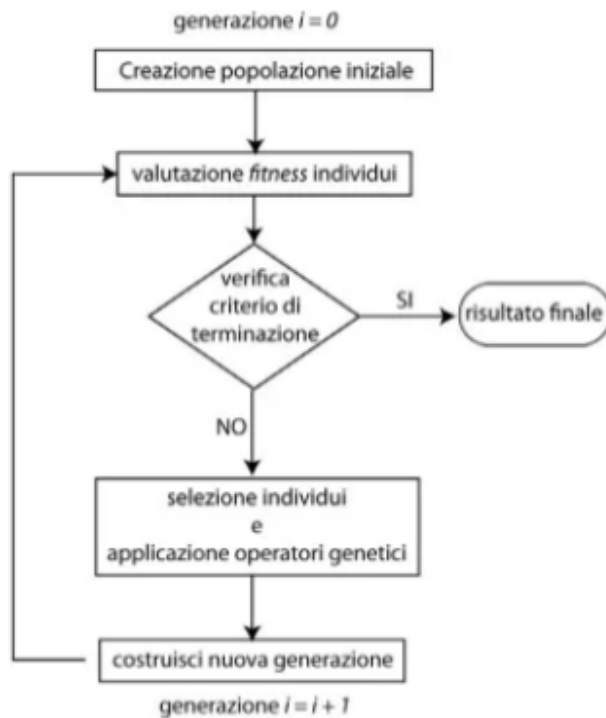


Figura 4.5: Schema di sintesi delle fasi di funzionamento di un algoritmo genetico [30]

La fase iniziale dell'algoritmo prevede la creazione casuale di una popolazione di individui, di conseguenza, la stringa che comprende le variabili iniziali del problema, nota come genotipo, sarà composta da una serie di valori generati in maniera randomica. La fase successiva del processo prevede la valutazione di ciascun individuo. Ciò avviene attraverso la funzione di fitness o una funzione obiettivo o di adattamento. La funzione di *fitness* può essere mono-obiettivo o multi-obiettivo e consente di esaminare gli individui all'interno della popolazione analizzandoli in base a uno o più livelli di prestazione. A ogni soluzione viene assegnato un punteggio, chiamato anche *rango*, basato sulla qualità della soluzione trovata. L'algoritmo si conclude quando viene soddisfatta una delle condizioni di

terminazione preimpostate. Queste includono la determinazione della soluzione ottimale, il completamento del numero massimo di iterazioni specificato dal programmatore oppure la raggiunta dell'uniformità della popolazione. Quest'ultima viene espressa tramite un indicatore di convergenza che esprime la variazione genetica presente tra gli individui dello stesso genotipo. Pertanto l'algoritmo terminerà quando la mancanza di progressi nell'evoluzione pressochè nulla. In caso negativo si procede con una nuova analisi.

Esistono numerose tecniche di selezione, scelte a priori dal programmatore e mantunute per l'intera analisi. Tra queste fanno parte ad esempio "il tournament selection", "la roulette selection" e "l'elitism".

- *tournament selection*: questa tecnica confronta due individui scelti casualmente; l'individuo con il valore di fitness più basso viene scartato, mentre l'individuo rimanente verrà utilizzato in input nella generazione successiva.
- *roulette selection*: in modo analogo al funzionamento della ruota della roulette, gli individui della popolazione vengono selezionati casualmente con una probabilità di successo proporzionale alla loro fitness.
- *elitism*: a differenza delle tecniche precedenti, solo gli individui più idonei, chiamati "elite", vengono selezionati e trasmessi direttamente alla generazione successiva. Di conseguenza, le caratteristiche genetiche degli individui scelti rimangono inalterate tra le generazioni.

La valutazione di ogni individuo, compiuta dalla funzione di fitness, gioca un ruolo molto importante in quanto la soluzione effettiva di ciascun'analisi può essere determinata solo se si esegue una corretta assegnazione dei punteggi a ogni elemento. In caso contrario il problema potrebbe convergere in un minimo locale, per cui più rapidamente rispetto alla soluzione esatta, oppure potrebbero verificarsi variabilità eccessive tra individui della stessa popolazione. Una volta scelti gli individui dall'insieme delle soluzioni potenziali, essi vengono sottoposti ad operatori genetici al fine di conservare i geni migliori ed ottimizzare i restanti. Il *crossover* (incrocio) analogamente alla riproduzione naturale, incrocia il codice genetico di due individui (genitori) restituendo in output nuovi elementi (figli) con caratteristiche combinate. La fusione può avvenire in uno o più punti del codice, come riportato in Figura 4.6. La mutazione, come suggerisce il termine, modifica gli attributi di una soluzione preservando le sue caratteristiche genetiche iniziali (vedi Figura 4.7).

La combinazione delle due tecniche citate consente di salvaguardare i geni migliori dei genitori o dell'individuo stesso, e modificare i rimanenti in modo tale da risultare nel complesso più performanti. La popolazione della nuova generazione verrà nuovamente esaminata, valutata e manipolata iterativamente fino alla raggiunta delle condizioni di terminazione definite a priori.

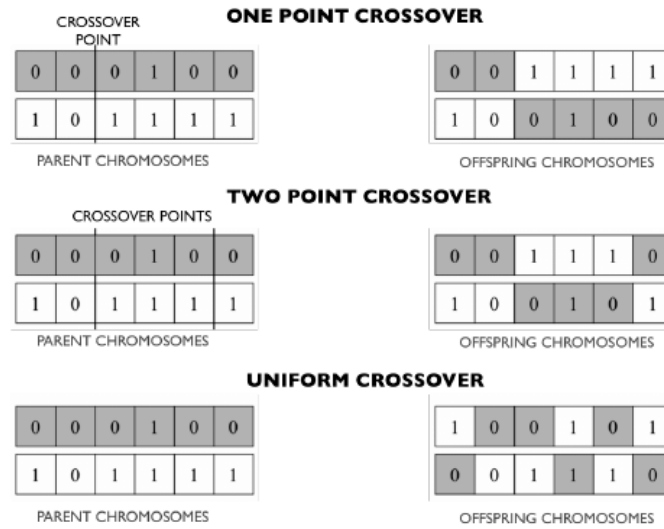


Figura 4.6: Operatore genetico: incrocio (crossover)

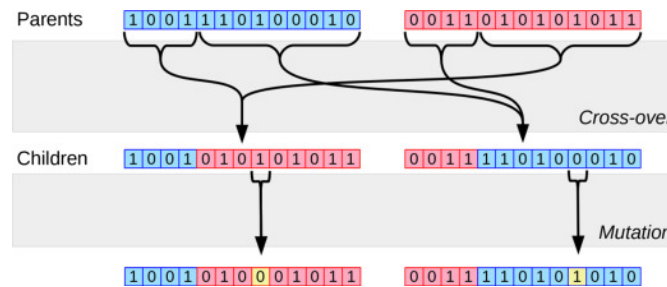


Figura 4.7: Operate genetico: mutazione (mutation)

Saper tarare l'algoritmo genetico, quindi scegliere l'approccio corretto per ogni caratteristica descritta nel seguente capitolo, è di fondamentale importanza al fine di ricavare la soluzione ottimale nel minor tempo possibile. L'insieme delle possibili soluzioni è spesso molto ampio, per cui l'utilizzo di un numero di generazioni ed individui errato può portare a convergenze locali, precedenti a quella globale. Pertanto è necessario inizialmente eseguire più prove per tarare l'algoritmo al problema richiesto. Tale autonomia lascia libera l'interpretazione dei risultati al programmatore e rende flessibile l'applicazione del processo in più campi come la fase progettuale, l'esplorazione di diverse alternative e la fase definitiva di ottimizzazione delle soluzioni [30].

Capitolo 5

Ponte Carate-Brianza

5.1 Descrizione dell'opera

Il presente elaborato di tesi ha per oggetto lo studio del comportamento dinamico del ponte sul fiume Lambro in Carate Brianza in corrispondenza della progressiva 27+141 della SP6-P4. La struttura risale al 1915 ed è interamente realizzata in cemento armato ordinario. Essa è composta da due archi centrali lunghi 37,5 m aventi freccia di 13 m e da un'impalcato a graticcio costituito da 14 campate di lunghezza di circa 4 m ciascuna, per un totale di 129,5 m di luce.

Dai disegni costruttivi è possibile notare che la sovrastruttura sia stata oggetto nel tempo di interventi manutentivi e di rinforzo. L'opera originale si compone di quattro travi longitudinali e tre traversi, uno posizionato in mezzeria campata ed i restanti, di dimensioni inferiori, all'estremità di essa. La soletta è stata rinforzata tramite l'aggiunta di nuovo strato di 20 cm, oltre a quello di 15 cm già esistente, ed è stata ampliata passando da una larghezza di 5,5 m ad una di 8,65 m. Inoltre sono state aggiunte due travi longitudinali laterali, aventi dimensioni maggiori rispetto a quelle esistenti, e delle mensole poste in corrispondenza dei traversi d'estremità con lo scopo di sorreggere lo strato di soletta aggiuntivo. Il tracciato è rettilineo, la carreggiata ha larghezza di 6,25 m e ospita due corsie di traffico, una per senso di marcia. Le spalle e la parte inferiore delle pile sono anch'esse in c.a. L'impalcato scarica su spalle e pile tramite giunti elastomerici. La Figura 5.1 illustra la pianta (a), il prospetto (b) e la sezione longitudinale (c) del ponte.

In figura 5.2 e 5.3 si riportano in dettaglio le sezioni trasversali delle pile del ponte e dell'impalcato:

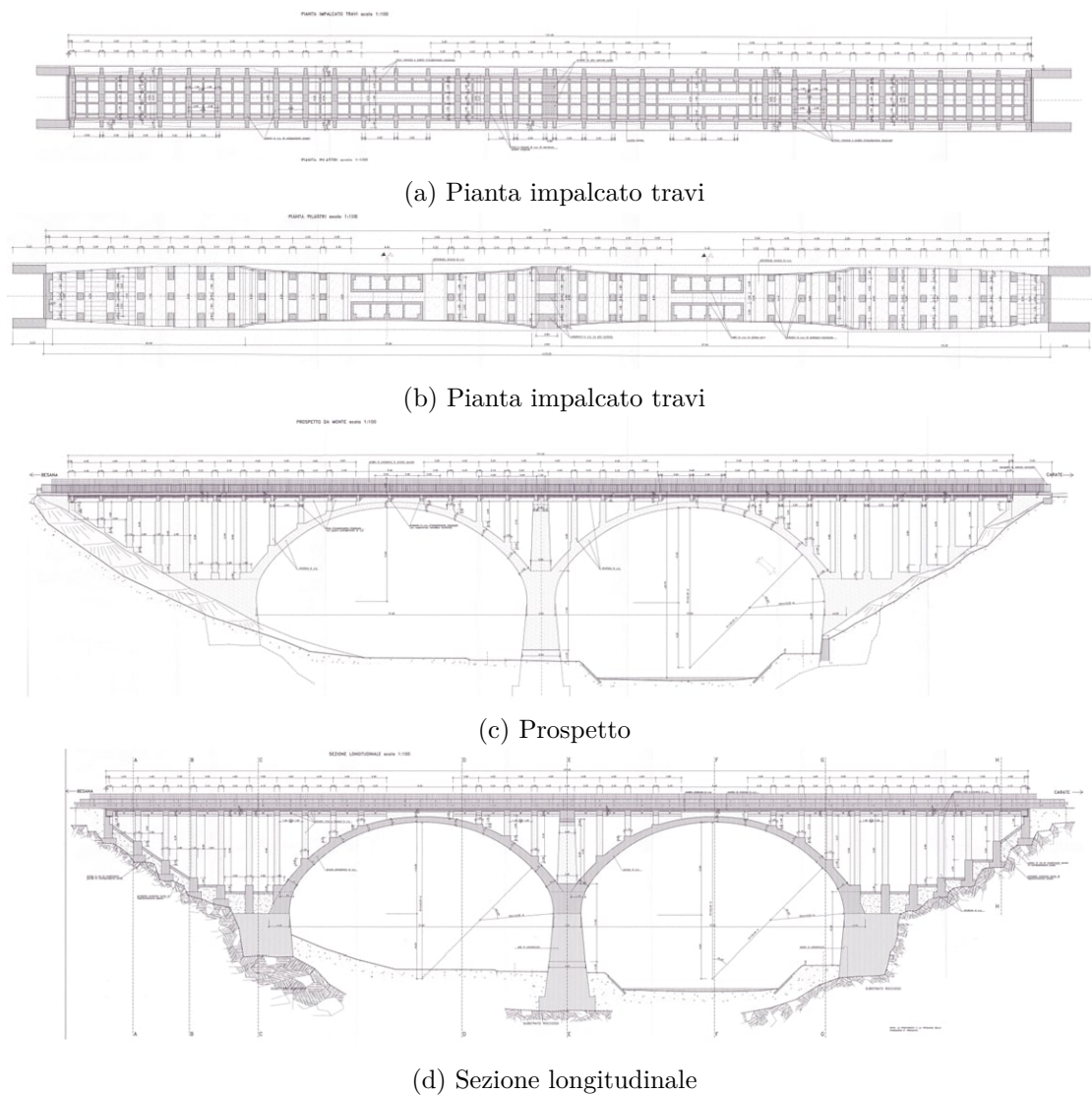
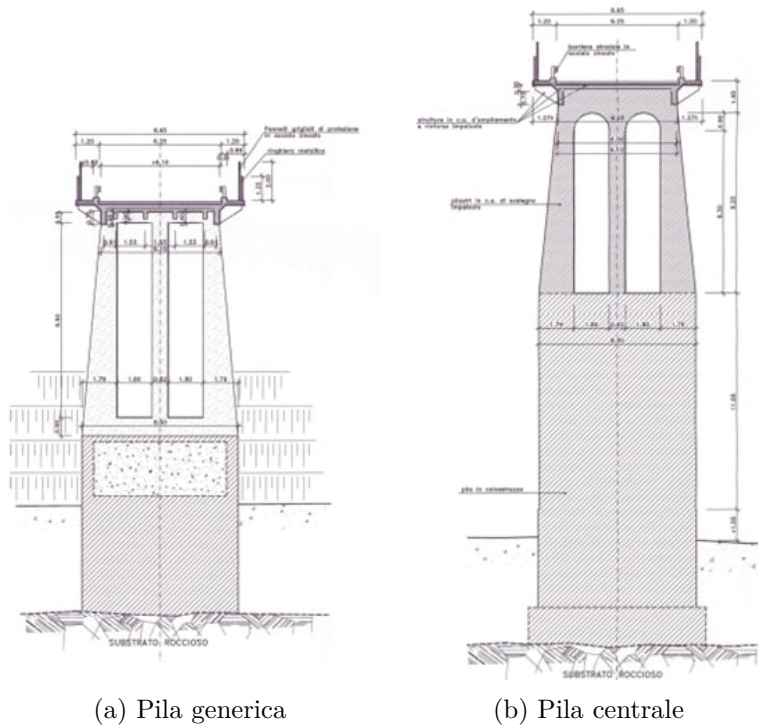


Figura 5.1: Dettagli geometrici ponte

5.2 Monitoraggio ed identificazione dinamica

Sulla struttura in esame è stato installato un sistema di monitoraggio con lo scopo di interpretare il comportamento dinamico degli elementi principali del ponte. La rete di sensori in questione è stata studiata al fine di poter misurare gli spostamenti più rilevanti, in particolare concentrandosi sulle due arcate principali ed sul pilone centrale. La disposizione dei dispositivi installati è riportata sottostante e raffigurata in figura 5.4.

- Accelerometro monoassiale posizionato al centro delle imposte esterne con asse verticale;



(a) Pila generica

(b) Pila centrale

Figura 5.2: Sezione trasversale pile

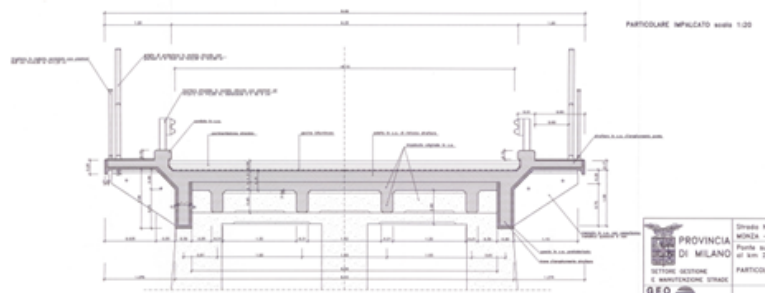


Figura 5.3: Dettaglio sezione trasversale impalcato

- Accelerometro triassiale al centro dell'imposta comune della pila centrale;
- Accelerometri monoassiali sui lati est ed ovest ai reni degli archi aventi assi in direzione ortogonale alla superficie di contatto;
- Accelerometri sui lati est ed ovest in chiave dell'arco, uno triassiale e l'altro monoassiale;
- Stazione meteo sulla pila centrale per la misura di temperatura, umidità, pressione atmosferica e vento.

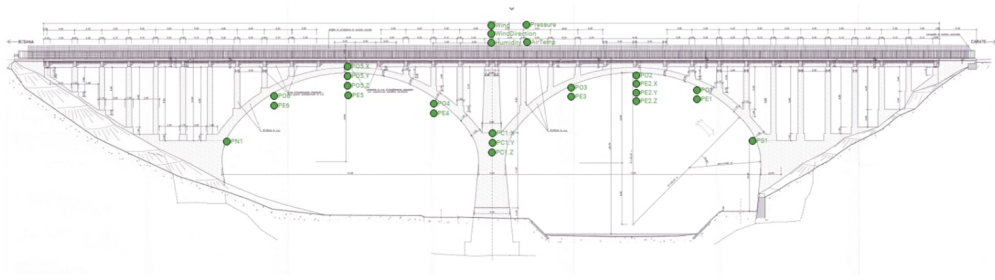


Figura 5.4: Disposizione accelerometri

Gli accelerometri campionano ad una frequenza di 200 Hz. Per ogni giornata sono previste due finestre di campionamento: una di due ore dalle 7:30 alle 9:30 ora solare (dalle 8:30 alle 10:30 ora legale); una di un'ora dalle 18:00 alle 19:00 ora solare (dalle 19:00 alle 20:00 ora legale).

Dalla campagna di misurazione, attraverso l'uso di tecniche di identificazione dinamica, come ad esempio l'OMA, si ottengono le seguenti forme modali e frequenze (Figure 5.5 e Tabella 5.1):

Tabella 5.1: Frequenze sperimentali misurate

Modo	Descrizione	f_{Id} [Hz]
1	Trasversale	3.35
2	Longitudinale	4.13
3	Torsionale	4.6
4	Verticale	6.44
5	Longitudinale	7.75
6	Torsionale	8.22
7	Verticale	9.5
8	Longitudinale	10.87

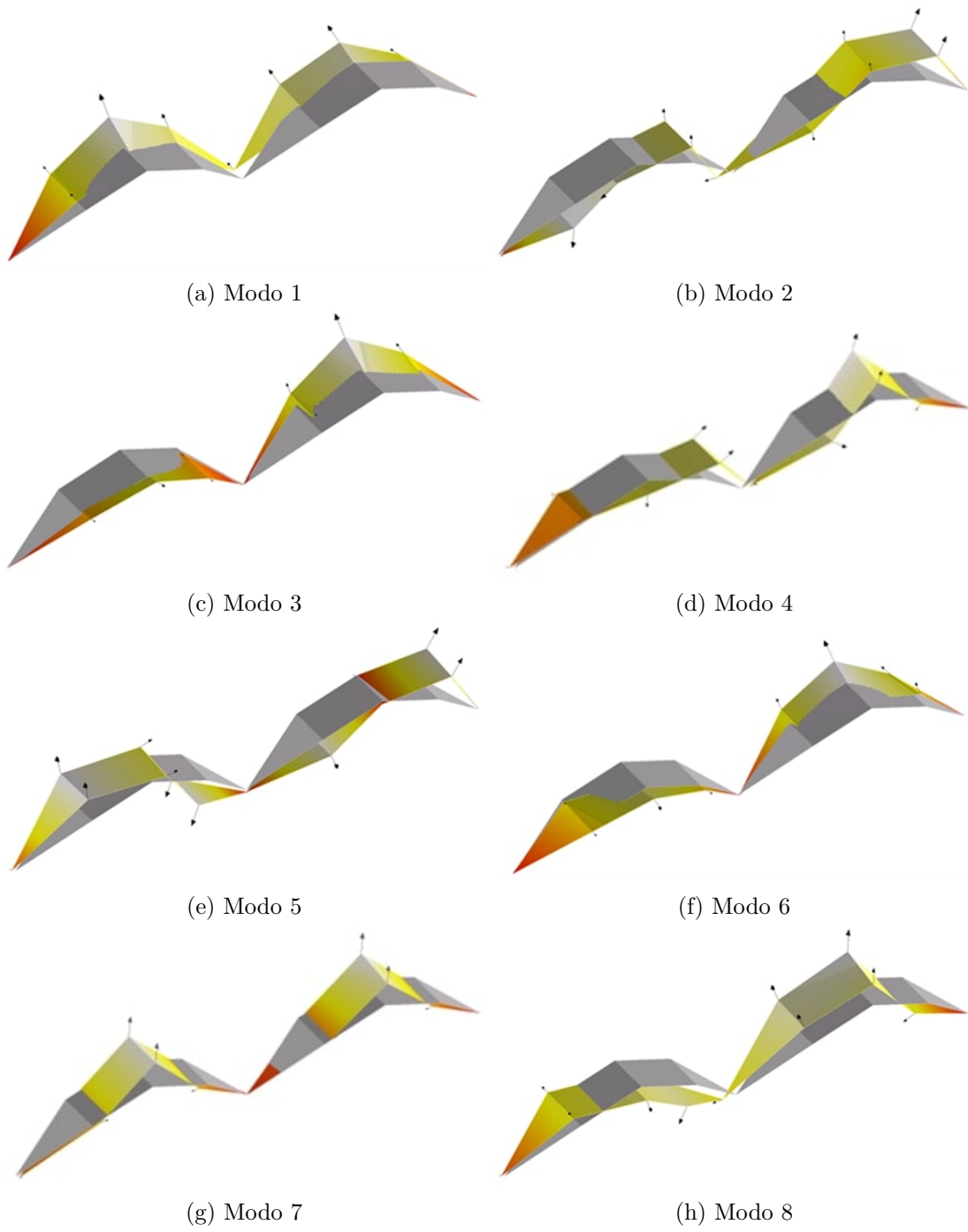


Figura 5.5: Forme modali identificate

5.3 Modello agli elementi finiti

Nel presente capitolo, verrà illustrato la metodologia impiegata per la modellazione agli elementi finiti della struttura in esame. L'obiettivo di questo lavoro è creare un modello che rifletta accuratamente il reale comportamento statico e dinamico del ponte. Per raggiungere questo intento è necessario realizzare un modello complesso che rispecchi con precisione la geometria degli elementi ed i loro offset. Ciò è stato possibile grazie alle informazioni dettagliate fornite dai disegni di lavoro disponibili. Il software agli elementi finiti utilizzato è SAP2000, un programma di calcolo versatile adoperato nell'ingegneria civile. Al modello in questione verrà applicata la tecnica del model updating tramite un software di programmazione esterno, consentendo così di adattarlo a situazioni diverse e di apportare modifiche in modo tempestivo ed efficiente. Il modello FEM consiste in un modello bidimensionale in quanto si è ritenuto che gli effetti torsionali possano modificare la risposta dinamica della struttura. Il ponte viene modellato con l'ausilio di elementi "frame" ed elementi "shell" nel quale saranno discussi in dettaglio nei paragrafi successivi.

5.3.1 Sistema di riferimento

Il sistema di riferimento adoperato è costituito da una terna destrorsa di assi cartesiani XYZ come riportato in Figura 5.6 e 5.7, dove:

- L'asse X rappresenta la direzione longitudinale del ponte;
- L'asse Y rappresenta la direzione trasversale del ponte;
- L'asse Z rappresenta la direzione della gravità;



Figura 5.6: Sistema di riferimento ZY – Direzione trasversale

I paragrafi che seguono forniranno una descrizione dettagliata di come sono stati modellati gli elementi dell'opera. Questi includono: impalcato, piedritti, archi, spalle, pila centrale, fondazioni, e vincoli. Si precisa che ciascun elemento è stato posizionato correttamente nel suo asse baricentrico e collegati tra loro mediante dei link rigidi, ovvero elementi molto rigidi ed indeformabili il cui scopo è quello di trasferire i carichi senza variarli. Vengono evitate sovrapposizioni tra sezioni per ottenere la corretta geometria dell'opera e impedire massa superflua.

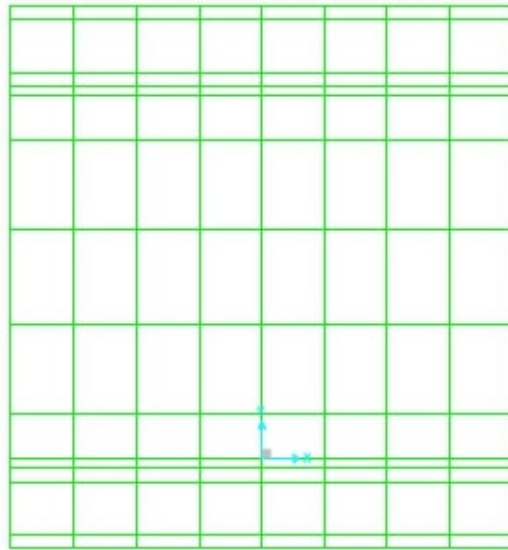


Figura 5.7: Sistema di riferimento XY – Direzione longitudinale

5.3.2 Impalcato

La modellazione dell'impalcato comprende i seguenti elementi aventi le geometrie mostrate in Figura 5.3:

- Sei travi longitudinali;
- Due traversi alle estremità di ogni campata;
- Un traverso di dimensioni minori in mezzeria;
- La soletta;
- Le mensole di collegamento traverso-soletta.

La luce di ogni campata non è fissa, varia nei dintorni dei 4 metri di lunghezza. Le campate dell'impalcato presentano simmetria sia longitudinale che trasversale. Tutte le componenti citate sono state modellate come elementi trave, ad eccezione della soletta, che richiede ulteriori dettagli riportate nell'elenco sottostante:

- *Porzione di soletta collaborante*: La EN 1992-1-1:2004 §5.3.2.1 [31] stabilisce che le travi a T richiedano l'assunzione di una porzione di soletta collaborante. Ciò dipende dalle dimensioni dell'anima e delle flange della trave, dal tipo di carico, dalla luce della campata, dalla condizione di vincolo e dalle armature trasversali. La lunghezza della soletta collaborante si basa sulla distanza dal punto di momento nullo, il quale può essere ricavato come mostra la Figura 5.8:

Nel caso in esame, posizionandoci in mezzeria campata, si è sufficientemente distanti dai punti di appoggio, quindi l_0 sarà pari a 2,8 m, considerando una lunghezza della

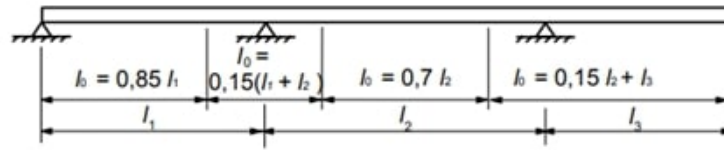


Figura 5.8: Definizione di l_0 per il calcolo della larghezza effettiva della flangia ([31])

campata l_2 di 4 m. La larghezza della soletta collaborante (b_{eff}) con l'Equazione 5.1:

$$b_{eff} = \sum_i b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (5.1)$$

dove:

$$b_{eff,i} = 0.2b_i + 0.1l_0 \leq 0.2l_0$$

e

$$b_{eff,i} \leq b_i$$

considerando i seguenti parametri geometrici (Figura 5.9):

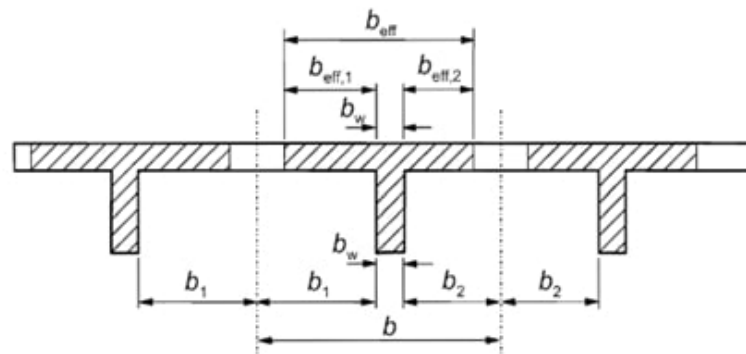


Figura 5.9: Parametri della larghezza della soletta collaborante (EN 1992-1-1:2004 §5.3.2.1)

Data la simmetria trasversale dell'impalcato, le considerazioni sopra riportate sono state eseguite su tre delle sei travi longitudinali. Si riporta in Tabella 5.2 i risultati ottenuti:

In via semplificativa, si è deciso di considerare l'intera soletta da 0,15 m collaborante con le travi nel progetto iniziale. Inoltre, le travi aggiunte con il rinforzo strutturale collaboreranno con il nuovo strato di 0,25 m per una porzione pari a quella definita nei conti precedenti.

Tabella 5.2: Calcolo della larghezza di soletta collaborante

Trave interna intermedia			Trave interna di bordo			Trave laterale		
b_w	[m]	0.21	b_w	[m]	0.21	b_w	[m]	0.3
b_1	[m]	0.66	b_1	[m]	0.35	b_1	[m]	0
$b_{\text{eff},1}$	[m]	0.412	$b_{\text{eff},1}$	[m]	0.35	$b_{\text{eff},1}$	[m]	0.28
b_2	[m]	0.66	b_2	[m]	0.66	b_2	[m]	2.75
$b_{\text{eff},2}$	[m]	0.412	$b_{\text{eff},2}$	[m]	0.412	$b_{\text{eff},2}$	[m]	0.83
b_{eff}	[m]	1.034	b_{eff}	[m]	0.972	b_{eff}	[m]	1.41

- *comportamento della soletta*: Per quanto riguarda la soletta, è stata condotta un'ulteriore indagine, in quanto non si conosce se il suo comportamento sia monodimensionale (1D) oppure bidimensionale (2D). Alla luce di queste considerazioni, si è ritenuto opportuno analizzare entrambe le ipotesi e, di conseguenza, creare due modelli:

1. comportamento 1D: prevede la modellazione dei campi di soletta come elementi “frame” rettangolari aventi dimensioni di 0.2 m x 1 m. Il materiale utilizzato è analogo a quello delle travi, anche se privo di massa, per evitare doppi contee nelle zone in cui la soletta collabora con le travi. Le sezioni delle travi comprendono la rispettiva larghezza di soletta collaborante, vedi Tabella 5.2, dello strato da 0,15 cm per le travi interne, e da 0,20 cm per le travi laterali. Il peso della soletta al di fuori delle zone collaboranti è stato applicato nel modello come carico distribuito avente intensità di 5 kN/m com e illustrato in Figura 5.10;

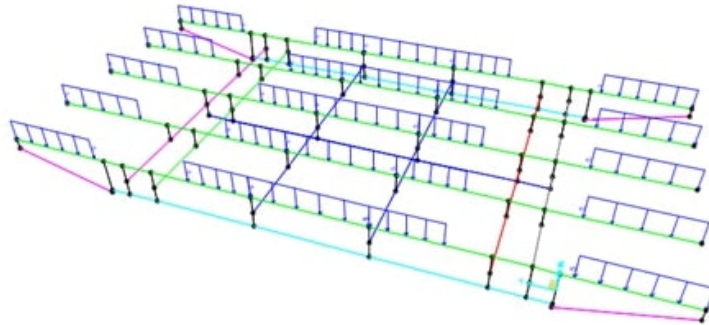


Figura 5.10: Disposizione dei carichi su una campata dell'impalcato con soletta avente comportamento monodimensionale

Questa considerazione non è applicabile, in quanto, come dimostra la deformata mostrata in Figura 5.11, non è presente collaborazione longitudinale tra i campi di soletta. Nonostante la mancanza di disegni esecutivi a supporto, si ritiene

improbabile questo comportamento, ma che invece siano presenti armature longitudinali all'impalcato che garantiscono la necessaria collaborazione per tutto il suo sviluppo.

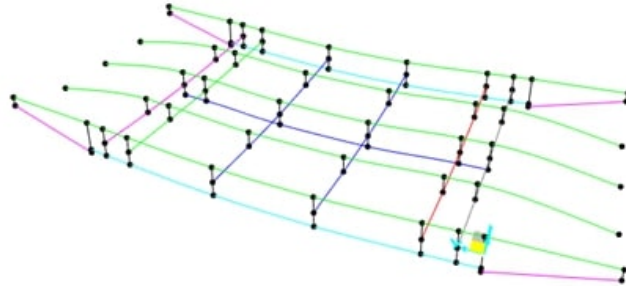


Figura 5.11: Deformata di una campata dell'impalcato con soletta avente comportamento monodimensionale

2. comportamento 2D: la soletta è modellata come elemento "shell", in particolare di tipo thick ("spesso"), in quanto permette di considerare l'influenza delle deformazioni a taglio negli elementi. Lo spessore dello strato è di 0.2 m sia per il comportamento flessionale che membranale. Il peso proprio dell'elemento è conteggiato automaticamente dal software in funzione del materiale assegnato. In questo modello le travi laterali hanno sezione rettangolare in quanto non sono collaboranti con la soletta da 0.20 cm, mentre le travi interne sono analoghe al primo modello descritto. La Figura 5.12 illustra come l'uso di elementi area generi una collaborazione trasversale e longitudinale tra gli elementi.

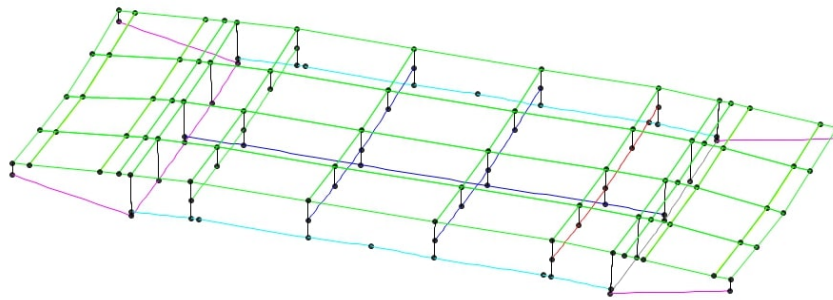


Figura 5.12: Deformata di una campata dell'impalcato con soletta avente comportamento bidimensionale

5.3.3 Piedritti e spalle

I piedritti, ovvero gli elementi verticali che collegano le fondazioni e gli archi all'impalcato, sono modellati come elementi trave a sezione trasversale variabile. Per definire la

geometria dell'elemento desiderato, è necessario assegnare due sezioni, una in testa e una alla base dell'elemento, e la sua lunghezza. Una volta fatto, il programma creerà automaticamente la geometria dell'elemento in questione. Essendo la sezione variabile, per cui anche il baricentro, è preferibile posizionare l'elemento su un lato ed impostare un punto d'inserimento lungo la parete scelta. Geometrie e dettagli sono consultabili in Figura 5.1.

Le spalle del ponte, invece, sono modellate con elementi shell aventi una mesh di circa 0.5 m x 1 m. In particolare la spalla è suddivisa in tre allineamenti sfalsati verticalmente, per rappresentare al meglio la corretta geometria dell'elemento, e collegati da link rigidi per garantire la corretta distribuzione delle sollecitazioni. Inoltre, i suddetti link sono utilizzati anche per connettere l'impalcato alle spalle. Il vincolo di appoggio previsto da progetto è definito assegnando dei release agli elementi rigidi, in particolare le tre rotazioni sono rilasciate libere. Il modello della spalla, per una miglior comprensione, è illustrato in Figura 5.13.

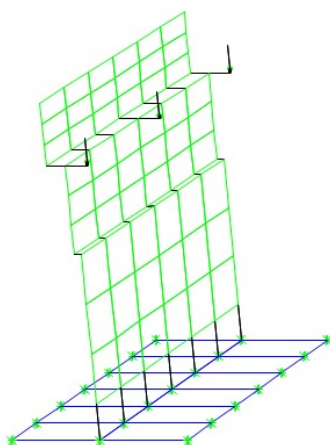


Figura 5.13: Modello della spalla con relativo basamento di fondazione in vista 3D

5.3.4 Fondazioni

Le fondazioni sono composte da una trave di fondazione e dal suo basamento, collegate rigidamente mediante l'utilizzo di link infinitamente rigidi. Le dimensioni geometriche possono essere ricavate dalla Figura 5.1. Entrambe le unità nel modello sono definite come shell, poichè un elemento monodimensionale, date le dimensioni rilevanti in due direzioni, non rifletterebbe accuratamente il loro comportamento. Il metodo di modellazione utilizzato è analogo a quanto riportato nel paragrafo 5.3.2 per la soletta con una mesh di circa 1 m x 1,7 m. Lo spessore dei basamenti e delle travi di fondazione è di circa 1 m, mentre le altezze di quest'ultime sono funzione della posizione del substrato roccioso sottostante. Particolare attenzione è stata dedicata alle fondazioni dell'imposta dell'arco. Nel modello si è ritenuto sufficiente considerare elementi areali con uno spessore di 2 m. Le dimensioni effettive delle fondazioni delle imposte degli archi vengono prese in

considerazione nel calcolo della rigidità del terreno sottostante, in quanto avranno valore più alto rispetto a quelle degli altri elementi.

E' inoltre importante considerare le connessioni fondazione-piedritti. Affinché il vincolo di incastro avvenga correttamente, è necessario introdurre un elemento che trasmetta le sollecitazioni nelle tre direzioni senza alterarle. Per ottenere ciò, i piedritti sono stati immersi nella fondazione attraverso dei link rigidi privi di massa. Il modello delle fondazioni, per una miglior comprensione, è illustrato in Figura 5.14.

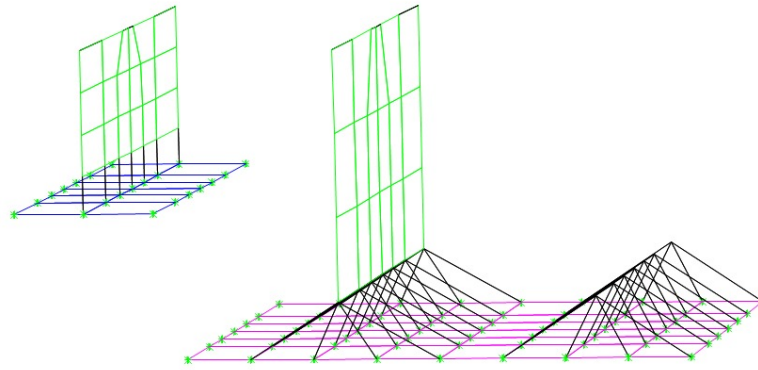


Figura 5.14: Modello fondazione piedritto generale e fondazione imposta arco con relativi basamenti

5.3.5 Archi e Pila centrale

L'arco è senza dubbio uno degli elementi più significativi dell'opera, sia per la sua importanza strutturale che per le sue dimensioni. Come illustrato nella Figura 5.1, l'opera è strutturata da due archi identici che comprendono tre archi di circonferenza con raggi di curvatura diversi. Di conseguenza, la rappresentazione di questa geometria nel software risulta essere molto complessa. Per raffigurare accuratamente la geometria dell'elemento è stato utilizzato il programma di disegno tecnico AutoCAD. In particolare, come mostrato in Figura 5.15 sono stati rappresentati: l'intradosso e l'asse arco, i punti d'intersezione con l'asse dei piedritti e lo schema di suddivisione delle aree in mesh.

L'obiettivo è modellare l'arco come un singolo elemento shell con una maglia sufficientemente fittizia e regolare. Il problema sorge a causa delle limitazioni del programma di calcolo SAP2000, che non consente la creazione di elementi di area con sezione curva. Di conseguenza, l'arco deve essere costruito nel modello attraverso l'uso di interruzioni. L'obiettivo del disegno è quello di ricavare le dimensioni e le posizioni degli piccoli elementi che compongono la mesh dell'arco in modo da garantire una superficie il più possibile lineare e regolare. A tal fine, la struttura in questione è stata suddivisa in diversi segmenti, che sono stati poi suddivisi, utilizzando il comando "serie polare" di AutoCad, in sezioni uguali di circa 1 m. Questi segmenti corrispondono agli elementi della maglia nel modello di calcolo.

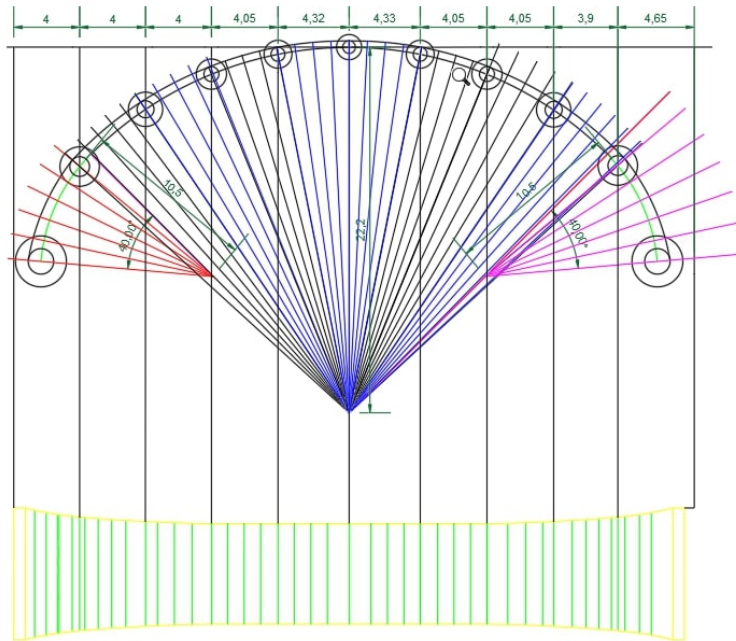


Figura 5.15: Disegno dell'arco riprodotto da AutoCad

È di fondamentale importanza esercitare una particolare cautela nella costruzione dell'arco nel software, poiché esso presenta variazioni nelle dimensioni delle sezioni, sia in direzione longitudinale (come illustrato in Figura 5.1) che trasversalmente (cfr. Figura 5.16).

Come riportato per le fondazioni, la modellazione delle connessioni tra elementi differenti non è banale. In questo caso vengono studiati i collegamenti tra i seguenti elementi strutturali:

- Connessione arco-piedritti: Il collegamento è realizzato in modo analogo a quanto riportato per le fondazioni, ossia attraverso l'uso di link rigidi privi di massa in entrambe le direzioni, con l'obiettivo di impedire le rotazione e rendere solidali i due elementi separati;
- Connessione imposta arco-fondazione-piedritto: Ciascun collegamento è ancora una volta possibile attraverso l'uso di link rigidi posizionati alla base dell'arco e collegati ai nodi che compongono la mesh della fondazione al fine di distribuire correttamente le sollecitazioni su tutta la superficie.
- Connessione imposta arco-piedritto: Gli elementi di collegamento non devono alterare la deformabilità e la rigidità dell'arco. Motivo per cui sono stati usati degli elementi frame per ricreare la base del pilastro (il gradino), aventi area complessiva circa uguale all'area del gradino stesso. Il collegamento con l'arco avviene mediante altrettanti frame ("link rigidi") privi di massa posizionati da estradosso arco fino al suo asse;

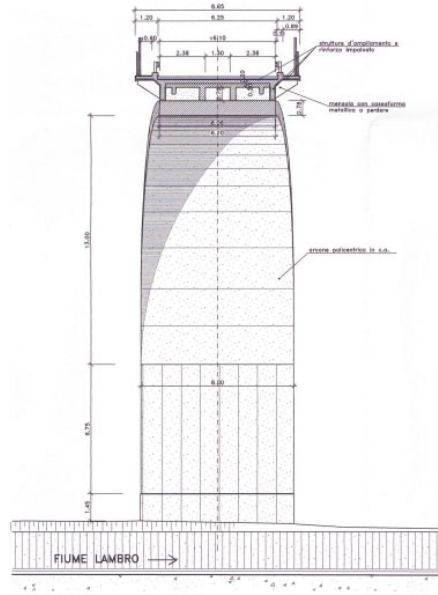


Figura 5.16: Sezione trasversale dell'arco

- Connessione arco-impalcato: In particolare ci si riferisce alla chiave dell'arco. È stata modellata attraverso l'uso di elementi shell verticali direttamente a contatto con le travi longitudinali dell'impalcato. Dai disegni di lavoro è possibile definirne la geometria.

Quanto appena riportato, per una miglior comprensione, è illustrato in Figura 5.17 e 5.18.

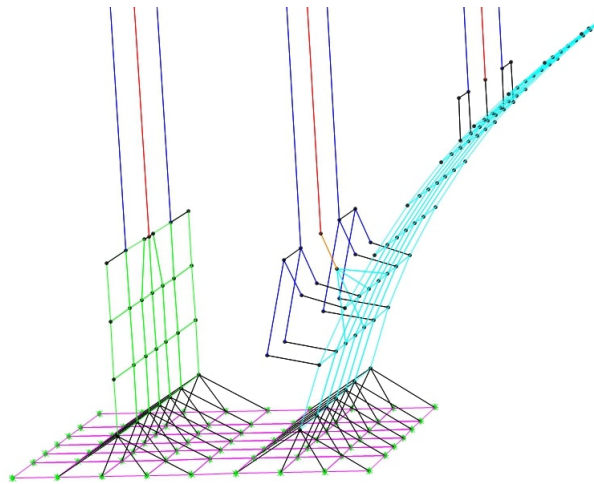


Figura 5.17: connessione imposta arco-fondazione-piedritti

La pila centrale, invece, è costituita da un consistente elemento in calcestruzzo che funge

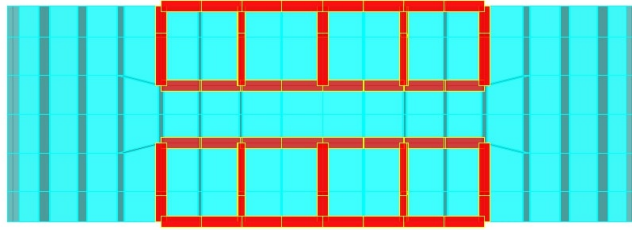


Figura 5.18: Vista in pianta estrusa della chiave dell'arco e arco stesso

da corpo dell'elemento. Esso è stato modellato da una serie di shell verticali con sezioni variabili. Infatti è importante garantire una leggera variazione delle sezione tra mesh adiacenti per evitare la concentrazione delle sollecitazioni in aree specifiche della maglia. La pila si estende fino all'asse dell'impalcato tramite dei piedritti che sono modellati con elementi trave. Anche in questo caso, le sezioni trasversali di questi elementi variano e sono collegati tra loro in testa da un traverso composto da due arcate. Le connessioni con la fondazione e le imposte interne degli archi sono rese possibili mediante l'uso di link rigidi privi di massa. Il modello della pila, per una miglior comprensione, è illustrato in Figura 5.19.

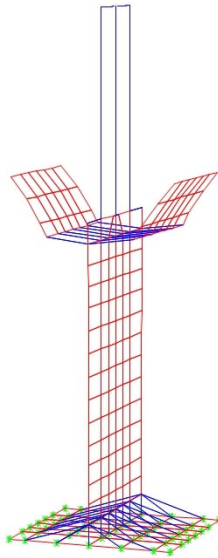


Figura 5.19: Pila centrale e relative connessioni

5.3.6 Vincoli, Materiali e Carichi

Le condizioni di vincolo alla base della struttura rappresentano un aspetto cruciale, in quanto esercitano un'influenza significativa sul comportamento dinamico del ponte. Nel caso in esame, questi parametri non sono noti, perciò è necessario formulare delle ipotesi a priori ed analizzare i risultati ottenuti per convalidare o confutare l'idea. In particolare sono stati realizzati tre modelli aventi le seguenti condizioni di vincolo alla base:

- Modello con travi di fondazione incernierate alla base. Considerazione non realistica ma utile ai fini dell'interpretazione dei risultati;
- Modello con travi di fondazione e relativi basamenti il cui scopo è quello di vincolare le rotazioni nelle tre direzioni. In particolare, si analizza il caso con:
 - o Fondazione a base fissa, assegnando dei vincoli d'incastro.
 - o Fondazione a base elastica, assegnando delle molle elastiche che simulino i cedimenti del terreno.

Relativamente a quest'ultima ipotesi, si considera il terreno sotto fondazione come suolo elastico alla Winkler. Esso consiste in un modello matematico del terreno adottato in cui si ipotizza che la spinta esercitata dalla fondazione sul suolo, per cui la reazione vincolare impressa dai vincoli, sia proporzionale all'abbassamento del suolo. In riferimento a quanto appena descritto il terreno è schematizzato come un letto di molle elastiche di rigidezza k indipendenti fra loro e applicate ai nodi degli elementi che compongono la mesh delle fondazioni. La rigidezza k è espressa come forza su una dimensione al cubo (F/L^3). Lo spostamento verticale di ciascun punto del terreno di fondazione dipende dalla pressione agente in quel punto, ma per semplificazione si è considerato uno spostamento medio dovuto da una pressione agente media. Le rigidezze elastiche delle molle di una mesh sono calcolate in modo da ottenere un cedimento medio dell'elemento sotto carico di 1 mm. Di conseguenza, data la reazione vincolare e l'abbassamento imposto, è possibile ricavare la costante elastica "k" della molla. Le molle sono state inserite con il comando "area spring" semplici. Esse resistono verticalmente sia a trazione che a compressione, inoltre sono vincolate orizzontalmente nelle due direzioni.

Le caratteristiche del materiale, al contrario, possono essere determinate attraverso prove specifiche e non metodi di analisi indiretti. Infatti, oggi giorno, è possibile valutare la resistenza strutturale delle opere esistenti in cls adoperando metodi di analisi che prevedono l'inserimento dei parametri meccanici dei materiali costituenti, tra cui la resistenza a compressione e trazione del calcestruzzo, il modulo elastico ecc. Essi vengono ricavati attraverso prove distruttive (carotaggi) e/o non distruttive (ultrasuoni, pull-out, sclerometro ecc.). In molti casi, è utile effettuare stime di massima delle caratteristiche del materiale, propedeutica a successive indagini e analisi, senza la possibilità di eseguire prove. Ciò si verifica principalmente se si parla di opere "storiche", le quali possono risalire addirittura ad inizio secolo scorso, come ad esempio il caso in esame. L'utilizzo di un modello di predizione dei parametri meccanici del calcestruzzo permette di valutare lo stato di degrado e sicurezza dell'opera, senza dover interrompere il traffico stradale per l'esecuzione delle prove prima citate. La stima delle caratteristiche del calcestruzzo di

un'opera in c.a. può avvenire in diversi modi, in particolare nel seguente lavoro di tesi sono stati riportati due tecniche [32]:

- tramite un modello proposto da Fantilli et al.;
- tramite l'ausilio di algoritmi di ottimizzazione, come ad esempio gli algoritmi genetici.

Il primo metodo stima la resistenza a compressione del calcestruzzo in funzione dell'anno di realizzazione del manufatto, facendo uso delle curve resistenza-età illustrate in Fig 5.20. Tale immagine mostra l'andamento dei valori medi della resistenza cubica R_c e dei relativi frattili 5%, 25%, 75% e 95%, misurati in circa un secolo di prove di certificazione dei calcestruzzi strutturali. Dal grafico riportato si osserva che negli inizi del '900 le resistenze del

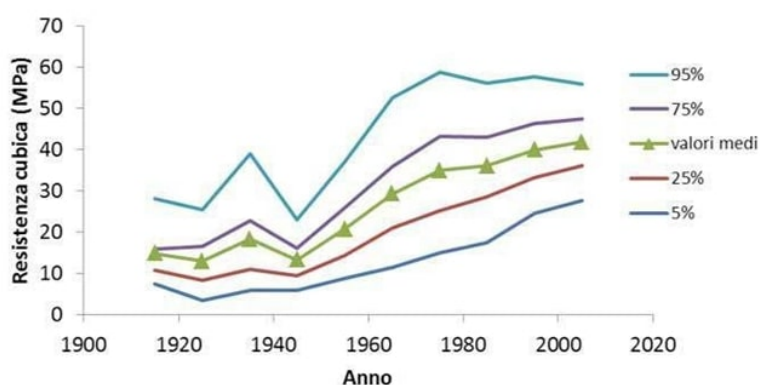


Figura 5.20: Andamento delle R_c del cls negli anni

cls oscillavano tra valori di 10 Mpa o poco meno, fino a 30 MPa, con una media intorno ai 15 MPa. Date le dimensioni della struttura, si ritiene improbabile che il materiale abbia caratteristiche più scadenti dei 10 MPa, ma al contrario, che possa raggiungere il limite superiore misurato.

La seconda tecnica sfrutta i risultati ottenuti con il primo metodo per assegnare all'algoritmo l'intervallo di ricerca da cui cominciare lo studio. Infatti, l'algoritmo genetico determina il miglior risultato tra l'insieme delle possibili soluzioni sulla base degli output che il FEM restituisce.

Infine, è essenziale considerare i carichi che agiscono sulla struttura. La struttura è valutata in condizioni ambientali, dove si considerano solo il peso proprio (g_1), accuratamente calcolato e inserito dal software, e i carichi permanenti portati (g_2), inseriti come carichi distribuiti per l'intero sviluppo del ponte. Fa eccezione il carico della pavimentazione in quanto è stato applicato come carico su superficie per ogni elemento della mesh della soletta. Ai carichi g_2 sono state assegnate le intensità indicate nella Tabella 5.3 e 5.4.

Infine si riportano le immagini rappresentative del modello FEM ultimato (Figura 5.21 e 5.22):

Tabella 5.3: Carichi permanenti strutturali lineari g_2

	Num [-]	γ [kN/m ³]	Larghezza [m]	Spessore [m]	Carico/m [kN/m]	Carico/m TOT [kN/m]
Pavimentazione	1	-	-	-	-	-
Cordoli	2	25	0.31	0.15	1.16	2.3
Barriera pedonale	2	-	-	-	1	2.0
Guardrail	2	-	-	-	2	4.0
TOTALE g_2						8.3

Tabella 5.4: Carichi permanenti strutturali di superficie g_2

	Num [-]	Carico/m ² [kN/m ²]
Pavimentazione	1	3
Cordoli	2	-
Barriera pedonale	2	-
Guardrail	2	-
TOTALE g_2		3.0

5.4 Analisi e Risultati

Il seguente capitolo descrive le analisi condotte per ricavare il risultato ottimale, ovvero la soluzione che permette di ottenere risposte dinamiche numeriche analoghe a quelle sperimentali determinate con descritto nel Capitolo 3. In particolare, i parametri incogniti che possono potenzialmente influenzare il comportamento della struttura, e di conseguenza l'accuratezza del FEM, sono le condizioni di vincolo in fondazione, le caratteristiche meccaniche del materiale e la fessurazione degli elementi in calcestruzzo.

Nel seguente lavoro di tesi, la fessurazione non è stata analizzata in quanto la risposta dinamica sperimentale della struttura è funzione di elementi sempre compressi e quindi privi di aperture. Infatti, gli accelerometri sono stati installati esclusivamente sugli archi del ponte, ovvero su elementi che, per la loro conformazione, non sono mai tesi. Di conseguenza, le deformazioni modali sono funzione del loro comportamento e non sono in grado di dimostrare la presenza di fessurazione in altre aree della struttura.

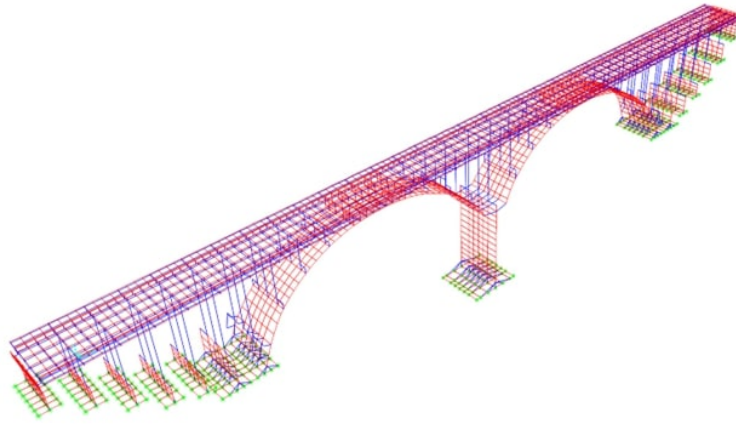


Figura 5.21: Vista 3D del ponte per intero

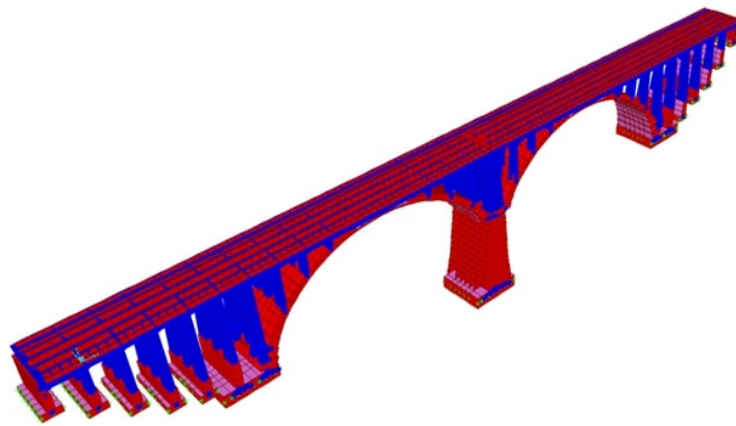


Figura 5.22: Vista 3D estrusa del ponte per intero

Le prove eseguite sono molteplici, e progressivamente aumentano il livello di dettaglio del modello. I primi parametri analizzati sono le condizioni di vincolo in fondazione impresse dal terreno sottostante come riportato nella Sezione 5.3.6, supponendo esso possa essere un vincolo a cerniera, o ad incastro, o essere un vincolo cedevole ai carichi verticali, per cui modellato come un letto di molle alla Winkler. Le rigidezze assegnate alle molle sono state calcolate considerando un cedimento medio (δ) della fondazione di 1 mm. I valori ottenuti sono riportati in Tabella 5.5.

Per quanto riguarda il materiale assegnato e le sue caratteristiche, fino a che non verrà eseguita un'analisi specifica verrà ipotizzato un cls C28/35 per l'intera opera, con un peso proprio di 2300 kg/m^3 e un modulo elastico di 32,31 GPa. L'ipotesi è possibile presumerla siccome le caratteristiche del materiale portano variazioni in ambito delle frequenze, le quali, inizialmente, non sono esaminate all'interno della funzione obiettivo. Pertanto, è sufficiente definire un materiale razionalmente corretto per poter determinare le forme modali del modello numerico e controntarle con le risposte del sistema sperimentale.

Tabella 5.5: Rigidezza delle molle del terreno alla Winkler

Fondazione [-]	Carico [kN/m ²]	δ [m]	k [kN/m ³]	k [kg/cm ³]
1	81	0.001	81333	8.13
2	99	0.001	99333	9.93
3	112	0.001	112000	11.20
4	130	0.001	130000	13.00
5	171	0.001	171333	17.13
6	250	0.001	249778	24.98
7	475	0.001	474857	47.49
8	251	0.001	250667	25.07
9	174	0.001	174000	17.4
10	134	0.001	134000	13.4
11	120	0.001	120000	12.0
12	108	0.001	108000	10.8
13	85	0.001	85333	8.53

In tabella 5.6 si riportano i risultati ricavati in termini di frequenze considerando le tre condizioni di vincolo precedentemente citate:

Tabella 5.6: Confronto frequenze in funzione dei vincoli alla base assegnati

Modo _{<i>Id</i>}	Descrizione	f_{Id} [Hz]	f_{FEM} con Cerniere [Hz]	f_{FEM} con Incastri [Hz]	f_{FEM} con Molle vert [Hz]
1	Trasversale	3.35	4.14	4.26	2.31
2	Longitudinale	4.13	4.23	5.32	3.32
3	Torsionale	4.60	5.64	5.70	3.81
4	Verticale	6.44	7.02	8.21	6.24
5	Longitudinale	7.75	7.72	8.94	6.50
6	Torsionale	8.22	8.44	9.37	8.10
7	Verticale	9.50	9.81	9.98	9.20
8	Longitudinale	10.87	11.11	12.55	10.60
variazione media [%]			8.88	19.65	11.78

I risultati ottenuti indicano che i modelli con cerniere ed incastri alla base presentano frequenze più elevate rispetto a quelle sperimentali, suggerendo che la struttura numerica ricavata sia più rigida del ponte reale. Al contrario il FEM con molle elastiche alla base risulta essere più flessibile.

Il modello a cerniera ottiene risultati soddisfacenti, anche se non ottimali. La discrepanza dei risultati è attribuibile alla presenza di vincoli verticali fissi e di rotazioni libere alla base delle pile, precluse nella realtà dalla presenza di fondazioni dirette. Al contrario, il

modello che considera i cedimenti del terreno richiede una maggiore rigidità, ma anche in questo caso i risultati possono essere considerati accettabili. Sulla base di quanto detto, l'opzione di modellare il suolo come un letto di molle alla Winkler è ritenuta la soluzione migliore in quanto riflette più fedelmente le circostanze reali. Inoltre, a differenza delle altre alternative, è possibile calibrare la rigidità verticale dei vincoli per determinare la soluzione ottimale. L'analisi condotte sono due: l'analisi parametrica e l'analisi con algoritmi genetici. In particolare, l'obiettivo è quello di confrontare i risultati delle due tecniche eseguite per verificare quale di esse fornisca la soluzione più adeguata e individuare i vantaggi e gli svantaggi di ciascuna tecnica.

5.4.1 Analisi parametrica

Il primo approccio condotto sulla struttura in esame è l'analisi parametrica. La parametrizzazione valuta tutte le combinazioni eseguibili all'interno dell'insieme delle possibili soluzioni. L'obiettivo è di individuare il risultato ottimale e la sensibilità sul cambiamento delle caratteristiche dinamiche dell'opera, ovvero frequenze e forme modali, al variare dei parametri studiati. In particolare, inizialmente sono state assunte due ipotesi sul modello numerico: rigidità del terreno, e quindi delle molle sotto la fondazione, costante per tutto lo sviluppo dell'opera; oppure rigidità di queste ultime suddivise in cluster, ovvero in sottoinsiemi aventi stessa deformabilità. Le ipotesi descritte sono supposte in via semplificativa, in quanto la valutazione precisa della deformabilità del suolo sottostante a ciascun elemento comporterebbe oneri computazionali e tempistiche elevate. Inoltre, gli esiti non si discosteranno in modo significativo dai risultati previsti, già ritenuti altamente affidabili. Le analisi sono state eseguite con il software di calcolo strutturale SAP2000 ed implementate tramite il programma di calcolo numerico Matlab per automatizzare il processo. La bontà dei risultati, viene valutata tramite la matrice MAC, ovvero un parametro matriciale che confronta le forme modali numeriche con quelle sperimentali. Pertanto la matrice MAC viene inserita nella funzione obiettivo al fine di dare una stima sulla conformità del modello. Più la matrice è simile alla matrice identità, maggiore il risultato sarà attendibile.

All'interno del codice informatico sono inseriti i dati di input nel quale successivamente verrà eseguito il confronto. In particolare essi rappresentano i risultati forniti dall'identificazione dinamica eseguita sulla struttura e sono espressi in termini di forme modali (Tabella 5.7 e 5.8), come vettori normalizzati, e frequenze proprie di ciascun modo (Tabella 5.9). Come output di reference si ottengono gli spostamenti modali di tutti i canali del sistema monitorato descritto nella Sezione 5.2. Pertanto, in definitiva si avranno 21 canali di reference.

Tabella 5.7: Forme modali identificate del ponte a Carate-Brianza (a)

Nodo	Sensore	Direzione	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
1	PN1	Verticale	-0,011	-0,130	0,011	0,153
2	PE6	Ortogonale Imposta Arco	-0,078	-0,932	0,290	0,597
3	PO6	Ortogonale Imposta Arco	-0,010	-0,935	-0,133	0,577
4	PE5	Verticale	-0,451	-0,553	0,587	-0,675
5	PO5	Trasversale	0,847	-0,005	-0,855	0,018
6	PO5	Longitudinale	0,137	0,713	0,010	-0,360
7	PO5	Verticale	0,195	-0,545	-0,288	-0,843
8	PE4	Ortogonale Imposta Arco	-0,211	0,522	0,050	-0,958
9	PO4	Ortogonale Imposta Arco	0,198	0,516	-0,078	-0,928
10	PC1	Trasversale	0,514	-0,027	-0,014	-0,016
11	PC1	Longitudinale	0,045	0,600	-0,010	0,565
12	PC1	Verticale	0,034	-0,003	-0,005	0,006
13	PE3	Ortogonale Imposta Arco	-0,243	-0,606	-0,044	1,000
14	PO3	Ortogonale Imposta Arco	0,117	-0,600	0,037	0,947
15	PE2	Trasversale	1,000	-0,011	1,000	0,018
16	PE2	Longitudinale	0,015	0,042	0,004	0,007
17	PE2	Verticale	-0,379	0,598	-0,489	0,978
18	PO2	Verticale	0,217	0,440	0,262	0,855
19	PE1	Ortogonale Imposta Arco	0,049	1,000	-0,148	-0,580
20	PO1	Ortogonale Imposta Arco	0,050	0,971	0,146	-0,572
21	PS1	Verticale	-0,004	0,016	-0,003	0,007

Una volta definiti gli input del sistema è possibile impostare l'algoritmo. Esso deve eseguire una parametrizzazione all'interno di range definiti e ha il compito di restituire la soluzione migliore, ovvero quella che minimizza la funzione obiettivo. Affinchè i risultati numerici siano comparabili con quelli sperimentali è necessario ordinare i nodi modali esaminati in modo che siano compatibili con gli input del sistema. Inoltre è importante definire un sistema di riferimento congruo con quello utilizzato dalla sensoristica. Nel caso specifico sono stati considerati negativi gli spostamenti modali aventi direzione che comprime l'arco, mentre sono positivi quelli che lo tendono. Dopo aver organizzato il problema si procede con la validazione dei risultati. Il MAC è calcolato per ciascuna forma modale identificata, accoppiandola con ognuno dei modi numerici ricavati. Le coppie migliori saranno quelle con valori MAC più alti.

Poichè il valore corretto di elasticità non è noto, la parametrizzazione è stata eseguita su un intervallo compreso tra il valore minimo di rigidità e quello massimo riportati in Tabella 5.5. Per cui il range varia da 8 kg/cm^3 a 48 kg/cm^3 con un passo sufficientemente piccolo ma ragionevole. Nel caso in questione, è stato scelto un passo di 4 kg/cm^3 per un totale di 11 possibili soluzioni. L'analisi FEM restituisce 12 modi di vibrare i quali verranno confrontati con gli 8 modi identificati.

Il risultato migliore si ottiene con un valore di rigidità di 48 kg/cm^3 . L'analisi impiega

Tabella 5.8: Forme modali identificate del ponte a Carate-Brianza (b)

Nodo	Sensore	Direzione	Modo 5	Modo 6	Modo 7	Modo 8
1	PN1	Verticale	0,162	-0,005	-0,182	-0,295
2	PE6	Ortogonale Imposta Arco	1,000	-0,279	-0,174	-0,302
3	PO6	Ortogonale Imposta Arco	0,963	0,019	-0,175	-0,265
4	PE5	Verticale	0,142	0,327	0,938	0,852
5	PO5	Trasversale	-0,085	-0,653	-0,031	-0,016
6	PO5	Longitudinale	-0,607	-0,128	0,001	0,018
7	PO5	Verticale	-0,016	-0,119	0,947	0,906
8	PE4	Ortogonale Imposta Arco	-0,926	0,298	-0,146	-0,784
9	PO4	Ortogonale Imposta Arco	-0,966	-0,049	-0,180	-0,808
10	PC1	Trasversale	0,020	-0,013	0,007	-0,018
11	PC1	Longitudinale	0,015	-0,015	0,017	0,428
12	PC1	Verticale	-0,062	0,001	0,048	0,027
13	PE3	Ortogonale Imposta Arco	-0,951	-0,109	-0,129	1,000
14	PO3	Ortogonale Imposta Arco	-0,890	0,166	-0,112	0,927
15	PE2	Trasversale	0,057	1,000	0,000	-0,037
16	PE2	Longitudinale	0,038	0,082	0,003	-0,013
17	PE2	Verticale	-0,050	-0,519	1,000	-0,928
18	PO2	Verticale	-0,104	0,212	0,853	-0,675
19	PE1	Ortogonale Imposta Arco	0,956	0,067	-0,146	0,279
20	PO1	Ortogonale Imposta Arco	0,886	-0,154	-0,184	0,302
21	PS1	Verticale	0,035	0,000	0,001	0,012

Tabella 5.9: Frequenze identificate del ponte a Carate-Brianza

Modi _{Id}	Descrizione	f _{Id} [Hz]
1	Trasversale	3,35
2	Longitudinale	4,13
3	Torsionale	4,6
4	Verticale	6,44
5	Longitudinale	7,75
6	Torsionale	8,22
7	Verticale	9,50
8	Longitudinale	10,87

8,25 minuti per terminare¹.

Gli output ricavati sono esposti in seguito in Tabella 5.10, 5.11 e 5.12, e rappresentati in Figura 5.23 e 5.24.

Nelle rappresentazioni grafiche le deformate modali ottenute da SAP sono di colore verde, le deformate sperimentali sono di colore rosso, e la struttura indeformata è di color grigio.

¹Tutte le analisi sono state eseguite con lo stesso calcolatore descritto in Appendice A

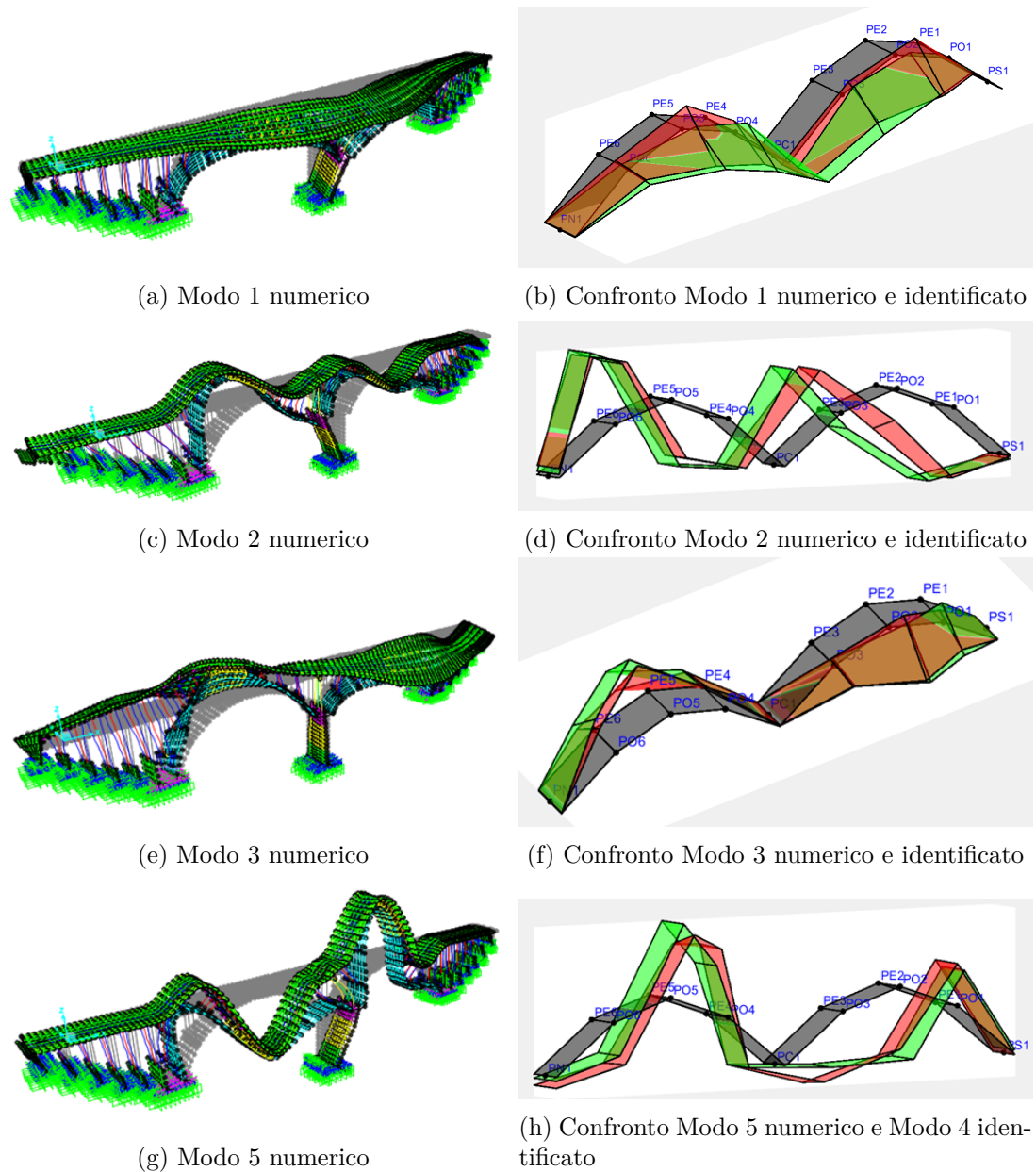


Figura 5.23: Modi numerici (a sinistra) e confronto tra modi numerici e sperimentali (a destra) (a)

I risultati ottenuti dimostrano un elevato grado di corrispondenza tra le forme modali, come evidenziato dallo stretto allineamento tra la matrice MAC ridotta e la matrice identità. Inoltre, gli spostamenti modali numerici rispecchiano l'andamento dei risultati sperimentali. Di conseguenza, il modello numerico, in termini geometrici, può essere considerato valido. Tuttavia, si rilevano discrepanze nel dominio delle frequenze, dove si osserva una

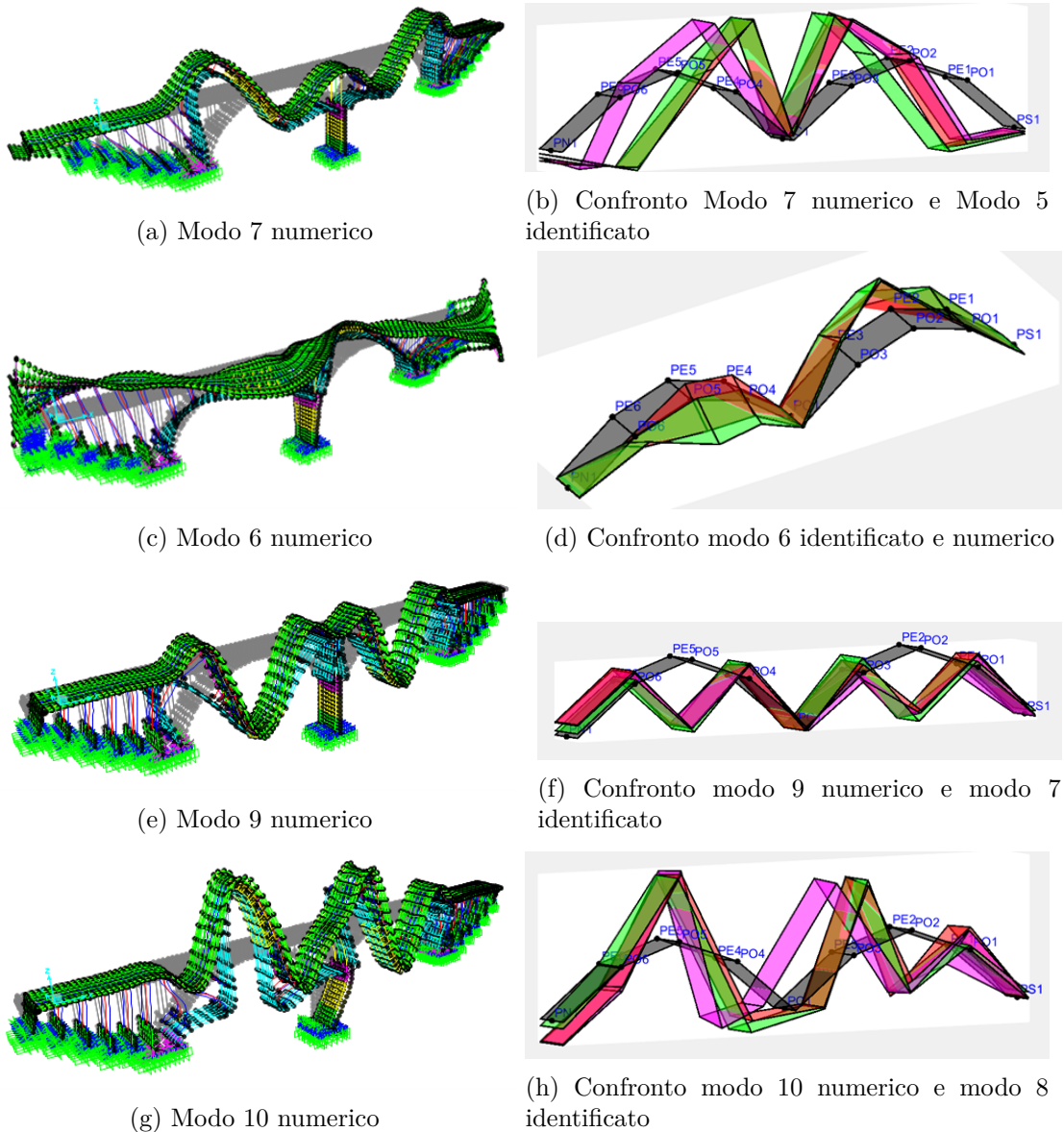


Figura 5.24: Modi numerici (a sinistra) e confronto tra modi numerici e sperimentali (a destra) (b)

variazione media del 6,80%.

Poiché la divergenza tra il modello FEM e il sistema sperimentale persiste, per alcuni modi in maniera maggiore, vengono condotte ulteriori analisi con l'obiettivo di migliorare la precisione del modello. In particolare, si può eseguire una classificazione dei modi ottenuti, prestando maggiore attenzione a quelli più significativi.

Tabella 5.10: Matrice MAC completa, analisi con k costante

MAC	Modi _{FEM}											
Modi _{Id}	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	0,92	0,01	0,00	0,04	0,00	0,01	0,00	0,01	0,39	0,00	0,04	0,00
2	0,00	0,93	0,00	0,00	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,28	0,00	0,00
3	0,00	0,01	0,92	0,00	0,01	0,69	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00
4	0,00	0,11	0,00	0,00	0,94	0,00	0,00	0,00	0,00	0,03	0,00	0,00
5	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,90	0,07	0,00	0,00	0,00	0,20
6	0,02	0,00	0,62	0,01	0,03	0,88	0,01	0,00	0,02	0,00	0,00	0,00
7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,08	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00
8	0,00	0,10	0,00	0,00	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,93	0,00	0,00

Tabella 5.11: Matrice MAC ridotta, analisi con k costante

MAC	Modi _{FEM}								
Modi _{Id}	1	2	3	5	6	7	8	10	
1	0,925	0,010	0,002	0,000	0,005	0,002	0,013	0,002	
2	0,000	0,926	0,000	0,023	0,001	0,000	0,000	0,281	
3	0,001	0,009	0,922	0,010	0,686	0,001	0,001	0,011	
4	0,000	0,113	0,000	0,937	0,000	0,000	0,004	0,034	
6	0,023	0,000	0,620	0,033	0,882	0,014	0,005	0,003	
5	0,000	0,008	0,001	0,001	0,003	0,903	0,070	0,002	
7	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,077	0,900	0,001	
8	0,000	0,102	0,000	0,028	0,000	0,004	0,000	0,929	

Per accertare quali modi di vibrare siano più rilevanti rispetto ad altri, si osservano in genere le masse mobilizzate. Nel caso in esame, tuttavia, la realtà non si riflette per alcuni modi, poiché i movimenti locali in controfase della struttura portano a zero le masse mobilitate globali in quella direzione. Di conseguenza, modi con alta importanza in termini di masse modali sembrerebbero non aver alcun contributo. Motivo per cui ogni modo sarà considerato di pari importanza.

Tabella 5.12: Confronto frequenze, analisi con k costante

Modo _{Id}	f _{Id} [Hz]	Modo _{FEM}	f _{FEM} [Hz]	Variazione [%]
1	3,35	1	2,47	-26,23
2	4,13	2	3,73	-9,74
3	4,60	3	4,44	-3,84
4	6,44	5	6,62	2,82
5	7,75	7	8,51	9,84
6	8,22	6	8,28	0,73
7	9,50	8	9,38	-1,29
8	10,87	10	10,84	-0,26
			Variaz. media	6,80%

La seconda ipotesi supposta consiste nello scomporre l'area del terreno in "cluster". in quanto, data l'area occupata dall'opera e la presenza di un alveo sotto uno degli archi è improbabile che le caratteristiche del terreno rimangano costanti per tutto lo sviluppo del ponte. Pertanto si è ritenuto opportuno e sufficiente suddividere il suolo, per cui l'insieme delle molle elastiche, in tre cluster. Ciascun cluster ha rigidezze elastiche differenti dagli altri ma gli elementi al loro interno hanno caratteristiche uniformi. In particolare si riferiscono:

- Al terreno sotto fondazione della pila centrale (k_1);
- Al terreno sotto fondazione dell'imposte degli archi (k_2);
- Al terreno sotto fondazione dei piedritti laterali (k_3).

La successiva analisi effettuata quindi considera tre cluster di rigidezza valutati in maniera analoga al precedente studio effettuato. In tal caso il numero di possibili combinazioni dell'algoritmo diventa 11^3 , dove 11 è il numero di possibili valori impiegabili all'interno dell'insieme di soluzioni.

Eseguito l'analisi si ottengono i seguenti risultati:

- $k_1=24 \text{ kg/cm}^3$ per il terreno sotto fondazione delle pile laterali;
- $k_2=48 \text{ kg/cm}^3$ per il terreno sotto fondazione dell'imposta dell'arco;
- $k_3=44 \text{ kg/cm}^3$ per il terreno sotto fondazione della pila centrale;
- $t = 16 \text{ h}$, dove con t si indica il tempo impiegato per concludere l'analisi.

Per una migliore interpretazione grafica si riporta in Figura 5.25 una schematizzazione dei risultati ottenuti.

Le rigidezze sono assegnate simmetricamente sul lato opposto della struttura. Successivamente, in Tabella 5.13 si riportano gli output ottenuti. Si precisa che i risultati in termini di MAC saranno riportati in Appendice B, poiché l'ottimizzazione dell'analisi non determina cambiamenti sostanziali.

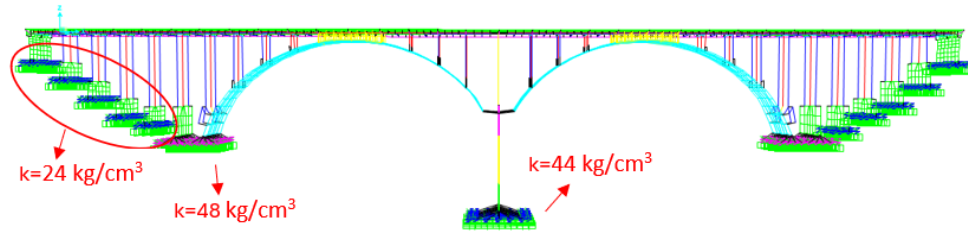


Figura 5.25: Schema dei risultati dell'analisi a 3 cluster di rigidezza

 Tabella 5.13: Confronto frequenze, analisi con k in 3 cluster ($ub=48 \text{ kg/cm}^3$)

Modo _{Id}	f_{Id} [Hz]	Modo _{FEM}	f_{FEM} [Hz]	Variazione [%]
1	3,35	1	2,43	-27,42
2	4,13	2	3,54	-14,38
3	4,6	3	4,36	-5,21
4	6,44	5	6,59	2,34
5	7,75	7	8,40	8,42
6	8,22	6	7,60	-7,53
7	9,5	9	9,36	-1,47
8	10,87	10	10,83	-0,39
Variaz. media				8,40%

I risultati delle due analisi precedenti presentano due problemi. Il primo riguarda l'insieme di ricerca assegnato alla parametrizzazione, poiché il limite superiore dell'intervallo viene raggiunto da uno dei valori ottenuti di rigidezza, per cui è plausibile che esso possa anche oltrepassare questo valore. Il secondo si riferisce all'esito dell'analisi, in quanto non presenta alcun miglioramento nonostante il livello di dettaglio sia aumentato. È quindi opportuno estendere l'intervallo di lavoro aumentando il limite superiore (ub) da 48 kg/cm^3 a 96 kg/cm^3 , ed in seguito fino a 144 kg/cm^3 . Questa volta, per non appesantire troppo l'algoritmo e data la piccola variabilità dei risultati tra una soluzione e l'altra, l'analisi è stata eseguita con un passo nell'intervallo di 8 kg/cm^3 . Di seguito, in Tabella 5.14 e 5.15 sono riportati i risultati ottenuti:

Le tempistiche in questi casi esposti si dilatano notevolmente, arrivando a 22 ore per la prima analisi, ed addirittura a 73 ore per la seconda.

Tabella 5.14: Confronto frequenze con k in 3 cluster (ub=96 kg/cm³)

Modo _{Id}	f _{Id} [Hz]	Modo _{FEM}	f _{FEM} [Hz]	Variazione [%]
1	3,35	1	2,67	-20,38
2	4,13	2	3,67	-11,13
3	4,6	3	4,75	3,33
4	6,44	5	6,75	4,85
5	7,75	7	8,55	10,29
6	8,22	6	7,60	-7,49
7	9,5	9	9,50	0,03
8	10,87	10	11,04	1,54
			Variaz. media	7,38%

Tabella 5.15: Confronto frequenze con k in 3 cluster (ub=144 kg/cm³)

Modo _{Id}	f _{Id} [Hz]	Modo _{FEM}	f _{FEM}	Variazione [%]
1	3,35	1	2,72	-18,84
2	4,13	2	3,69	-10,63
3	4,6	3	4,94	7,46
4	6,44	5	6,78	5,35
5	7,75	7	8,58	10,74
6	8,22	6	7,61	-7,47
7	9,5	9	9,56	0,60
8	10,87	10	11,10	2,11
			Variaz. media	7,90%

Per affinare ulteriormente la corrispondenza tra le frequenze numeriche e quelle identificate si possono fare nuove considerazioni. Una di queste consiste nell'aggiungere un ulteriore cluster di rigidità. Infatti, i risultati ottenuti finora indicano che i primi modi di vibrare numerici richiedano una rigidità aggiuntiva per raggiungere quelli sperimentali. Ciò è probabilmente dovuto dalla diversa dimensione reale delle fondazioni sotto le imposte esterne degli archi, nel quale sono state assunte uguali nel FEM. Di conseguenza, distinguendo i due elementi e assegnando loro rigidità del terreno differenti è possibile riprodurre l'effetto della geometria sulla struttura. In particolare, le imposte vengono indicate come Imposta Nord (in direzione Carate) ed Imposta Sud (in direzione Besana). Inoltre, il limite superiore dell'intervallo è portato a 164 kg/cm³ per lo stesso motivo descritto in precedenza.

Di conseguenza, si esegue una nuova analisi considerando quattro cluster di rigidità. Data la sensibilità ottenuta dalle analisi precedenti è possibile ridurre il range di ricerca di ciascun parametro in modo tale da non avere tempi d'esecuzione inutilmente lunghi. In particolare l'insieme delle possibili soluzioni delle rigidità del suolo viene espresso nel seguente modo:

- k₁ da 16 kg/cm³ a 32 kg/cm³ con passo di 4 kg/cm³;

- k_2 da 124 kg/cm^3 a 164 kg/cm^3 con passo di 4 kg/cm^3 ;
- k_3 da 48 kg/cm^3 a 144 kg/cm^3 con passo di 8 kg/cm^3 ;
- k_4 da 132 kg/cm^3 a 164 kg/cm^3 con passo di 4 kg/cm^3 ;

Eseguendo la ricerca si ottengono i seguenti risultati espressi in termini di frequenze in Tabella 5.16:

- $k_1=24 \text{ kg/cm}^3$ per il terreno sotto fondazione della pila centrale;
- $k_2=124 \text{ kg/cm}^3$ per il terreno sotto fondazione dell'imposta dell'arco direzione Nord;
- $k_3=144 \text{ kg/cm}^3$ per il terreno sotto fondazione delle pile laterali;
- $k_4=164 \text{ kg/cm}^3$ per il terreno sotto fondazione dell'imposta dell'arco direzione Sud;
- $t = 26 \text{ h}$.

Tabella 5.16: Confronto frequenze con k in 4 cluster

Modo _{Id}	f_{Id} [Hz]	Modo _{FEM}	f_{FEM}	Variazione [%]
1	3,35	1	3,23	-3,63
2	4,13	2	3,99	-3,29
3	4,6	3	4,94	7,34
4	6,44	5	7,18	11,43
5	7,75	7	8,63	11,36
6	8,22	6	7,61	-7,46
7	9,5	9	9,60	1,09
8	10,87	10	11,36	4,55
			Variaz. media	6,27%

Dai risultati ottenuti si può osservare che non sono presenti miglioramenti evidenti tra le varie analisi condotte, nonostante l'aumento dei parametri studiati. Al contrario, gli output convergono verso lo stesso risultato il quale non è ancora accettabile ai fini dell'elaborato di tesi. Di conseguenza, è necessario condurre ulteriori analisi più sofisticate che mirino ad analizzare i risultati in modo intelligente ed efficace. Infatti, l'obiettivo di un'analisi parametrica non è quello di individuare un esito ottimale, ma piuttosto di studiare la sensibilità dei parametri e la loro influenza sui risultati. L'utilizzo di questa tecnica si è rivelata vantaggiosa per identificare lo spazio di ricerca delle possibili soluzioni, sul quale può essere condotto lo studio dell'ottimo mediante algoritmi specifici, come gli algoritmi genetici. L'analisi parametrica, inoltre, presenta delle limitazioni in quanto maggiori sono le variabili esaminate, o il range di variazione di esse, maggiore sarà l'onere computazione e le tempistiche di esecuzione. Motivo per cui è necessario adoperare un algoritmo che permetta di ricavare risultati verosimili in tempi significativamente inferiori. Gli algoritmi genetici possono essere una buona soluzione al problema richiesto.

5.4.2 Algoritmo genetico

Per il seguente caso studio è stato impiegato, oltre all'analisi parametrica, un algoritmo genetico, al fine di automatizzare il più possibile l'analisi e per ottenere un risultato migliore con tempistiche notevolmente ridotte. A differenza della parametrizzazione, (come descritto precedentemente), non vengono valutate tutte le possibili combinazioni, le quali porterebbero un notevole impiego di tempo, ma vengono analizzate solo le combinazioni migliori, fino a trovare il risultato ottimale. In particolare, i parametri indagati sono gli stessi di quelli valutati nella sezione 5.4.1, ovvero le rigidezze delle molle del FEM destinate a simulare la cedevolezza del terreno sotto fondazione.

L'algoritmo utilizzato è quello fornito dal software di calcolo numerico Matlab, il quale, tramite una corretta calibrazione, permette di ricavare la soluzione migliore del problema studiato. In particolare per migliorare le prestazioni dell'algoritmo sono state definite le seguenti impostazioni [26]:

- *Numero di variabili*: All'interno dell'algoritmo devono essere specificate il numero di variabili di progetto. Esse rappresentano il numero di parametri incogniti che l'algoritmo dovrà ricavare. Nel caso studio saranno le rigidezze di ciascun cluster di molle analizzate ed i moduli elastici del materiale che compone la struttura.
- *Vincoli*: Per funzionare l'algoritmo deve seguire dei vincoli in modo da potersi orientare all'interno dell'intervallo di ricerca. In particolar modo sono stati definiti come vincoli gli estremi dell'insieme delle possibili soluzioni ottenibili e la condizione di dover utilizzare, per alcuni parametri, solo numeri interi positivi. Quando il problema ha vincoli interi o lineari (compresi i limiti dell'intervallo), l'algoritmo modifica le sue caratteristiche evolutive in modo che siano compatibili coi vincoli predisposti. Nel caso in esame presentano vincoli interi positivi i parametri relativi alle rigidezze delle molle volte a simulare il comportamento del terreno sotto fondazione.
- *Opzioni aggiuntive*: Le quali comprendono informazioni riguardo:
 - *Plot Options*: La `PlotFcn` definisce le funzioni di disegno utilizzate ad ogni iterazione. Ciascuna di esse mostra l'andamento di un determinato output e permette di studiare l'evoluzione delle soluzioni. Nel caso in esame è stata utilizzata la funzione "gaplotbestf" e la "gaplotdistance". La prima traccia il miglior risultato e quello medio ottenuti ad ogni generazione. La seconda rappresenta la distanza media tra gli individui della popolazione ad ogni iterazione;
 - *Population Options*: La seguente opzione consente di definire le caratteristiche della popolazione ad ogni generazione. Questa opzione rappresenta un dettaglio importante, in quanto, in funzione della dimensione della popolazione e della diversità genetica che gli individui posseggono, viene influenzata l'efficacia dell'algoritmo. Un'errata configurazione delle caratteristiche porta ad una non omogeneità tra gli individui o ad una convergenza precoce dei risultati. Pertanto operare a tentativi ed errori è l'unico modo per interpretare i risultati e determinare la soluzione migliore. Per ricavare il risultato adatto spesso si deve fare

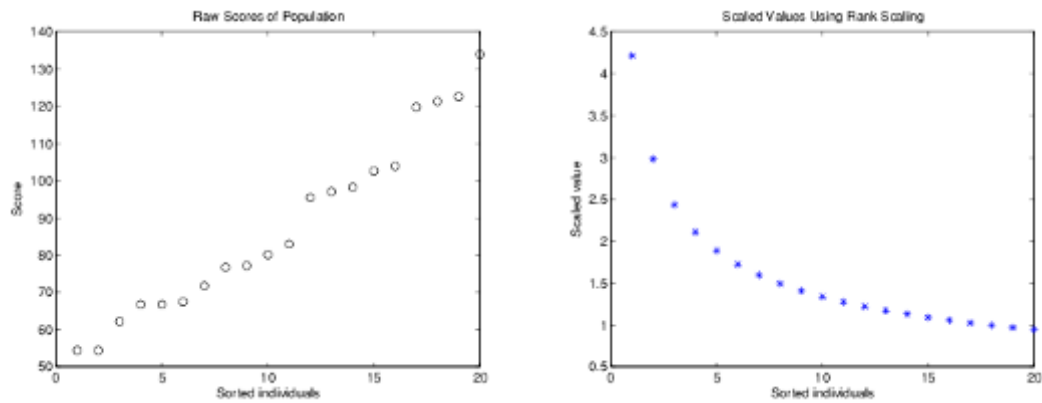
un compromesso, considerando la bontà della soluzione e le tempistiche computazionali da parte del calcolatore. Infatti, spesso, si prediligono algoritmi veloci ma meno prestanti. Compatibilmente coi vincoli, l'algoritmo genetico crea casualmente una popolazione iniziale utilizzando una funzione di creazione. Nel caso in esame si è adoperato la relazione "gacreationuniformint". Essa genera individui in maniera randomica entro dei limiti artificiali creati dalla funzione stessa. Il tutto rispettando il vincolo di numeri interi;

- *Fitness Scaling Options*: Per agevolare la funzione di selezione a scegliere i genitori della generazione successiva, la scala di fitness ridimensiona, con valori compresi in un intervallo, i punteggi vergini ottenuti dalla funzione fitness. Infatti, gli individui con peso maggiore avranno probabilità più alta di essere selezionati. Un'errata assegnazione del range può alterare il funzionamento dell'algoritmo. In particolare, alte variazioni dei valori manipolati portano un maggiore riguardo solo degli individui con fitness scalata maggiore, impedendo la ricerca di soluzioni anche su altre aree dell'insieme delle possibili soluzioni. Al contrario, basse variazioni generano probabilità di selezione simili tra loro, portando ad aver un maggior numero di potenziali genitori da analizzare, e quindi tempi computazionali molto alti. La funzione di fitness per scalare utilizzata è "fitscalingrank". Essa modifica i valori grezzi in funzione del rango di ciascun individuo anziché del suo punteggio, quindi considera la sua posizione nell'ordine dei punteggi. Il ridimensionamento dei valori fitness avviene nel seguente modo:

- o Il valore scalato di un individuo con rango n è proporzionale a $1/\sqrt{n}$. Per cui l'elemento con punteggio manipolato più alto è pari ad 1, quello successivo a $1/\sqrt{2}$ e così via;
- o La somma dei valori scalati dell'intera popolazione è pari al numero di genitori necessari per creare la generazione successiva.

In conclusione, come mostrato in Figura 5.26, manipolare i valori di fitness iniziali rimuove l'effetto di diffusione dei punteggi invariati, mentre usare la radice quadrata rende gli individui meno affini più adatti al problema;

- *Selection options*: Le opzioni di selezione danno informazioni riguardo al modo con cui l'algoritmo sceglie i genitori per la generazione successiva. Come riportato precedentemente, questo avviene tramite la funzione di ridimensionamento del fitness. L'opzione di selezione adoperata è "selectiontournament". Essa confronta "size" individui casuali e sceglie come genitore l'elemento con punteggio migliore. Il valore "size" deve essere almeno pari a 2;
- *Reproduction options*: Le funzioni di riproduzione specificano come l'algoritmo crea nuovi individui (bambini) per la generazione successiva. Ciascun elemento può:
 - o restare inalterato fino alla generazione successiva in quanto possiede già ottime caratteristiche che non dovranno essere migliorate. Tali item vengono



(a) Punteggi grezzi ordinati in ordine crescente (b) Valori scalati utilizzando il rank scaling

Figura 5.26: Differenza tra punteggi grezzi e scalati di una popolazione tipica di 20 individui [26]

anche chiamati “bambini d’élite” in quanto posseggono i migliori valori di fitness;

o incrociarsi (crossover) con altri individui selezionando voci vettoriali, o geni e li combina per formare un bambino;

o generare un nuovo bambino mutando il proprio genotipo.

- *Mutation options*: Le opzioni di mutazione descrivono il modo con cui il sistema crea individui nuovi (figli), apportando piccole modifiche del codice genetico all’elemento esistente (genitore). Attraverso la mutazione l’algoritmo genetico è in grado di cercare in un’insieme più esteso. La funzione di mutazione predefinita per ga quando il problema presenta vincoli di numeri interi è “mutationpower”. Essa si basa sulla distribuzione dell’energia. Il funzionamento della mutazione Power prevede la creazione di una soluzione x in prossimità di una soluzione padre \underline{x} nel modo seguente. Innanzitutto, viene creato un numero casuale s che segue la distribuzione di potenza, $s = (s_1)^p$, dove s_1 è un numero casuale uniforme compreso tra 0 e 1. p è chiamato indice di mutazione. Esso governa la forza della perturbazione della mutazione di potenza. $p = p_{real}$ o $p = p_{int}$ a seconda della restrizione intera o reale sulla variabile decisionale. In altre parole, per le variabili di decisione intere. Dopo aver determinato s , viene creata una soluzione definita come nella 5.2 [33]:

$$x = \begin{cases} \bar{x} - s(\bar{x} - x^l), & t < r; \\ \bar{x} + s(x^u - \bar{x}), & t \geq r. \end{cases} \quad (5.2)$$

dove

$$t = \frac{\bar{x} - x^l}{x^u - \bar{x}}$$

l e x_u sono i limiti inferiore e superiore del valore della variabile di decisione e r un numero casuale uniformemente distribuito tra 0 e 1.

- *Crossover options*: Le opzioni di crossover specificano come l'algoritmo genetico combina due individui, o genitori, per formare un bambino crossover per la generazione successiva. CrossoverFcn specifica la funzione che esegue il crossover. La funzione di crossover predefinita quando il problema presenta vincoli di numeri interi è "crossoverlaplace". Il suo funzionamento è descritto in seguito. Due figli, $y_1 = (y_1^1; y_2^1; \dots; y_n^1)$ e $y_2 = (y_1^2; y_2^2; \dots; y_n^2)$ sono generati da due genitori, $x_1 = (x_1^1; x_2^1; \dots; x_n^1)$ e $x_2 = (x_1^2; x_2^2; \dots; x_n^2)$ nel modo seguente. Innanzitutto, numeri casuali uniformi $u_i; r_i \in [0;1]$ vengono generati. Quindi un numero casuale β_i , che soddisfa la distribuzione di Laplace, viene generato come nella 5.3 [33]:

$$\beta_i = \begin{cases} a - b \log(u_i), & r_i \leq 1/2; \\ a + b \log(u_i), & r_i > 1/2, \end{cases} \quad (5.3)$$

dove a è il parametro di posizione e $b > 0$ è il parametro di scala. Se le variabili di decisione hanno una restrizione per essere intere, allora $b=b_{int}$, altrimenti $b=b_{real}$, cioè per variabili di decisione intere e reali, il parametro di scala (b) è diverso. Con valori più piccoli di b , è probabile che la prole venga prodotta più vicino ai genitori e per valori più grandi di b , ci si aspetta che la prole venga prodotta lontano dai genitori. Calcolato b_i , i due discendenti si ottengono come riportato nell'Equazione 5.4 [33] :

$$\begin{aligned} y_i^1 &= x_i^1 + \beta_i |x_i^1 - x_i^2|, \\ y_i^2 &= x_i^2 + \beta_i |x_i^1 - x_i^2|. \end{aligned} \quad (5.4)$$

- *Migration options*: Le opzioni di migrazione specificano il modo in cui gli individui si spostano tra le sottopopolazioni. La migrazione avviene se si imposta PopulationSize come vettore di lunghezza maggiore di 1. Quando avviene la migrazione, gli individui migliori di una sottopopolazione sostituiscono gli individui peggiori di un'altra sottopopolazione. Gli individui che migrano da una sottopopolazione all'altra vengono copiati. Non vengono rimossi dalla sottopopolazione di origine.

Una volta compreso l'algoritmo e le sue possibili opzioni è possibile proseguire con l'esecuzione dell'analisi.

Come per la parametrizzazione, la bontà dei risultati determinati col genetic algorithm dipende dalla discrepanza tra forme modali numeriche ed identificate, valutata attraverso la matrice MAC.

Lo scopo dell'algoritmo è identificare la soluzione ottimale del problema, definita come la combinazione di parametri che minimizza la funzione obiettivo. Il risultato ideale produce una matrice MAC uguale alla matrice identità, di conseguenza, la somma della diagonale della matrice sarà pari al numero di coppie modali presenti (8). Pertanto, la funzione obiettivo è descritta come l'Eq 5.5:

$$Of = -sum[diag(MAC)] \quad (5.5)$$

La prima analisi eseguita considera il modello della struttura con suolo suddiviso in 3 cluster con intervallo che varia da 8 a 164 kg/cm³. In particolare, per cominciare, è opportuno calibrare l'algoritmo. Per cui il codice informatico sarà molto semplice, avente un numero di iterazioni ridotto e con proprietà arbitrarie. Successivamente queste verranno corrette in funzione delle soluzioni ottenute. Le caratteristiche dell'analisi sono le seguenti:

- $nvars = 3$, corrispondenti ai tre valori di rigidità dei tre cluster;
- $PopulationSize = 10$;
- $MaxGeneration = 10$;
- Objective Function: matrice MAC.

Le soluzioni di questa analisi di prova sono riportate sottostante e producono i risultati mostrati in Tabella 5.17 e 5.18:

- $k_1=26$ kg/cm³ per il terreno sotto fondazione delle pile laterali;
- $k_2=134$ kg/cm³ per il terreno sotto fondazione dell'imposte dell'arco;
- $k_3=53$ kg/cm³ per il terreno sotto fondazione della pila centrale.

Tabella 5.17: Matrice MAC ridotta ottenuta con GA, analisi con 3 cluster

MAC	Modi _{FEM}							
Modi _{Id}	1	2	3	5	6	7	9	10
1	0,923	0,010	0,002	0,000	0,008	0,001	0,014	0,002
2	0,000	0,926	0,000	0,026	0,001	0,000	0,000	0,267
3	0,001	0,009	0,933	0,010	0,749	0,001	0,000	0,011
4	0,000	0,110	0,000	0,943	0,000	0,001	0,003	0,020
6	0,022	0,000	0,633	0,033	0,893	0,016	0,002	0,004
5	0,001	0,008	0,001	0,001	0,003	0,953	0,009	0,002
7	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,014	0,972	0,001
8	0,000	0,111	0,000	0,023	0,000	0,004	0,000	0,942

I risultati indicano che le rigidità ottenute sono paragonabili a quelle ottenute con la parametrizzazione, confermando così la funzionalità del codice. In particolare, si può osservare che i valori dei MAC rimangono invariati e la variazione delle frequenze fra le due tecniche è dello 0.5%. La funzione obiettivo della miglior soluzione, ha un valore di 7,487, il quale corrisponde quasi al risultato ottimale. Una notevole discrepanza tra le due analisi è evidente nella tempistica dei calcoli. La parametrizzazione richiede circa 23 ore per eseguire tutte le combinazioni possibili, mentre l'algoritmo genetico (GA) richiede circa 3,5 ore per terminare. Differenza che nelle analisi successive incrementerà ulteriormente.

Una volta validato l'algoritmo si possono condurre ulteriori ricerche con maggior dettaglio per valutarne robustezza. In particolare, la successiva ricerca considera la suddivisione del terreno sotto le fondazioni in quattro cluster ed introduce il parametro delle frequenze

Tabella 5.18: Confronto frequenze ottenute con GA, analisi con 3 cluster

Modo _{Id}	f _{Id} [Hz]	Modo _{FEM}	f _{FEM} [Hz]	Variazione [%]
1	3,35	1	2,68	-19,89
2	4,13	2	3,69	-10,75
3	4,60	3	4,92	7,04
4	6,44	5	6,76	4,97
5	7,75	7	8,58	10,76
6	8,22	6	7,71	-6,25
7	9,50	9	9,54	0,45
8	10,87	10	11,08	1,91
Variaz. media				7,75%

nella ricerca della soluzione ottimale al fine di affinare il risultato.

Le dimensioni della popolazione ed il numero di generazioni da eseguire prima d'interrompere l'algoritmo sono state calibrate su ulteriori prove effettuate. In particolare, sono stati studiati due grafici. Il primo, `gaplotbestf`, rappresenta l'andamento del "best value" e del "mean value" ad ogni generazione, mentre il secondo, `gaplotdistance`, mostra la diversità genetica che gli individui di una popolazione possiedono ad ogni iterazione. Dall'immagine 5.27 è possibile osservare che le soluzioni subiscano un'evoluzione progressiva fino a convergere asintoticamente ad un valore specifico. Di conseguenza, un numero di generazioni maggiori risulterebbe essere eccessivo. Nel problema in esame la convergenza viene raggiunta dopo circa 25 generazioni, per cui tale valore può considerarsi sufficiente come soglia. L'immagine 5.28, invece, mostra che il numero di individui definito sia adeguato per favorire un'evoluzione genetica uniforme in tutta la popolazione.

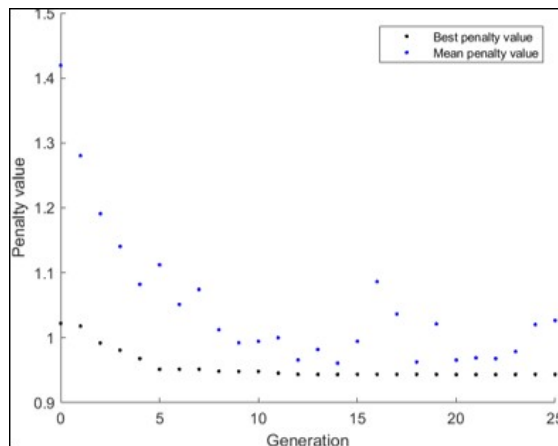


Figura 5.27: Gaplotbestf con Maxgenerations = 50

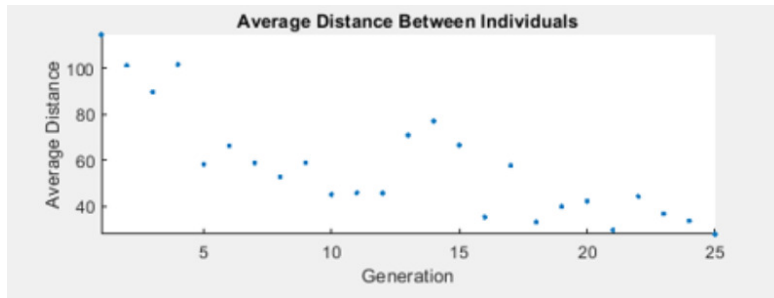


Figura 5.28: Gaplotdistance con Maxgenerations = 50

Per quanto riguarda la funzione obiettivo, si è osservato che sia con l’analisi parametrica che con l’algoritmo genetico valutare il sistema solo in termini di forme modali non porti a risultati accurati nel campo delle frequenze. Motivo per cui, nella successiva analisi verranno valutate anche loro. All’interno della objective function, quindi, oltre alla somma dei valori sulla diagonale della matrice MAC ricavata, sarà aggiunta la somma delle differenze tra frequenze numeriche ed identificate. La funzione dovrà considerare in egual modo entrambi i contributi, per cui uno dei due valori sarà pesato di un determinato valore in modo da aver un ordine di grandezza simile all’altro. In particolare, bisogna tenere conto che alti valori di MAC corrispondono a risultati migliori, mentre alte differenze delle frequenze tra i due approcci corrispondono ad esiti meno coerenti. Tenendo in conto quanto appena riportato, l’Objective Function è descritta come riportato nella 5.6:

$$Of = 8 - sum[diag(MAC)] + sum[diff(f)] \cdot p \tag{5.6}$$

dove:

- 8 è il numero di coppie modali confrontate, quindi anche il valore massimo che può ottenere la somma della diagonale della matrice MAC;
- $diff(f)$ è il vettore delle differenze di frequenze tra modi sperimentali e numerici;
- p è il peso assegnato alle frequenze e ha valore pari a 0,15.

L’analisi condotta successivamente considera il modello della struttura con suolo suddiviso in 4 cluster con intervallo che varia da 8 a 164 kg/cm³. In particolare, lo studio eseguito presenta le seguenti caratteristiche:

- $nvars = 4$, corrispondenti ai quattro valori di rigidezza dei quattro cluster;
- $PopulationSize = 30$;
- $MaxGeneration = 25$;
- Objective Function: somma della diagonale della matrice MAC e differenza delle frequenze.

Le soluzioni dell’analisi in questione sono riportate sottostante e mostrate in Tabella 5.29:

- $k_1=43$ kg/cm³ per il terreno sotto fondazione delle pile laterali;

- $k_2=85 \text{ kg/cm}^3$ per il terreno sotto fondazione dell'imposta dell'arco direzione Nord;
- $k_3=69 \text{ kg/cm}^3$ per il terreno sotto fondazione della pila centrale;
- $k_4=84 \text{ kg/cm}^3$ per il terreno sotto fondazione dell'imposta dell'arco direzione Sud.

Tabella 5.19: Confronto frequenze ottenute con GA, analisi con 4 cluster

Modo _{Id}	f_{Id} [Hz]	Modo _{FEM}	f_{FEM} [Hz]	variazione [%]	differenza [-]
1	3.35	1	2.76	-17.63	0.591
2	4.13	2	3.87	-6.21	0.257
3	4.60	3	4.76	3.45	0.159
4	6.44	5	6.83	5.98	0.385
5	7.75	7	8.65	11.62	0.901
6	8.22	6	8.21	-0.06	0.005
7	9.50	8	9.50	0.01	0.001
8	10.87	10	11.07	1.82	0.198
			Variaz. media	5.85%	
			Somma		2.497

Dai risultati appena riportati si possono fare diverse considerazioni.

- i valori MAC ottenuti continuano ad essere ottimi e non subiscono sostanziali cambiamenti, motivo per cui le matrici ricavate verranno riportate nell'Appendice B. Nel seguente caso la somma della diagonale della matrice MAC ha valore pari a 7,432;
- Considerando sia i valori MAC che le frequenze nella objective function diminuiscono le variazioni delle frequenze tra modi identificati e numerici, passando da un valore medio dell'8,13% ad un valore pari al 5,85%;
- Il tempo impiegato dall'algoritmo per trovare il valore minimo passa da 26 h a 8,3 h.

Inoltre, dalla Figura 5.29 è possibile osservare come non solo le soluzioni migliori, generate dagli individui geneticamente più sviluppati, subiscano un'evoluzione progressiva per ogni generazione, ma anche la popolazione intera. Per cui l'algoritmo sta funzionando nella maniera corretta. Dalle varie analisi condotte fino ad ora si osserva che maggiore è il livello di dettaglio considerato nel modello numerico, maggiore sarà preciso il risultato determinato. Pertanto è opportuno eseguire un'analisi appropriata anche delle caratteristiche del materiale, fino ad ora ipotizzate a priori. In particolare, siccome il modello FEM valuta il comportamento elastico della struttura, il parametro del materiale da ricercare sarà il modulo elastico.

Dalle considerazioni fatte nella Sezione 5.3.6 la resistenza cubica a compressione del cls per una struttura costruita ad inizio '900 varia tra un valore di 10 MPa e di 30 MPa. Per cui gli estremi di variazione del modulo elastico del materiale all'interno dell'algoritmo possono essere pari a 15 GPa e 35 GPa. Di conseguenza, l'analisi successivamente eseguita considera il modello della struttura con suolo suddiviso in 4 cluster, con intervallo che varia da 8 a 164 kg/cm^3 , e caratteristiche del materiale costante per l'intera struttura che

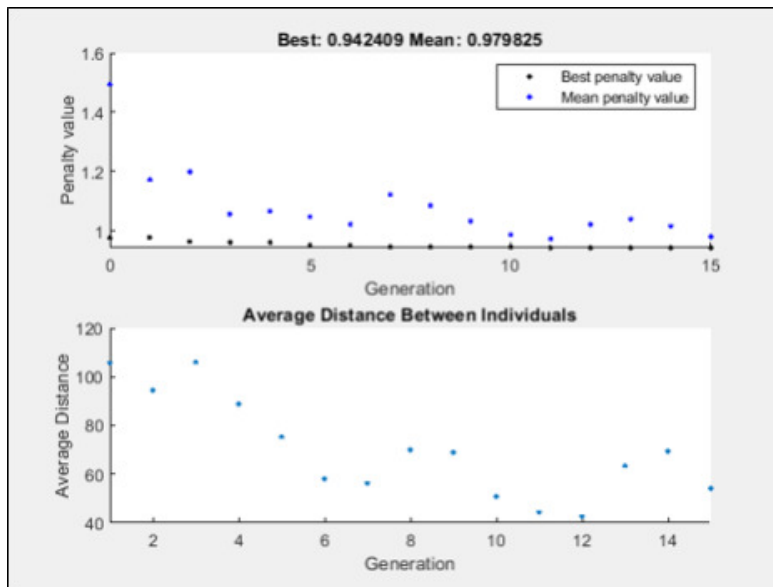


Figura 5.29: Risultati GA con 4 cluster

cambiano all'interno del range appena illustrato. Si precisa che, a differenza delle rigidezze del terreno, al modulo di Young del materiale non è stato assegnato alcun vincolo se non solo gli estremi dell'intervallo. Considerando le informazioni appena riportate, lo studio condotto presenta le seguenti caratteristiche:

- $nvars = 5$ (corrispondenti ai quattro valori di rigidezza dei quattro cluster + il modulo elastico del materiale);
- $PopulationSize = 30$;
- $MaxGeneration = 25$;
- Objective Function (fun): somma della diagonale della matrice MAC e differenza delle frequenze.

Le soluzioni dell'analisi eseguita sono riportate sottostante e mostrate in Tabella 5.20:

- $k_1=60 \text{ kg/cm}^3$ per il terreno sotto fondazione delle pile laterali;
- $k_2=140 \text{ kg/cm}^3$ per il terreno sotto fondazione dell'imposta dell'arco direzione Nord;
- $k_3=82 \text{ kg/cm}^3$ per il terreno sotto fondazione della pila centrale;
- $k_4=128 \text{ kg/cm}^3$ per il terreno sotto fondazione dell'imposta dell'arco direzione Sud;
- $E_{cls}=30,29 \text{ GPa}$;

I risultati ottenuti mostrano un risultato ulteriormente migliore rispetto all'analisi precedente; infatti, la variazione media percentuale delle frequenze scende ancora dello 0,6%.

Tabella 5.20: Confronto frequenze ottenute con GA, analisi con 4 cluster e materiale costante

Modo _{Id}	f _{Id} [Hz]	Modo _{FEM}	f _{FEM} [Hz]	variazione [%]	differenza [-]
1	3.35	1	2.87	-14.45	0.484
2	4.13	2	3.95	-4.31	0.178
3	4.60	3	4.88	6.10	0.280
4	6.44	5	6.75	4.76	0.307
5	7.75	7	8.51	9.84	0.763
6	8.22	6	8.22	0.01	0.001
7	9.50	8	9.29	-2.25	0.214
8	10.87	10	10.86	-0.05	0.005
			Variaz. media	5.22%	
			Somma		2.232

Il parametro MAC rimane invariato ed è pari a 7,449 ed il tempo per terminare l'analisi è di 8,4 h.

Una volta ricavato quale possano essere le caratteristiche del materiale utilizzato per la realizzazione dell'opera, bisogna tenere in considerazione un'ulteriore informazione. Il ponte, come riportato nel capitolo 5.1, ha più di un secolo di età, è realizzato interamente in c.a. ordinario, ed è sottoposto ogni giorno a carico veicolare pesante. Nonostante le ispezioni eseguite non riportino nessuna indicazione rilevante, è comunque da tenere in considerazione nell'analisi lo stato di degrado dell'opera e la probabilità che, data la differente tecnologia adoperata all'epoca, sia stata costruita con materiali aventi caratteristiche non omogenee. In particolare si ipotizza che gli elementi principali dell'opera siano stati realizzati in tempi prossimi, per cui con caratteristiche fisiche somiglianti. Motivo per cui la struttura è stata suddivisa in 5 gruppi (cluster), in base alla loro funzionalità strutturale, nel quale ad ognuno di essi sono associati diversi moduli elastici del materiale. Rispettivamente sono:

- Modulo elastico del cls dell'arco;
- Modulo elastico del cls dei piedritti;
- Modulo elastico del cls dell'impalcato;
- Modulo elastico del cls della pila centrale;
- Modulo elastico del cls delle fondazioni.

Inoltre, essendo che le frequenze numeriche trovate sono sempre più simili a quelle identificate, la componente delle frequenze nella funzione obiettivo, ovvero la somma delle differenze tra frequenze tra i due approcci per ogni modo ricavato, è inferiore rispetto all'analisi precedenti. Per cui, potrebbe essere necessario ricalibrare tale parametro all'interno della funzione obiettivo, cambiando il peso assegnato. In considerazione di quanto appena riportato, nella successiva ricerca p è posto pari a 0,3. Inoltre, dato il risultato

ottenuto precedentemente, il range di variazione del modulo elastico si è ristretto a 25 GPa come limite inferiore e 35 GPa come limite superiore. Considerando le informazioni appena riportate, l'analisi seguente è stata eseguita considerando tali caratteristiche:

- $nvars = 9$ (corrispondenti ai quattro valori di rigidità dei quattro cluster + i 5 cluster del modulo elastico del materiale);
- $PopulationSize = 30$;
- $MaxGeneration = 25$;
- Objective Function (fun): somma della diagonale della matrice MAC e differenza delle frequenze.

La seguente analisi restituisce un valore ottimale con i seguenti risultati e determina le frequenze riportate in Tabella 5.21:

- $k_1=112 \text{ kg/cm}^3$ per il terreno sotto fondazione della pila centrale;
- $k_2=88 \text{ kg/cm}^3$ per il terreno sotto fondazione dell'imposta dell'arco direzione Nord;
- $k_3=102 \text{ kg/cm}^3$ per il terreno sotto fondazione delle pile laterali;
- $k_4=90 \text{ kg/cm}^3$ per il terreno sotto fondazione dell'imposta dell'arco direzione Sud;
- $E_{cls,Arco}=34,72 \text{ GPa}$;
- $E_{cls,Piedritti}=25,52 \text{ GPa}$;
- $E_{cls,Impalcato}=27,62 \text{ GPa}$;
- $E_{cls,PilaCentrale}=26,02 \text{ GPa}$;
- $E_{cls,Fondazioni}=33,76 \text{ GPa}$;
- $t = 7,5 \text{ h}$.

Tabella 5.21: Confronto frequenze ottenute con GA, analisi con 4 cluster e materiale in cluster

Modo _{Id}	f_{Id} [Hz]	Modo _{FEM}	f_{FEM} [Hz]	variazione [%]	differenza [-]
1	3.35	1	2.95	-12.01	0.402
2	4.13	2	4.13	-0.03	0.001
3	4.60	3	4.73	2.73	0.126
4	6.44	5	6.75	4.84	0.311
5	7.75	7	8.38	8.18	0.634
6	8.22	6	8.19	-0.41	0.034
7	9.50	8	9.36	-1.46	0.139
8	10.87	10	10.87	0.00	0.000
			Variaz. media	3.71%	
			Somma		1.647

Rispetto all'analisi precedente si è registrato un miglioramento notevole delle frequenze, del circa 1,5%. Mentre la precisione delle forme modali risulta ancora invariata, infatti il parametro MAC è pari a 7,450. Il tempo per terminare l'analisi è di 7,5 h. Il terreno presenta delle rigidezze inferiori, in media sui 100 kg/cm³. Per quanto riguarda i moduli elastici del materiale, invece, in media si ottiene un valore di 30 GPa. La disomogeneità osservata tra i moduli elastici di un cluster e l'altro probabilmente può essere attribuita all'utilizzo di miscele diverse, non certificate all'epoca, per la costruzione degli elementi principali dell'opera. Inoltre, è possibile che alcuni elementi della struttura siano soggetti a fenomeni di degrado come la fessurazione o la fatica, che possono comportare una riduzione delle proprietà meccaniche del materiale. Di conseguenza, i risultati ottenuti indicano che gli algoritmi genetici, rispetto alle analisi manuali o parametriche, consentono di ottenere la soluzione ottimale in tempi notevolmente inferiori e con maggiore precisione.

Capitolo 6

Viadotto Clarea

6.1 Descrizione dell'opera

Il presente elaborato di tesi ha per oggetto lo studio del comportamento dinamico del viadotto Clarea situato in provincia di Torino nei pressi di Chiomonte. L'opera è costituita da due impalcati a travi continue, uno per ogni carreggiata, con uno sviluppo curvilineo in pianta avente raggio di curvatura di circa 535 metri per il percorso in salita e di circa 587 metri per la via di discesa (Figura 6.1).

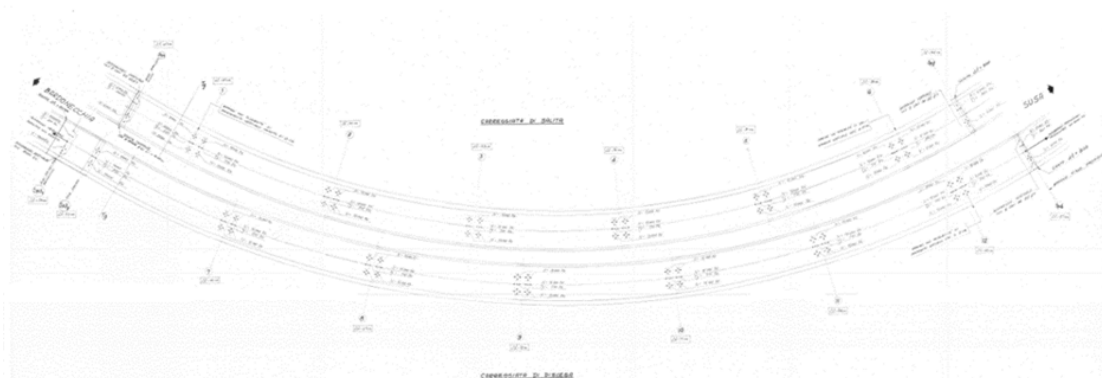


Figura 6.1: Pianta impalcati, appoggi, giunti

La via di salita ha luce totale di 600 m, ed è costituita da due semi-campate da 50 m in ingresso, dalla spalla SP2 alla pila P6, e in uscita, dalla pila P1 alla spalla SP1 e da 5 campate intermedie da 100 m ciascuna. Il prospetto della via di salita è visibile in Figura 6.2.

La via di discesa ha sviluppo complessivo di 650 m, ed è costituita in ingresso da un contrappeso sulla spalla SP3, 6 campate da 100 m e una semi-campata da 50 m in uscita tra la pila P12 e la spalla SP4. Il prospetto della via di discesa è illustrato in Figura 6.3.

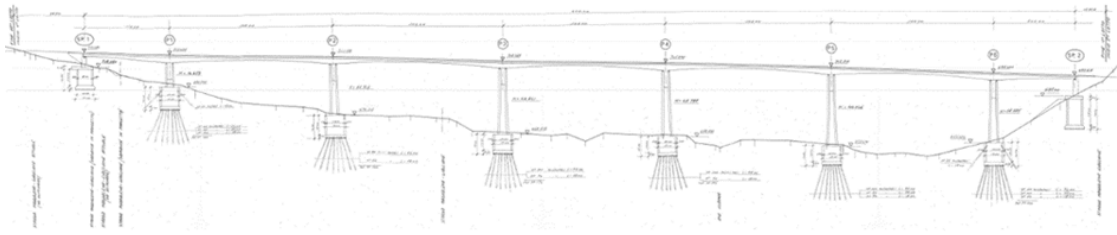


Figura 6.2: Prospetto via di salita

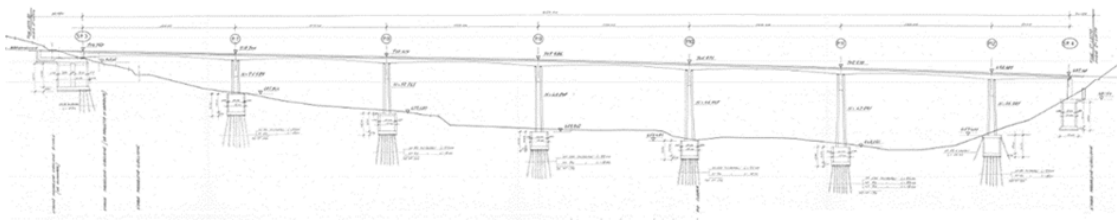


Figura 6.3: Prospetto via di discesa

L'impalcato, per entrambe le vie, è composta da un impalcato a cassone a sezione variabile, come mostrato in Figura 6.4, in calcestruzzo armato precompresso avente sezione variabile. Essa poggia su sei pile a sezione cava di forma quadrata fino ad una determinata quota, dopo di che continuano come lamine parallele verticali fino ad asse appoggi come riportato in Figura 6.5.

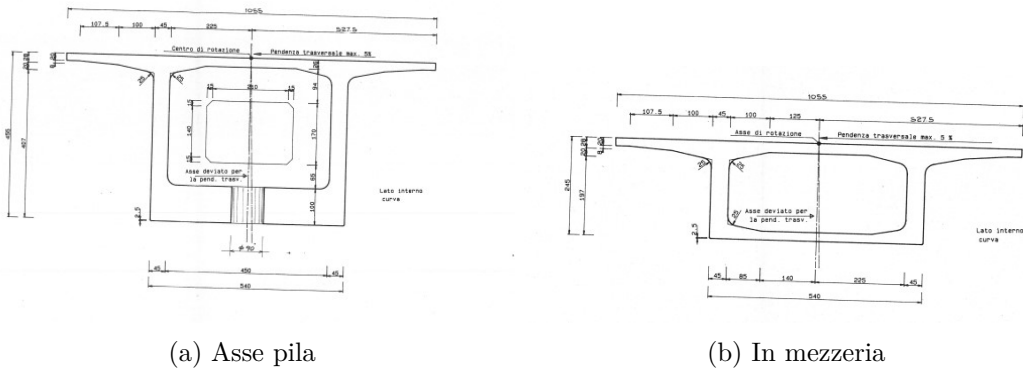


Figura 6.4: Sezione trasversale impalcato

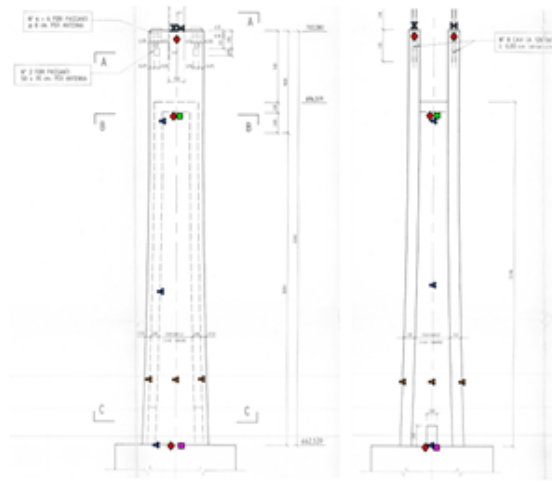


Figura 6.5: Prospetto trasversale e longitudinale di una pila generica

6.2 Monitoraggio ed identificazione dinamica

Sulla struttura in esame è stata installata una rete di sensori, con l'obiettivo di identificare la risposta dinamica della struttura. La rete di sensori in questione è stata studiata al fine di poter misurare gli spostamenti più rilevanti, in particolare concentrandosi sugli impalcati e sulle pile della struttura. Il sistema di monitoraggio d'interesse è composto da accelerometri uniassiali e triassiali, disposti sui seguenti elementi:

- Gli accelerometri uniassiali sono posizionati in mezzeria di ogni campata, disposti con asse di misurazione in direzione verticale.
- Gli accelerometri triassiali sono posizionati in corrispondenza del cambio di sezione delle pile 4, 5 e 6. I seguenti sensori sono orientati secondo gli assi locali di ogni pila monitorata.

Dalla campagna di misurazione, attraverso l'uso di tecniche di identificazione dinamica, come ad esempio l'OMA, si ottengono le seguenti forme modali e frequenze (Figure 6.6, 6.7 e Tabella 6.1). Inoltre, per confronto immediato tra i due approcci, sono riportati anche i modi numerici ricavati dalle analisi eseguite nella Sezione 6.4:

Tabella 6.1: Frequenze sperimentali misurate

Modo	Descrizione	f_{id} [Hz]
1	Orizzontale	0.822
2	Orizzontale	0.900
3	Verticale	1.201
4	Verticale	1.337
5	Verticale	1.537
6	Verticale	1.735
7	Verticale	1.967

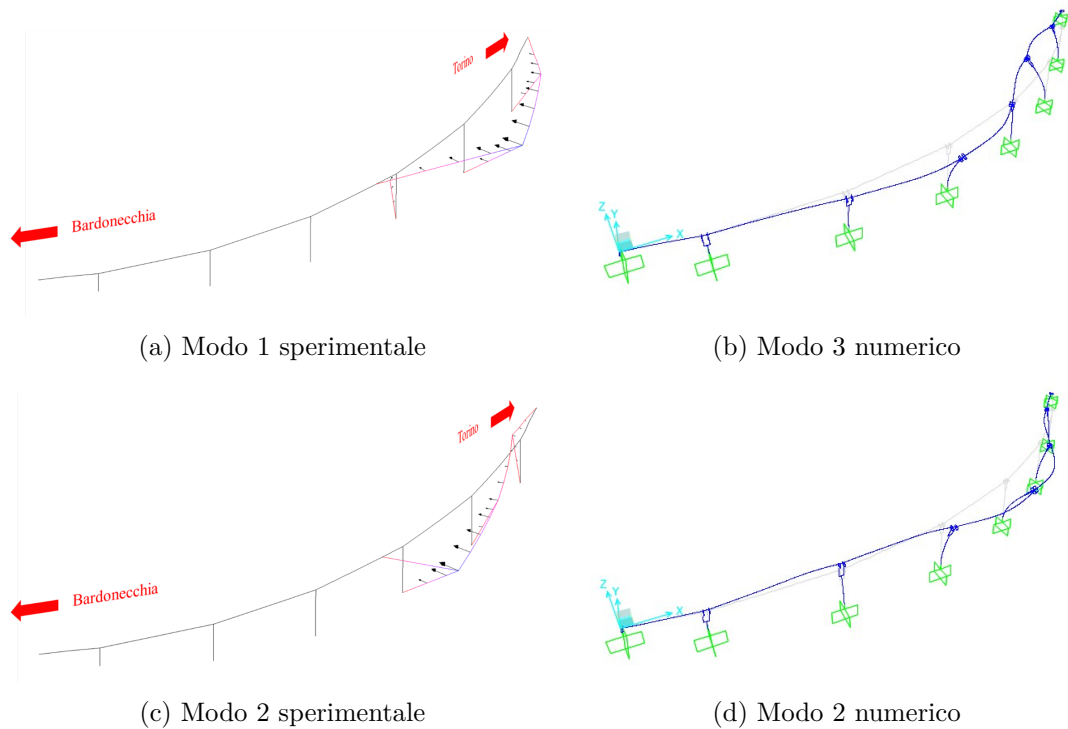


Figura 6.6: Confronto tra forme modali orizzontali sperimentali e numeriche, via di salita

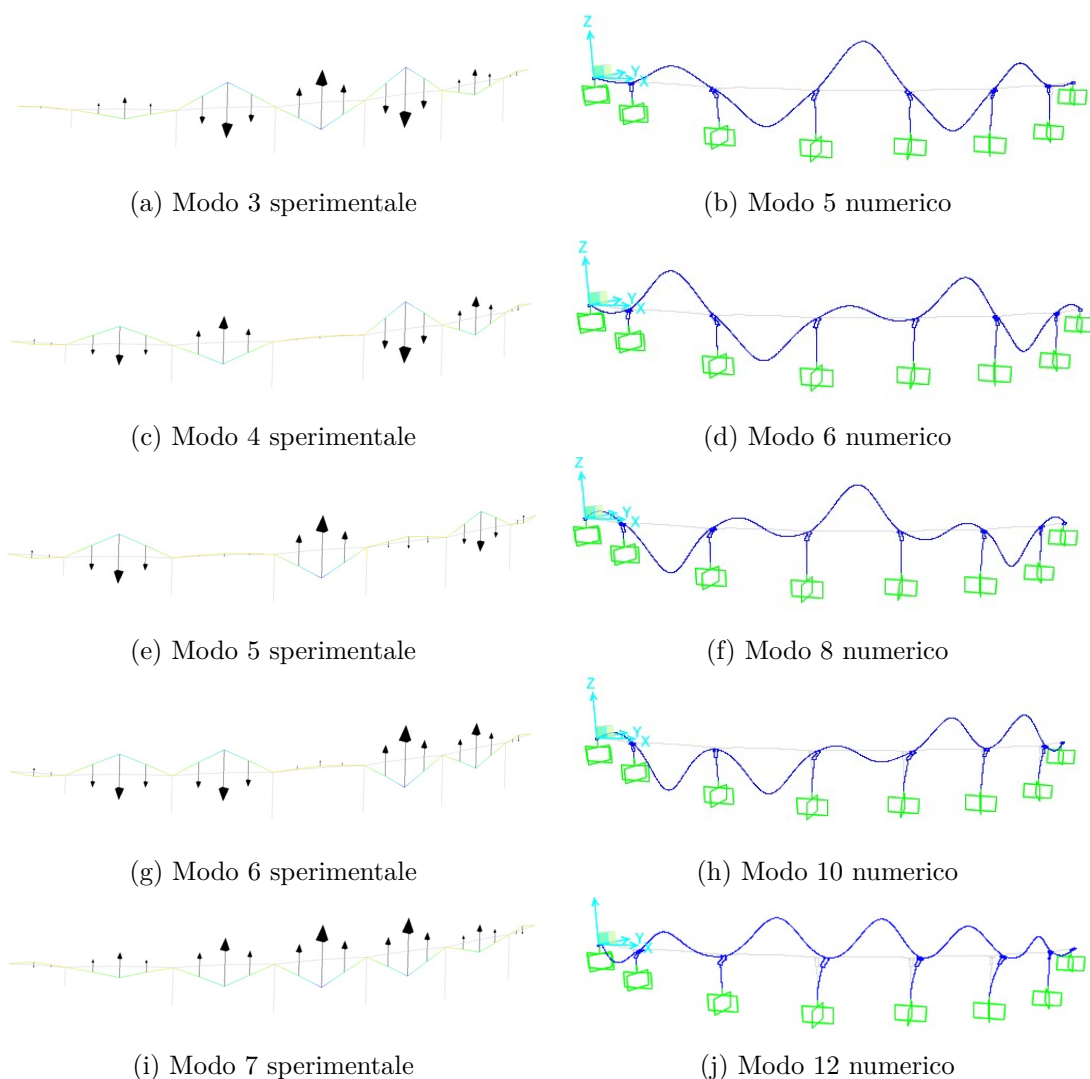


Figura 6.7: Confronto tra forme modali verticali sperimentali e numeriche, via di salita

6.3 Modello agli elementi finiti

Il modello numerico è stato realizzato con l'ausilio del software di modellazione agli elementi finiti SAP2000. Lo scopo del FEM è di ricreare una struttura che replichi verosimilmente il comportamento dinamico reale dell'opera. Agli scopi dell'elaborato di tesi, e dei risultati che si vogliono ottenere, è sufficiente un modello semplice che non rispecchi dettagliatamente le caratteristiche progettuali e geometriche del ponte. Il FEM consiste in un modello unifilare, illustrato in Figura 6.8 e 6.9, in quanto si è ritenuto che gli effetti torsionali siano del tutto marginali. Gli elementi principali del ponte sono stati modellati come elementi "frame", aventi dimensioni tali da riprodurre lo stesso momento d'inerzia generato dalle reali sagome degli elementi principali dell'opera.

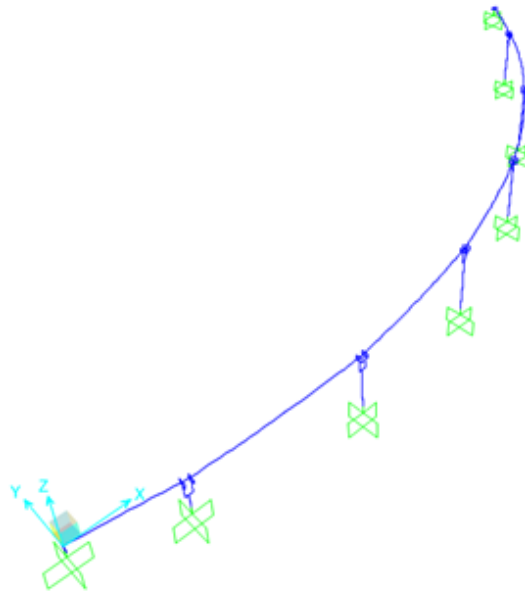


Figura 6.8: Modello numerico in vista 3D

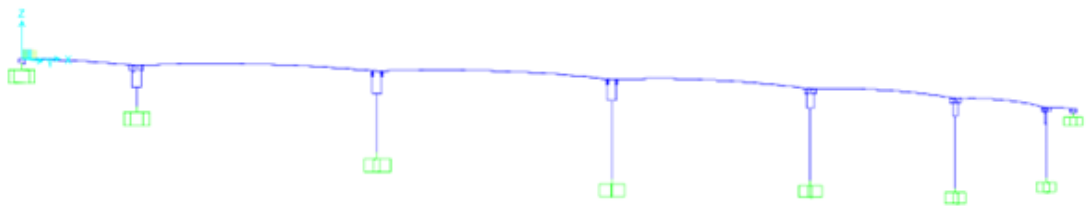


Figura 6.9: Prospetto laterale

Attraverso il confronto tra risultati numerici e risultati sperimentali si vogliono mettere in evidenza alcuni parametri che possono far variare la risposta dinamica numerica, ovvero:

- Condizione di vincolo pila-fondazione.
- Condizione di vincolo impalcato-pila e impalcato-spalla.
- Caratteristiche del materiale: modulo elastico e peso del cls.

In attesa di misure specifiche e di indagini sui materiali, i seguenti parametri sono stati ricavati mediante l'utilizzo di algoritmi evolutivi, in particolare di algoritmi genetici. Ai fini dei carichi da applicare, si considerano solo i pesi propri (g_1), opportunamente calcolati e applicati dal software, ed i carichi permanenti portati (g_2), applicati come carichi distribuiti su tutta la luce dell'impalcato come riportato in Figura 6.10. Fanno eccezione gli irrigidimenti che sono stati applicati come carichi concentrati (Figura 6.11). Ai carichi g_2 sono state assegnate le intensità riportate nelle Tabelle 6.2 e 6.3:

Tabella 6.2: Carichi permanenti strutturali lineari g_2 (a)

	Num [-]	γ [kN/m ³]	Larghezza [m]	Spessore [m]	Carico/ m ² [kN/m ²]	Carico/ m [kN/m]	Carico/m TOT [kN/m]
Cordoli	2	25	0.5	0.45	-	5.625	11.25
Barriere	2	-	-	-	-	7.5	15
Pavimentazione	1	-	5.5	-	3	-	16.5
Lesene	1	25	0.55	0.6	-	8.25	8.25
TOTALE g_2							51

Tabella 6.3: Carichi permanenti strutturali lineari g_2 (b)

	Num [-]	Carico puntuale [kN]
Irrigidimenti	1	189.9
TOTALE g_2		189.9

Dopo aver effettuato l'analisi, si riportano in Tabella 6.4 le reazioni vincolari verticali del vincolo posto a base pila.

Dalle prime misure effettuate dal sistema di monitoraggio, si rilevano bassi spostamenti relativi tra impalcato e pila ed impalcato e spalla. Questo fenomeno è causato dalla presenza di basse sollecitazioni scaricanti sugli appoggi nel quale generano piccoli spostamenti relativi tra gli elementi analizzati. Per simulare questo fenomeno sul FEM, si ritiene opportuno assegnare agli appoggi delle spalle e delle pile una rigidità nelle direzioni in cui il movimento è libero, in modo da ridurre lo spostamento siccome nel modello numerico risultata essere maggiore di quello reale. Inoltre è possibile che il vincolo d'incastro a base pila non sia perfetto, per cui può essere buona norma considerare dei rilasci di rigidità negli elementi incastrati. In particolare, nel modello numerico vengono impostate le seguenti modifiche sotto riportate:

- Rilascio di rigidità delle due rotazioni agli elementi trave a base delle pile.
- Aggiunta di rigidità negli appoggi pila-impalcato, i quali sono disposti in due file allineate e presentano le condizioni di vincolo illustrate in Figura 6.12. In particolare, vengono lasciate libere le rotazioni nelle tre direzioni dei due vincoli laterali, mentre gli spostamenti orizzontali sono resi parzialmente vincolati con l'aggiunta di molle elastiche che simulano la resistenza data dagli appoggi. Per quanto riguarda il vincolo centrale, valgono le stesse considerazioni sovra esposte, con l'aggiunta che lo spostamento trasversale rimane bloccato in conformità delle specifiche di progetto.
- Aggiunta di rigidità negli appoggi delle spalle, nel quale approfondimento verrà illustrato in seguito.

Come mostrato in Figura 6.12, la spalla del viadotto è composta da due appoggi: uno libero ed uno con spostamento trasversale impedito. Una situazione analoga si verifica sulla spalla in direzione opposta. La seguente disposizione dei vincoli non impedisce in

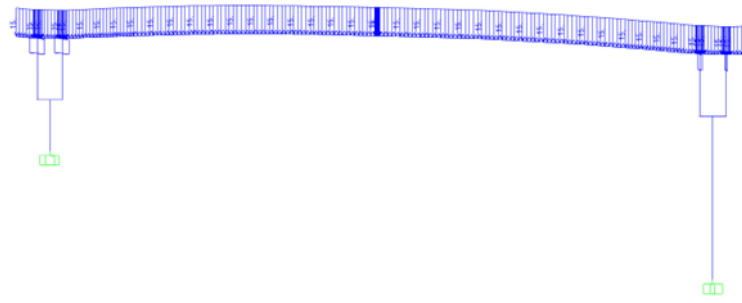


Figura 6.10: Disposizione dei carichi permanenti portati lineari

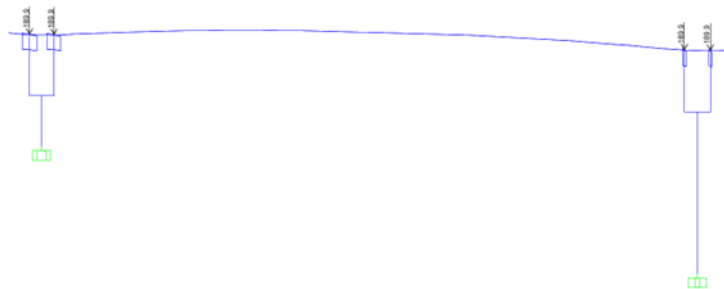


Figura 6.11: Disposizione dei carichi permanenti portati puntuali

alcun modo gli spostamenti longitudinali dell'intera opera. Motivo per cui è presente, per contrastare il movimento in questione, un giunto tampone sulla spalla in direzione Bardonecchia, composto da $8\phi 20$ con una lunghezza di ancoraggio di 11,6 m. Le barre, grazie all'adesione calcestruzzo/ferro, impediscono alla struttura di effettuare spostamenti in direzione assiale. Le armature sono immerse all'interno del paraghiaia a circa la quota dell'impalcato.

Tale vincolo è stato modellato nel FEM con tre molle longitudinali posizionate in corrispondenza dei nodi che compongono la spalla ad altezza asse impalcato. La rigidità assegnatagli terrà conto di due contributi mostrati in Figura 6.13:

- Rigidità assiale delle barre di armatura: $k = EA/L$
- Rigidità flessionale di una mensola (comportamento impresso dal paraghiaia): $k = 3EI/h^3$

Dove

- $E_{acciaio} = 200000$ MPa;
- $A = n \cdot \pi \cdot 10^2$, dove $n=8$ (numero di barre di armature);
- $L = 0.50$ m (lunghezza di libero scorrimento);
- $E_{cls} = 35$ GPa (circa);

Tabella 6.4: Reazioni vincolari verticali alla base di ciascuna pila

N_PILA	CARICO	P [kN]
BASE PILA 1	Perm. Portati	4975
	Impalcato	16213
	Pila	4858
BASE PILA 2	Perm. Portati	5763
	Impalcato	18561
	Pila	11844
BASE PILA 3	Perm. Portati	5655
	Impalcato	18242
	Pila	16143
BASE PILA 4	Perm. Portati	5655
	Impalcato	18245
	Pila	16049
BASE PILA 5	Perm. Portati	5764
	Impalcato	18565
	Pila	17659
BASE PILA 6	Perm. Portati	4975
	Impalcato	16239
	Pila	14985

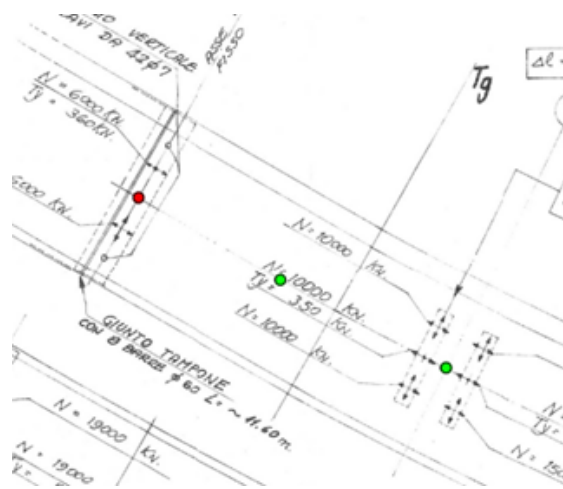


Figura 6.12: Disposizione dei vincoli su SP1 (a sx) e pila 1 (a dx)

- $I_{paraghiaia} = bh^3/12$, dove $b=2.5$ m, $h=0.5$ m;
- $h= 10$ m (altezza paraghiaia ed impalcato).

Ottenendo una rigidità longitudinale della molla pari a:

$$K = K_{assiale,barre} + K_{flessionale,paraghiaia} = (9 \cdot 10^6 + 175000) \quad [kN/m] \quad (6.1)$$

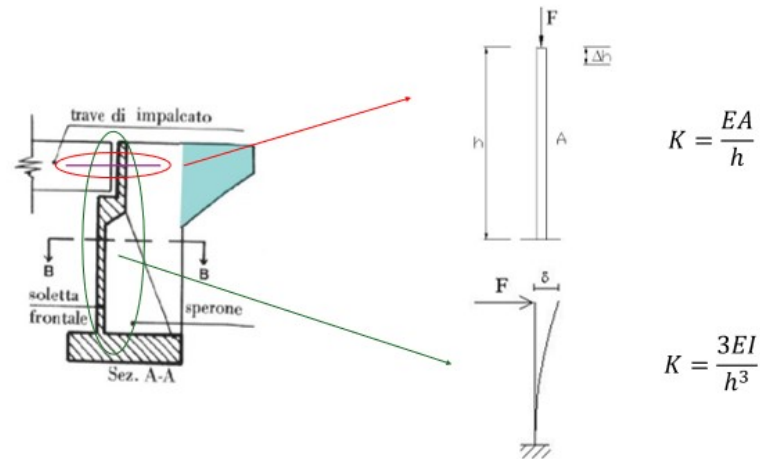


Figura 6.13: Schema delle rigidità

È evidente che il contributo preponderante sia dato dalla rigidità assiale delle armature del giunto. La seguente rigidità è stata suddivisa nei nodi di applicazione nel seguente modo: $k/4$ nei due nodi laterali, $k/2$ nel nodo centrale.

Sulla spalla opposta invece è presente un giunto di dilatazione di $\Delta l=900$ mm (il quale rispetta l'escursione minima prevista di $1/1000$ la luce del ponte).

Gli appoggi sulla spalla sono modellati in modo analogo a quelli sulle pile, facendo sempre distinzione tra vincolo libero e vincolo con traslazione impedita.

6.4 Analisi e Risultati

I parametri che possono potenzialmente influenzare il comportamento dinamico della struttura, riducendo l'imprecisione ottenuta dal modello numerico, sono: le condizioni di vincolo in fondazione, le condizioni di vincolo sugli appoggi, le caratteristiche del materiale e la fessurazione degli elementi in calcestruzzo. Nel seguente lavoro non è stata considerata la fessurazione poiché la risposta dinamica sperimentale della struttura è funzione di elementi sempre compressi e quindi privi di aperture. Infatti, gli accelerometri sono stati posizionati sull'impalcato, ovvero su elementi che, grazie alla precompressione, non risultano mai tesi. Di conseguenza, le deformazioni modali sono funzione di questi elementi e non sono in grado di manifestare eventuali fessure presenti in altre zone.

In particolare, i parametri analizzati sono stati studiati sulla base di quanto riportato in Sezione 6.3 e sono i seguenti:

- Rigidità rotazionale $M2$, $M3$ appoggio pila-fondazione;
- Rigidità assiale P degli appoggi su cui scarica l'impalcato;
- Rigidità orizzontale $V2$, $V3$ degli appoggi su cui scarica l'impalcato;

- Rigidezza assiale (K_x) alla Winkler delle molle nei nodi laterali sulla spalla;
- Rigidezza assiale (K_x) alla Winkler della molla nel nodo centrale sulla spalla;
- Modulo elastico del cls;
- Peso del cls.

La combinazione migliore di tutti le incognite esaminate è ricavabile mediante l'uso di processi di ottimizzazione come gli algoritmi genetici.

6.4.1 Algoritmo genetico

Analogamente al caso studio analizzato ne Capitolo 5, è stato impiegato un algoritmo genetico al fine di automatizzare l'analisi e di ottenere il risultato migliore in tempi ridotti. Lo scopo del genetic algorithm è quello di ottimizzare il modello agli elementi finiti calibrando i parametri incogniti in modo da ottenere una risposta dinamica numerica simile a quella sperimentale ottenuta con il sistema di monitoraggio. Il funzionamento del GA è lo stesso riportato nell'apposito capitolo 5.4.2. Ad eccezione delle caratteristiche dei materiali gli altri parametri hanno come vincolo di essere numeri interi positivi.

Gli intervalli di ricerca dell'algoritmo genetico sono stati calibrati a seguito dei risultati delle analisi eseguite a priori o in seguito, le quali hanno trovato soluzioni all'interno dei range sotto riportati in Tabella 6.5 e 6.6:

Tabella 6.5: Range di variazione dei parametri nell'algoritmo genetico (parte 1)

	M2 e M3 [kNm/ rad]	P[kN/m]	V2 [kN/m]	V3 [kN/m]
da	$1,0 \cdot 10^8$	$5,0 \cdot 10^6$	$1,0 \cdot 10^4$	$1,0 \cdot 10^4$
a	$3,2 \cdot 10^9$	$3,0 \cdot 10^7$	$1,0 \cdot 10^6$	$1,0 \cdot 10^6$
passo	$1,0 \cdot 10^8$	$1,0 \cdot 10^6$	$1,0 \cdot 10^4$	$1,0 \cdot 10^4$

Tabella 6.6: Range di variazione dei parametri nell'algoritmo genetico (parte 2)

	K_x nodi esterno [kN/m]	K_x nodi centrale [kN/m]	E_{imp} [GPa]	E_{pile} [GPa]	γ_{cls} [kN/m ³]
da	$2,5 \cdot 10^4$	$5,0 \cdot 10^4$	25,00	25,00	22,50
a	$2,5 \cdot 10^5$	$5,0 \cdot 10^5$	40,00	40,00	25,50
passo	$1,0 \cdot 10^4$	$1,0 \cdot 10^4$	-	-	-

Una volta impostato i limiti su cui l'algoritmo svolgerà la sua ricerca è possibile definire le informazioni rimaste, in particolare la prima analisi condotta ha le seguenti caratteristiche:

- $nvars = 9$ (descritte in Sezione 6.4);

- PopulationSize = 35;
- MaxGeneration = 25;
- Objective Function: matrice MAC.

A differenza delle analisi eseguite per il primo caso studio si è preferito avere una dimensione della popolazione per ogni generazione maggiore in quanto il numero di parametri incogniti, perciò il numero di soluzioni ottenibili, è più grande. L'obiettivo dell'analisi è sempre quello di massimizzare i valori MAC ottenuti, pertanto, si cercano le forme modali che più si avvicinano a quelle sperimentali. I risultati ottenuti dalla seguente analisi sono raffigurati in Figura 6.6 e 6.7 nella Sezione precedente, e riportati in seguito in Tabella 6.7 e 6.8:

Tabella 6.7: Risultati del GA. Obj.fun: MAC e Popul.Size = 35 (parte 1)

M2 e M3 [kNm/rad]	P [kN/m]	V2 [kN/m]	V3 [kN/m]
$1,0 \cdot 10^8$	$10 \cdot 10^6$	$9,0 \cdot 10^4$	$79 \cdot 10^4$

Tabella 6.8: Risultati del GA. Obj.fun: MAC e Popul.Size = 35 (parte 2)

K_x nodi esterno [kN/m]	K_x nodi centrale [kN/m]	E_{imp} [GPa]	E_{pile} [GPa]	γ_{cls} [kN/m ³]
$12 \cdot 10^4$	$27 \cdot 10^4$	37,61	25,58	25,16

Il tempo di terminazione dell'analisi è di 87,4 minuti. Dai risultati dei parametri studiati si determina la matrice dei MAC riportata in Tabella 6.9 le frequenze illustrate in Tabella 6.10:

Tabella 6.9: Matrice MAC ridotta ottenuta con GA. Obj.fun: MAC

MAC	Modi _{FEM}						
Modi _{Id}	2	3	5	6	8	10	12
2	0,87	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	0,06	0,86	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	0,00	0,00	0,00	0,98	0,00	0,01	0,00
5	0,00	0,00	0,01	0,00	0,98	0,00	0,01
6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,97	0,00
7	0,01	0,04	0,00	0,00	0,00	0,01	0,99

Tabella 6.10: Confronto frequenze ottenute con GA. Obj.fun: MAC e Popul.Size = 35

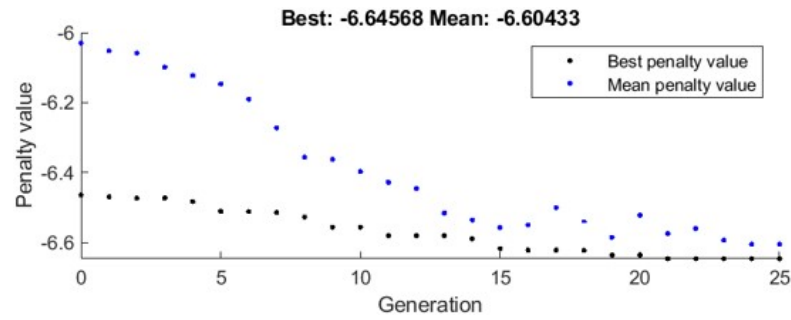
Modi _{Id}	f _{Id} [Hz]	Modi _{FEM}	f _{FEM} [Hz]	Variazione [%]	Differenza [-]
1	0,822	3	0,79	-4,38	-0,036
2	0,900	2	0,61	-31,74	-0,286
3	1,201	5	1,03	-14,51	-0,174
4	1,337	6	1,15	-14,15	-0,189
5	1,537	8	1,32	-14,23	-0,219
6	1,735	10	1,52	-12,57	-0,218
7	1,967	12	1,71	-13,13	-0,258
		Variaz. Media		14,96%	
		Somma			1,38

Le soluzioni ricavate ottengono, come mostra la 6.9 delle ottime corrispondenze tra forme modali numeriche e sperimentali. Risultati più scadenti si determinano in ambito delle frequenze dove la variazione media tra i due approcci è del 15% circa. Tale esisto non è accettabile e dovrà essere migliorato. Inoltre, in Figura 6.14b, si osserva che la popolazione non evolva omogeneamente ad ogni iterazione. La causa probabile è una sovrappopolazione di individui, che porta a un miglioramento parziale, anziché completo, della generazione, con l'esclusione degli individui meno adatti. Al contrario ad ogni iterazione l'evoluzione del miglior individuo è della popolazione media progrediscenel modo corretto e all'interno delle 25 generazioni previste a priori (Figura 6.14a).

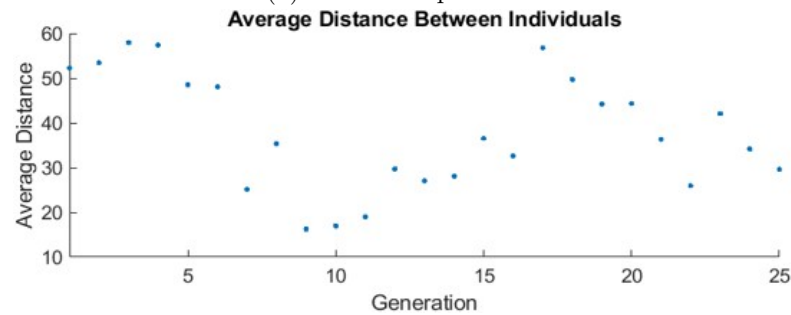
La seconda analisi eseguita ha caratteristiche analoghe alla prima, ma per i motivi prima esposti, la Popolazione Size è stato impostata pari a 30. Inoltre, siccome la rigidezza rilasciata ai vincoli d'incastro a base pila raggiunge il limite inferiore dell'intervallo, è quindi opportuno cambiare il range di ricerca. In particolare si assegna:

- upper bound = $1 \cdot 10^6$;
- lower bound = $100 \cdot 10^6$;

Eseguendo nuovamente l'analisi si ricavano i risultati illustrati in Tabella 6.11 e 6.12.



(a) Grafico Gplotbestf



(b) Grafico Gplotdistance

Figura 6.14: Gplotbestf e Gplotdistance con Popul.Size = 35

Tabella 6.11: Risultati del GA. Obj.fun: MAC e Popul.Size = 30 (parte 1)

M2 e M3 [kNm/rad]	P [kN/m]	V2 [kN/m]	V3 [kN/m]
$20,0 \cdot 10^6$	$11 \cdot 10^6$	$6,0 \cdot 10^4$	$74 \cdot 10^4$

Il tempo di terminazione della seguente analisi è sceso a 74,4 minuti, dagli 87,4 minuti dell'analisi precedente.

Dai risultati dei parametri studiati si determinano le frequenze illustrate in Tabella 6.13:

I risultati in termini di MAC sono riportati in Appendice B.2 in quanto non presentano differenze sostanziali in tutte le analisi eseguite.

Dal grafico 6.15 si osserva come, in questo caso, l'andamento della distanza media tra gli individui della popolazione segua un trend lineare, corrispondente ad un'evoluzione omogenea di tutta la generazione.

Inoltre, anche la seguente analisi non trova una corretta configurazione del modello numerico in quanto le frequenze del FEM si scontano ancora notevolmente dalle rispettive grandezze sperimentali. Sulla base di quanto riportato, nella funzione obiettivo della prossima analisi verranno considerate anche le frequenze in maniera analoga al caso studio precedentemente descritto. In particolare, la objective function è strutturata come riporta l'Eq 6.2

$$Of = 7 - \text{sum}[\text{diag}(MAC)] + \text{sum}[\text{diff}(f)] \cdot p \quad (6.2)$$

Tabella 6.12: Risultati del GA. Obj.fun: MAC e Popul.Size = 30 (parte 2)

K_x nodi esterno [kN/m]	K_x nodi centrale [kN/m]	E_{imp} [GPa]	E_{pile} [GPa]	γ_{cls} [kN/m ³]
$6 \cdot 10^4$	$8 \cdot 10^4$	38,05	28,44	25,07

Tabella 6.13: Confronto frequenze ottenute con GA. Obj.fun: MAC e Popul.Size = 30

Modi _{Id}	f_{Id} [Hz]	Modi _{FEM}	f_{FEM} [Hz]	Variazione [%]	Differenza [-]
1	0,822	3	0,61	-26,23	-0,216
2	0,900	2	0,44	-51,28	-0,462
3	1,201	6	1,04	-13,23	-0,159
4	1,337	8	1,16	-12,95	-0,173
5	1,537	9	1,33	-13,58	-0,209
6	1,735	11	1,53	-11,76	-0,204
7	1,967	12	1,70	-13,35	-0,262
Variaz. Media				20,34%	
Somma					1,68

dove:

- 7 è il numero di coppie modali confrontate, quindi anche il valore massimo che può ottenere la somma della diagonale della matrice MAC;
- p è il peso assegnato alle frequenze e ha valore iniziale pari a 0,15.

Il coefficiente p ha l'obiettivo di pesare la componente delle frequenze in modo da renderla dimensionalmente compatibile con il campo dei MAC. Tuttavia, maggiori sono i dettagli analizzati e minore sarà il gap tra frequenze identificate e numeriche. Motivo per cui, il parametro p necessita di essere calibrato prima di trovare la configurazione ottimale. Dopo diverse analisi, si è stimato un valore di p adeguato pari a 0,5. In particolare, si osserva che, un maggior contributo delle frequenze nella funzione obiettivo non generi risultati più soddisfacenti, in quanto anche le forme modali cominceranno a discostarsi ed il miglioramento delle frequenze tenderà a terminare. In seguito sono riportati le soluzioni ricavate (Tabella 6.14 e Tabella 6.15) ed i risultati ottenuti (Tabella 6.16).

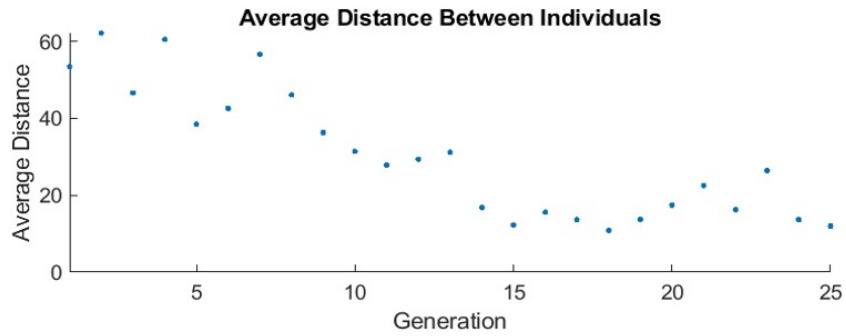


Figura 6.15: Gaplotdistance con Popul.Size = 30

Tabella 6.14: Risultati del GA. Obj.fun: MAC&Frequenze (parte 1)

M2 e M3 [kNm/rad]	P [kN/m]	V2 [kN/m]	V3 [kN/m]
$58 \cdot 10^6$	$28 \cdot 10^6$	$10 \cdot 10^4$	$47 \cdot 10^4$

Tabella 6.15: Risultati del GA. Obj.fun: MAC&Frequenze (parte 2)

K_x nodi esterno [kN/m]	K_x nodi centrale [kN/m]	E_{imp} [GPa]	E_{pile} [GPa]	γ_{cls} [kN/m ³]
$4 \cdot 10^4$	$34 \cdot 10^4$	40,00	39,21	22,58

Tabella 6.16: Confronto frequenze ottenute con GA. Obj.fun: MAC&Frequenze

Modi _{Id}	f_{Id} [Hz]	Modi _{FEM}	f_{FEM} [Hz]	Variazione [%]	Differenza [-]
1	0,822	3	0,80	-2,99	-0,025
2	0,900	2	0,61	-32,23	-0,290
3	1,201	6	1,21	0,40	0,005
4	1,337	7	1,33	-0,87	-0,012
5	1,537	9	1,49	-3,34	-0,051
6	1,735	11	1,71	-1,69	-0,029
7	1,967	12	1,86	-5,54	-0,109
		Variaz. Media		6,72%	
		Somma			0,52

Capitolo 7

Conclusioni e sviluppi futuri

Il presente lavoro di tesi riporta i risultati ottenuti a seguito di un'analisi volta a cercare le soluzioni ottimali che ricreino nel miglior modo possibile l'interpretazione dei monitoraggi dinamici installati sui ponti in oggetto. In particolare l'analisi è stata eseguita mediante l'utilizzo di parametrizzazioni e di algoritmi genetici. L'utilizzo di algoritmi per ricavare i valori corretti dei parametri ingogniti non è di facile applicazione, in quanto, in alcuni casi questi possono variare all'interno di un intervallo molto ampio e a sua volta la risposta della struttura può assumere innumerevoli risultati (addirittura possono cambiare del 200%, 300%). Tuttavia, altri parametri, come il modulo elastico del cls, hanno un range di variazione molto basso, in genere di qualche GPa, perciò la loro influenza sulla struttura è modesta. Dati i molteplici valori che i diversi parametri possono assumere, e quindi date le numerose risposte che la struttura restituisce, è necessario usufruire di un algoritmo che analizzi le possibili soluzioni in maniera intelligente ed efficace, e soprattutto in tempi ridotti. Gli algoritmi genetici sono tecniche di ottimizzazione adatte allo scopo, in quanto permettono di ricavare la combinazione ottimale senza dover analizzare tutte le possibili combinazioni, ma adattando ed evolvendo i risultati sulla base della generazione precedente. Inoltre gli algoritmi evolutivi (EA) sono particolarmente accurati e danno la possibilità di risolvere anche problemi multimodali.

Per funzionare correttamente gli algoritmi genetici necessitano di una funzione obiettivo ben scritta e che soprattutto approssimi bene la soluzione del problema. Per questo motivo è importante il concetto di "sensitivity analysis", in quanto è necessario possedere una certa sensibilità sulla soluzione del problema, in modo da saperla interpretare e migliorare. Infatti, la funzione obiettivo nell'elaborato di tesi è stata cambiata più volte in funzione dei risultati ottenuti.

In seguito, vedendo un buon riscontro tra forme modali identificate e numeriche, ma una variazione ancora tutto sommato riducibile in frequenze è stato deciso di inserire anche quest'ultime come parametro della funzione obiettivo. In particolare si è fatto attenzione a dare uno stesso peso alle due caratteristiche, in maniera tale da non prediligere una soluzione piuttosto che un'altra. Anche il valore del peso cambia col migliorare dei risultati, finché non si arriva ad una convergenza delle soluzioni.

Gli svantaggi di usare un algoritmo evolutivo sta nell'incertezza di come avvengono determinati passaggi che l'algoritmo esegue per cui è difficile trovare eventuali anomalie, presenti nella fase di evoluzione del dato. Inoltre questo approccio necessita di essere calibrato, pertanto ulteriori analisi a priori devono essere effettuate.

Ciò nonostante l'uso di algoritmi evolutivi è necessario per risoluzione di problemi di ottimizzazione come quello affrontato nel seguente lavoro di tesi in questione.

Oltre ai parametri studiati nel seguente lavoro, come condizione di vincolo o proprietà dei materiali, attraverso sempre l'uso di algoritmi genetici, si potrebbero valutare le variazioni delle proprietà geometriche degli elementi che compongono la struttura. In particolare questo servirebbe per determinare la presenza di fessurazione nelle zone tese dell'opera, il quale comporterebbe ad una riduzione del momento d'inerzia di $3/4$ volte. Nei casi studio riportati nell'elaborato di tesi, l'analisi di questa proprietà non è stata eseguita per i motivi esposti negli appositi capitoli. Pertanto, nei due casi studiati il problema della fessurazione non si presenta. Sviluppi futuri potrebbero essere eseguiti, inoltre, per lo studio dell'avanzamento della fessurazione per le opere in calcestruzzo armato ordinario, o miste o aventi pile con geometrie meno importanti. In particolare con l'accortezza di analizzare, tramite il monitoraggio, gli elementi più sensibili a questo fenomeno per poterne identificare la sua presenza e la sua evoluzione.

Infine si vuole precisare che, nonostante gli odierni computer possiedono enormi potenze di calcolo, con i quali oggi vengono fatte le analisi strutturali, la ricreazione del comportamento delle opere studiate, a partire dall'Analisi Modale, risulta spesso approssimativa ed incompleta quando si tratta di sollecitazioni dinamiche. Questo gap tra i risultati delle analisi e i dati effettivi può essere dettato da alcuni fattori principali:

- L'analisi degli elementi finiti è basata sulla discretizzazione della realtà. Gli intervalli di campionamento non sono, dunque, continui nel tempo rendendo imprecisa la ricostruzione di un modello completamente aderente a ciò che accade nella vita reale;
- È difficile identificare precisamente le costanti di smorzamento della struttura poiché queste sono dovute da un misto di due componenti, quella delle proprietà dei materiali e quella delle imperfezioni legate all'usura dell'opera, quali ad esempio microfessure, infiltrazioni e azioni di agenti ossidanti. Questo mix di fattori rende le costanti elastiche difficili da calcolare e soprattutto le rende variabili nel tempo;
- La geometria della struttura potrebbe essere differente da quella del modello. È necessario in questi casi effettuare degli adeguamenti al modello al fine di renderlo più aderente possibile all'opera reale.

Appendice A

Strumenti utilizzati

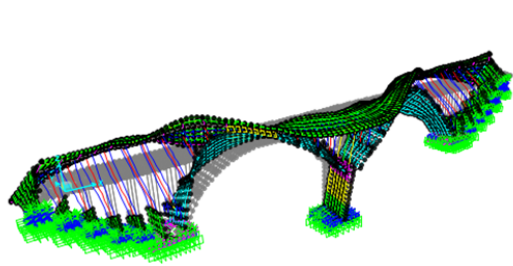
- Strittura: Latex
- Analisi FEM: Sap2000 v.22.0.0
- Piattaforma di programmazione: Matlab R2021a
- Piattaforma di visualizzazione grafica: Autodesk AUTOCAD 2023
- Elaboratore:
 - Processore: AMD A12 di 7° generazione;
 - RAM: 12 GB;
 - SSD: 1 TB;
 - Scheda video: AMD Radeon R7;
 - Sistema operativo: Windows 10 Home a 64 bit.

Appendice B

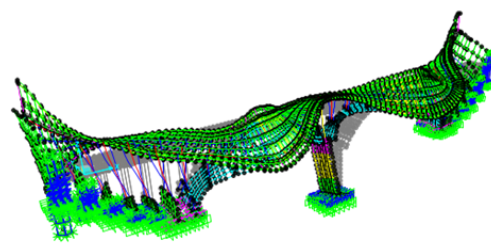
Ulteriori risultati ottenuti

B.1 Ponte Carate-Brianza

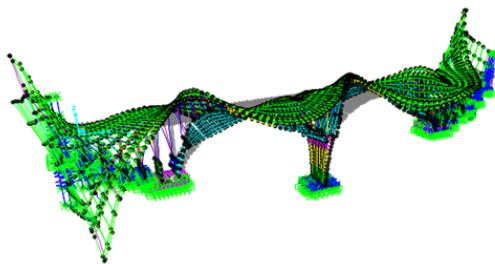
In seguito sono riportati i risultati delle analisi eseguite e non riportati nel capitolo d'interesse.



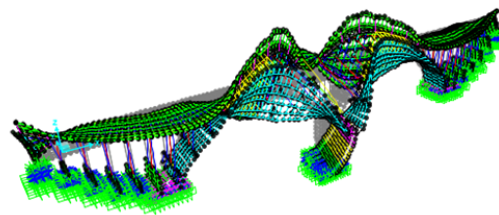
(a) Modo 4 numerico



(b) Modo 8 numerico



(c) Modo 11 numerico



(d) Modo 12 numerico

Figura B.1: Modi numerici ottenuti ma non correlati con i modi identificati

Tabella B.1: Matrice MAC ridotta, analisi con k in 3 cluster (ub=48 kg/cm³)

MAC	Modi _{FEM}							
Modi _{Id}	1	2	3	5	6	7	9	10
1	0.937	0.010	0.002	0.000	0.008	0.000	0.014	0.002
2	0.000	0.919	0.000	0.009	0.001	0.000	0.000	0.268
3	0.001	0.007	0.933	0.012	0.761	0.001	0.000	0.010
4	0.000	0.164	0.000	0.909	0.000	0.001	0.003	0.035
5	0.001	0.008	0.001	0.001	0.003	0.958	0.004	0.002
6	0.023	0.000	0.632	0.035	0.892	0.016	0.002	0.003
7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.982	0.001
8	0.000	0.111	0.000	0.044	0.000	0.004	0.000	0.933

Tabella B.2: Matrice MAC ridotta, analisi con k in 3 cluster (ub=96 kg/cm³)

MAC	Modi _{FEM}							
Modi _{Id}	1	2	3	5	6	7	9	10
1	0.926	0.010	0.002	0.000	0.008	0.001	0.014	0.002
2	0.000	0.926	0.000	0.022	0.001	0.000	0.000	0.273
3	0.001	0.009	0.929	0.010	0.764	0.001	0.000	0.011
4	0.000	0.120	0.000	0.937	0.000	0.001	0.003	0.025
5	0.001	0.008	0.001	0.001	0.003	0.949	0.014	0.002
6	0.023	0.000	0.625	0.033	0.893	0.015	0.002	0.004
7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.019	0.967	0.001
8	0.000	0.108	0.000	0.027	0.000	0.004	0.000	0.937

B.2 Viadotto Clarea

In seguito sono riportati i risultati delle analisi eseguite e non riportati nel capito d'interesse.

Tabella B.3: Matrice MAC ridotta, analisi con k in 3 cluster (ub=144 kg/cm³)

MAC	Modi _{FEM}							
Modi _{Id}	1	2	3	5	6	7	9	10
1	0.924	0.010	0.002	0.000	0.008	0.001	0.014	0.002
2	0.000	0.926	0.000	0.025	0.001	0.000	0.000	0.266
3	0.001	0.009	0.933	0.010	0.761	0.001	0.000	0.011
4	0.000	0.114	0.000	0.941	0.000	0.001	0.003	0.021
5	0.001	0.008	0.001	0.001	0.003	0.955	0.007	0.002
6	0.022	0.000	0.632	0.033	0.893	0.016	0.002	0.004
7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.011	0.976	0.001
8	0.000	0.111	0.000	0.024	0.000	0.004	0.000	0.942

Tabella B.4: Matrice MAC ridotta ottenuta con GA. Obj.fun: MAC e Popul.Size = 30

MAC	Modi _{FEM}						
Modi _{Id}	2	3	5	6	8	10	12
2	0,87	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	0,05	0,94	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	0,00	0,00	0,00	0,99	0,00	0,01	0,00
5	0,00	0,00	0,01	0,01	0,97	0,00	0,01
6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,99	0,00
7	0,01	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,99

Tabella B.5: Matrice MAC ridotta ottenuta con GA. Obj.fun: MAC&Frequenze

MAC	Modi _{FEM}						
Modi _{Id}	2	3	5	6	8	10	12
2	0,87	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	0,06	0,89	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,98	0,00	0,00	0,00	0,00
4	0,00	0,00	0,00	0,98	0,00	0,00	0,00
5	0,00	0,00	0,01	0,00	0,98	0,00	0,01
6	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	0,95	0,00
7	0,01	0,04	0,00	0,00	0,00	0,01	0,99

Bibliografia

- [1] *Structural Health Monitoring (monitoraggio strutturale): tutto quello che c'è da sapere*. 2013. URL: <https://biblus.acca.it/cosa-e-structural-health-monitoring-shm/>.
- [2] Giovanni Fabbrocino, Carlo Rainieri, GM Verderame et al. «L'analisi dinamica sperimentale e il monitoraggio delle strutture esistenti». In: *Controllo e monitoraggio di edifici in Calcestruzzo Armato: il caso-studio di Punta Perotti Giornata di Studio ENEA* (2007), p. 18.
- [3] Norma UNI/TR 11634. «Linee Guida per il monitoraggio strutturale» – Capitolo 3: *Termini, definizioni e abbreviazioni: §3.1.1: monitoraggio strutturale*. Commissioni UNI, 2016.
- [4] Charles R Farrar e Keith Worden. «An introduction to structural health monitoring». In: *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences* 365.1851 (2007), pp. 303–315.
- [5] Hua-Peng Chen e Yi-Qing Ni. «Introduction to Structural Health Monitoring». In: feb. 2018, pp. 1–14. ISBN: 9781119166436. DOI: [10.1002/9781119166641.ch1](https://doi.org/10.1002/9781119166641.ch1).
- [6] DM 578. «Linee Guida ponti per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti». Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, dic. 2020.
- [7] L. Liberti. «Modellazione parametrica e monitoraggio strutturale: un approccio integrato per l'analisi di un viadotto esistente». Politecnico di Torino, apr. 2023.
- [8] Phillip Cornwell et al. «Environmental variability of modal properties». In: *Experimental techniques* 23.6 (1999), pp. 45–48.
- [9] A.Pierdicca F.Mattiauda. «Il monitoraggio dinamico delle strutture - Identificazione dinamica e vibrazioni di edifici e infrastrutture». Maggioli Editore, 2021.
- [10] C. Sangari. «Il monitoraggio strutturale tra stato dell'arte ed innovazione: applicazione del sistema a fibra ottica dello stadio Olimpico Grande Torino». Politecnico di Torino, mar. 2022.
- [11] V.Giannetto M.Volpe. «Il Monitoraggio Strutturale e la definizione del Piano di Monitoraggio». In: *ingenio* (2020).
- [12] Prof. Ing. Giacinto Porco. *Il controllo strutturale mediante sistemi di monitoraggio residenti*. 2015. URL: <https://slideplayer.it/slide/5257917/>.
- [13] Merit Enckell. «Structural health monitoring using modern sensor technology: long-term monitoring of the New Årsta Railway Bridge». Tesi di dott. KTH, 2006.

- [14] CityU EMPA et al. «Evaluation of Monitoring Instrumentation and Techniques». In: *Sustainable Bridges—Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives, WP5-01-T-2004-10-25-D5 1* (2004).
- [15] F Necati Catbas e A Emin Aktan. «Condition and damage assessment: issues and some promising indices». In: *Journal of Structural Engineering* 128.8 (2002), pp. 1026–1036.
- [16] *Monitoraggio strutturale degli edifici prefabbricati: valutazione del danno post-sisma*. 2013. URL: http://www.diim.unict.it/users/gfichera/MSIM_file/vibrazioni_misura.pdf.
- [17] Ignacio González. «Study and application of modern bridge monitoring techniques». Tesi di dott. KTH Royal Institute of Technology, 2011.
- [18] Éric Pinet et al. «Health monitoring with optical fiber sensors: from human body to civil structures». In: *Health Monitoring of Structural and Biological Systems 2007*. Vol. 6532. SPIE. 2007, pp. 428–439.
- [19] Farhad Ansari. «State-of-the-art in the applications of fiber-optic sensors to cementitious composites». In: *Cement and Concrete Composites* 19.1 (1997), pp. 3–19.
- [20] Carlo Rainieri e Giovanni Fabbrocino. «Operational modal analysis of civil engineering structures». In: *Springer, New York* 142 (2014), p. 143.
- [21] Loris Vincenzi. «Identificazione dinamica delle caratteristiche modali e delle proprietà meccaniche di strutture mediante algoritmi di ottimizzazione». In: (2007).
- [22] Qing Guo Fei et al. «Structural health monitoring oriented finite element model of Tsing Ma bridge tower». In: *International Journal of Structural Stability and Dynamics* 7.04 (2007), pp. 647–668.
- [23] Antonio Sassano et al. *Modelli e algoritmi della ricerca operativa*. Vol. 8. FrancoAngeli, 2004.
- [24] Enrique Castillo, Roberto Mínguez e Carmen Castillo. «Sensitivity analysis in optimization and reliability problems». In: *Reliability Engineering and System Safety* 93.12 (2008). 17th European Safety and Reliability Conference, pp. 1788–1800.
- [25] Enrique Castillo et al. «An alternative approach for addressing the failure probability-safety factor method with sensitivity analysis». In: *Reliability Engineering and System Safety* 82.2 (2003), pp. 207–216.
- [26] The MathWorks Inc. *MATLAB version: 9.13.0 (R2022b)*. Natick, Massachusetts, United States, 2022. URL: <https://www.mathworks.com>.
- [27] L. De Giovanni. *Metodi e Modelli per l'Ottimizzazione Combinatoria: Metodi euristici di ottimizzazione combinatoria*. Rapp. tecn. Università di Padova.
- [28] Zbigniew Michalewicz e Zbigniew Michalewicz. «Evolution Programs for Various Discrete Problems». In: *Genetic Algorithms + Data Structures = Evolution Programs* (1996), pp. 239–266.
- [29] S. Tamilselvi. «Introduction to Evolutionary Algorithms». In: *Genetic Algorithms*. A cura di Sebastián Ventura, José María Luna e José María Moyano. Rijeka: IntechOpen, 2022. URL: <https://doi.org/10.5772/intechopen.104198>.
- [30] Davide Madeddu. «Architetture genetiche. Gli algoritmi genetici come strumento di ottimizzazione in architettura.» In: gen. 2011.

BIBLIOGRAFIA

- [31] EN 1992-1-1:2004. *"Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings"*. European Committee for Standardization, gen. 2004.
- [32] Erik Ferraro Bernardino Chiaia Alessandro Pasquale Fantilli. «Stima della resistenza a compressione del calcestruzzo in ponti storici in funzione dell'anno di costruzione». In: *ingenio* (2018).
- [33] Kusum Deep et al. «A real coded genetic algorithm for solving integer and mixed integer optimization problems». In: *Applied Mathematics and Computation* 212.2 (2009), pp. 505–518.