

**I METODI DELL'INTELLIGENZA ARTIFICIALE NELL'ANALISI E NELLA  
PROGETTAZIONE DEI PONTI SOSPESI**

**NOME DOTTORANDO: LUCA SGAMBI**

**FACOLTÀ DI INGEGNERIA  
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA STRUTTURALE E GEOTECNICA  
UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI ROMA "LA SAPIENZA"**

**DIRETTORE DELLA SCUOLA DI DOTTORATO: PROF. GIUSEPPE REGA**

**TUTORE SCIENTIFICO: PROF. FRANCO BONTEMPI**

**DOCENTI ESAMINATORI: PROF. RAFFAELE CASCIARO  
PROF. PIERO D'ASDIA  
PROF. GIUSEPPE MANCINI**

**RIASSUNTO:** La tesi ha come oggetto di studio l'analisi del comportamento strutturale dei ponti sospesi di grande luce. In particolare si vuole mettere in evidenza come i metodi di soft-computing derivanti dal campo dell'intelligenza artificiale possano risultare un valido aiuto al progettista, per governare la complessità e le incertezze legate al problema strutturale. A questo scopo si sottolinea l'importanza dell'utilizzo di più modelli e codici di calcolo per governare le varie approssimazioni ed errori. La possibilità di automatizzare l'esecuzione di alcuni codici di calcolo, tra cui l'ADINA, il LUSAS ed il SAP2000 utilizzati nel presente lavoro, porta alla possibilità di utilizzare le tecniche di soft-computing accoppiate con codici di calcolo commerciali di grande diffusione. Si mostreranno varie applicazioni di questi metodi, approcciando il problema progettuale ogni volta da un punto di vista differente. In particolare verrà mostrata la possibilità di incrementare la conoscenza interna dei modelli di calcolo mediante l'utilizzo di reti neurali, verranno utilizzati gli algoritmi genetici per affrontare il problema dell'ottimizzazione e verrà mostrata un'applicazione delle metodologie fuzzy per il trattamento delle incertezze. I risultati sugli esempi esposti sottolineano l'importanza dell'utilizzo dei metodi dell'intelligenza artificiale nell'analisi e nella progettazione di strutture complesse.

# Università degli Studi di Roma

## “La Sapienza”



Facoltà di Ingegneria

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica

Dottorato di Ricerca - XVII° Ciclo

### *I metodi dell'intelligenza artificiale nell'analisi e nella progettazione dei ponti sospesi*

*Dottorando:*

Luca Sgambi

*Relatore:*

Prof. Ing. Franco Bontempi

Roma, Marzo 2005

---

Dissertazione presentata per il conseguimento del titolo di  
Dottore di Ricerca in “Ingegneria delle Strutture”

## **RINGRAZIAMENTI**

Questi anni passati nella Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Roma "La Sapienza" sono stati per me anni di crescita culturale e professionale, in cui ho affrontato temi di ricerca sempre interessanti. Il lavoro fatto in questi anni è stato reso possibile dall'amicizia, dai consigli e dalla collaborazione fornitami da molte persone che desidererei ringraziare.

Desidero innanzitutto ringraziare il Prof. Franco Bontempi, per la sua opera di guida sempre presente, sia durante questi tre anni di Dottorato, sia nel lavoro di tesi. Lo voglio ringraziare per la paziente attenzione con cui ha seguito le varie fasi del mio Dottorato, sempre pronto a fornirmi nuovi spunti su cui riflettere per migliorarmi sia nel campo puramente scientifico sia in quello dei rapporti umani. Desidero inoltre ringraziare il Prof. Franco Bontempi per avermi introdotto all'arte dell'insegnamento con passione e fiducia, stimolandomi continuamente nel trasmettere agli studenti non solo teorie matematiche ma anche, e soprattutto, valori morali. A questo proposito desidero ringraziare anche il Prof. Emanuele Filiberto Radogna, esempio di correttezza e professionalità.

Ai Proff. Franco Bontempi e Remo Calzona vanno i miei più sentiti ringraziamenti per avermi dato l'opportunità di lavorare su temi di Ingegneria Civile estremamente attuali come quelli che riguardano i ponti sospesi di grande luce. Ringrazio inoltre la società Stretto di Messina per la proficua collaborazione ed il sostegno datomi in questi anni.

Voglio ringraziare il Prof. Fabrizio Vestroni, contro-relatore della mia tesi di dottorato, per la pazienza con cui ha esaminato il mio lavoro, per le critiche ed i suggerimenti che mi ha fornito.

Un ringraziamento particolare ai Proff. Ezio Dolara, Marcello Ciampoli e Vincenzo Ciampi, coi quali ho avuto modo di discutere, direttamente o indirettamente, di temi riguardanti le analisi numeriche e le problematiche ad esse correlate, traendo sempre interessanti spunti per affrontare nuovi lavori.

Un ringraziamento al Collegio dei Docenti del Dottorato di Ricerca e ai Proff. Franco Bontempi e Pier Giorgio Malerba per il sostegno morale ed economico fornitomi in questi anni che mi ha permesso di svolgere la mia attività di studio in assoluta tranquillità, di partecipare a numerosi convegni, sia nazionali che internazionali, nonché di poter soggiornare negli Stati Uniti d'America per quasi tre mesi come Visiting Student. A questo proposito sono particolarmente grato alla Facoltà e al sostegno economico fornitomi dai fondi COFIN2002.

Un sincero ringraziamento ai professori d'oltreoceano che mi hanno accolto offrendomi prima di tutto la loro più sincera amicizia. Ringrazio i Proff. Ali Touran e Merhdad Sasani che

mi hanno accolto e seguito alla Northeastern University di Boston ed il Prof. Dan M. Frangopol che mi ha sostenuto nella mia visita alla University of Colorado at Boulder fornendomi spunti e riflessioni per il mio lavoro di tesi. Un ringraziamento al Prof. Klaus J. Bathe dell'M.I.T. di Boston, che accogliendomi nel suo Centro di Ricerca e Sviluppo per il codice di calcolo strutturale ADINA ha contribuito non poco all'accrescimento di questo lavoro.

Non posso inoltre dimenticare gli insegnamenti e i consigli ricevuti in questi anni e negli anni passati dai Proff. del Politecnico di Milano, in particolare da Fabio Biondini, Pier Luigi Colombi, Elsa Garavaglia e Pier Giorgio Malerba, sempre pronti ad aiutarmi nei momenti difficili con consigli e rimproveri. Un ringraziamento al Prof. Antonio Migliacci e a tutti i Professori della Scuola di Specializzazione in Costruzioni in Cemento Armato "F.lli Pesenti" del Politecnico di Milano che hanno contribuito alla mia formazione culturale di questi anni.

Un ringraziamento particolare all'Ing. Gabriella Parlante per l'indispensabile aiuto fornitomi nella stesura di alcune pubblicazioni in campo internazionale.

Fra i colleghi del Corso di Dottorato, che ricordo tutti con piacere, desidero ringraziare l'Ing. Luciano Catallo per l'amicizia che mi ha dimostrato. All'Ing. Luciano Catallo, all'Ing. Daniele Taddei e alle loro famiglie vanno inoltre i miei ringraziamenti per avermi accolto nelle loro case durante alcuni dei miei giorni passati a Roma.

Un doveroso ringraziamento ai miei genitori che mi hanno sostenuto in questa mia scelta di intraprendere un Dottorato di Ricerca in una Università lontana da casa ed un ringraziamento particolare all'Ing. Claudia Gomez, senza i cui consigli, non avrei mai intrapreso la strada del Dottorato di Ricerca e dell'Insegnamento.

Roma, Marzo 2004

## INDICE DELLA TESI

<b>Introduzione</b>	VII
<b>Sommario ed organizzazione della tesi</b>	VIII
 <b>PARTE I – INTRODUZIONE ALLA PROGETTAZIONE STRUTTURALE</b>	
 <b>Capitolo I – Progettazione e ragionamento</b>	 1
1.1 I metodi di ragionamento	2
1.1.1 La deduzione	2
1.1.2 L'induzione	3
1.1.3 L'abduzione	5
1.2 Gli errori di ragionamento	7
1.3 L'attività della progettazione	13
1.3.1 Problemi ben definiti e problemi mal definiti	14
1.3.2 La ricerca della soluzione	16
1.4 Le fasi della progettazione	18
1.5 L'organizzazione dei processi	22
1.5.1 La meta-modellazione	27
1.6 L'organizzazione dei dati	28
1.6.1 L'analisi esplorativa dei dati	28
1.6.1.1 Indici di posizione	28
1.6.1.2 Indice di variabilità	29
1.6.1.3 Indice di asimmetria	30
1.6.1.4 Indice di curtosi	31
1.6.2 Strutturare i dati	32
1.6.2.1 Metodi gerarchici	35
1.6.2.2 Metodi non gerarchici	35
 <b>Capitolo II – Organizzare le informazioni</b>	 37
2.1 La scomposizione dell'informazione	38
2.1.1 La scomposizione di racconti letterari	38
2.1.2 La ricomposizione dei racconti	41
2.2 Scomposizione della struttura	46
2.2.1 Sistemi di ritegno e di sostegno	51
2.2.2 Sistema di sospensione	51
2.2.3 Impalcato corrente	51
2.2.4 Zone speciali dell'impalcato	52
2.3 Scomposizione delle azioni	54
2.3.1 Ramo della azioni ambientali	58
2.3.2 Ramo delle azioni antropiche	63
2.4 Scomposizione delle prestazioni	68
2.4.1 Requisiti relativi all'utenza ferroviaria	73
2.4.2 Prestazioni relative all'utenza stradale	74
2.4.3 Prestazioni relative al traffico marittimo	75
2.4.4 Prestazioni relative alla vibrazioni indotte dal vento e dal traffico	75

## **PARTE II – MODELLI DI ORGANIZZAZIONE DELLA CONOSCENZA**

<b>Capitolo III – Modellazione e conoscenza</b>	77
3.1 La rappresentazione	78
3.1.1 Accuratezza di una rappresentazione	78
3.1.2 Proprietà delle rappresentazioni	79
3.2 La rappresentazione come modello numerico	82
3.2.1 Complessità del modello strutturale	83
3.3 Le dimensioni delle rappresentazioni	88
3.3.1 Concretezza	88
3.3.2 Completezza	89
3.4 Le modellazioni multilivello	91
3.5 Il modello numerico dell'opera	93
3.5.1 Ipotesi di modellazione	93
3.5.1.1 Configurazione geometrica	93
3.5.1.2 I cavi principali ed i pendini	98
3.5.1.3 I blocchi di ancoraggio	102
3.5.1.4 Le torri	103
3.5.1.5 L'impalcato	105
3.5.1.6 I dispositivi di ritegno	107
3.6 Informazione numerica e conoscenza	110
3.7 Il modello come una mappa	112
3.8 L'esplorazione del modello	116
3.8.1 Esplorazione rispetto alle incertezze meccaniche	119
3.8.2 Esplorazione rispetto alle incertezze di modellazione	126
3.8.2.1 Analisi di sensibilità alla variazione del vincolo verticale dell'impalcato	126
3.8.2.2 Analisi di sensibilità alla variazione di rigidezza del vincolo di ancoraggio dei cavi	127
3.8.2.3 Analisi di sensibilità alla modellazione dei pendini	137
3.9 Errori ed approssimazioni nella analisi strutturali	139
3.9.1 Approssimazioni nella modellazione strutturale	139
3.9.2 Approssimazioni dei codici di calcolo	140
3.9.3 Approssimazioni ed errori di ragionamento	143
3.9.3.1 Errori di distrazione	145
3.9.3.2 Errori per ricorso a motivi invece che a prove	145
3.9.3.3 Errori di cambio di soggetto	146
3.9.3.4 Errori di spiegazione	147
3.10 Dal modello al meta-modello	149
3.10.1 Esempio di meta-modellazione	150
<b>Capitolo IV – Intelligenza artificiale</b>	157
4.1 L'intelligenza artificiale	158
4.1.1 Formulazioni dell'intelligenza artificiale	158
4.1.4 Metodi di soft-computing	160
4.2 Le reti neurali artificiali (RNA)	161
4.2.1 Breve introduzione storica	163
4.2.2 Impiego delle reti neurali	165
4.2.3 Il neurone artificiale	166

4.2.4	Tipologie di reti neurali artificiali	169
4.2.5	L'apprendimento	171
4.2.6	Le reti neurali ad uno strato	172
4.2.7	Le reti neurali multi-strato	175
4.2.7.1	L'algoritmo della back-propagation	176
4.2.7.2	Varianti della back-propagation	179
4.3	Gli algoritmi genetici	181
4.3.1	Breve introduzione storica	181
4.3.3	Impiego degli algoritmi genetici	182
4.3.3	I termini della biologia	183
4.3.4	La popolazione	186
4.3.5	La funzione di fitness	187
4.3.6	La selezione e la riproduzione	187
4.3.7	Il crossover (o incrocio)	189
4.3.8	La mutazione	190
4.3.9	Convergenza dell'algoritmo	191
4.4	La logica fuzzy	193
4.4.1	Breve introduzione storica	193
4.4.2	Impiego della logica fuzzy	194
4.4.3	Fuzzy sets e membership functions	194
4.4.4	Gli operatori logici	197
4.4.5	Le regole di inferenza	199
4.4.6	La defuzzificazione	202
4.4.6.1	La tecnica del centro di gravità	202
4.4.6.2	Il metodo del massimo	203
4.4.6.3	Il metodo del medium of maxima	203

### ***PARTE III – APPLICAZIONI***

<b>Capitolo V – Studio del comportamento statico e sismico</b>	205
5.1 Comportamento sotto azione statica	206
5.1.1 Cenni ai metodi di soluzione dei problemi statici non lineari	206
5.1.2 La definizione delle analisi statiche	209
5.1.3 Alcuni risultati delle analisi svolte	212
5.2 Comportamento sotto azione sismica	222
5.2.1 Cenni ai metodi di soluzione dei problemi dinamici non lineari	222
5.2.2 Caratterizzazione dell'input sismico	225
5.2.2.1 Generazione degli accelerogrammi artificiali	225
5.2.2.2 Correzione degli accelerogrammi	227
5.2.3 Caratterizzazione modale della struttura	231
5.2.4 Impostazione numerica delle analisi	234
5.2.5 Alcuni risultati delle analisi svolte	239
<b>Capitolo VI – Applicazione dei metodi di soft-computing</b>	253
6.1 Utilizzo dei metodi di soft-computing	254
6.2 Miglioramento del modello a trave	255
6.2.1 Fasi del processo di identificazione	257
6.2.1.1 Raccolta dei dati pre-processing per l'applicazione effettuata	258
6.2.1.2 Progetto della rete neurale	259

6.2.2 Validazione del modello ad elementi di trave	264
6.3 Analisi di deformabilità con gli algoritmi genetici	269
6.3.1 Definizione dei meccanismi elementari	270
6.3.1.1 Carico ferroviario	270
6.3.1.2 Carico stradale di tipo pesante	271
6.3.1.3 Carico stradale di tipo leggero	272
6.3.1.4 Carico statico da vento	273
6.3.2 Risultati relativi al massimo spostamento verticale negativo	275
6.3.3 Risultati relativi al massimo spostamento verticale positivo	282
6.3.4 Risultati relativi alla massima pendenza trasversale	284
6.3.5 Risultati relativi alla massima pendenza longitudinale	288
6.3.6 Risultati relativi alla massima tensione nei cavi principali	291
6.3.7 Risultati relativi alla massima tensione nelle gambe delle torri	295
6.4 Analisi fuzzy della risposta sismica	298
6.4.1 Utilizzo dei metodi fuzzy	298
6.4.2 Comportamento non lineare nella risposta sismica	302
6.4.3 Incertezze nella risposta sismica	304
6.4.4 Punti di misura della risposta sismica	306
6.4.5 Analisi temporale della risposta fuzzy	308
<b>Conclusioni</b>	319
<b>Riferimenti bibliografici</b>	323

## INTRODUZIONE

La tesi ha come oggetto di studio l'analisi del comportamento strutturale dei ponti sospesi di grande luce. In particolare si vuole mettere in evidenza come i metodi di *soft-computing* derivanti dal campo dell'intelligenza artificiale possano risultare un valido aiuto al progettista, per governare la complessità e le incertezze legate al problema strutturale.

A questo scopo verrà mostrata l'importanza dell'utilizzo di più modelli e di più codici di calcolo per governare le approssimazioni che nascono dall'analisi di una struttura complessa, come un ponte sospeso. Una struttura può definirsi complessa per vari motivi, nel caso di un ponte sospeso di grande luce la complessità nasce dalla presenza di legami e parametri incerti e dai fenomeni di interazione che rendono il comportamento strutturale di difficile valutazione. Per questi motivi la corretta progettazione di un ponte sospeso è una delle più grandi sfide ingegneristiche di oggi.

La necessità di trovare un punto di bilancio (progettazione ottimale) tra il costo ed il livello di sicurezza dell'opera è di fondamentale importanza. Per ottenere un'adeguata valutazione del punto ottimale di progetto, è importante considerare ogni aspetto legato alla *performance based theory*. Chiaramente la sicurezza della vita umana è di fondamentale importanza, ma in opere rilevanti, anche aspetti come l'estetica ed il comfort degli utenti non possono essere esclusi dalle valutazioni e devono influenzare le variabili di progetto. Queste variabili includono caratteristiche geometriche e meccaniche. Molte di queste variabili possono essere considerate deterministiche mentre per altre è necessario considerare l'incertezza che le caratterizza, al fine di ottenere delle stime di sicurezza affidabili. Il raggiungimento di questo obiettivo è quindi un problema non banale.

In questo contesto i metodi dell'intelligenza artificiale e di *soft-computing* trovano ampia applicazione e possono contribuire ad aumentare l'affidabilità dei risultati. In genere, con intelligenza artificiale s'intende la costruzione di un agente che, una volta inserito in un ambiente, sia in grado di effettuare delle decisioni. Agenti di questo tipo richiedono l'utilizzo di conoscenza derivante da un'astrazione del modello, e di regole di ragionamento per gestire la conoscenza in modo opportuno. Secondo le necessità, un agente può essere basato su ragionamenti logici, probabilistici o con presenza d'incertezze. Per utilizzare e gestire la

conoscenza, l'agente può utilizzare diversi metodi di *soft-computing* quali le reti neurali, i sistemi evolutivi, la logica fuzzy e le funzioni euristiche.

Questi metodi possono essere applicati con profitto ad ogni passo del ciclo di vita di un ponte. Possono essere utilizzati nella valutazione delle aspettative future, nella decisione dei vincoli progettuali, nella valutazione dei problemi di costruzione e di manutenzione, e nel successivo monitoraggio dell'opera.

In particolare questa tesi si concentra sulla fase decisionale presente durante la prima fase di progettazione della struttura, fornendo metodologie utili alla determinazione delle prestazioni strutturali di un sistema complesso. La dimensione del modello numerico di un ponte sospeso rende difatti le analisi molto dispendiose e l'importanza dell'opera impone una particolare attenzione all'affidabilità delle stesse che devono tenere in conto le rilevanti incertezze legate al problema. In questo contesto i metodi computazionali del *soft-computing* grazie alla loro tolleranza all'imprecisione e all'incertezza contrapposta ad una notevole robustezza dei risultati possono risultare dei validi strumenti di calcolo.

## **SOMMARIO ED ORGANIZZAZIONE DELLA TESI**

Il lavoro di tesi si articola in sei capitoli, esso è composto da una parte teorica iniziale ed una parte applicativa. Si presenta ora una breve descrizione dei capitoli.

### Capitolo 1 – Progettazione e ragionamento

Nel primo capitolo si vuole dare un inquadramento filosofico all'attività intellettuale della progettazione, descrivendo i diversi modi di ragionare dell'uomo (deduzione, induzione ed abduzione) e mostrando come l'attività di progettazione sia un'attività abduttiva. Descrivendo l'attività di progettazione e di ragionamento, ci si soffermerà anche sui possibili errori che possono incorrere in una argomentazione e quindi sulla necessità, per un progettista, di possedere validi strumenti per analizzare in modo obiettivo sia i dati, sia i processi che incorrono in una progettazione. Nel capitolo in questione si esamineranno brevemente questi metodi.

## Capitolo 2 – Organizzare le informazioni

L'organizzazione delle informazioni è quindi un passo fondamentale per la buona riuscita dell'intero processo progettuale. Spesso per organizzare le informazioni in un sistema complesso, è necessario scomporre lo stesso nei suoi minimi termini. In questo capitolo si affronta il problema della scomposizione strutturale, prestazionale e delle azioni con lo scopo di formare un quadro chiaro e sintetico delle variabili di progetto (struttura) e dello stato di arrivo della progettazione (prestazione). L'argomento viene introdotto esaminando brevemente vari metodi di scomposizione di racconti letterari e traendone spunti e riflessioni sia per le varie scomposizioni riportate all'interno del capitolo, sia per l'argomento di modellazione affrontato nel capitolo successivo.

## Capitolo 3 – Modellazione e conoscenza

Il terzo capitolo affronta un tema centrale di tutto il processo di progettazione strutturale: la modellazione della struttura. La modellazione strutturale viene introdotta come aspetto particolare della categoria più ampia delle rappresentazioni. Nel capitolo si metteranno in evidenza le caratteristiche di concretezza e completezza delle rappresentazioni, con particolare riguardo alle modellazioni numeriche. In seguito viene esposto il modello numerico della struttura di esempio utilizzata per le analisi di carattere globale, caratterizzandone il comportamento con varie analisi esplorative sia riguardo le incertezze meccaniche, sia riguardo le incertezze di modellazione. Si riprenderanno alcune tipologie di errori di ragionamento esposte nel capitolo primo, applicandole direttamente alle analisi numeriche, sottolineando l'importanza di utilizzare varie modellazioni, vari codici di calcolo e vari analisti per giungere ad un risultato numerico robusto. L'utilizzo quindi, di un modello di modellazione porta alla formazione di un meta-modello. Il capitolo si chiude con l'applicazione di una meta-modellazione per incrementare la robustezza di alcune valutazioni numeriche.

## Capitolo 4 – Intelligenza artificiale

Il quarto capitolo introduce il campo di ricerca dell'intelligenza artificiale. Verranno illustrati vari aspetti di quest'area di ricerca, sia della sua formulazione forte sia della formulazione debole. Il capitolo si concentra in seguito sui metodi di *soft-computing*, ed in particolare sulle reti neurali, sugli algoritmi genetici e sulle tecniche fuzzy. Per entrambi questi metodi viene fornito un inquadramento storico, con le principali scoperte che hanno portato all'affermazione del metodo ed una descrizione di funzionamento utile per la comprensione delle successive applicazioni.

## Capitolo 5 – Analisi statiche e sismiche

Il quinto capitolo raccoglie una serie di analisi in campo statico ed in campo sismico relative all'opera in oggetto. In campo statico si esamineranno alcuni studi atti a definire la deformabilità globale dell'opera in condizioni di servizio, mentre in campo dinamico verranno esposte alcune analisi effettuate per la valutazione delle prestazioni sismiche. Illustrando le varie analisi si richiameranno i metodi numerici più utilizzati dai codici di calcolo commerciali per le analisi strutturali.

## Capitolo 6 – Applicazione dei metodi di soft-computing

Nell'ultimo capitolo del lavoro, verranno applicati i metodi di *soft-computing* precedentemente esaminati alle analisi di deformabilità della struttura in esame. In particolare, le reti neurali si dimostreranno un valido strumento per migliorare le prestazioni del modello numerico, identificando le caratteristiche di un analogo modello formulato con elementi guscio e trasportando la conoscenza acquisita nel modello globale formulato con elementi trave. Nella seconda parte del capitolo, le analisi di deformabilità verranno affrontate utilizzando un approccio con algoritmi genetici, giungendo ad un'esplorazione mirata dei modelli capace riprodurre la deformabilità globale dell'opera con sufficiente robustezza. Infine, per incrementare l'affidabilità delle analisi sismiche si mostrerà come sia possibile applicare ad esse le metodologie di analisi fuzzy per trattare le incertezze legate al problema. In particolare si considererà l'incertezza legata alla definizione dell'intensità sismica e si mostrerà come essa possa influenzare le analisi nella struttura in esame.

# *Capitolo I*

## *Progettazione e ragionamento*

---

Contenuto del capitolo:

- *I diversi metodi di ragionare dell'uomo*
- *Gli errori del ragionamento umano*
- *L'attività di progettazione*
- *L'organizzazione dei processi*
- *L'organizzazione dei dati*

## 1.1 I METODI DI RAGIONAMENTO

Il ragionamento umano è un'attività fondamentale che caratterizza tutto il processo di progettazione. Appare quindi doveroso cominciare questo capitolo, che parla del ruolo del ragionamento e delle informazioni nell'attività di progettazione, con una breve esposizione di quelli che sono i differenti metodi di ragionamento, così come sono stati classificati da alcuni dei grandi filosofi della storia.

Sin dai tempi di Aristotele i processi di ragionamento vengono catalogati secondo tre tipologie fondamentali: la deduzione, l'induzione, l'abduzione. Tuttavia è solo nell'era moderna che viene fornito ad ogni processo il giusto peso nella progressione della conoscenza umana identificando in maniera netta i vari tipi di inferenza non solo dal punto di vista logico ma anche in base alla quantità di conoscenza apportata.

### 1.1.1 La deduzione

La deduzione consiste nell'applicazione di una regola generale ad un caso particolare, è questa una delle classiche definizioni date dai filosofi della scienza al metodo di ragionamento deduttivo. Per comprenderne il significato si ripropone il classico esempio costruito da Peirce [Peirce 1934-48]. Si ipotizzi di trovarsi in una stanza in cui vi sia un sacco di contenuto noto: fagioli bianchi.

In questo caso è possibile dedurre che se un fagiolo sarà estratto dal sacco, esso sarà bianco. La conclusione, non costituisce una novità. Una caratteristica della deduzione è infatti che le sue conclusioni sono implicite nelle premesse; essa quindi, non permette di creare informazioni nuove [Arielli 2003]. In termini logici si può scrivere che:

$p \rightarrow q$  (se un fagiolo viene estratto dal sacco, esso è bianco)

$p$  (questo fagiolo viene estratto dal sacco)

conclusione:  $q$  (questo fagiolo è bianco)

### 1.1.2 L'induzione

Come esposto da Strawson, la deduzione non è tuttavia il genere più comune di ragionamento [Strawson 1961]. La deduzione viene spesso utilizzata da chi pratica la matematica pura ma spesso l'uomo deve trarre delle conclusioni da delle conoscenze non complete. Le premesse, in questo caso, non contengono le conclusioni e non ci sarebbe nulla di contraddittorio nel rigettare le une o le altre.

Quando da una serie di casi particolari, si estrae una legge di valore generale, si parla di induzione [Arielli 2003]. Se si riprende l'esempio di Peirce, eseguito nell'ambito della deduzione, si può ipotizzare di non essere a conoscenza del contenuto del sacco, ma dopo aver estratto alcuni fagioli e aver constatato che sono bianchi, si può pensare di formulare una legge di carattere generale del tipo: "se un fagiolo viene estratto da questo sacco, esso sarà bianco". La formulazione di tale legge avviene tramite un ragionamento di tipo induttivo. Altri classici esempi di procedimenti induttivi tratti da ragionamenti quotidiani sono forniti da Strawson [Strawson 1961]:

"egli ha viaggiato continuamente per ventiquattro ore, sicché sarà molto stanco"

"la pentola è da dieci minuti sul fuoco, sicché dovrebbe essere sul punto di bollire"

"stamani c'è un gelo che strina: senza cappotto prenderai il raffreddore"

Le argomentazioni sono tutte ragionevoli, ma non sono valide per un ragionamento deduttivo (difatti, non tutte le persone che escono senza cappotto prendono il raffreddore). Un ragionamento di tipo induttivo, a differenza della deduzione, non fornisce quindi una certezza assoluta poiché si basa solamente sulla generalizzazione di una serie di casi particolari.

Chiaramente, se si esaminano tutti i fagioli del sacco si potrebbe essere sicuri che sia un sacco di fagioli bianchi e che un fagiolo estratto da esso sia bianco ma in questo caso si ricadrebbe in un ragionamento per deduzione. Nella maggior parte dei fenomeni non è però possibile osservare tutti i casi (non è possibile, ad esempio, far viaggiare tutte le persone per ventiquattro ore per essere sicuri che ogni persona sia molto stanca dopo il viaggio); non è da escludere quindi che un giorno si scopra qualche dato che non sia in accordo con la generalizzazione indotta.

In termini logici:

$p$  (questo fagiolo viene estratto dal sacco)

$q$  (è bianco)

conclusione:  $p \rightarrow q$  (se un fagiolo viene estratto dal sacco, esso è bianco)

Sino alla prima metà del secolo scorso vi era la convinzione che le leggi scientifiche siano il risultato di procedimenti induttivi. Fu il filosofo Karl Popper a prendere le distanze da questa posizione [Popper 1959], negando che le teorie scientifiche abbiano origine dall'induzione. Secondo la visione di Popper, l'evidenza osservativa non può né dare origine alle teorie scientifiche né confermarle; l'esperienza può solo confutare delle ipotesi che vengono elaborate indipendentemente dall'esperienza stessa. Popper suddivide l'induzione in due classi: l'induzione ripetitiva e l'induzione eliminativa.

A proposito dell'induzione ripetitiva Popper afferma che: “nessun numero di osservazioni di cigni bianchi riesce a stabilire che tutti i cigni sono bianchi (o che la probabilità di trovare un cigno che non sia bianco è piccola). Allo stesso modo, per quanti spettri di atomi d'idrogeno osserviamo non potremo mai stabilire che tutti gli atomi d'idrogeno emettono spettri dello stesso genere. Tuttavia considerazioni di ordine teorico possono suggerirci quest'ultima generalizzazione, e considerazioni teoriche ulteriori possono suggerirci di modificarla introducendo spostamenti Doppler e spostamenti verso il rosso propri della gravitazione einsteiniana” [Popper 1969].

Anche per quanto riguarda l'induzione eliminativa Popper non è povero di critiche: “... e gli altri diffusori di questo metodo dell'induzione per eliminazione credevano che, eliminando tutte le teorie false, si possa far valere la teoria vera. In altre parole, non si rendevano conto che il numero delle teorie rivali è sempre infinito, anche se, di regola, in ogni momento particolare possiamo prendere in considerazione soltanto un numero finito di teorie” [Popper 1969].

Un altro brano, sempre di Popper, recita: “il fatto che per ogni problema esiste sempre un'infinità di soluzioni logicamente possibili, è uno dei fatti decisivi di tutta la scienza; è una delle cose che fanno della scienza un'avventura così eccitante. Esso infatti rende inefficaci tutti i

metodi basati sulla mera routine. Significa che, nella scienza, dobbiamo usare l'immaginazione e idee ardite, anche se l'una e le altre devono sempre essere temperate dalla critica e dai controlli più severi" [Popper 1969].

### 1.1.3 L'abduzione

L'abduzione è una forma logica che si contrappone in parte alla deduzione pur essendoci una discreta somiglianza (spesso viene citata come forma logica ipotetico-deduttiva). Huxley, celebre biologo inglese della seconda metà dell'Ottocento, definì questo metodo di lavoro logico come *profezia retrospettiva*. A differenza della deduzione, in cui viene applicata una regola generale per ottenere un effetto, nell'abduzione si procede infatti a ritroso, indagando la relazione esistente tra la causa e l'effetto. Se in una stanza vi è un sacco di cui si è al corrente che contiene solo fagioli bianchi, si conosce anche la regola generale: "se un fagiolo viene estratto da questo sacco, esso sarà bianco". Se si nota che su di un tavolo adiacente vi è un fagiolo bianco, si può ipotizzare che quel fagiolo proviene dal sacco. L'ipotesi fatta non ha origine dal nulla ma, ad esempio, si sarebbe potuto osservare che il fagiolo è vicino al sacco, che nella stanza non vi sono altri sacchi, che nessuno è entrato nella stanza e che i fagioli non camminano da soli. La conclusione del ragionamento (quel fagiolo proviene dal sacco) non può essere una certezza, ma è un'ipotesi. In termini logici:

$q$  (questo fagiolo sul tavolo è bianco)

$p \rightarrow q$  (se un fagiolo viene estratto da quel sacco, esso sarà bianco)

conclusione:  $p$  (questo fagiolo sul tavolo è stato estratto da quel sacco)

Habermas distingue inoltre due tipi di ragionamento abduttivo [Habermas 1973]: l'abduzione esplicativa, in cui viene spiegato un fatto osservato (il fagiolo sul tavolo) grazie ad una legge che già si conosce (tutti i fagioli in quel sacco sono bianchi) e l'abduzione innovativa, dove è il fatto osservato a creare una legge generale (osservando il fagiolo bianco vicino al sacco e senza conoscere che nel sacco vi siano solo fagioli bianchi si può ipotizzare che il fagiolo provenga dal sacco e che al suo interno vi siano solo fagioli bianchi).

Chiaramente non è da escludere la possibilità che il fagiolo bianco abbia un'altra provenienza, tuttavia è proprio questo tipo di ragionamento che permette di collegare due

informazioni (questo fagiolo è bianco + se un fagiolo è estratto dal sacco, esso sarà bianco) in un'informazione potenzialmente nuova (questo fagiolo è stato estratto da quel sacco). Questo tipo di ragionamento permette quindi di creare nuova informazione [Peirce 1934-48].

L'informazione creata è rischiosa, nel senso che l'esperienza successiva si incaricherà di confutarla o di convalidarla [Popper 1969]. Questo, tuttavia, è il modo di creazione di una teoria scientifica. Difatti, secondo Popper, una teoria può definirsi scientifica solo se è in grado di suggerire quali esperimenti ed osservazioni potrebbero dimostrarla falsa (principio di falsificabilità). Se un'affermazione non può essere falsificata dall'esperienza, significa che non avrà nessun rapporto con essa e, come tale, non potrà essere definita scientifica ma dovrà appartenere ad altri campi (mito, religione, metafisica, opinioni personali...). Il metodo scientifico, secondo Popper, consiste in una serie di tentativi ed errori, di congetture e confutazioni. Le ipotesi che vengono falsificate dall'esperienza vengono abbandonate, quelle che vengono convalidate devono essere invece assunte come verità provvisorie in quanto non si possono a priori escludere future falsificazioni.

L'abduzione è quindi un procedimento fondamentale nella scienza: nella storia, il succedersi degli eventi viene ipotizzato dai documenti e dalle testimonianze giunte ai nostri giorni; nell'archeologia le abitudini di popoli antichi vengono ricostruite basandosi su ciò che rimane delle loro strutture architettoniche.

Anche il metodo di ragionamento di un progettista si basa sull'abduzione. Un progettista è difatti posto di fronte ad uno stato di cose desiderabili (prestazioni dell'opera) e deve risalire a qualcosa che sia in grado di produrre quello stato di cose [Arielli 2003].

Nel caso di una progettazione di una struttura comune, la conoscenza è ormai consolidata per cui la legge di carattere generale è nota e come nel caso dell'abduzione esplicativa si attinge da un sapere già a disposizione.

Un progettista che deve creare una struttura in grado di produrre uno stato di cose desiderabili senza far uso di conoscenza disponibile, deve creare un artefatto in base a delle nuove ipotesi. In questo caso si verifica una progettazione originale e creativa ed il metodo di ragionamento è paragonabile a quello dell'abduzione innovativa.

## 1.2 GLI ERRORI DI RAGIONAMENTO

Dopo aver esaminato i metodi di ragionamento con cui un uomo è in grado di risolvere un problema, o argomentare una tesi, appare doveroso esaminare anche gli errori che possono verificarsi durante le fasi di ragionamento. Diversi ricercatori ([Downes 1995], [Labossier 1995], [Woods 2004]) si sono impegnati nell'analizzare, catalogare e spiegare i vari errori in cui una persona può incorrere. La Figura 1.1 mostra la catalogazione degli errori fornita da Downes dell'Università di Alberta (lo stesso diagramma viene riprodotto per leggibilità nella Figura 1.2 e 1.3).

Secondo la classificazione di Downes, gli errori di ragionamento possono suddividersi nelle seguenti classi:

- Errori di distrazione. Nei ragionamenti vengono utilizzati degli operatori logici. L'uso scorretto di questi operatori porta alla tipologia di errore che Downes definisce errori di distrazione. L'uso scorretto dell'operatore *OR* porta ad esempio all'errore per *falso dilemma* in cui vengono elencate un certo numero di scelte, quando in realtà ve ne sono di più.
- Ricorso a motivi invece che a prove. Per argomentare e convincere un interlocutore servono prove. I ragionamenti affetti da questa tipologia di errore fanno appello ad emozioni o altri fattori psicologici per argomentare una tesi senza fornire valide ragioni in cui credere. Fanno parte di questa sezione i ragionamenti basati sui pregiudizi o sulla popolarità (un'idea è creduta da talmente tante persone che viene considerata corretta).
- Cambio di soggetto. In un ragionamento può essere cambiato il soggetto della discussione: invece di parlare delle ragioni per cui credere ad una certa affermazione si coinvolge la persona che la sostiene. Anche se in alcuni casi è utile citare un'autorità, quasi mai è appropriato discutere la persona anziché la questione.
- Errori di induzione. Arguire le caratteristiche di un'intera classe di oggetti da un campione di essi può portare a degli errori. Il campione può infatti essere troppo piccolo per farne una generalizzazione sull'intera popolazione oppure può essere differente dall'insieme considerato.

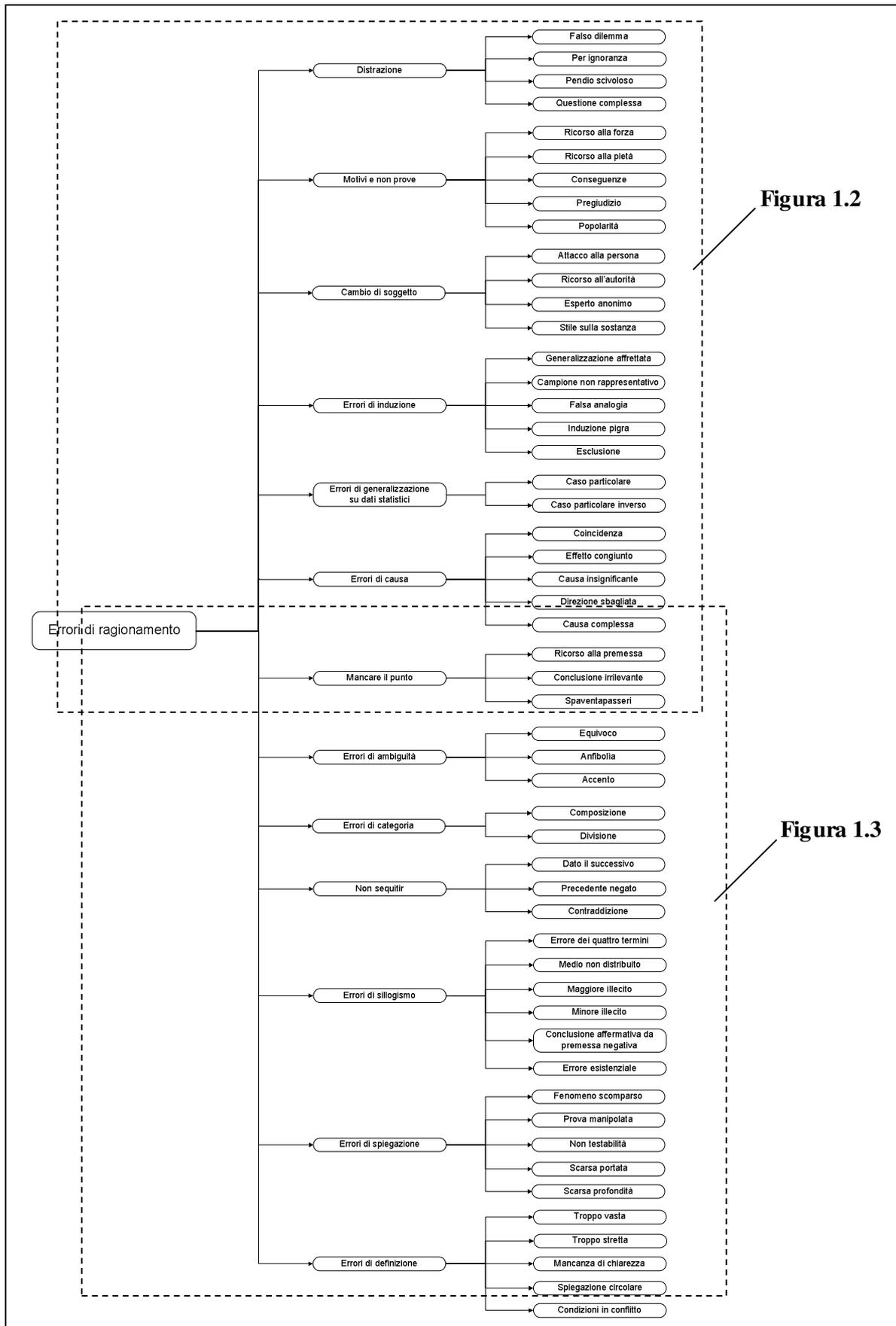
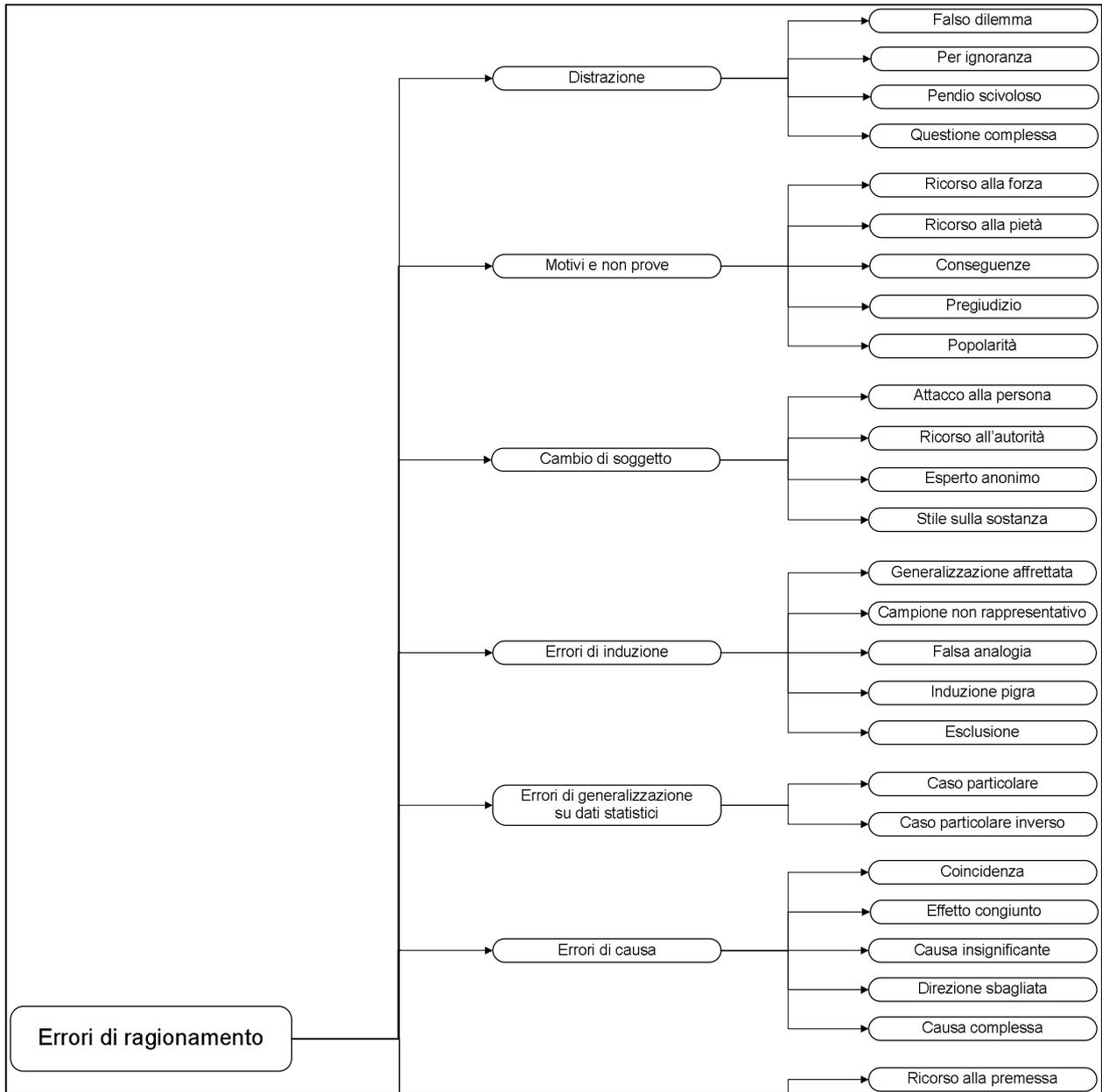


Figura 1.2

Figura 1.3

Figura 1.1: Classificazione degli errori di ragionamento secondo Downes [Downes 1995].



**Figura 1.2:** Classificazione degli errori di ragionamento secondo Downes (ingrandimento 1).

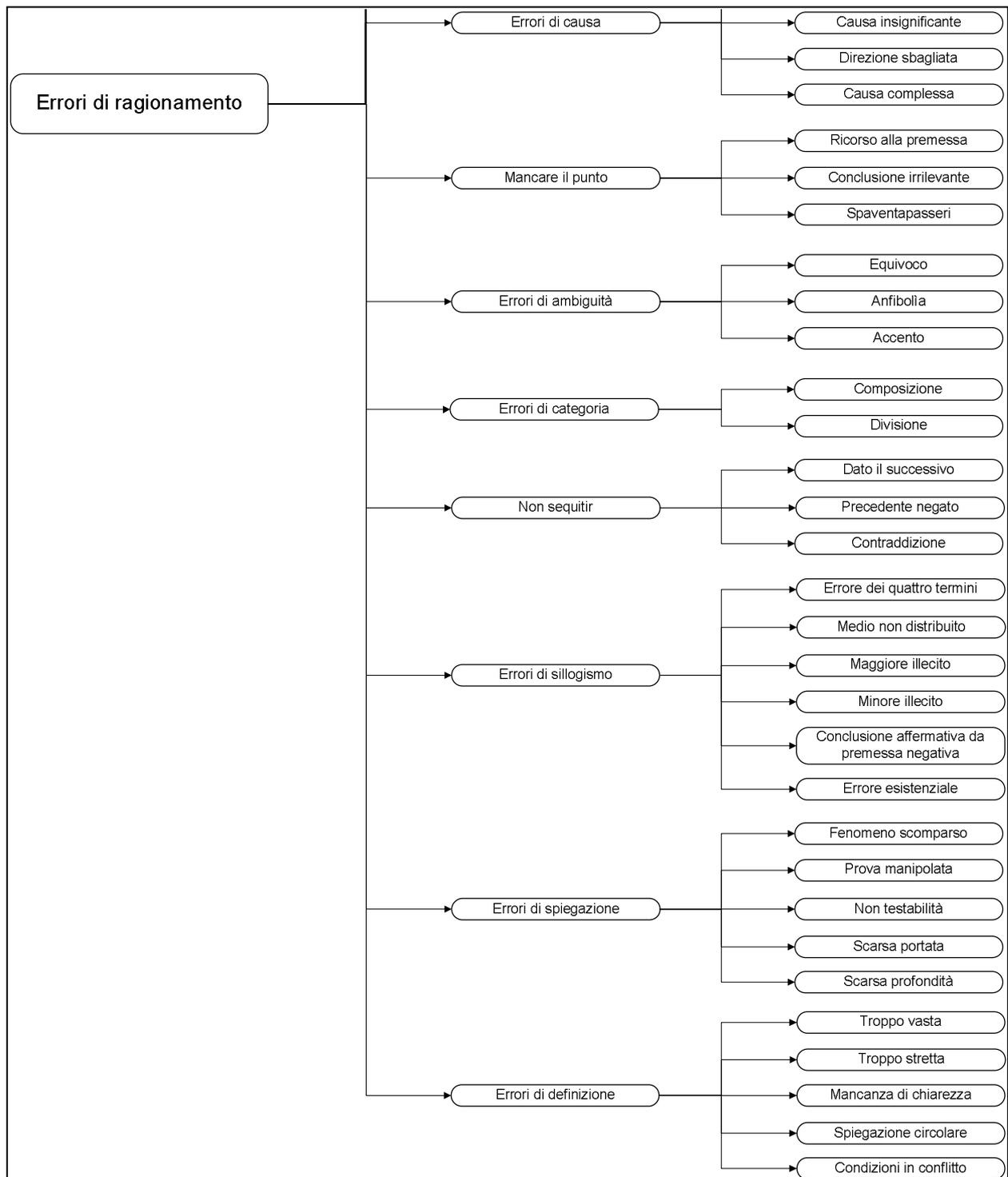


Figura 1.3: Classificazione degli errori di ragionamento secondo Downes (ingrandimento 2).

- Errori di generalizzazione su dati statistici. Una generalizzazione fatta su dati statistici è un'affermazione normalmente vera. L'errore avviene quando un autore tratta la generalizzazione come una legge sempre valida.
- Errori di causa. Ragionando, spesso si conclude che ad una cosa ne consegue un'altra. La relazione causa-effetto è però a volte complessa, ed è facile commettere errori. Ad esempio, poiché ad una cosa ne segue un'altra, non è detto che la prima ne sia la causa, potrebbero essere entrambi degli effetti (errore di *effetto congiunto*) o potrebbero esistere cause più importanti (errore di *causa insignificante*) o la causa identificata potrebbe essere solamente una parte dell'intera causa (errore di *causa complessa*).
- Mancare il punto. Con questa definizione si indicano tutti quegli errori di ragionamento che portano all'incapacità di provare la correttezza della conclusione. Questo può avvenire nel momento in cui si fa ricorso alla premessa per garantire la verità della conclusione oppure quando l'autore riesce a provare una tesi diversa (e meno forte) da quella in realtà sostenuta.
- Errori di ambiguità. Errori di questo tipo si verificano in tutti i casi in cui il significato di una parola o di un evento è poco chiaro o equivoco. Può accadere in due modi: la parola o l'evento può avere più di un significato; la parola o l'evento ha un significato incerto.
- Errori di categoria. Questo errore si verifica quando l'autore presume, in modo errato, che un intero non è che la somma delle sue parti. Può infatti accadere che certe cose unite insieme acquistino caratteristiche che le singole parti separate non possiedono.
- Errore non sequitur. Accade quando in un ragionamento la conclusione non consegue dalle premesse.
- Errore di sillogismo. Il tipo fondamentale di ragionamento deduttivo della logica aristotelica prevede una premessa maggiore (affermativa o negativa) una premessa minore ed una conclusione derivata da esse. Gli errori in questa tipologia comprendono quelli di sillogismo non valido, ad esempio se ciò che si dice del soggetto della conclusione riguardano un'intera classe quando le premesse erano riferite solo ad alcuni casi (errore di *maggiore illecito*) o quando una conclusione particolare è derivata da premesse universali (errore *esistenziale*).
- Errore di spiegazione. Una buona spiegazione si deve basare su di una teoria scientifica. Quando la spiegazione è data secondo dei pregiudizi, con teorie che non possono essere testate oppure ricorrendo a fenomeni inesistenti, s'incorre in questa tipologia d'errore.

- Errore di definizione. Durante un ragionamento si possono utilizzare delle definizioni per chiarire esattamente il significato di una parola o di un concetto. Tuttavia la definizione data può essere sbagliata, incompleta, non chiara o potrebbe includere nella sua conclusione il concetto da spiegare come parte della spiegazione (errore di *spiegazione circolare*).

I metodi di ragionamento e gli errori di ragionamento intervengono in tutti i campi in cui un uomo è chiamato a risolvere o argomentare una situazione. Come in precedenza evidenziata, l'attività di progettazione è un'attività di ragionamento abduttivo, tale da non essere esente da possibilità d'errore. Come si esporrà nei capitoli successivi anche l'attività di modellazione strutturale è un'attività abduttiva, e anche in quel caso i risultati dovranno essere vagliati alla luce dei vari possibili errori, tra cui, ovviamente, gli errori di ragionamento.

### 1.3 L'ATTIVITÀ DELLA PROGETTAZIONE

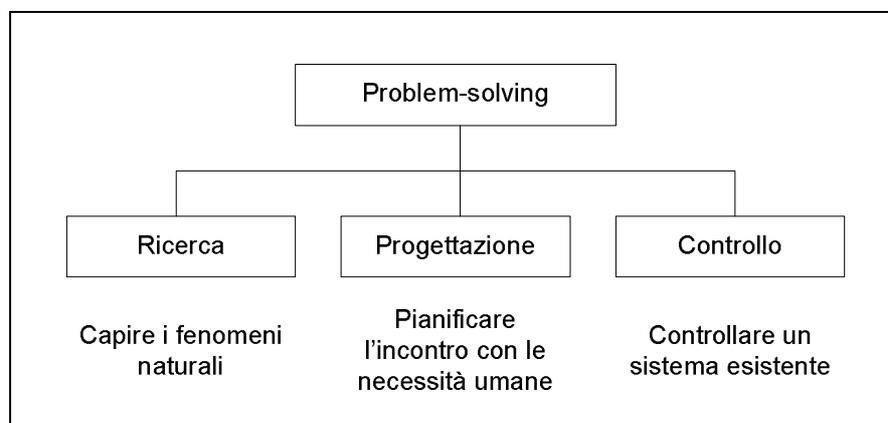
Si esamina ora l'attività della progettazione nel suo specifico, cominciando nel ricercare in letteratura una definizione della stessa. Tuttavia, è difficile individuare una definizione univoca che metta in accordo tutti gli autori; si riporta quindi quella fornita da Lewis e Samuel [Lewis 1989] che sembra essere la più adatta per questo lavoro. Essi definiscono il termine “progettazione” come una complessa attività di *problem-solving*.

In senso lato, il termine “problem” definisce una situazione in cui un essere umano ha bisogno di una o più risposte che non gli sono note [George 1970]. Questa definizione, fornita in termini generali, comprende anche i problemi di interesse ingegneristico che a seconda dello scopo possono catalogarsi nelle seguenti classi:

- Di ricerca: problema diretto alla comprensione di un fenomeno naturale.
- Di progetto: problema diretto a soddisfare una necessità umana.
- Di controllo: problema diretto a mantenere l'effettiva funzionalità di un sistema.

Chiaramente i tre problemi sono fortemente connessi, in quanto il progredire delle soluzioni in una delle tre classi influenza profondamente le scelte nelle altre classi.

Il termine “problema” è stato analizzato da diversi autori. George definisce un “problema” una particolare condizione in cui l'essere umano viene a trovarsi quando deve fornire una o un set di risposte [George 1970]. Il *problem-solving* viene quindi ad identificarsi con l'attività di pianificare le azioni in modo da raggiungere la soluzione di un problema. In particolare, la progettazione è quella attività di problem-solving atta a pianificare le azioni in grado di soddisfare delle necessità umane.



**Figura 1.4:** Le differenti classi del problem-solving [Lewis 1989].

Se si definisce lo stato in cui le necessità umane sono soddisfatte come *stato di arrivo*, l'attività di progettazione inizia considerando uno *stato iniziale* ed individuando delle regole di trasformazione tali che dallo stato iniziale si giunga allo stato di arrivo [Krick 1969].

Lo stato iniziale può essere completamente specificato, parzialmente specificato, o non essere specificato e la trasformazione, come in un problema matematico, può essere ben definita o mal definita.

### 1.3.1 Problemi ben definiti e problemi mal definiti

Un problema, risolubile tramite una trasformazione, può essere ben definito o mal definito. Secondo Simon [Simon 1973] un problema è ben definito quando può essere strutturato, ovvero quando lo spazio del problema (l'insieme delle configurazioni possibili) è chiaro e si è in grado di rappresentare senza ambiguità gli stati iniziali, intermedi e finali. Inoltre le trasformazioni che portano da uno stato all'altro devono essere chiare e controllabili, ci deve cioè essere un criterio per sapere se la differenza tra due stati è stata superata e se ci si sta avvicinando alla soluzione finale.

Esaminando il mondo dei giochi, giochi quali il Tris o il gioco degli Scacchi possono essere fatti rientrare nella categoria di problemi ben definiti. In essi tutte le possibili configurazioni possono essere organizzate in schemi ad albero (o grafi), poiché vi è una condizione di *informazione completa* [Figura 1.5 e Figura 1.6]:

- I due avversari alternano le mosse e conoscono in ogni istante le stesse informazioni sullo stato del gioco.
- Ad ogni turno di gioco le mosse ammesse dalle regole sono ben definite e finite.
- La partita termina con la vittoria di uno dei due giocatori, oppure in parità.

Per giochi relativamente semplici, come il gioco del Tris, o il gioco dei 15 tasselli, anche se lo spazio del problema ammette migliaia di stati possibili, un grafo può essere costruito e la soluzione del gioco (o del problema) può essere affrontata utilizzando varie strategie di ricerca basate sull'esplorazione dell'albero di gioco.

Un discorso a parte merita il gioco degli Scacchi. In questo caso lo spazio del problema è enorme, solo per l'apertura (le prime due mosse) esistono 400 varianti, e si è calcolato che esistano  $10^{43}$  configurazioni possibili dei pezzi sulla scacchiera [Ciancarini 2001].

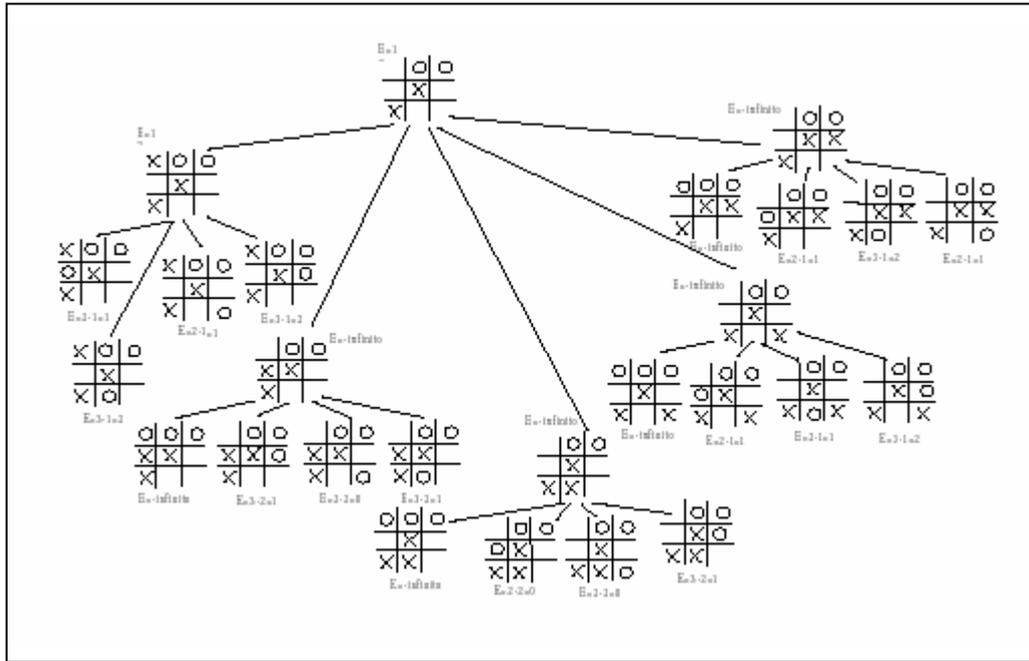


Figura 1.5: Un frammento dell'albero di gioco del Tris.

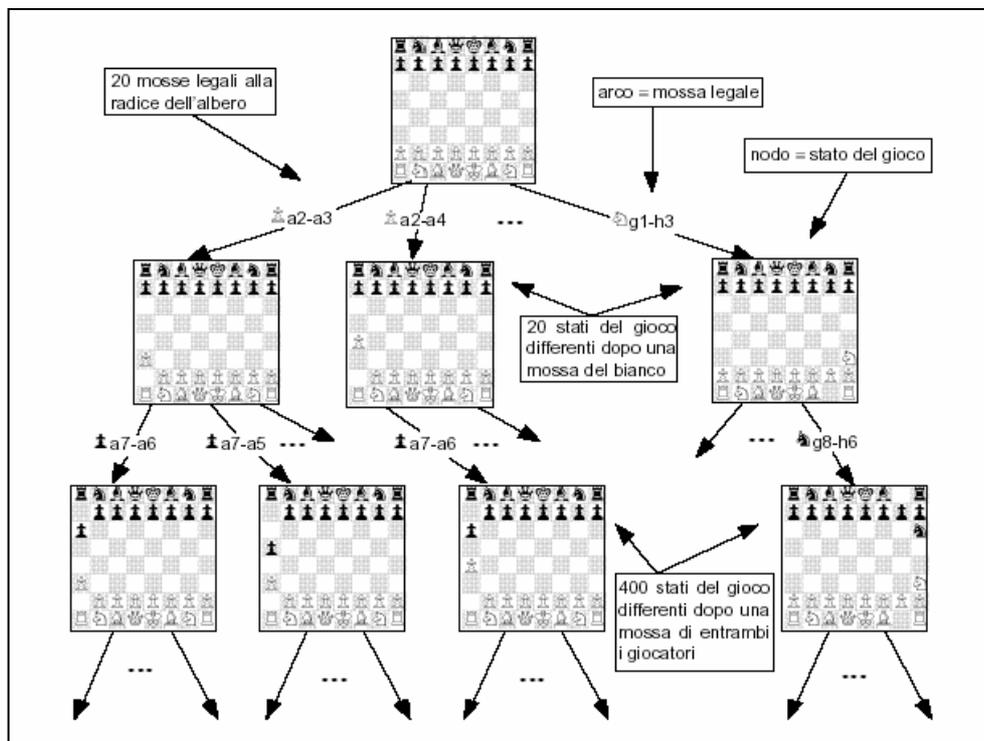


Figura 1.6: Un frammento dell'albero di gioco degli Scacchi [Ciancarini 2001].

Anche con le moderne tecnologie, il grafo che rappresenta il gioco degli Scacchi non può essere ancora costruito interamente, e gli algoritmi implementati per simularne il gioco prevedono l'uso di grafi parziali e regole euristiche per facilitare la ricerca della mossa migliore.

Secondo Simon [Simon 1973] un problema con uno spazio estremamente ampio, come il gioco degli Scacchi, è solo teoricamente ben definito. Dato che non vi è la possibilità di contemplare l'intero albero di gioco, ad ogni mossa dell'avversario il problema deve essere ridefinito. Tuttavia lo stesso Simon riconosce la differenza tra l'assenza di elementi di un problema mal definito ed il fatto che essi siano difficili da computare.

Nel parlare dei problemi mal definiti, Simon cita l'esempio di un architetto che deve costruire una casa. Il compito è mal strutturato, soprattutto se l'architetto vuole adottare una soluzione creativa. Lo stato iniziale è basato su troppe poche specificazioni (la richiesta del cliente e la vaghezza delle sue esigenze) ed il numero di alternative è immenso. Inoltre non tutti gli effetti di una scelta sono controllabili e non è nemmeno semplice controllare se ci si sta avvicinando od allontanando dall'obiettivo finale.

### 1.3.2 La ricerca della soluzione

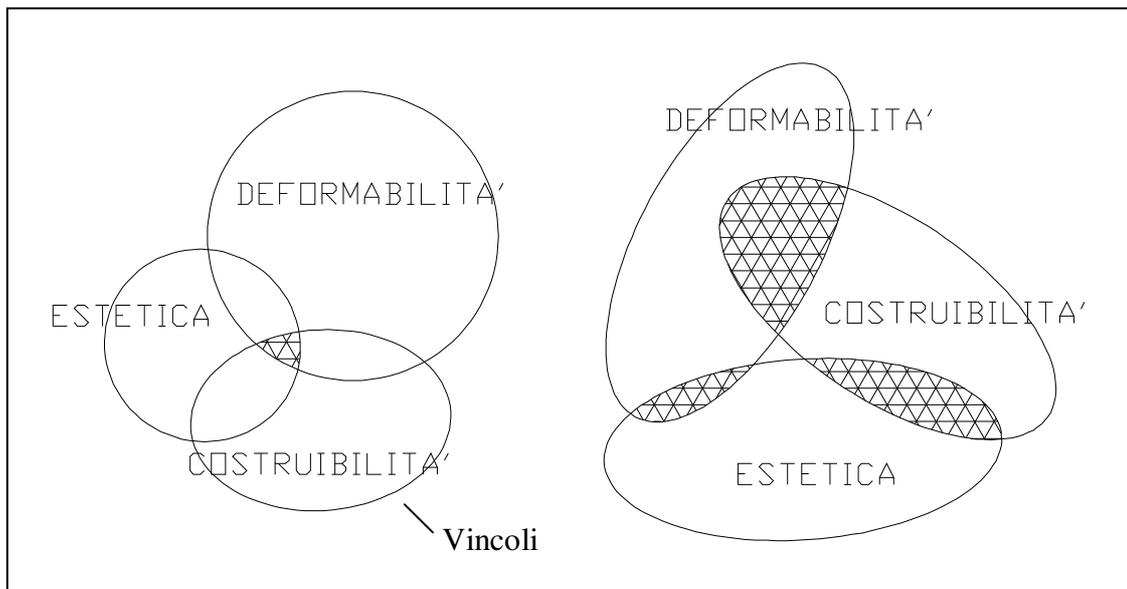
Come si evidenzierà anche nei paragrafi successivi, l'esplorazione dello spazio di progetto, come la costruzione di varianti di progettazione, è una procedura di fondamentale importanza. Tuttavia la complessità e la non definitezza dei problemi impedisce di analizzare tutte le soluzioni possibili.

Un'analisi completa dello spazio delle scelte presuppone che sia sempre possibile giungere ad una soluzione ottimale del problema. Questo è vero, in linea teorica, per i problemi ben definiti, ma in problemi mal strutturati la scelta di una soluzione soddisfacente, ma non ottimale, è spesso un fatto inevitabile legato alla natura stessa del problema.

In un problema di progettazione esistono vincoli complessi e numerosi (legislativi, di costo, di usabilità, di manutenzione, di sicurezza...) e non è detto che esista una soluzione ottimale in grado di soddisfare tutti i requisiti.

Nella Figura 1.7 si sono rappresentati tre vincoli progettuali sotto forma d'insiemi. Una situazione ottimale sarebbe quella di sinistra, in cui gli insiemi rappresentanti i vincoli di progetto si sovrappongono, dando la possibilità di poter soddisfare tutti i vincoli considerati. Tuttavia, una relazione del genere non è sempre possibile; il vincolo dell'economicità

difficilmente trova una sovrapposizione con il vincolo della qualità. In genere accade che le aree si sovrappongano solo in modo parziale, cosicché si riesce a soddisfare solo una parte dei vincoli e non la loro totalità [Archer 1969]. In questi casi non esiste una soluzione ottimale, ed uno dei vincoli deve essere indebolito (l'insieme rappresentante le soluzioni che soddisfano il vincolo di progetto viene quindi allargato) o tolto, affinché il problema possa trovare una soluzione.



**Figura 1.7:** Vincoli soddisfatti totalmente (a sinistra) o parzialmente (a destra).

## 1.4 LE FASI DELLA PROGETTAZIONE

Nei paragrafi precedenti si è evidenziato come la natura del processo di progettazione sia puramente intellettuale. Al raggiungimento della soluzione progettuale non si arriva in modo meccanico, tramite ragionamenti deduttivi, ma è necessario utilizzare un grande numero di ipotesi e ragionamenti abduttivi per esplorare lo spazio di progetto, dove l'efficacia di una decisione non è a priori nota. Si esamineranno ora meglio le varie fasi che intervengono nel processo di progettazione.

Usualmente la progettazione inizia con l'identificazione del problema e dei limiti di progetto. Con l'avanzamento della fase progettuale, generalmente tramite un meccanismo *trial-and-error*, la forma del problema di progettazione e dei limiti imposti diventa sempre più definita e la progettazione può concentrarsi sul miglioramento delle funzionalità dell'oggetto finale [Lethbridge 1995].

Esistono molti modelli per descrivere e classificare le varie attività che intervengono nel processo di progettazione ([French 1985], [Pugh 1991]) quasi tutti in accordo nell'individuare le fasi di riconoscimento del problema, impostazione concettuale del progetto, sviluppo delle idee, e progetto di dettaglio.

Lewis riconosce infatti, nell'attività di progettazione, le seguenti fasi [Lewis 1989]:

- Riconoscimento del problema: l'attività di progettazione deve essere stimolata da una qualche necessità umana. Lo scopo della progettazione ingegneristica è quindi il raggiungimento di uno stato di soddisfazione della condizione di necessità.
- Definizione del problema: il progettista deve definire in modo dettagliato le seguenti specifiche del compito da ultimare, in termini il più possibile quantitativi:
  - Gli obiettivi ed i criteri prestazionali, in ordine d'importanza.
  - Le risorse disponibili: spazio, tempo, denaro, persone, conoscenza.
  - I contorni del problema.
  - Eventuali sottoproblemi.
- Esplorazione del problema: il progettista deve quindi ricercare tutta l'informazione esistente sul problema in esame. I possibili vuoti nell'informazione disponibile devono essere colmati e deve essere pianificata una strategia di progetto in cui tutti i sottoproblemi vengono affrontati nell'ordine più corretto;

- Ricerca di soluzioni alternative: anche se l'attività di progettazione ha carattere di originalità, molti problemi ingegneristici sono già stati affrontati con successo. Il progettista deve quindi documentarsi in modo adeguato tramite la letteratura tecnica, i cataloghi, la propria o l'altrui esperienza su come problemi simili a quello in oggetto sono stati affrontati e risolti. Il progettista deve inoltre essere in grado di creare e valutare nuove proposte di soluzione.
- Valutazione e scelta della soluzione: ogni proposta deve essere indagata ed i risultati devono essere confrontati con i criteri espressi nella fase di definizione del problema.
- Specificazione della soluzione: con il progredire dell'attività di progetto, l'analisi e la sintesi delle alternative proposte devono portare alla focalizzazione su di una scelta ottimale. Usualmente occorrono molte iterazioni di sintesi ed analisi sulle proposte di soluzione, prima del raggiungimento della soluzione finale.
- Comunicazione della soluzione: la soluzione del problema progettuale deve essere comunicata alle persone tramite disegni, relazioni scritte, modelli in scala, fotografie o con l'ausilio d'altri metodi.

Benché lo schema precedente possa far intendere un andamento lineare del processo di progettazione, una sua schematizzazione come diagramma di flusso mostra un'alta non linearità [Lewis 1989] (Figura 1.8).

La prima fase del processo di progettazione, prende il nome di *conceptual design* ed è forse la fase più importante di tutto il processo di progettazione [Wang 2002]. In questa fase il progetto è ancora nelle sue fasi preliminari ed i progettisti devono occuparsi di raccogliere ogni sorta di informazione riguardo le prestazioni dell'opera da progettare e l'ambiente (le azioni) in cui l'opera verrà progettata. Le informazioni possono essere raccolte in svariati modi: dalla normativa vigente, dalle regole di progettazione, da squadre di esperti, da interviste su specifici argomenti. In questa fase le informazioni sono utili per comprendere il reale problema da risolvere ed i requisiti prestazionali richiesti dagli utenti.

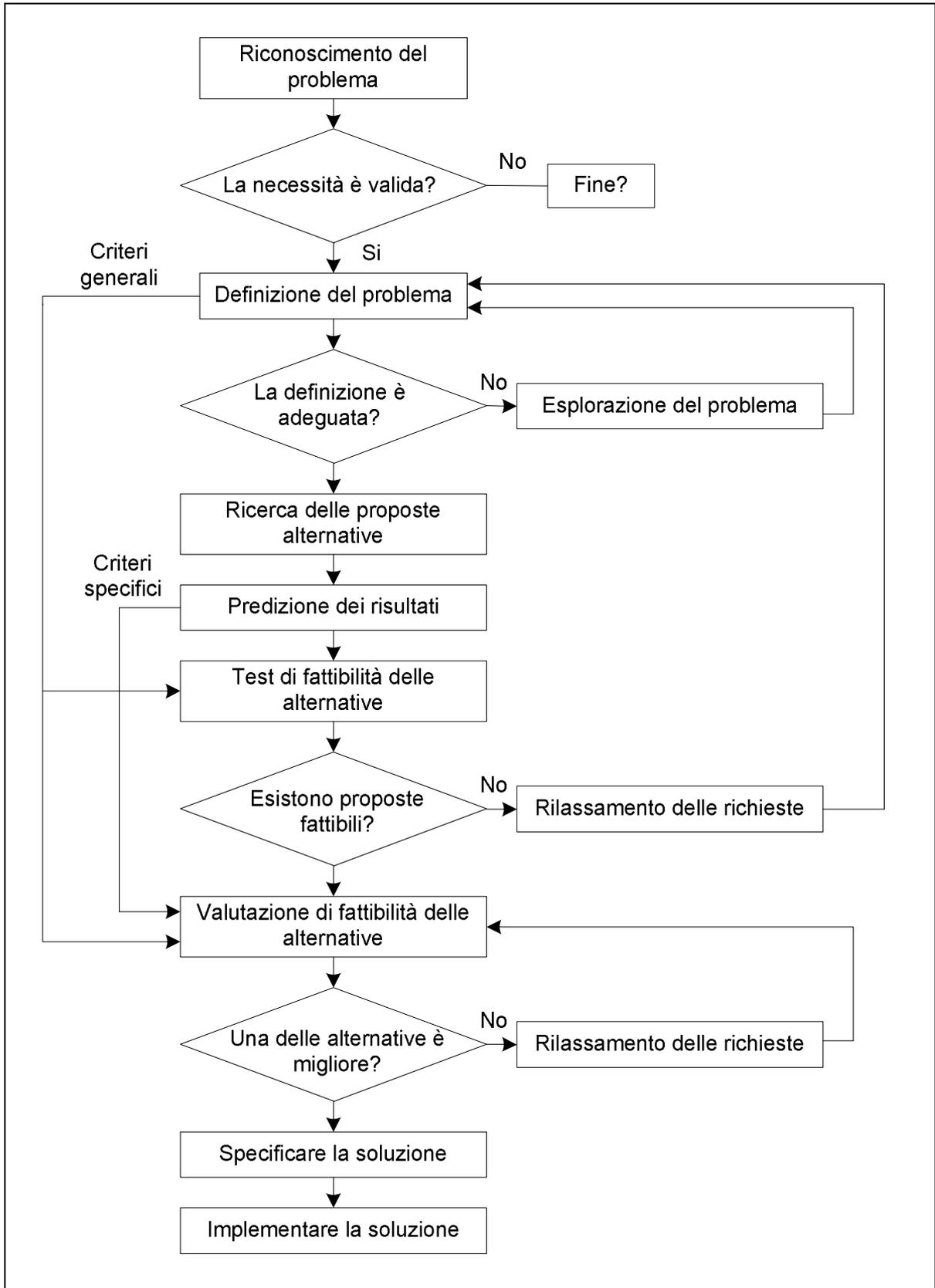


Figura 1.8: Diagramma di flusso del processo di progettazione.

Definito il problema, si entra in quella che Lewis definisce la fase divergente del processo di progettazione, ovvero la fase in cui devono essere generate un notevole numero di idee progettuali che successivamente verranno verificate alla luce dei requisiti fissati. Nel caso di una progettazione comune, la conoscenza è ormai consolidata e le idee progettuali risulteranno, in genere, poco originali. Al contrario, se il progettista sta affrontando un campo poco conosciuto o deve cercare una soluzione nuova al problema progettuale è necessaria una soluzione *creativa*.

Nella ricerca di una soluzione creativa, l'immediato sviluppo di un elevato numero di idee progettuali è di fondamentale importanza, sia per l'elevato impatto di una decisione assunta nella fase iniziale della progettazione, sia per l'alto costo di una decisione presa nelle fasi finali della progettazione, quando ormai il prodotto è stato progettato al dettaglio ed i limiti di variazione sono molto stretti.

Differenti metodi sono suggeriti in letteratura per lo sviluppo di idee originali ([Adams 1974], [Lewis 1989]) e comprendono metodi associativi, metodi dissociativi, l'uso di analogie, l'uso di trasformazioni, brainstorming ed altri.

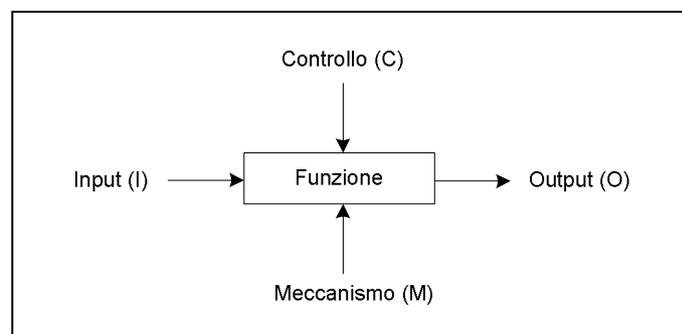
Sviluppato un grande numero di varianti del progetto, il processo deve convergere in relazione ad uno o a poche opzioni. La decisione al riguardo di quali progetti mantenere è di grande responsabilità e deve essere presa valutando non solo la rispondenza delle prestazioni dell'opera con i requisiti imposti dall'utente, ma anche molti altri fattori quali: l'effettiva possibilità di realizzazione, la disponibilità delle risorse, il processo di realizzazione, la possibilità di suddividere il prodotto in moduli ed altro.

La fase decisionale è una fase critica della progettazione che deve prevedere un grande numero di simulazioni al fine di analizzare accuratamente ogni variante di progetto. Numerosi tools matematici possono essere di aiuto, sia per analizzare i processi, sia per analizzare i dati risultanti dalle simulazioni.

## 1.5 L'ORGANIZZAZIONE DEI PROCESSI

Il campo della progettazione ingegneristica è un campo multidisciplinare, in cui spesso intervengono diversi progettisti. Dagli anni Settanta si sono sviluppati dei metodi per modellare e rappresentare graficamente, in forma strutturata, i processi della progettazione. Il termine *analisi strutturale* del processo di progettazione fu introdotto nel 1979 da De Marco [DeMarco 1979] per indicare l'insieme di simboli e metodi necessari ad organizzare le informazioni riguardanti processi di progettazione in diagrammi di flusso. L'originaria modellazione prevedeva un livello 0 in cui si rappresentava l'intero sistema di progettazione, ed altri livelli incorporati in esso che apportavano informazione aggiuntiva. Il metodo di modellazione originario (*Data Flow Diagram*) fu in seguito ampliato e migliorato da diversi autori. Le ricerche finanziate dalla U.S. Air Force portarono alla definizione della metodologia nominata *IDEFO* [U.S. Air Force 1981] il cui acronimo significa *Integrated DEFINITION 0 methodology*. Lo sviluppo di modelli di progettazione ebbe una grande spinta da parte dei progettisti di strutture complesse (Air Force, NASA ed altri) per la possibilità di poter organizzare il sistema progettuale e poter studiare in tempo reale (tramite simulazioni al computer) gli effetti di una variazione all'interno del processo.

La metodologia *IDEFO* fu basata su tre elementi: un diagramma a blocchi, un testo ed un glossario. Nel diagramma ogni blocco rappresenta una funzione ed è collegato ad altri blocchi tramite una serie di frecce rappresentanti le varie interfacce. Ad ogni blocco viene assegnata una funzione, mentre l'interfaccia può essere: di input (*I*) se dall'interfaccia entrano i dati che verranno trasformati dalla funzione; di output (*O*) se rappresenta l'uscita del risultato della funzione; di controllo (*C*) se l'interfaccia ha il compito di inserire dei dati che possono influenzare le scelte della funzione; di meccanismo (*M*) se rappresenta un insieme di risorse di cui la funzione può servirsi.

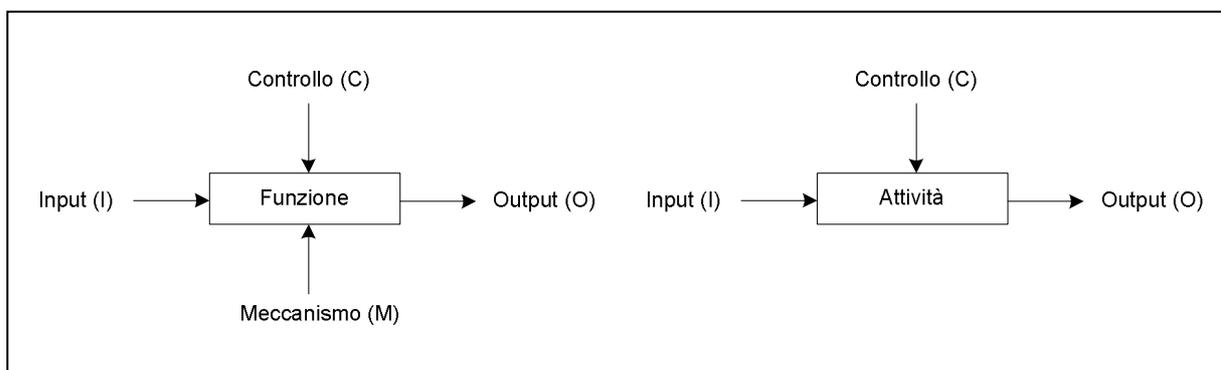


**Figura 1.9:** Rappresentazione di un blocco e delle interfacce della metodologia *IDEFO*.

L'*IDEF0* venne successivamente esteso con la formulazione di *IDEF1* per lo studio dei dati, *IDEF2* per l'analisi della dinamica dei sistemi e *IDEF3*, dedicato appositamente alla modellazione dei processi produttivi per studiarne i meccanismi, i tempi, l'affidabilità [Kusiak 1996], la qualità [Belhe 1996], la modularità [Kusiak 2002] ed altri importanti aspetti della progettazione. Alla versione aggiornata del metodo di modellazione venne dato l'acronimo di *IDEF3* [Kusiak 1994]. Anche la metodologia *IDEF3* è basata su di una schematizzazione a blocchi ma presenta delle importanti caratteristiche per la rappresentazione dei processi [O'Sullivan 1994]:

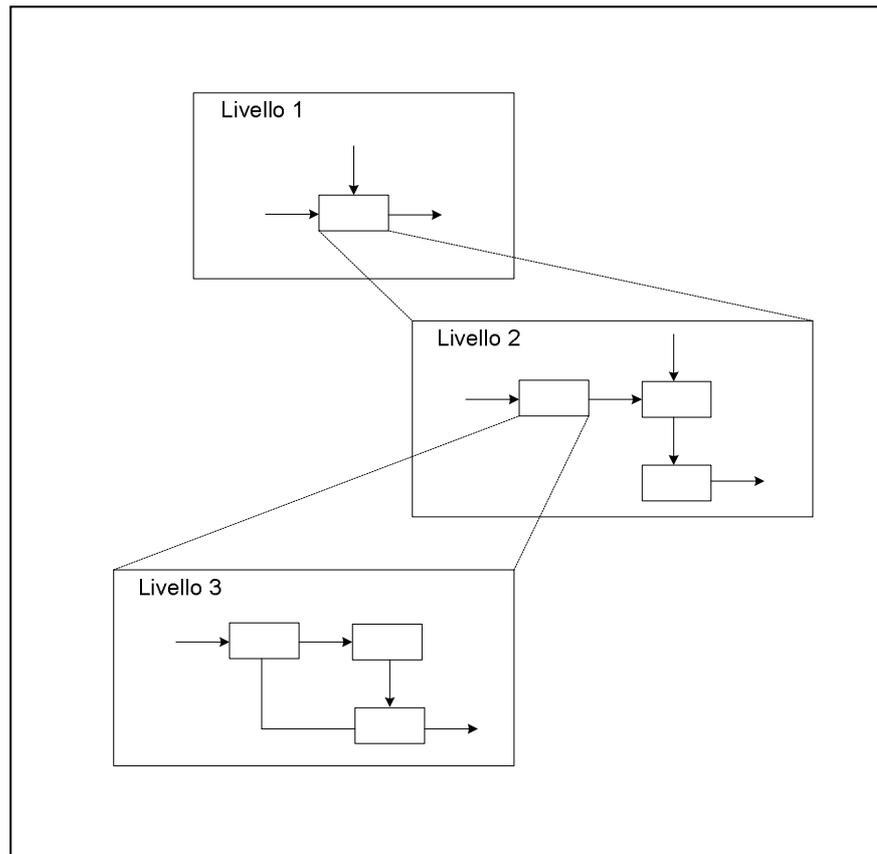
- Il processo viene descritto in base alle attività.
- Viene mostrata la struttura fondamentale del processo.
- Vengono mostrate le relazioni tra i vari oggetti che intervengono nel processo.

La metodologia *IDEF3* si basa sui seguenti tre componenti: la decomposizione gerarchica in diagrammi, i testi di spiegazione di ogni blocco ed un glossario di termini utilizzato nei diagrammi. Come nella *IDEF0*, i componenti di base della *IDEF3* sono i blocchi e le frecce. Le frecce rappresentano ancora gli elementi di interfaccia ed i blocchi rappresentano ora le attività.



**Figura 1.10:** Differenza tra i blocchi *IDEF0* e *IDEF3*.

L'essenza del metodo *IDEF3* risiede nell'abilità di descrivere le attività e le loro relazioni a vari livelli di dettaglio. Il modello iniziale (modello genitore) rappresenta delle attività che possono poi essere scomposte in attività di più basso livello (Figura 1.11).

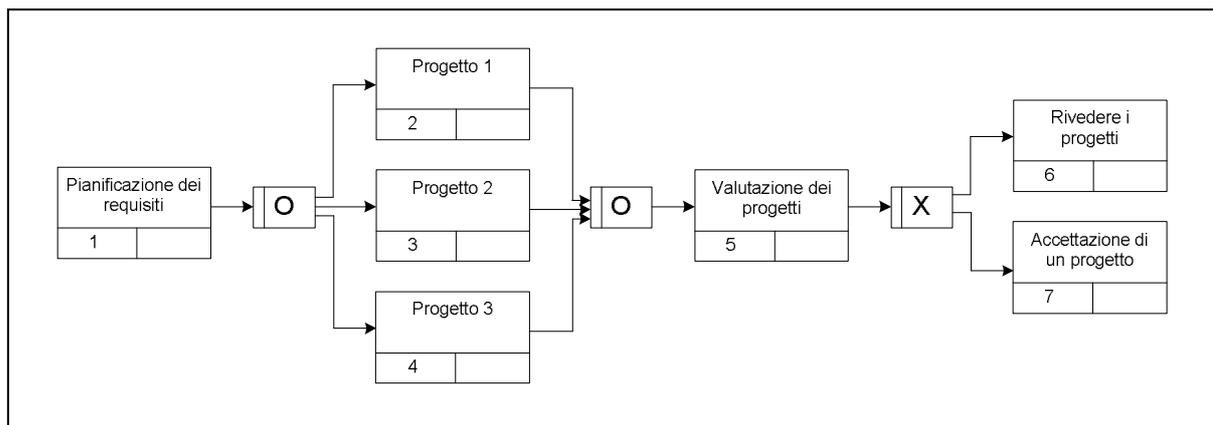


**Figura 1.11:** Decomposizione gerarchica nella metodologia *IDEF3*.

Le relazioni tra le attività sono modellate tramite connessioni di precedenza ed operatori logici. Gli operatori logici utilizzati sono *AND* (&), *OR* (O) e l'*OR esclusivo* (X). Il loro significato all'interno della metodologia *IDEF3* è riportato in Figura 1.12. Il tempo di accadimento di più input o output può inoltre essere sincrono o asincrono, per cui gli operatori logici *AND* e *OR* sono differenziati nelle due categorie.

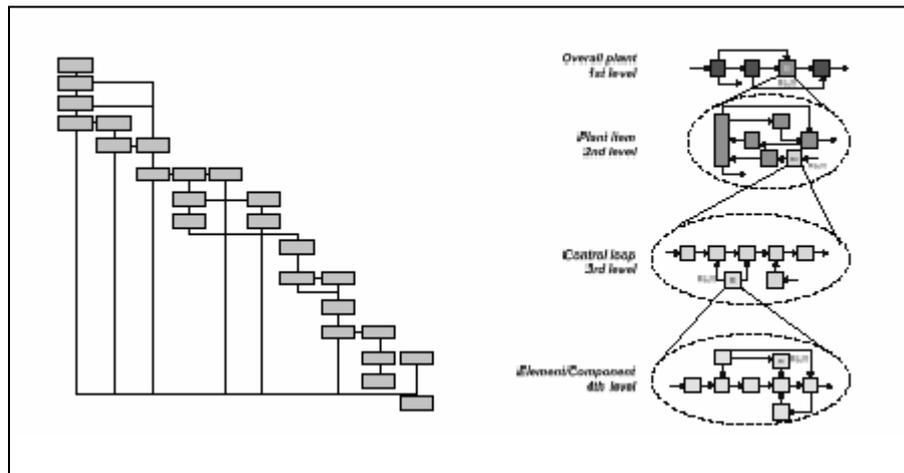
&	Connessione AND sincrona	Tutti gli input/output devono avvenire allo stesso tempo
O	Connessione OR sincrona	Tutte le combinazioni di input/output possono avvenire allo stesso tempo
X	Connessione OR esclusiva	Si verifica solamente uno degli input/output
&	Connessione AND asincrona	Tutti gli input/output avvengono in modo asincrono
O	Connessione OR asincrona	Tutte le combinazioni di input/output avvengono in modo asincrono

**Figura 1.12:** Connessioni logiche nella metodologia *IDEF3*.



**Figura 1.13:** Modellazione di un semplice processo di progettazione con *IDEF3*.

Ad alto livello, il processo di progettazione può essere schematizzato come in Figura 1.13. Chiaramente più il processo da modellare è vasto, più saranno presenti situazioni con cicli ed attività ridondanti e il diagramma *IDEF3* assumerà aspetti molto complessi. Un singolo progetto, come quello evidenziato in Figura 1.13, può prevedere molti sottolivelli gerarchicamente strutturati (Figura 1.14).



**Figura 1.14:** Organizzazione gerarchica di un processo complesso.

Numerosi tools matematici, sono di aiuto ai progettisti nello studio delle caratteristiche dei processi. La metodologia di scomposizione *IDEF3* illustrata nel paragrafo precedente, risulta un valido strumento per esplorare e controllare i meccanismi che governano un processo di realizzazione. La natura gerarchica del metodo rende l'analista in grado di riconoscere i passaggi fondamentali del processo, a diversi livelli di dettaglio [Menzel 1994] e quindi di:

- Ridurre la durata dei processi
- Eliminare le attività ridondanti
- Suddividere un'attività in blocchi che possono essere eseguiti in parallelo
- Ordinare le attività in modo seriale
- Eliminare i cicli
- Individuare le attività che possono risultare critiche per l'intero processo

Un diagramma *IDEF3* può essere, infatti, rappresentato tramite una matrice di incidenze. Gli elementi della matrice possono essere poi manipolati utilizzando i concetti della teoria dei grafi per identificare le attività fondamentali del processo di progettazione [Kusiak 1999].

### 1.5.1 La meta-modellazione

Nello studio della progettazione di sistemi complessi, i metodi tradizionali basati sull'esperienza risultano poco efficaci [Mistree 1994]. La necessità di prevedere l'influenza di ogni singola variabile nel processo di progettazione impone la necessità di utilizzare delle *simulazioni*. Ogni sistema complesso può essere scomposto in sottosistemi che rappresentano differenti aspetti del problema e che richiedono differenti modelli di valutazione. Ogni sottosistema può essere studiato attraverso un proprio modello in grado di mettere in luce un particolare aspetto del sistema, ma la valutazione complessiva risulta molto dispendiosa per l'elevato numero di simulazioni necessarie a correlare tra loro i dati di ingresso e di uscita di ogni sottomodello.

Un approccio alternativo è tramite la creazione di meta-modelli per ogni sottosistema che necessita di simulazioni [Barton 1997]. I meta-modelli vengono definite come approssimazioni matematiche in grado di riprodurre il comportamento di ciascun sottosistema [Kleijnen 1975].

Ipotizzando di poter descrivere l'input di un complesso sistema tramite due variabili  $X_1$  e  $X_2$ , dei meta-modelli usualmente utilizzati si basano su approssimazioni per regressione lineare (Equazione 1.1) e regressione quadratica (Equazione 1.2):

$$Y = C_0 + C_1 \cdot X_1 + C_2 \cdot X_2 \quad (1.1)$$

$$Y = C_0 + C_1 \cdot X_1 + C_2 \cdot X_2 + C_3 \cdot X_1^2 + C_4 \cdot X_2^2 + C_5 \cdot X_1 \cdot X_2 \quad (1.2)$$

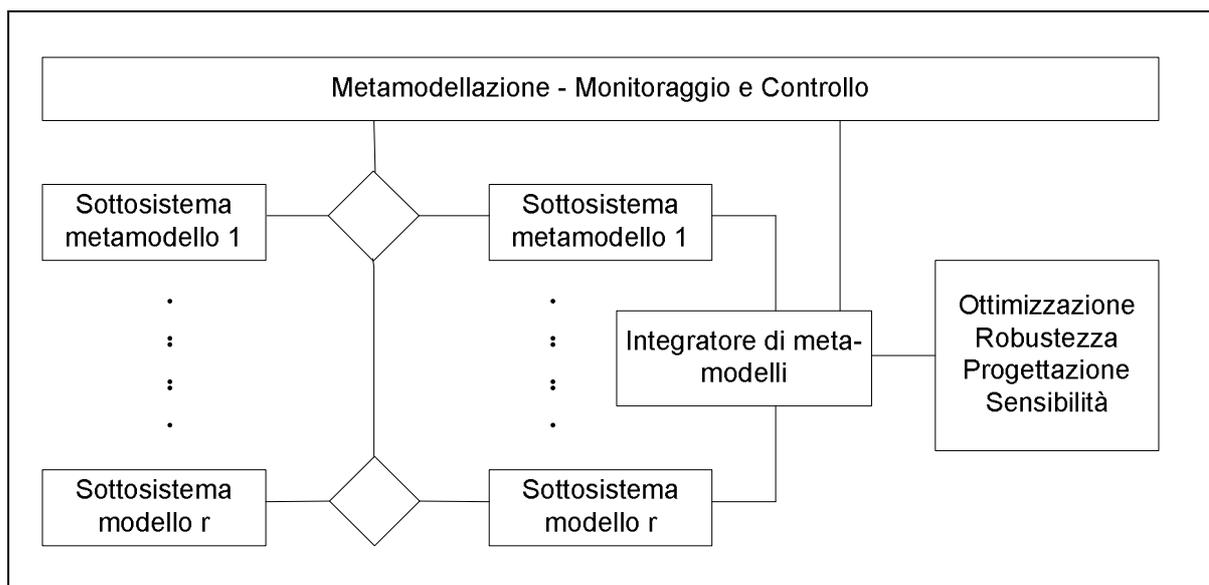


Figura 1.15: Esempio di meta-modellazione [Barton 2001].

## 1.6 L'ORGANIZZAZIONE DEI DATI

La valutazione della bontà dei singoli progetti viene quindi effettuata tramite delle simulazioni numeriche. L'utilizzo di meta-modelli velocizza sicuramente i processi di analisi numerica, ma non è sufficiente per la comprensione della validità di un progetto. Le simulazioni forniscono spesso un grande quantità di dati, che devono essere correttamente interpretati tramite un'opportuna *analisi esplorativa* e strutturate tramite delle *cluster analysis*.

### 1.6.1 L'analisi esplorativa dei dati

L'analisi esplorativa dei dati è un sistema di elaborazione delle informazioni al fine di descrivere nel modo più sintetico l'insieme dei dati a disposizione. Strumenti utili per l'analisi esplorativa sono le rappresentazioni grafiche e gli indici statistici [Giudici 2001]. L'analisi esplorativa può essere univariata (se riguarda l'esame delle singole variabili a disposizione considerate indipendenti le une dalle altre) o multivariata (se vengono tenute in conto le interrelazioni fra le variabili). Nel seguito si esamineranno brevemente gli indici di posizione, di variabilità, di simmetria e di curtosi, per il caso di analisi esplorativa univariata.

#### 1.6.1.1 Indici di posizione

L'indice di posizione più utilizzato è sicuramente la *media*. Dato un insieme di  $x_1, x_2, \dots, x_N$  di  $N$  osservazioni, la *media aritmetica* è data da:

$$\mu = \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_N}{N} = \sum_{i=1}^N \frac{x_i}{N} \quad (1.3)$$

Se i dati sono rappresentati in termini di distribuzione di frequenza, la media aritmetica si scrive:

$$\mu = \sum_{i=1}^N x_i \cdot p_i \quad (1.4)$$

che prende il nome di media aritmetica ponderata. Con  $p_i$  si è indicata la frequenza relativa definita dal rapporto tra la frequenza assoluta  $n_i$  (numero di volte in cui compare la modalità  $x_i$  ed il numero complessivo di osservazioni). Se  $x$  è una variabile continua:

$$\mu = \int_{-\infty}^{+\infty} x \cdot p(x) \cdot dx \quad (1.5)$$

Un secondo indice di posizione è il *valore modale*, o *moda*, corrispondente al valore a cui compete la massima densità di frequenza.

Un terzo indice di posizione è la *mediana*, definita come quel valore che ripartisce la distribuzione in due parti uguali. La mediana (*med*) di un insieme di variabili ( $x$ ) è quel valore che soddisfa le disuguaglianze:

$$p[x \leq \text{med}(x)] \geq \frac{1}{2} \text{ e } p[x \geq \text{med}(x)] \geq \frac{1}{2} \quad (1.6)$$

se  $x$  è una variabile discreta, mentre:

$$\int_{-\infty}^{\text{med}(x)} p(x) \cdot dx = \int_{\text{med}(x)}^{+\infty} p(x) \cdot dx \quad (1.7)$$

se  $x$  è una variabile continua.

Infine si può definire il *frattile di ordine  $q$*  come quel valore della variabile alla sinistra del quale rimane la frazione  $q$  dei dati. La mediana è un caso particolare di frattile in cui si ha  $q = 50\%$ , ma spesso sono anche usati i quartili ( $q = 25\%, 50\%, 75\%$ ), i decili ( $q = 10\%, 20\% \dots$ ) ed i percentili ( $q = 1\%, 2\% \dots$ ).

### 1.6.1.2 Indice di variabilità

Oltre alle misure che forniscono informazioni intorno alla posizione, interessa solitamente studiare anche la dispersione o variabilità di una distribuzione. La misura di variabilità più comunemente usata è la *varianza*. Per distribuzioni discrete è calcolabile come:

$$\sigma^2(X) = \sum_{i=1}^N (x_i - \mu)^2 \cdot p(x_i) \quad (1.8)$$

mentre per le distribuzioni continue:

$$\sigma^2(X) = \int_{-\infty}^{+\infty} (x_i - \mu)^2 \cdot p(x) \cdot dx \quad (1.9)$$

Come è possibile notare dalla sua definizione, l'unità di misura della varianza è pari al quadrato dell'unità di misura delle osservazioni. Usualmente si fa riferimento alla radice quadrata della varianza, denominata *scarto quadratico medio*.

$$\sigma(X) = \sqrt{\sigma^2(X)} \quad (1.10)$$

### 1.6.1.3 Indice di asimmetria

Per ottenere indicazioni sulla simmetria di una distribuzione è sufficiente confrontare la media con la mediana. Se queste due misure sono pressoché uguali i dati tendono a distribuirsi in modo simmetrico. Se la media supera la mediana, i dati possono essere descritti come asimmetrici a destra (*asimmetria positiva*) mentre se la mediana supera la media la distribuzione viene detta asimmetrica a sinistra (*asimmetria negativa*).

E' possibile comunque definire un *indice di asimmetria* come rapporto della quantità detta momento del terzo ordine ed il cubo dello scarto quadratico medio:

$$\gamma = \frac{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - \mu)^3}{\sigma^3} \quad (1.11)$$

per le distribuzioni discrete, o per le variabili continue:

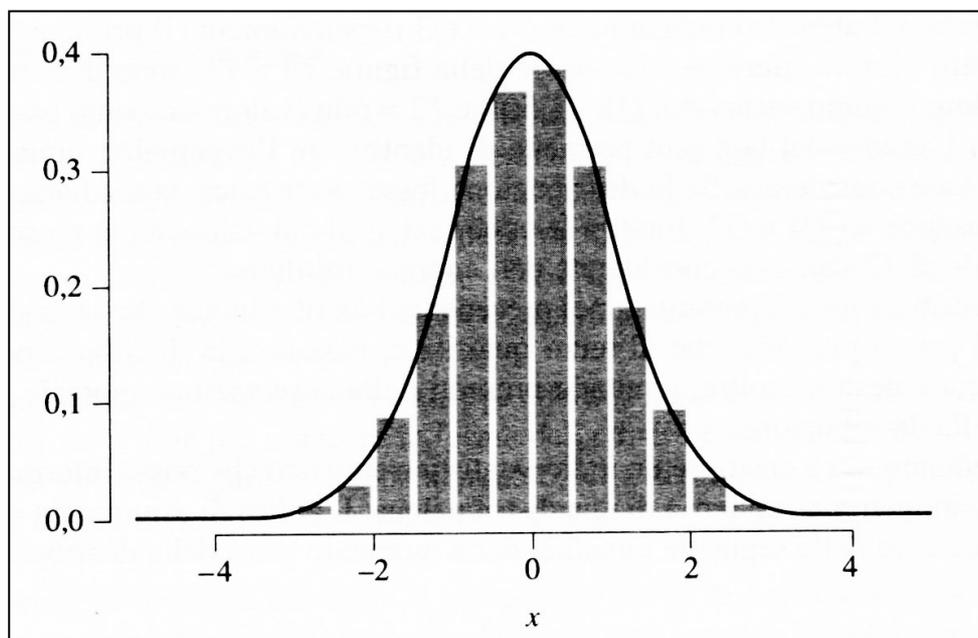
$$\gamma = \frac{\int_{-\infty}^{+\infty} (x_i - \mu)^3 \cdot p(x) \cdot dx}{\sigma^3} \quad (1.12)$$

A seconda del valore dell'indice di asimmetria la distribuzione verrà detta:

- Simmetrica se  $\gamma = 0$
- Asimmetrica a sinistra se  $\gamma < 0$
- Asimmetrica a destra se  $\gamma > 0$

#### 1.6.1.4 Indice di curtosi

Spesso è possibile ordinare i dati discreti secondo un istogramma. In questo caso è possibile dedurre dalla sua forma informazioni riguardo i dati considerati. Inoltre è possibile approssimare o interpolare l'istogramma con una funzione di densità di tipo continuo, ad esempio tramite una funzione di densità gaussiana avente forma campanulare.



**Figura 1.16:** Approssimazione normale all'istogramma.

La distribuzione normale è un importante modello teorico di riferimento [Zani 1997] e può essere opportuno possedere un indice statistico che misuri la “distanza” della distribuzione considerata dalla situazione teorica di perfetta normalità. Un semplice indice che permette di eseguire questo controllo è l'indice di *curtosi*:

$$\beta = \frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \mu)^4}{\sum_{i=1}^N (x_i - \mu)^2} \quad (1.13)$$

L'indice di curtosi può assumere ogni valore reale positivo ed in particolare:

- Se  $\beta = 3$  la variabile è perfettamente normale.
- Se  $\beta < 3$  la distribuzione è detta iponormale (rispetto alla distribuzione normale ha frequenza minore per valori molto distanti dalla media).
- Se  $\beta > 3$  la distribuzione è detta ipernormale (rispetto alla distribuzione normale ha frequenza maggiore per valori molto distanti dalla media).

### 1.6.2 Strutturare i dati

In questa sezione si espone il problema del raggruppamento dei dati (unità statistiche) in gruppi, detti anche *cluster*. L'obiettivo della *cluster analysis*, data una matrice dei dati  $X$  composta da  $n$  osservazioni (righe) e  $m$  variabili (colonne), è quello di raggruppare i dati in gruppi il più possibile omogenei al loro interno (coesione interna) ed eterogenei al loro esterno (coesione esterna).

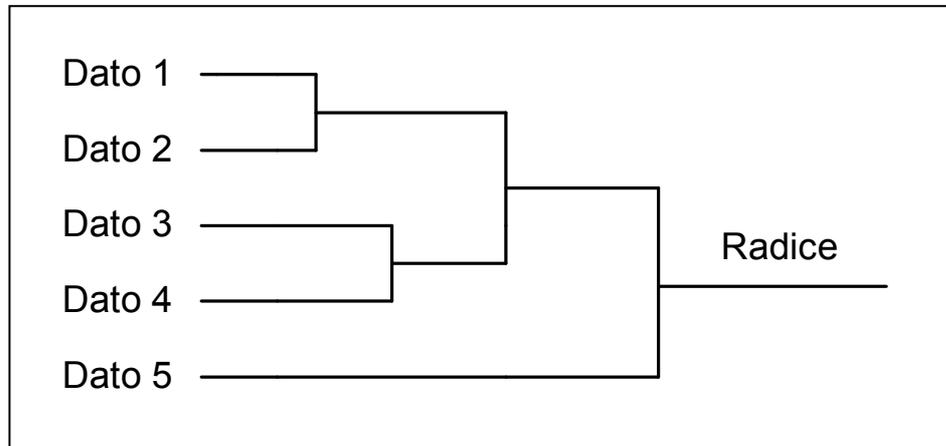
La cluster analysis è quindi uno strumento di esplorazione dei dati e di scoperta. Il risultato dell'analisi può contribuire alla definizione di uno schema di classificazione formale, suggerire modelli statistici, individuare esemplari rappresentativi di un insieme di dati e indicare delle regole utili per classificare dei nuovi dati [Pessa 2004].

Vi sono numerosi metodi per effettuare un'analisi di raggruppamento che a seconda di come vengono formati i gruppi possono essere divisi in:

- Metodi gerarchici
- Metodi non gerarchici

Gli algoritmi gerarchici non richiedono nessun'informazione sui dati di partenza ed il risultato dell'analisi è una serie annidata di gruppi, ordinati gerarchicamente su livelli crescenti in modo che un raggruppamento ad un determinato livello costituisca una sottoripartizione

all'interno di un raggruppamento più ampio al livello immediatamente superiore. Il risultato di quest'analisi viene in genere rappresentato sotto forma di un diagramma ad albero in genere chiamato *dendrogramma*:



**Figura 1.17:** La struttura di un dendrogramma.

Gli algoritmi non gerarchici cercano, al contrario, di raggruppare gli elementi in un numero predefinito di gruppi, senza specificare alcuna relazione tra di essi.

A seconda di come operano, gli algoritmi di clustering possono essere suddivisi anche in:

- Metodi divisivi
- Metodi agglomerativi

I metodi divisivi considerano l'insieme dei dati come un unico grande cluster e procedono suddividendolo in cluster più piccoli (per come operano i metodi divisivi sono anche gerarchici). Al contrario, i metodi agglomerativi partono con tanti cluster quanti sono gli elementi da classificare e li raggruppano in cluster sempre più grandi.

I metodi di clustering possono operare su di una singola unità statistica o su di un vettore dei valori campionari relativi alla caratteristica presa in considerazione. In questo caso, se si considerano  $m$  caratteristiche di cui si campionano  $n$  valori per ciascuna, è possibile definire la matrice dei dati  $X$  come:

$$X = \begin{bmatrix} x_{11} & x_{12} & \dots & x_{1m} \\ x_{21} & x_{22} & \dots & x_{2m} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ x_{n1} & x_{n2} & \dots & x_{nm} \end{bmatrix} \quad (1.14)$$

in cui  $x_{ik}$  indica il valore della  $k$ -esima caratteristica relativa alla  $i$ -esima unità statistica. Le colonne di questa matrice rappresentano il vettore dei dati relativo ad una particolare caratteristica, mentre ogni riga contiene i valori delle caratteristiche relative ad una particolare unità statistica.

I metodi divisorii richiedono innanzitutto la definizione di una opportuna distanza tra due unità statistiche, ovvero tra due righe della matrice dei dati. Si possono definire vari tipi di distanza; due tra le più usate sono:

- Distanza Euclidea:  $d(x, y) = \sqrt{\sum_i (x_i - y_i)^2}$  (1.15)

- Correlazione di Pearson:  $r(x, y) = \frac{\sum_i (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_i (x_i - \bar{x})^2} \sqrt{\sum_i (y_i - \bar{y})^2}}$  (1.16)

Mentre i valori della distanza Euclidea possono variare da 0 ad infinito, i valori della correlazione di Pearson possono variare tra -1 (perfetta correlazione negativa) e +1 (perfetta correlazione positiva), con  $r = 0$  nel caso di vettori completamente indipendenti. Le due definizioni di distanza sono molto differenti ed in genere, portano a risultati completamente diversi [Valle 2003].

Altre definizioni necessarie sono quelle relative alla distanza tra un'unità di dati ed un cluster e la distanza tra due cluster. Esse possono essere definite come segue:

- Data una unità di dati ed un cluster  $A$  contenente un certo numero di unità di dati, la distanza tra questa unità ed il cluster  $A$  è pari alla minima delle distanze tra questa unità e ciascuna delle unità che appartengono al cluster.

- Dati due cluster  $A$  e  $B$  contenenti un certo numero di unità di dati, la distanza tra questi due cluster è pari alla minima delle distanze esistenti tra le singole unità di dati del cluster  $A$  e le singole unità di dati del cluster  $B$ .

#### 1.6.2.1 Metodi gerarchici

Le classificazioni gerarchiche, per semplicità e facilità d'interpretazione, sono le più comunemente usate. Partendo da un numero di cluster pari al numero totale delle unità di dati, si possono operare i seguenti passi:

1. Calcolare una matrice di distanze a coppie in cui il numero di righe e colonne è pari al numero di unità di dati ed ogni cella rappresenta la distanza tra due unità. Si noti che se viene utilizzata la definizione di distanza Euclidea, la matrice delle distanze risulta simmetrica e tutti gli elementi della diagonale principale sono nulli.
2. Individuare la coppia di unità di dati o di cluster più simili e raggrupparli in un unico cluster.
3. Aggiornare la matrice delle distanze a coppie.
4. Ripetere la procedura dal punto 2, finché si ottiene un unico cluster contenente tutti gli elementi.

#### 1.6.2.2 Metodi non gerarchici

Per applicare i metodi non gerarchici bisogna possedere a priori delle informazioni relative al numero di cluster finali. Gli algoritmi di analisi non gerarchica tentano di raggruppare le unità di dati in modo che siano il più possibile omogenei all'interno dei cluster e il più possibile disomogenei tra i vari cluster. I punti principali di questi algoritmi sono:

1. Assegnare in modo casuale tutte le unità di dati ai vari cluster definiti a priori.
2. Calcolare un vettore di espressione media per ogni cluster e generare una matrice di distanze a coppie tra tutti i cluster.
3. Spostare iterativamente le unità di dati da un cluster all'altro. Ad ogni spostamento, l'unità di dati può rimanere nel nuovo cluster solo se la sua distanza con il vettore medio del nuovo cluster è minore di quella con il vecchio cluster.
4. Ripetere la procedura dal punto 2 finché gli spostamenti generano decrementi di variabilità intra-cluster o aumenti di variabilità extra-cluster.



# Capitolo II

## Organizzare le informazioni

---

Contenuto del capitolo:

- *Il problema della scomposizione*
- *La scomposizione della struttura*
- *La scomposizione delle azioni*
- *La scomposizione delle prestazioni*

## 2.1 LA SCOMPOSIZIONE DELLE INFORMAZIONI

La scomposizione degli insiemi complessi ha un ruolo fondamentale nella comprensione e nella strutturazione di qualsiasi problema. Come esaminato nel Capitolo 1, la progettazione di una struttura si basa: sulla raccolta e sulla comprensione dei requisiti richiesti dall'utente (prestazioni); sull'individuazione e sulla comprensione dei carichi che la struttura deve sopportare (azioni); e sulla caratterizzazione della tipologia strutturale necessaria a soddisfare le richieste dell'utente sotto le azioni individuate (struttura). Per ognuna di queste categorie:

- Struttura
- Azioni
- Prestazioni

saranno presentate delle scomposizioni con lo scopo di organizzare in modo dettagliato le informazioni necessarie ad una corretta progettazione dell'opera.

Il concetto di scomposizione, che prevede di raggruppare elementi simili in gruppi ordinati gerarchicamente, è comune a moltissimi campi dalla scienza. Si vuole introdurre l'argomento soffermandosi sulla scomposizione eseguita nel campo letterario dei racconti di folklore da Propp all'inizio del secolo scorso. Il rigore metodologico del metodo da lui seguito è un esempio da tenere in considerazione per le successive scomposizioni che verranno affrontate nel capitolo.

I modelli della struttura letteraria dei racconti da lui individuata permetteranno inoltre di effettuare alcune considerazioni di carattere generale sull'argomento della modellazione, affrontato nel Capitolo 3, nonché su alcuni concetti di intelligenza artificiale.

### 2.1.1 La scomposizione di racconti letterari

Mentre le materie fisico-matematiche possiedono da tempo un'adeguata metodologia di classificazione, in altre discipline essa manca o si è sviluppata solo di recente, per la difficoltà di impostare i problemi con esattezza e precisione.

Un esempio significativo risulta essere il lavoro di Propp [Propp 1928] sullo studio della struttura narrativa dei racconti di folklore. La difficoltà di ottenere una corretta classificazione delle centinaia di racconti esistenti impegnò all'inizio del novecento diversi ricercatori delle università russe (Speranskij, Wundt, Volkov, Bédier ed altri) producendo risultati non sempre

generalizzabili. Furono tentate sia le ripartizioni dei racconti in categorie, sia quelle in base agli intrecci ma entrambe portarono a classificazioni non obiettive dove il medesimo racconto poteva trovar posto in differenti classi.

Sostenendo la tesi che una comparazione scientifica tra i vari racconti non è possibile se non si è in grado di scomporre il racconto nelle sue minime parti, Propp analizzò accuratamente il materiale a sua disposizione e, anticipando la corrente strutturalista [Lévi-Strauss 1960] giunse alle seguenti conclusioni:

- In tutti i racconti, gli elementi costanti e stabili sono le funzioni dei personaggi, indipendentemente dall'identità dell'esecutore e dal modo di esecuzione. Esse formeranno le parti componenti fondamentali dei racconti
- Il numero di funzioni che compaiono nei racconti di folklore è limitato (Propp ne evidenzia 31)
- La successione delle funzioni è sempre identica
- Tutti i racconti di folklore hanno una struttura monotipica

La Figura 2.1 raggruppa le 31 funzioni di Propp suddivise nei 4 periodi narrativi individuati dal professore russo:

- Sequenza introduttiva
- Corpo della storia
- Sequenza di dono
- Ritorno dell'eroe

Chiaramente ogni funzione può presentarsi in diversi modi, ad esempio l'allontanamento può avvenire per lavoro, per un viaggio, per una morte o altro, ma esso è univocamente individuabile all'interno del racconto. Lo stesso Propp ammette però che anche dopo l'analisi funzionale del racconto, rimane della materia residua a cui non corrisponde nessuna funzione. Questo materiale viene ripartito nelle categorie dei:

- Raccordi
- Motivazioni

I raccordi servono a stabilire un rapporto immediato tra due personaggi o tra un personaggio ed un oggetto; essi servono quindi a trasferire l'informazione tra due funzioni distinte [Propp 1928]. Le motivazioni sono invece l'insieme delle ragioni per cui agisce un personaggio.

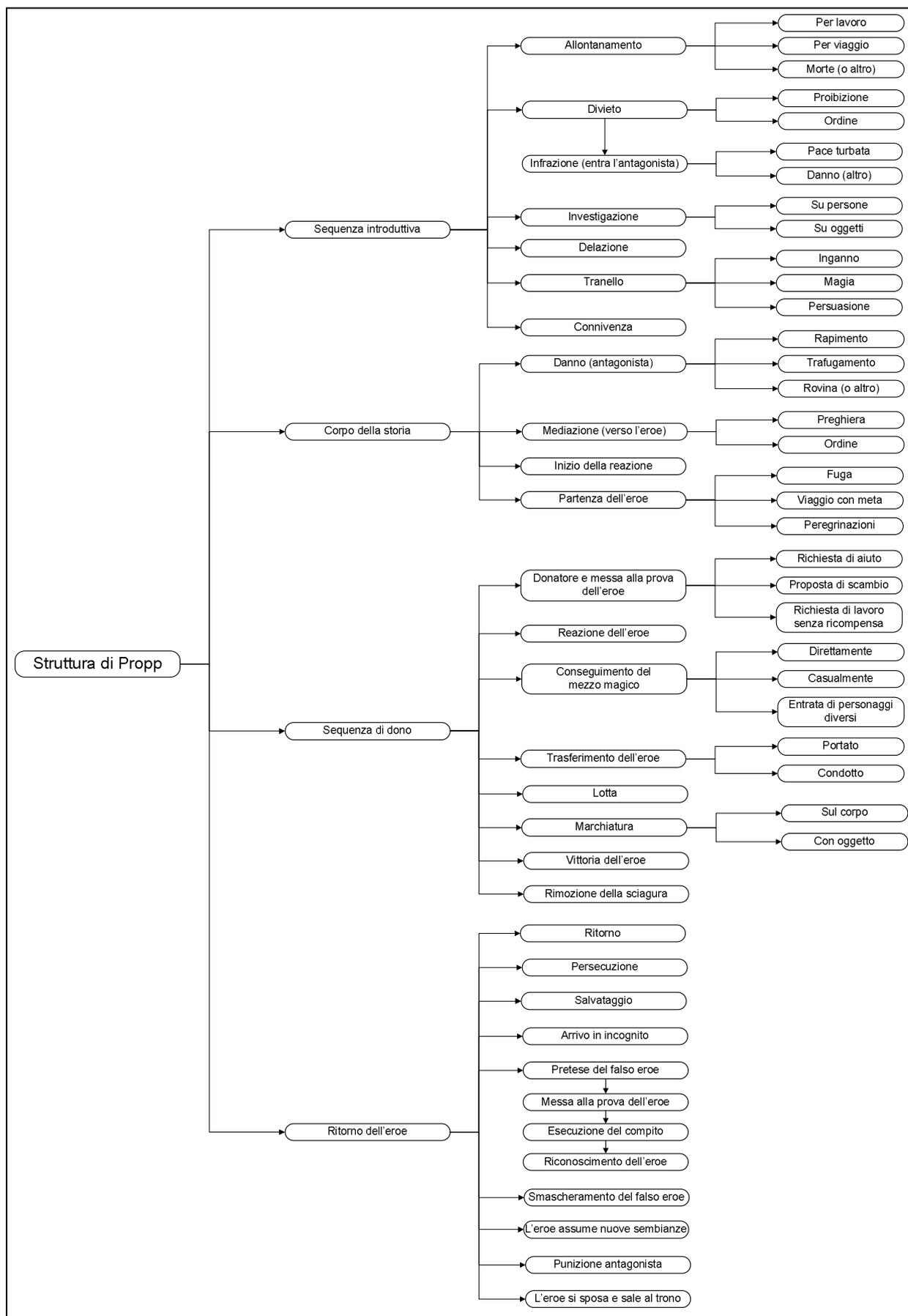


Figura 2.1: Scomposizione di un racconto secondo Propp [Propp 1928].

Assegnando ad ogni funzione di Figura 2.1 una lettera, o un simbolo, Propp arriva a riassumere un racconto tramite delle formule (per l'interpretazione della simbologia si veda [Propp 1928]):

$$e^3q^1X^1Y^1W \uparrow L^1 - V^1Rm^4 \downarrow n^0 \quad (2.1)$$

La Formula 2.1 mette in evidenza le caratteristiche strutturali del racconto ed è ricorrendo proprio alle caratteristiche strutturali che una classe di racconti può essere distinta dalle altre con assoluta precisione ed obiettività. Propp raggruppa tutti i racconti analizzati sotto il seguente schema variabile:

$$XYW \uparrow DEZR \frac{LMVRm \downarrow P-S^0F}{^0FCMARm \downarrow P-S} ISmTPuN \quad (2.2)$$

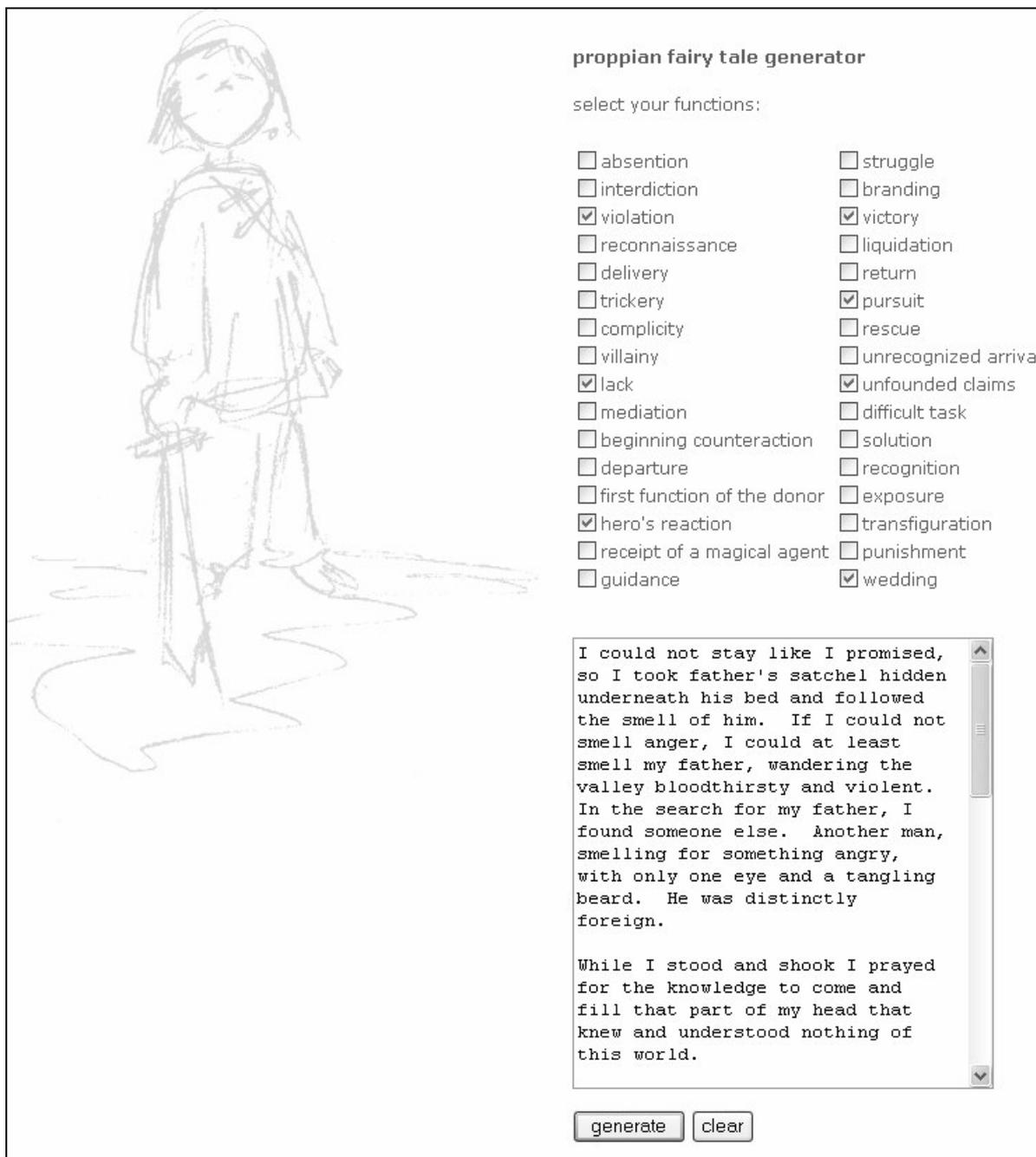
da cui è possibile ricavare le quattro categorie fondamentali:

- Primo gruppo + gruppo soprascritto + ultimo gruppo
- Primo gruppo + gruppo sottoscritto + ultimo gruppo
- Primo gruppo + gruppo sottoscritto + gruppo soprascritto + ultimo gruppo
- Primo gruppo + ultimo gruppo

### 2.1.2 La ricomposizione dei racconti

Propp creò le sue teorie di scomposizione ed analisi strutturale dei racconti nel 1930. Egli non anticipò solamente le idee dello strutturalismo narrativo [Lévi-Strauss 1960] ma anche i modelli computazionali utilizzati oggi nello studio del linguaggio e della comunicazione. Proprio sulla scomposizione in funzioni presentata in Figura 2.1 e sulla caratteristica di modularità delle funzioni assunta da Propp si basa il tentativo di Seifert della Brown University di creare un programma in grado di costruire racconti di folklore in modo automatico [Seifert 2001].

Il generatore creato dal gruppo di ricerca di Seifert si basa sull'assemblaggio casuale di un certo numero di funzioni di Propp precedentemente scritte dai ricercatori stessi. L'ampio database a disposizione del generatore, e l'ampia scelta di funzioni da utilizzare dovrebbe garantire un numero molto elevato di racconti diversi.



**proppian fairy tale generator**

select your functions:

<input type="checkbox"/> absention	<input type="checkbox"/> struggle
<input type="checkbox"/> interdiction	<input type="checkbox"/> branding
<input checked="" type="checkbox"/> violation	<input checked="" type="checkbox"/> victory
<input type="checkbox"/> reconnaissance	<input type="checkbox"/> liquidation
<input type="checkbox"/> delivery	<input type="checkbox"/> return
<input type="checkbox"/> trickery	<input checked="" type="checkbox"/> pursuit
<input type="checkbox"/> complicity	<input type="checkbox"/> rescue
<input type="checkbox"/> villainy	<input type="checkbox"/> unrecognized arrival
<input checked="" type="checkbox"/> lack	<input checked="" type="checkbox"/> unfounded claims
<input type="checkbox"/> mediation	<input type="checkbox"/> difficult task
<input type="checkbox"/> beginning counteraction	<input type="checkbox"/> solution
<input type="checkbox"/> departure	<input type="checkbox"/> recognition
<input type="checkbox"/> first function of the donor	<input type="checkbox"/> exposure
<input checked="" type="checkbox"/> hero's reaction	<input type="checkbox"/> transfiguration
<input type="checkbox"/> receipt of a magical agent	<input type="checkbox"/> punishment
<input type="checkbox"/> guidance	<input checked="" type="checkbox"/> wedding

I could not stay like I promised, so I took father's satchel hidden underneath his bed and followed the smell of him. If I could not smell anger, I could at least smell my father, wandering the valley bloodthirsty and violent. In the search for my father, I found someone else. Another man, smelling for something angry, with only one eye and a tangling beard. He was distinctly foreign.

While I stood and shook I prayed for the knowledge to come and fill that part of my head that knew and understood nothing of this world.

**Figura 2.2:** Il generatore di racconti “Digital Propp” disponibile in rete [Seifert 2001].

Un generatore di racconti così creato assomiglia più ad un “assemblatore” che ad un generatore e come tale non riesce a fornire racconti paragonabili a quelli scritti per intero dall’uomo. Il generatore fornisce difatti racconti sorprendentemente coerenti ma con parti poco chiare, buchi narrativi e personaggi che appaiono e scompaiono [Seifert 2001].

Anche se lo scopo della ricerca di Seifert è stato puramente letterario e mirava a mettere in luce il ruolo della cultura elettronica nella scrittura dei racconti, permette di eseguire alcune osservazioni di carattere generale sul significato della scomposizione e della ricomposizione.

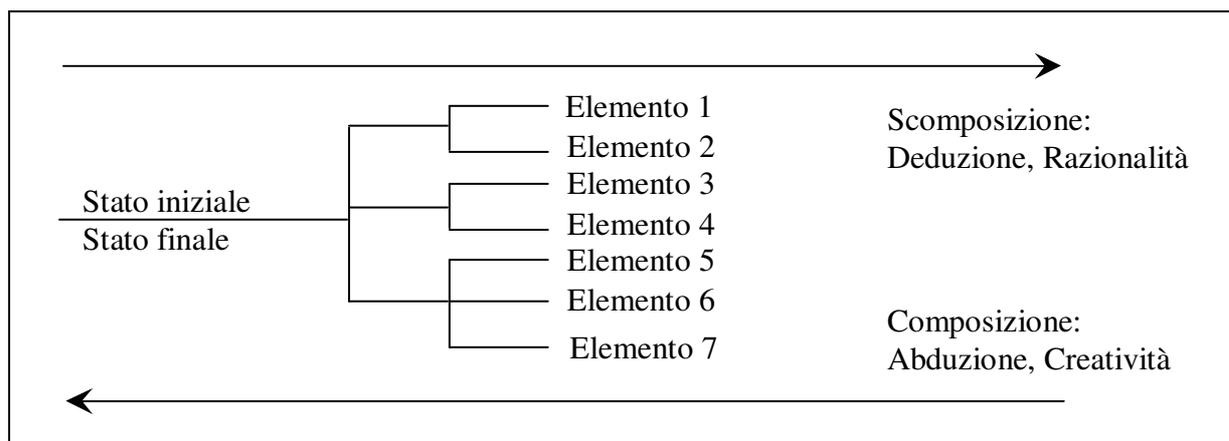
Rimanendo nell'ambito dei racconti di folklore, Propp stesso dichiara che il procedimento secondo cui un racconto deve essere scomposto è un procedimento deduttivo. Tramite l'attenta analisi di centinaia di racconti, Propp individua una legge di carattere generale che una volta applicata ad un racconto ne fornisce una scomposizione obiettiva. Una volta eseguita la scomposizione in funzioni, la classificazione dei racconti può avvenire in base alla "distanza" esistente tra un racconto ed un altro, distanza assunta in senso lato come diversità strutturale dei racconti. La classificazione così operata è paragonabile ad una cluster analysis eseguita sui racconti esaminati.

Il procedimento deduttivo è un procedimento razionale, facilmente implementabile in un elaboratore elettronico. La scomposizione e la classificazione dei racconti può essere eseguita in modo automatico da un elaboratore, una volta nota la legge generale (le funzioni) ed il metodo per individuare le funzioni in un racconto. Chiaramente, in un insieme numerico questo secondo problema non si pone, per la facilità con cui un elaboratore è capace di trattare i numeri piuttosto che le parole ed i concetti.

Se la tecnica di scomposizione è un procedimento deduttivo facilmente implementabile (una volta risolti i problemi detti precedentemente), il procedimento inverso (ricomposizione) pone problemi assai maggiori. Durante la scomposizione non viene creata nessuna informazione, se non quella di portare alla luce una struttura già presente nei dati di partenza ma nascosta. Molte informazioni (come le motivazioni ed i raccordi che ha evidenziato Propp) vengono però perse irrimediabilmente.

Eseguire una ricomposizione dei racconti basandosi solamente sulle funzioni è quindi un metodo molto approssimato, in cui la mancanza di tutti questi elementi secondari crea tutta una serie di *buchi narrativi* evidenziati dallo stesso Seifert [Seifert 2001].

Il procedimento di ricomposizione non può essere inquadrato in un ragionamento di tipo deduttivo, ma deve essere inserito nella classe dei ragionamenti abduttivi (Figura 2.3).



**Figura 2.3:** Scomposizione e ricomposizione.

E' grazie ad un ragionamento abduttivo che, in modo simile ad un processo di progettazione, vengono collegate delle informazioni note (funzioni di Propp, o parti di una struttura) per formare uno stato di conoscenza potenzialmente nuovo. Il processo esposto è di tipo creativo in cui, tramite la verifica dello stato finale, si costruisce uno stato che soddisfi il lettore o l'utente della struttura.

Simile al programma di Seifert, ma notevolmente più complesso, era il programma "Eliza" scritto nel 1964 da Weizenbaum quando ancora era un giovane ricercatore del MIT. Eliza era un programma di pseudo-intelligenza artificiale in grado di simulare brevi discorsi in lingua inglese con un interlocutore umano senza avere la necessità di comprendere realmente il linguaggio.

Il programma era costituito da due componenti principali: l'analizzatore del linguaggio e un copione: il primo aveva lo scopo di scomporre ed analizzare le frasi specificate dall'utente e di comporre le risposte in modo coerente con le eventuali domande. Il copione costituiva la "base della conoscenza" del sistema e consentiva all'analizzatore del linguaggio di comporre frasi e domande che consentivano un dialogo che, all'apparenza, sembrava intelligente.

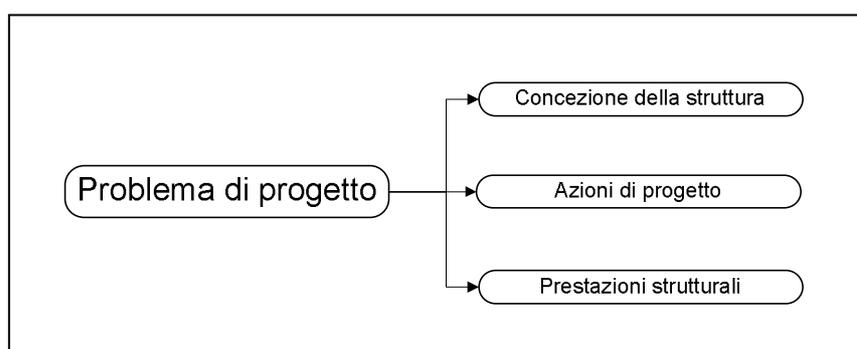
Ovviamente il dominio del discorso era limitato ed Eliza non era in grado di trattare argomenti diversi da quelli inseriti nel copione. Gli argomenti di cui era in grado di parlare erano molti ma l'esempio più famoso é stato la simulazione dell'attività di uno psicoterapeuta.

Il programma venne testato da parecchie persone tra cui diversi pazienti reali e diversi terapeuti. La maggior parte di essi credeva di avere a che fare con un vero psichiatra.

Tuttavia Eliza non può essere definito un programma di intelligenza artificiale, poiché in realtà non capisce; non possiede infatti una rappresentazione interna della conoscenza, ma utilizza delle parole chiave e delle regole “intelligenti” per generare da frasi in ingresso delle frasi in uscita. Ad esempio alla parola chiave “madre” individuata in una frase in ingresso, Eliza potrebbe rispondere con “mi dica di più sulla sua famiglia”. L'intelligenza del dialogo è solo un'illusione. Il dialogo viene costruito scomponendo le frasi in ingresso, individuando le parole chiave ed applicando ad esse delle regole per costruire delle frasi in uscita.

Negli ultimi anni, l'analisi del linguaggio naturale si è molto evoluta sino ad arrivare ai più recenti programmi elaborati alla Yale University e a Berkely, finalizzati alla comprensione testuale di pezzi giornalistici o al perfezionamento dell'informazione con l'aggiunta di significati non esplicitati in un testo in esame ([Wilensky 1990] [Riggs 2001]).

Appare quindi evidente il problema della scomposizione dell'informazione ove sia necessaria la comprensione di un problema. Come si è illustrato nel Capitolo 1, i punti fondamentali di una progettazione sono: la concezione della struttura, le tipologie dei carichi e le prestazioni attese. L'analisi di questi punti, riferita ad un ponte sospeso di grande luce, è essa stessa un problema complesso, per l'importanza e la grandezza dell'opera in questione. E' utile quindi avvicinarsi alla complessità del problema scomponendo ognuno dei tre sottoproblemi evidenziati in Figura 2.4.



**Figura 2.4:** Scomposizione del problema di progetto.

## 2.2 SCOMPOSIZIONE DELLA STRUTTURA

La tipologia dei ponti sospesi è una tipologia particolare che riguarda specificatamente ponti di grande luce o passerelle molto leggere. Benché a grandi linee la forma della struttura sia ormai definita dall'esperienza, tra i ponti esistenti sussistono diverse variazioni.

Una corretta scomposizione strutturale deve fornire un risultato di carattere generale, in cui sia possibile inquadrare la maggior parte delle opere esistenti. Si è quindi proceduto ad esaminare un campione rappresentativo di quindici tra i più famosi ponti sospesi esistenti o progettati, analizzandone qualitativamente la struttura. I campioni analizzati sono riassunti nella Tabella 2.2 dove a fianco del numero di riferimento si sono riportati alcuni dati essenziali. Nella Tabella 2.1 si riporta lo schema con cui sono stati catalogati i ponti presi in considerazione.

(Numero)	Nome del ponte	Località	Periodo di costruzione
		Lunghezza del ponte	Lunghezza della campata

**Tabella 2.1:** Matrice utilizzata per ordinare i dati sui ponti esaminati.

Senza entrare ad un livello di dettaglio elevato, risultano evidenti molte differenze:

- L'impalcato strutturale deve essere in grado di portare tre, quattro, o sei corsie di autoveicoli a seconda delle esigenze funzionali dell'opera. Alcuni impalcati sono progettati per portare anche la sede ferroviaria. In genere la struttura portante dell'impalcato è un grigliato in acciaio ma a volte si è utilizzata la soluzione a cassone ortotropo, unico o diviso in cassone ferroviario e cassoni stradali.
- I pendini che sorreggono l'impalcato possono avere una disposizione verticale oppure possono avere una piccola inclinazione. Inoltre, i pendini possono sorreggere tutto l'impalcato o solo la campata principale.
- La forma dei cavi principali che raccolgono il carico portato dai pendini, può essere di varia natura: a fili paralleli o composti da cavi multipli.
- Le torri possono infine essere del tipo a portale o con diagonali di collegamento.

(1)	Williamsburg Bridge	New York, USA	Periodo = 1903
		Lunghezza = 2229 m	Campata = 487 m
(2)	Carquinez Strait Bridge	Vallejo, USA	Periodo = 1958
		Lunghezza = 1059 m	Campata = 728 m
(3)	Lions Gate Bridge	Vancouver-BC, Canada	Periodo = 1938
		Lunghezza = 1600 m	Campata = 472 m
(4)	New Little Belt Bridge	Jutland-Funen, Denmark	Periodo = 1970
		Lunghezza = 1700 m	Campata = 600 m
(5)	Ponte 25 de Abril	Lisboa, Portugal	Periodo = 1966
		Lunghezza = 3200 m	Campata = 1013 m
(6)	Bosporus Bridge	Istanbul, Turkey	Periodo = 1973
		Lunghezza = 1560 m	Campata = 1074 m
(7)	Akashi Kaikyo Bridge	Awaji Island, Japan	Periodo = 1981
		Lunghezza = 3911 m	Campata = 1991 m
(8)	Ohnaruto Bridge	Awaji Island, Japan	Periodo = 1985
		Lunghezza = 1629 m	Campata = 876 m
(9)	The Askoy Bridge	Brgen, Norvegia	Periodo = 1992
		Lunghezza = 1057 m	Campata = 850 m
(10)	Messina Strait Bridge	Messina, Italia	Progetto preliminare 1992
		Lunghezza = 3660 m	Campata = 3300 m
(11)	Great Belt East Bridge	Halsskov-Sprogø, Danimarca	Periodo = 1990 – 1998
		Lunghezza = 6790 m	Campata = 1642 m
(12)	Tsing Ma Bridge	Landau-Hong Kong, Cina	Periodo = 1992 – 1997
		Lunghezza = 2160 m	Campata = 1377 m
(13)	Akinada Bridge	Hiroshima, Giappone	Periodo = 1992 – 2000
		Lunghezza = 1175 m	Campata = 750 m
(14)	The Faro Bridges	Falster-Faro, Danimarca	Periodo = 1980 – 1985
		Lunghezza = 1726 m (Ponte Sud)	Campata = 290 m
(15)	Humber Bridge	Yorkshire, Inghilterra	Periodo = 1972 – 1981
		Lunghezza = 2220 m	Campata = 1410 m

**Tabella 2.2:** Breve descrizione di 15 tra i più noti ponti sospesi.



**Figura 2.5:** Akashi bridge.



**Figura 2.6:** Bosforo bridge.

Esaminando le differenti soluzioni progettuali presenti nel campione di ponti prescelto, le modalità con cui effettuare una scomposizione strutturale possono essere assunte in vari modi. Chiaramente, ciò che a prima vista colpisce maggiormente è la differenza geometrica presente tra i vari campioni (pendini inclinati, pendini verticali, etc.). Raggruppare gli elementi strutturali secondo la loro orientazione nello spazio individuando le categorie:

- Elementi verticali
- Elementi orizzontali
- Elementi inclinati

potrebbe essere una prima suddivisione strutturale.

Questo raggruppamento non può essere eseguito ad alto livello, poiché elementi di natura profondamente differente, come ad esempio una gamba di una torre ed un pendino, ma aventi lo stesso orientamento verrebbero a far parte di uno stesso gruppo di alto livello. La posizione di molti elementi risulterebbe inoltre ambigua: i pendini di alcuni ponti si troverebbero classificati come elementi verticali, mentre quelli di altri ponti rientrerebbero negli elementi inclinati. Inoltre le gambe delle torri sono leggermente inclinate nel piano trasversale del ponte per cui andrebbero inserite come elementi inclinati, ma se si considerano le gambe come parti della torre, essa può essere identificata come un elemento verticale. La suddivisione in base all'orientamento degli elementi non è quindi soddisfacente ad un livello così alto.

La suddivisione strutturale dovrà tener conto della funzione dei singoli elementi, tra cui anche tutte quelle strutture secondarie che compongono l'armamento stradale e ferroviario, nonché i sistemi di emergenza e di manutenzione. Appare quindi adeguata una prima suddivisione nelle seguenti tre categorie:

- Sistema strutturale principale
- Sistema strutturale secondario
- Sistema strutturale ausiliario

Il sistema strutturale secondario comprenderà gli armamenti ferroviari e stradali, mentre il sistema strutturale ausiliario raggrupperà le strutture di emergenza e di manutenzione.

L'analisi di scomposizione successiva si è concentrata sul sistema strutturale principale, che raccoglie gli elementi strutturali evidenziati nelle pagine precedenti. Benché molti elementi strutturali abbiano una configurazione differente tra i vari campioni analizzati, la funzione svolta da essi rimane comunque costante. Costanti sono anche i requisiti di affidabilità in termini di prestazioni di sicurezza, durabilità e funzionalità. Concentrandosi sul sistema strutturale principale, esso può essere diviso nei seguenti sottogruppi (Figura 2.7):

- Sistema di ritegno e sostegno
- Sistema di sospensione
- Impalcato corrente
- Zone speciali di impalcato

La Figura 2.7 illustra la scomposizione gerarchica della struttura in base alla funzione degli elementi [Bontempi 2004] nel caso del Ponte sullo Stretto di Messina, opera a cui saranno riferiti gli esempi e le applicazioni riportate in questo lavoro.

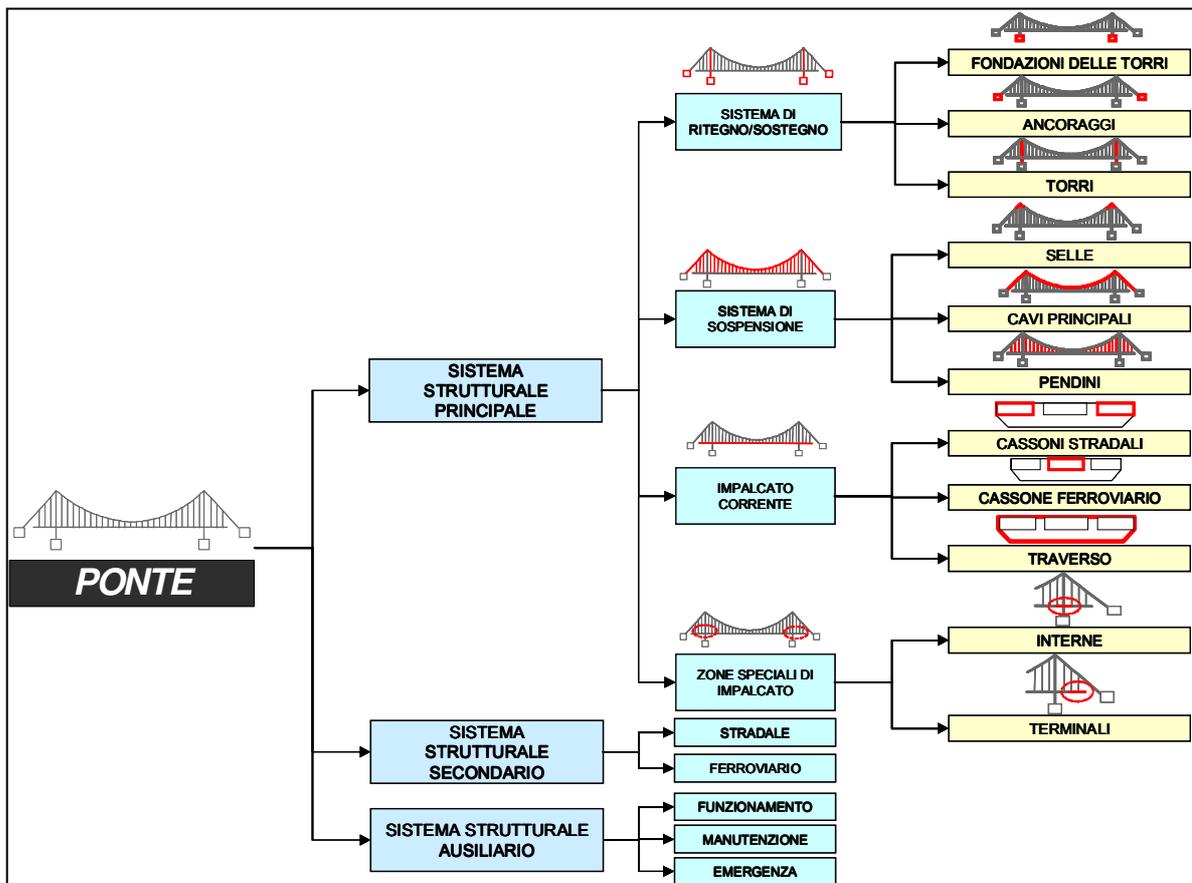


Figura 2.7: Scomposizione gerarchica del sistema strutturale.

Si andranno ora ad esaminare i singoli elementi strutturali che compongono la struttura del ponte. Questi stessi elementi saranno successivamente ripresi nel capitolo successivo quando sarà introdotto il modello numerico dell'opera.

### 2.2.1 Sistema di ritegno e di sostegno

- Fondazioni delle torri: si prevede la realizzazione di un plinto massivo a pianta circolare sotto ogni gamba, poggiante su sottofondazione costituita da colonne di terreno consolidato con la tecnica del jet-grouting o da diaframmi. I plinti sono collegati da travi a sezione rettangolare.
- Ancoraggi: sono opere in cemento armato massive, caratterizzate da forma prismatica a sezione trapezoidale.
- Torri: sono del tipo a portale composte da due montanti e quattro trasversi. Le torri hanno altezza complessiva pari a  $382.6\text{ m}$ . I montanti in acciaio hanno sezione a cassone su disegno a losanga. I trasversi delle torri sono collocati sotto il piano di impalcato, in cima alle torri e a due livelli intermedi; essi sono in acciaio a struttura cava.

### 2.2.2 Sistema di sospensione

- Selle: sono disposte sulla sommità delle torri.
- Cavi principali: sono due per ogni estremità laterale dell'impalcato.
- Pendini: sono disposti ad interasse di  $30\text{ m}$  e sono costituiti da gruppi di funi in acciaio.

### 2.2.3 Impalcato corrente

- Cassoni stradali: sono costituiti da superfici piane, realizzate in acciaio ed irrigidite con canalette longitudinali saldate. In corrispondenza dei trasversi di sostegno il collegamento è bullonato per le canalette e saldato per i piatti. I cassoni sono completati da appendici aerodinamiche. Il cassone stradale è continuo ed unico, ripetuto tra le sezioni di imposta.
- Cassone ferroviario: è costituito da due cassoni a sezione tubolare, disposti sotto ogni binario e collegati trasversalmente. I singoli cassoni ferroviari sono collegati al trasverso portante mediante bullonatura. Il cassone ferroviario è continuo ed unico, ripetuto tra le sezioni di imposta.

- Trasversi: sono posti ad interasse di  $30\text{ m}$  e sopportano i cassoni stradali e ferroviari; sono sostenuti dai pendini e realizzati mediante cassoni chiusi ad altezza variabile; i trasversi sono tutti uguali, ad eccezione dei due in corrispondenza del piano medio delle torri.

#### 2.2.4 Zone speciali dell'impalcato

- Il vincolo allo spostamento trasversale e longitudinale dei cassoni è dato da dispositivi di ritegno, collegati alle gambe delle torri.
- I cassoni di testata terminali sono vincolati in modo da poter scorrere lungo la direzione longitudinale del ponte.

Agli elementi strutturali così classificati può anche essere dato un ordinamento in base alla criticità del comportamento del singolo elemento strutturale, ovvero in funzione della pericolosità della situazione di collasso dell'elemento riguardo la stabilità dell'intera opera. In relazione alla funzione strutturale svolta, ai livelli di sicurezza richiesti ed alla riparabilità, i componenti strutturali sono distinti in:

- Componenti primari ( $C1$ ), critici, non riparabili o la cui riparabilità presume la protratta messa fuori servizio del ponte
- Componenti secondari ( $C2$ ), riparabili, eventualmente con limitazioni all'esercizio del ponte

I componenti evidenziati nella scomposizione strutturale di Figura 2.7 sono classificati in primari e secondari nella Tabella 2.3, proprio con particolare riferimento alla loro riparabilità.

<b>Sistemi strutturali (Livello 1)</b>	<b>Strutture (Livello 2)</b>	<b>Sottostrutture (Livello 3)</b>	<b>C1</b>	<b>C2</b>
<b>PRINCIPALE</b>	Sistema di ritegno e sostegno	Fondazioni delle torri	<b>X</b>	
		Ancoraggi	<b>X</b>	
		Torri	<b>X</b>	
	Sistema di sospensione principale	Selle	<b>X</b>	
		Cavi principali	<b>X</b>	
	Sistema di sospensione secondario	Sistema dei pendini	<b>X</b>	
		Pendino singolo		<b>X</b>
	Impalcato corrente	Trasverso	<b>X</b>	
		Cassone ferroviario		<b>X</b>
		Cassoni stradali		<b>X</b>
	Zone speciali di impalcato	Zone terminali		<b>X</b>
		Dispositivi di ritegno		<b>X</b>
<b>SECONDARIO</b>	Stradale			<b>X</b>
	Ferroviario			<b>X</b>
<b>AUSILIARIO</b>	Funzionamento			<b>X</b>
	Manutenzione			<b>X</b>
	Emergenza			<b>X</b>

**Tabella 2.3:** Classificazione in base alla criticità dei componenti individuati dalla scomposizione strutturale dell'opera.

### 2.3 SCOMPOSIZIONE DELLE AZIONI

Per governare la complessità dell'insieme delle azioni a cui sarà sottoposta la struttura si può ricorrere ad una scomposizione delle azioni agenti sulla stessa. La scomposizione ha lo scopo, non solo di catalogare ogni tipo di azione, ma anche di classificarne il tipo in base ad una o più caratteristiche individuate dal progettista. Le caratteristiche delle azioni possono riguardare il dominio in cui l'azione si trova ad agire, particolari meccanismi di interazione, oppure possono più semplicemente individuare la zona locale interessata dall'azione stessa. In Figura 2.8 e successive viene riportata una possibile scomposizione delle azioni agenti sull'opera in esame [Sgambi 2004/b].

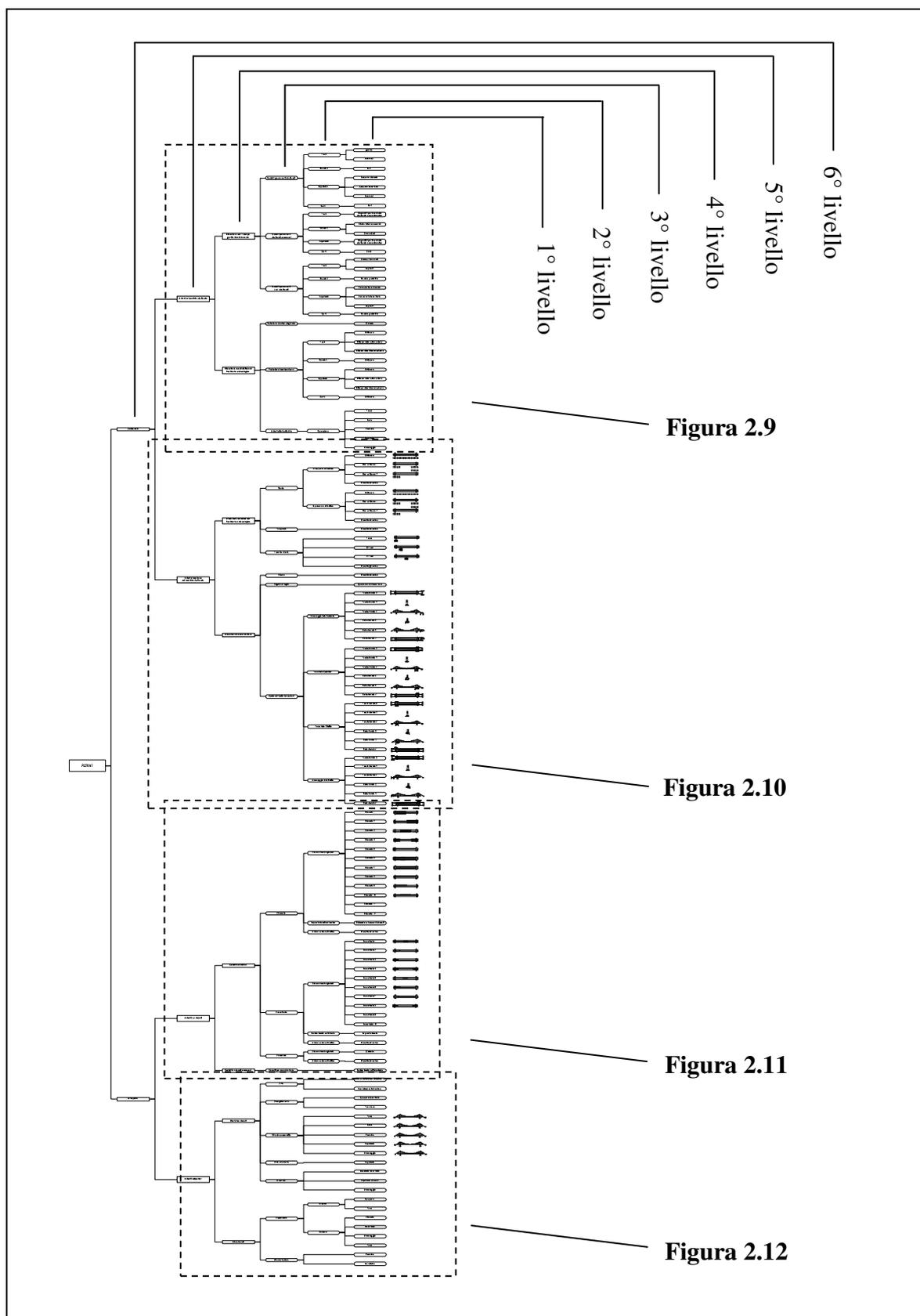
Benché poco leggibile (gli ingrandimenti della Figura 2.8 sono visibili nelle Figure 2.9, 2.10, 2.11 e 2.12), il grafico di Figura 2.8 mostra chiaramente un'organizzazione gerarchica a livelli, in cui dal livello più alto si passa a livelli sempre più specialistici sino ad individuare il tipo, la posizione e l'elemento interessato dall'azione. Naturalmente più la struttura risulta complessa più l'analisi strutturale deve essere spinta nel dettaglio e quindi più dettagliato deve essere il grafico mostrante la scomposizione delle azioni. Lo schema di Figura 2.8 riporta una scomposizione su sei livelli.

La suddivisione di alto livello (*livello 6*) divide le azioni in due grandi categorie:

- Ambientali
- Antropiche

La categoria delle azioni ambientali raggruppa tutti i tipi di azioni derivanti dall'interazione con l'ambiente naturale. In questa categoria trovano spazio le azioni termiche, sismiche, gravitazionali, ovvero tutte quelle azioni che interessano la struttura per il solo fatto di esistere.

La categoria delle azioni antropiche raggruppa tutti i tipi di azioni derivanti dall'interazione con l'ambiente umano. Carichi da traffico, urti, incendi fanno parte di questa categoria che raccoglie tutte le azioni derivanti dall'utilizzo umano della struttura.



**Figura 2.8:** Schema di scomposizione delle azioni, nelle figure indicate si sono riportati gli ingrandimenti dei rami evidenziati.

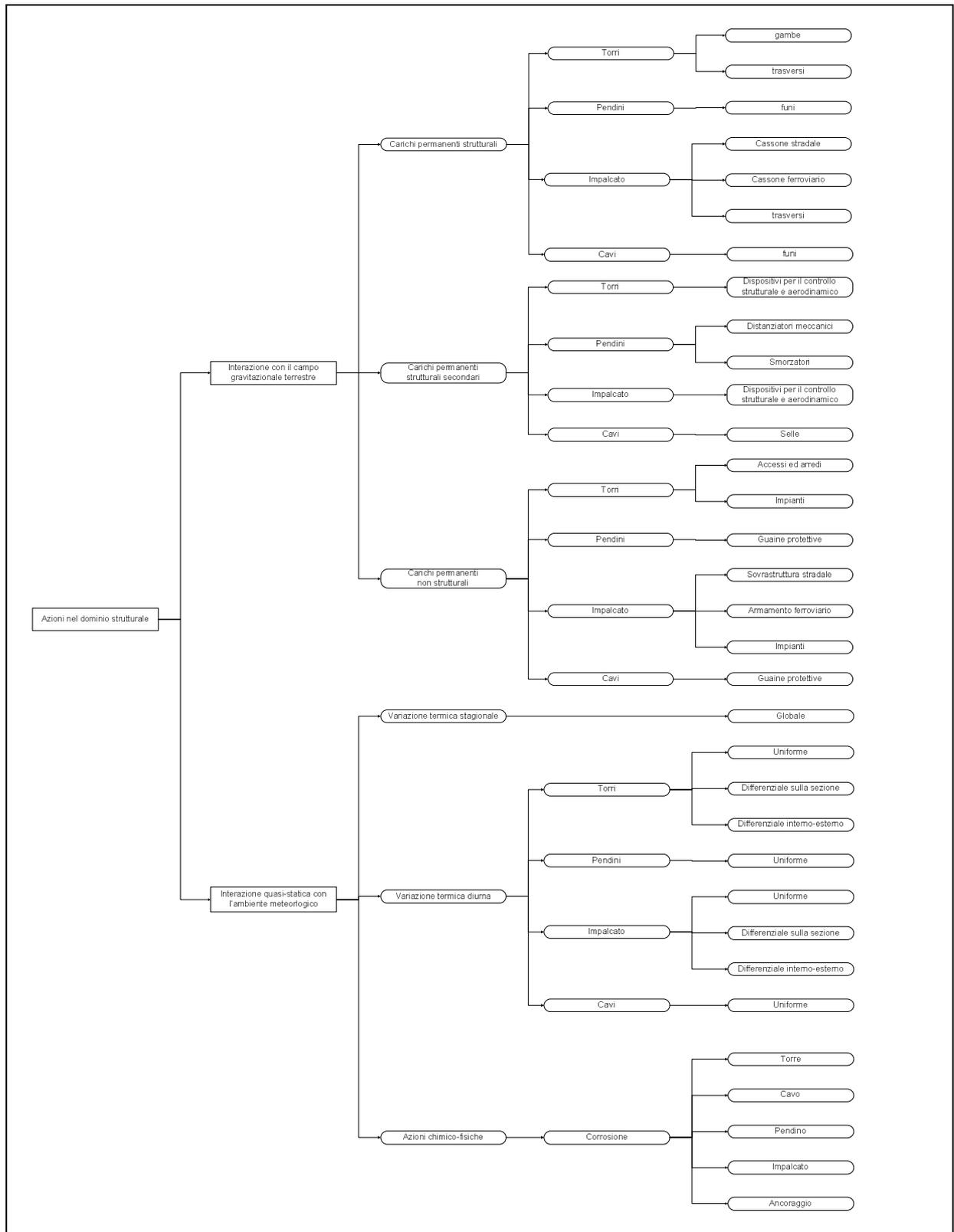


Figura 2.9: Scomposizione delle azioni agenti nel dominio strutturale.

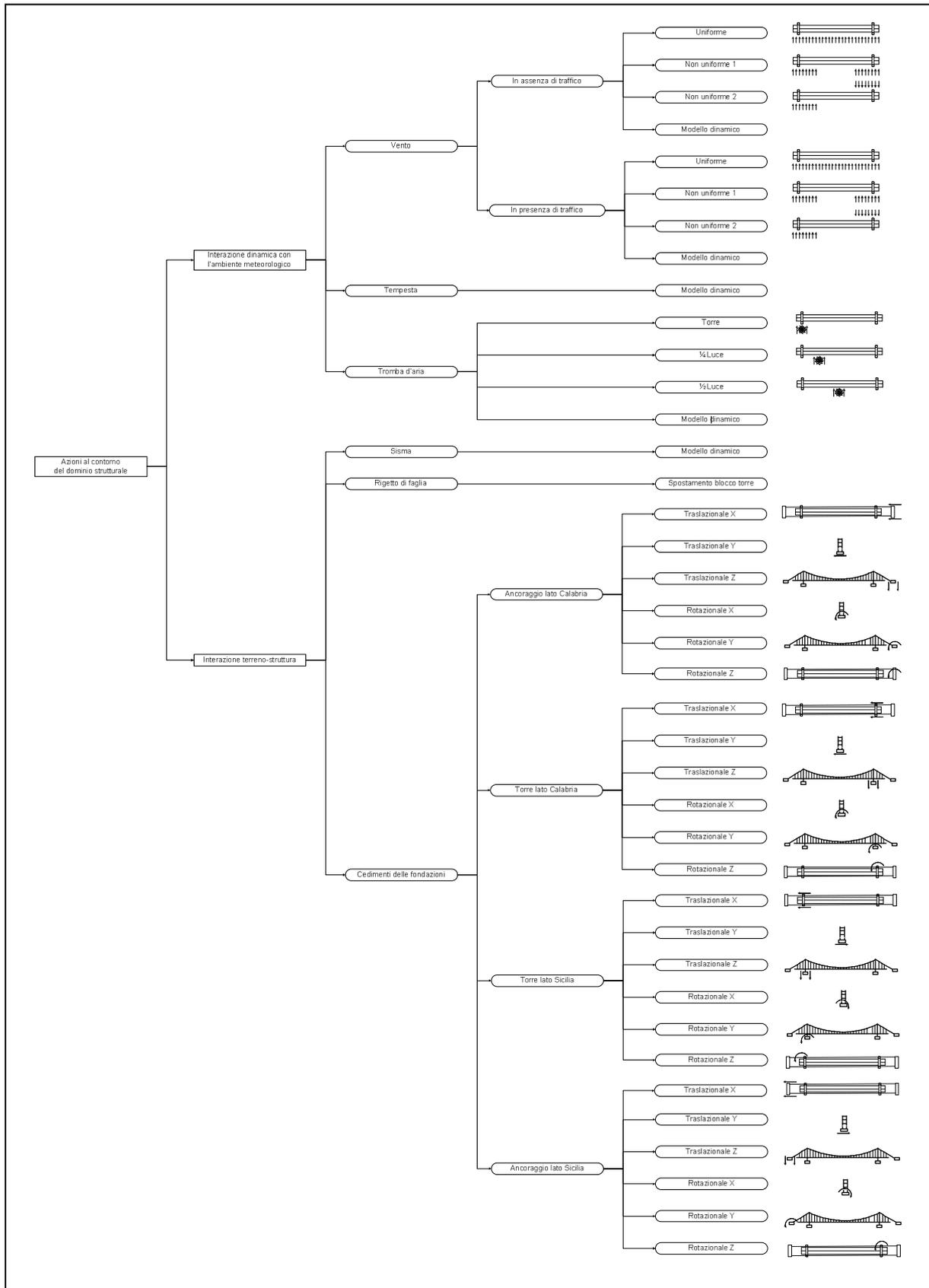


Figura 2.10: Scomposizione delle azioni agenti sul contorno strutturale.

### 2.3.1 Ramo delle azioni ambientali

Il ramo delle azioni ambientali raggruppa tutti i tipi di azioni derivanti dall'interazione tra la struttura e l'ambiente naturale in cui viene posta. Un'ulteriore suddivisione può essere eseguita separando le azioni ambientali che agiscono all'interno del dominio strutturale (Figura 2.9) da quelle che agiscono sul contorno della struttura (Figura 2.10). Tra le prime vi si annoverano le interazioni col campo gravitazionale terrestre ovvero i carichi permanenti decomponibili a *livello 3* in:

- Carichi permanenti strutturali
- Carichi permanenti strutturali secondari
- Carichi permanenti non strutturali

A livello di dettaglio queste tipologie possono essere di nuovo decomposte nel *livello 2* in macroelementi strutturali e non (torre, pendino, impalcato, cavo...) e nel *livello 1* nei singoli elementi (cassone stradale, cassone ferroviario, traverso, dispositivo meccanico...). Una ulteriore suddivisione dovrebbe essere presente per identificare le posizioni dei vari elementi tramite un'opportuna numerazione. Ad esempio, iniziando dal lato di Sicilia e considerando il solo cassone ferroviario, questo può essere decomposto in elementi che potranno essere chiamati CF\_001, CF\_002, CF\_003... arrivando ad identificare ogni elemento della struttura e non, che viene ad interagire con il campo gravitazionale terrestre.

Tra i carichi permanenti non strutturali si evidenziano i pesi dovuti agli impianti, alle guaine protettive dei cavi principali e dei pendini, alla sovrastruttura stradale, all'armamento ferroviario.

Sempre all'interno delle interazioni ambientali agenti nel dominio strutturale si devono considerare anche le interazioni con l'ambiente meteorologico, decomponibili a *livello 3* in:

- Variazioni termiche stagionali
- Variazioni termiche diurne
- Azioni chimico fisiche

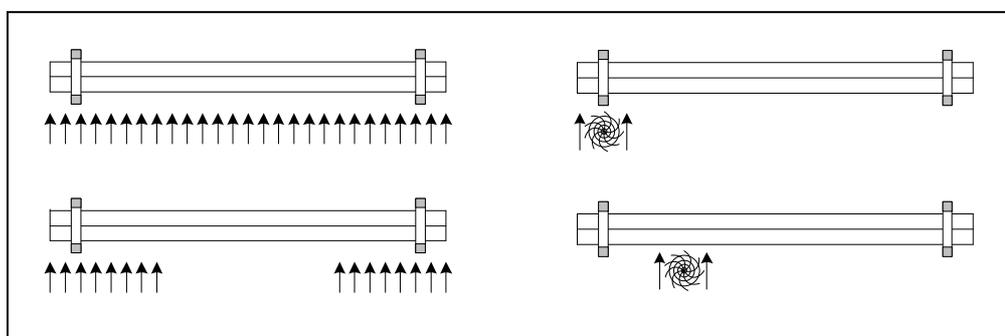
A livello di dettaglio la variazione termica stagionale può essere considerata come un'azione a livello globale per la struttura, mentre per le azioni termiche diurne dovranno essere considerate anche variazioni locali sugli elementi e variazioni differenziali sulle sezioni. Le azioni di tipo chimico-fisico come la corrosione dovranno essere valutate accuratamente in vista

della redazione dei piani di manutenzione e della valutazione della vita utile della struttura. Anche in questo caso è auspicabile un successivo livello di dettaglio con l'identificazione dei vari elementi strutturali.

Le azioni sino ad ora contemplate agiscono all'interno del volume strutturale. Vi sono poi una serie di azioni che agiscono sul contorno del dominio della struttura, dove con contorno si è indicata la superficie esterna degli elementi strutturali. Queste azioni sono raggruppate in Figura 2.10 e completano il quadro delle azioni ambientali. Fanno parte di questa categoria i fenomeni di interazione dinamica con l'ambiente meteorologico e l'interazione tra il terreno e la struttura. Tra i fenomeni di interazione dinamica con l'ambiente meteorologico si sono considerati in una successiva scomposizione a *livello 3*:

- Il vento
- La tempesta
- Le trombe d'aria

Analisi strutturali a riguardo dell'azione del vento dovranno essere condotte sia in campo statico, considerando più distribuzioni di carico (Figura 2.11), che in campo dinamico per accertarsi dell'entità delle oscillazioni dovute alla non staticità dell'azione del vento. Notevole importanza deve essere data anche alla modellazione di parti non strutturali (barriere, parapetti...) che possono influenzare notevolmente l'aerodinamica dell'opera [Bruno 2002]. Le analisi dovranno essere condotte sia in assenza di traffico che in sua presenza, in modo sia da massimizzare gli effetti negativi dell'azione sulla struttura sia da indagare le conseguenze dell'azione dinamica del vento sul comfort degli utenti.



**Figura 2.11:** Differenti tipi di azioni da vento e da tromba d'aria.

Per l'azione da tempesta e da tromba d'aria, differenti modelli quasi-statici dovranno essere impiegati per fornire una prima approssimazione dell'evento. Tuttavia, data l'importanza della struttura e la violenza dell'azione considerata sono auspicabili dei modelli dinamici per meglio valutare le conseguenze dell'azione sia sulla struttura sia su eventuali utenti ancora presenti.

Per quanto riguarda la modellazione dell'azione statica da vento, si introducono due livelli di severità:

- Un vento che può essere definito di livello 1, con periodo di ritorno pari a 50 anni e velocità di riferimento  $v_{ref} = 47 \text{ m/s}$ , riferita ad una quota di 70 m
- Un vento ridotto, in cui le forzanti aerodinamiche sono ridotte a 1/3, avendo ipotizzato uguali i coefficienti aerodinamici; la velocità corrispondente  $v_{ref}$  a livello di impalcato è pari a 27 m/s

Per l'opera in esame, dei plausibili coefficienti aerodinamici relativi all'impalcato sono riportati in Tabella 2.4.

Coefficienti aerodinamici	
$C_D$	0.09
$C_L$	-0.051
$C_M$	0.0163

**Tabella 2.4:** Coefficienti aerodinamici  
( $C_D$  = coefficiente di drag,  $C_L$  = coefficiente di lift,  $C_M$  = Coefficiente di momento).

Nella Tabella 2.5 sono riportate le forzanti aerodinamiche di drag, lift e momento, applicate per i due livelli di vento considerati e calcolate mediante le seguenti espressioni, nelle quali si assume la lunghezza convenzionale dell'impalcato  $B=60 \text{ m}$ :

$$F_D = C_D \frac{v_{ref}^2}{16} B\Phi \quad (2.3)$$

$$F_L = C_L \frac{v_{ref}^2}{16} B\Phi \quad (2.4)$$

$$F_M = C_M \frac{v_{ref}^2}{16} B^2\Phi \quad (2.5)$$

Azione	V (m/s)	V <sub>ref</sub> (m/s) h=70m	F <sub>D</sub> kN/m	F <sub>L</sub> kN/m	F <sub>M</sub> kN*m/m
V1 - Vento di <i>livello 1</i>	36	47	10.05	-5.70	109.34
V2 - Vento <i>ridotto</i>	21	27	3.33	-1.88	36.45

**Tabella 2.5:** Forzanti aerodinamiche per i livelli di carico da vento assunti.

Una seconda categoria di interazioni comprende tutte le azioni derivanti dal terreno. Le interazioni di tipo terreno-struttura possono essere decomposte a *livello 3* come:

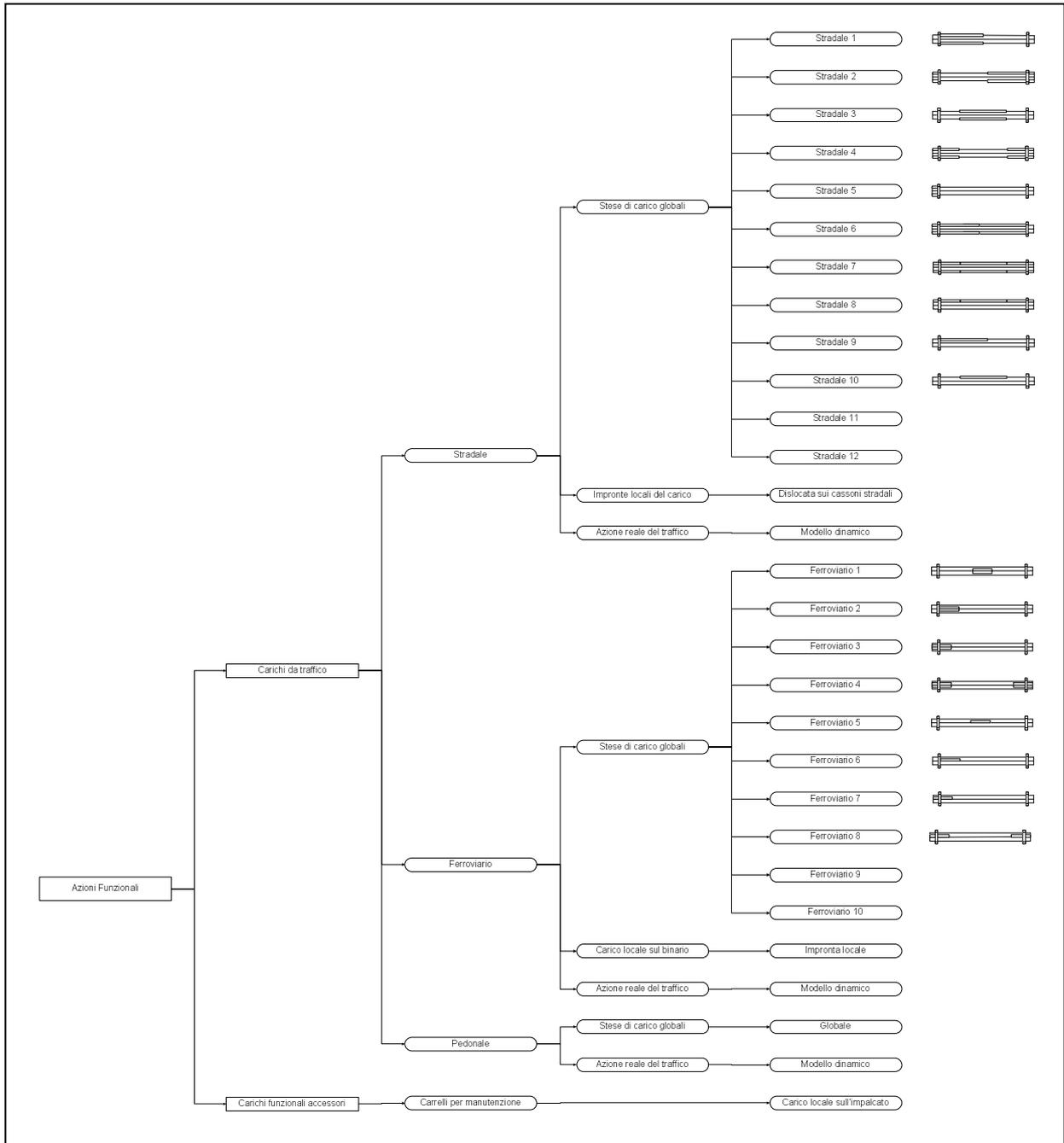
- Azioni da sisma
- Rigetto di faglia
- Cedimenti fondazionali

Le azioni da sisma si devono modellare in base ad opportuni modelli dinamici, tenendo in debito conto la non sincronicità delle azioni. Difatti data la grandezza dell'opera, non è plausibile utilizzare un solo tipo di eccitazione sismica per l'intera struttura, ma tale azione dovrà essere opportunamente variata nel suo contenuto in frequenza, nel suo tempo di accadimento e nella sua intensità, a seconda della zona strutturale interessata.

Data l'importanza dell'opera e la sismicità della zona è quindi auspicabile che le analisi sismiche vengano condotte utilizzando un elevato numero di simulazioni asincrone e ricercando l'eccitazione sismica più gravosa con riferimento ad una particolare prestazione.

Devono inoltre essere considerati altri movimenti del terreno, quali i rigetti di faglia e gli scorrimenti tettonici lenti. Nel primo caso si farà riferimento a statistiche su di un adeguato periodo, mentre per lo scorrimento lento si è appurato che le coste di Messina e di Calabria si allontanano in media *0.6 mm/anno*. Questo valore fornisce una stima di allontanamento pari a *12 cm* per *200 anni*, tuttavia, anche in base allo studio di sensibilità riportato nei capitoli successivi, questa azione non dovrebbe essere rilevante ai fini della stabilità dell'opera.

Importanti sono infine i cedimenti delle fondazioni sotto i carichi permanenti. L'aspetto geotecnico deve assumere un ruolo centrale sia nella valutazione della stabilità fondazionale sia nella valutazione di eventuali cedimenti. Particolarmente critici risultano essere i cedimenti verticali riguardanti le torri ed i cedimenti rotazionali dei blocchi di ancoraggio (come mostrato negli studi di sensibilità riportati nel capitolo successivo). La combinazione più gravosa dei cedimenti in questione dovrà essere di volta in volta assunta per le verifiche prestazionali dell'opera.



**Figura 2.12:** Scomposizione delle azioni funzionali riguardanti la struttura.

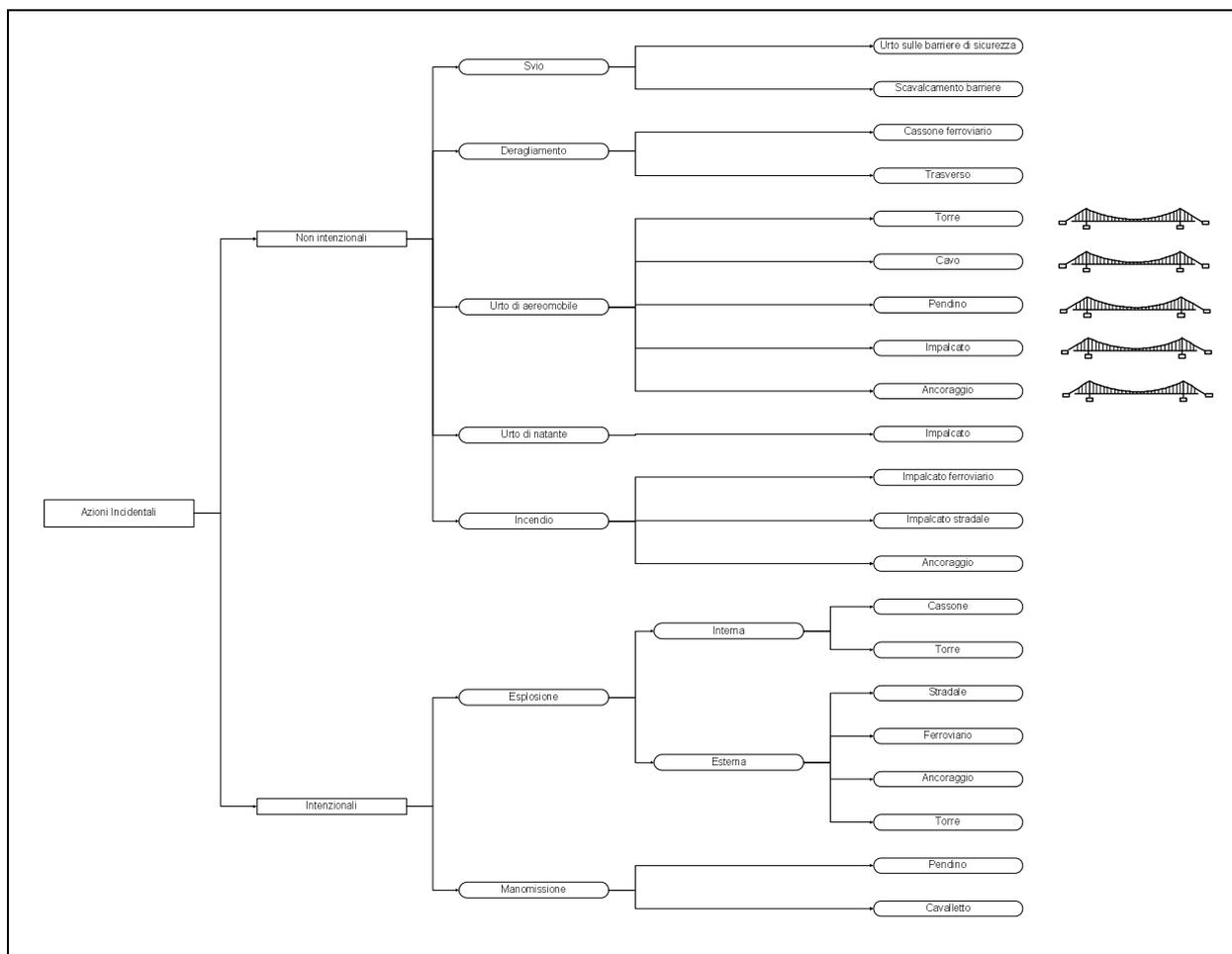


Figura 2.13: Scomposizione delle azioni incidentali riguardanti la struttura.

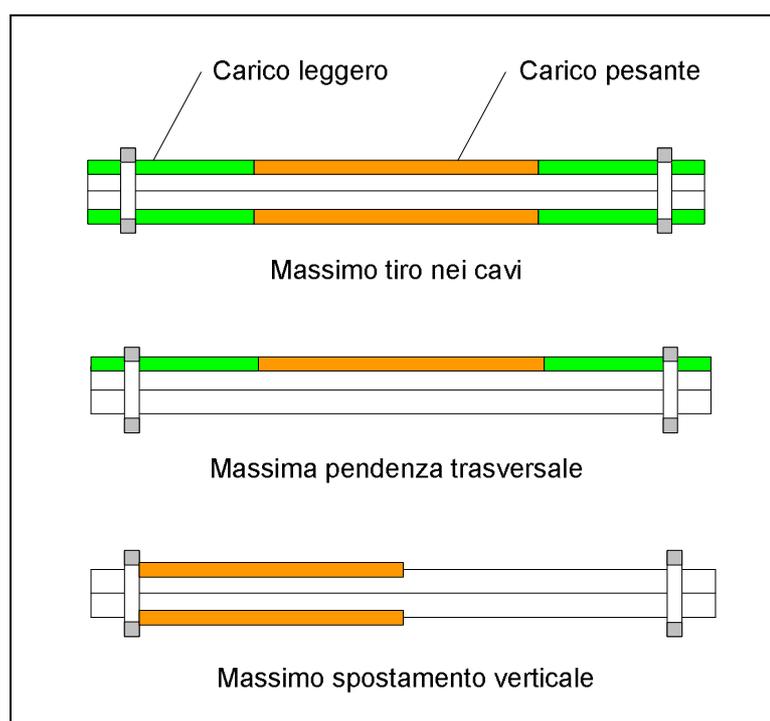
### 2.3.2 Ramo delle azioni antropiche

Il ramo delle azioni antropiche raggruppa tutti i tipi di azioni derivanti dall'interazione con l'ambiente umano. Nel *livello 5* si è voluto suddividere le azioni antropiche in azioni funzionali, cioè derivanti dal normale uso della struttura stessa, ed in azioni incidentali, comprendenti tutte quelle azioni che derivano dall'interazione con l'ambiente umano ma che non rientrano nel normale utilizzo della struttura (urti, incendi, manomissioni).

Se si esamina in dettaglio il ramo delle azioni funzionali (Figura 2.12) si può ulteriormente decomporre le azioni nelle seguenti sottocategorie di *livello 3*:

- Carico stradale
- Carico ferroviario
- Carico pedonale

Le azioni derivanti dal carico stradale dovranno essere considerate sia come stese di carichi globali, che come impronte locali; modelli dinamici devono poi essere sviluppati per indagare l'effetto della deformabilità strutturale sul comfort degli utenti. A livello globale, si possono individuare un numero notevole di stese di carico. Per diminuire le già elevate possibilità di combinazione, ogni stesa di carico deve essere concepita per massimizzare l'influenza del carico su una determinata prestazione, quale il massimo spostamento verticale o le massime pendenze.

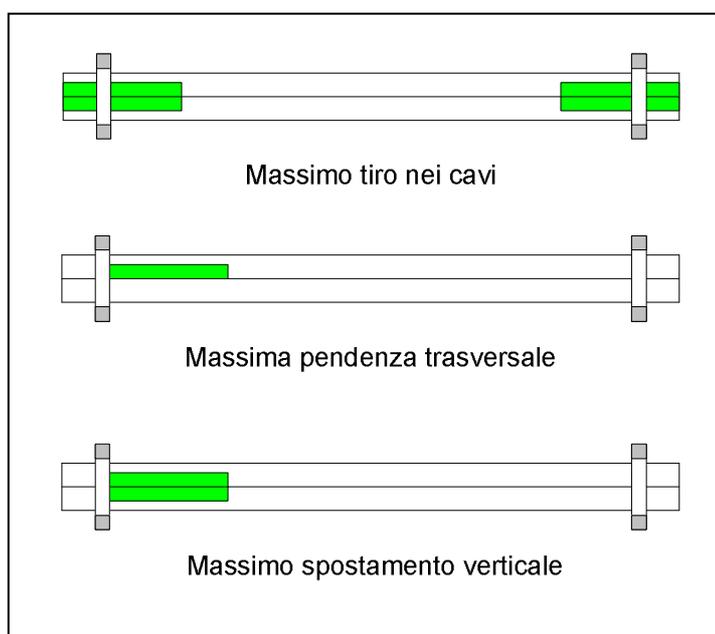


**Figura 2.14:** Esempi di stese di carico stradale.

Le stese di carico comprendono sia un carico stradale pesante che un carico stradale leggero. Una notevole difficoltà è insita nel dimensionare la posizione e le lunghezze delle stese di carico. Data l'elevata non linearità geometrica presente nella concezione della struttura, i ragionamenti basati su linee di influenza potrebbero risultare non accurati (per la non validità del

principio di sovrapposizione degli effetti). Riferimenti presenti in bibliografia sono in questo caso molto utili [Gimsing 1983].

Discorso analogo riguarda le azioni derivanti dal carico ferroviario. In questo caso, le lunghezze delle stese di carico risultano fissate da accordi con le ferrovie italiane, tuttavia è compito del progettista individuare la posizione più gravosa delle stese di carico ferroviario in modo da massimizzare gli effetti a riguardo di una determinata prestazione. In Figura 2.15 vengono riportate alcune stese di carico analoghe a quelle di Figura 2.14 riguardanti l'azione del carico ferroviario.



**Figura 2.15:** Esempi di stese di carico ferroviario.

Tuttavia un'eventuale combinazione tra i due tipi di azioni atta a massimizzare l'effetto di entrambi i carichi su una determinata prestazione non può essere svolta semplicemente sovrapponendo le due tipologie di carico, non potendosi garantire la legittimità del principio di sovrapposizione degli effetti. La pura sovrapposizione delle azioni porterà probabilmente ad un effetto molto prossimo al massimo cercato, ma non al massimo effetto. La disposizione delle azioni da traffico e la conseguente valutazione accurata delle prestazioni dell'opera dovrà perciò essere individuata con altri metodi che tengano in debito conto la presenza della non linearità geometrica.

Per quanto riguarda i valori dei carichi stradali e ferroviari, da assumere per le verifiche di funzionalità a livello globale, si assumeranno i valori riportati nel seguito. Questi valori sono fissati considerando la deformabilità del ponte derivante dalle analisi riportate nel Capitolo 5.

Per ciascuna delle due carreggiate stradali:

- Corsia più caricata: una stesa di carico ripartito con intensità pari a  $3.75 \text{ kN/m}$
- Per una seconda corsia: una stesa di carico ripartito con intensità pari a  $1.25 \text{ kN/m}$

Le stese si devono disporre lungo gli assi delle corsie nel modo più sfavorevole. Per quanto riguarda le forze di accelerazione e di frenatura, esse si assumeranno agenti nella direzione dell'asse della strada ed al livello della superficie stradale, con una intensità pari a  $1/10$  della relativa stesa di carico.

Per ciascuna delle due sedi ferroviarie verrà considerata una stesa di carico, lunga  $750 \text{ m}$  e di intensità complessiva di  $104 \text{ kN/m}$ ; per quanto riguarda le forze di avviamento e frenatura da combinare con i carichi verticali, si considereranno i seguenti valori caratteristici, indicando con  $l$  la lunghezza di binario determinata per ottenere l'effetto più gravoso:

- Avviamento:  $33 \text{ [kN/m]} * l \text{ [m]}$ , fino ad un massimo di  $1000 \text{ kN}$
- Frenatura:  $20 \text{ [kN/m]} * l \text{ [m]}$ , fino ad un massimo di  $6000 \text{ kN}$

Deve essere altresì considerato lo scenario che prevede due treni in transito in versi opposti, eventualmente uno in fase di avviamento e l'altro in fase di frenatura.

Infine, completando la descrizione della scomposizione delle azioni presentata in Figura 2.13, si esamina il ramo delle azioni incidentali. In questo caso si devono considerare azioni di carattere sia intenzionale che non intenzionale. Nel primo caso, a *livello 3* si devono considerare le seguenti azioni:

- Svio
- Deragliamento
- Urto d'aeromobile
- Urto di natante
- Incendio

Anche in questo caso si devono costituire più scenari di incidenti, in modo da garantire un'adeguata robustezza strutturale rispetto alle azioni incidentali. Riguardo alle azioni con carattere intenzionale, queste possono essere decomposte in:

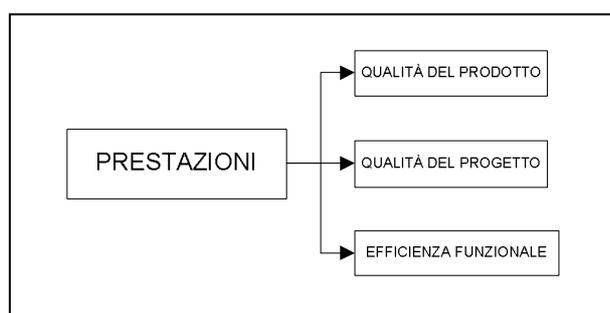
- Esplosione
- Manomissione

Il tipo e l'intensità dell'azione necessaria alla descrizione di questi scenari deve essere deciso con la committenza sulla base dell'esperienza e di studi specialistici.

## 2.4 SCOMPOSIZIONE DELLE PRESTAZIONI

La definizione delle prestazioni dell'opera è un punto fondamentale dell'attività di progetto, in quanto definisce lo stato finale a cui il progettista deve giungere (indicazione del committente). Gli aspetti da tener presenti sono molteplici poiché l'utilizzo della struttura può avvenire per diverse utenze.

In Figura 2.16 e seguenti è riportato un possibile schema di scomposizione delle prestazioni per l'opera in esame, nelle tre categorie: qualità del prodotto, qualità del progetto, efficienza funzionale ([Silvestri 2002], [Bontempi 2004]).



**Figura 2.16:** Scomposizione delle prestazioni nelle categorie di qualità ed efficienza.

Il ramo della qualità del prodotto raggruppa tutte le caratteristiche dell'opera riguardanti ad esempio l'usabilità, l'efficienza e la flessibilità che vengono evidenziate in Figura 2.17. In Figura 2.18 vengono invece riassunte le caratteristiche riguardanti la qualità del progetto dell'opera comprendenti i contenuti (innovazione, semplicità, coerenza...), la qualità formale (chiarezza, robustezza...) e la qualità dell'organizzazione (ridondanza, efficacia, efficienza...).

La Figura 2.19 riassume invece le prestazioni relative all'efficienza funzionale dell'opera, ovvero organizza gli aspetti riguardanti la percorribilità, sia stradale che ferroviaria, la possibilità di manutenzione, la durabilità e gli aspetti estetici.

Nel seguito si approfondiranno i punti relativi alla deformabilità, per quanto riguarda l'utenza ferroviaria e stradale.

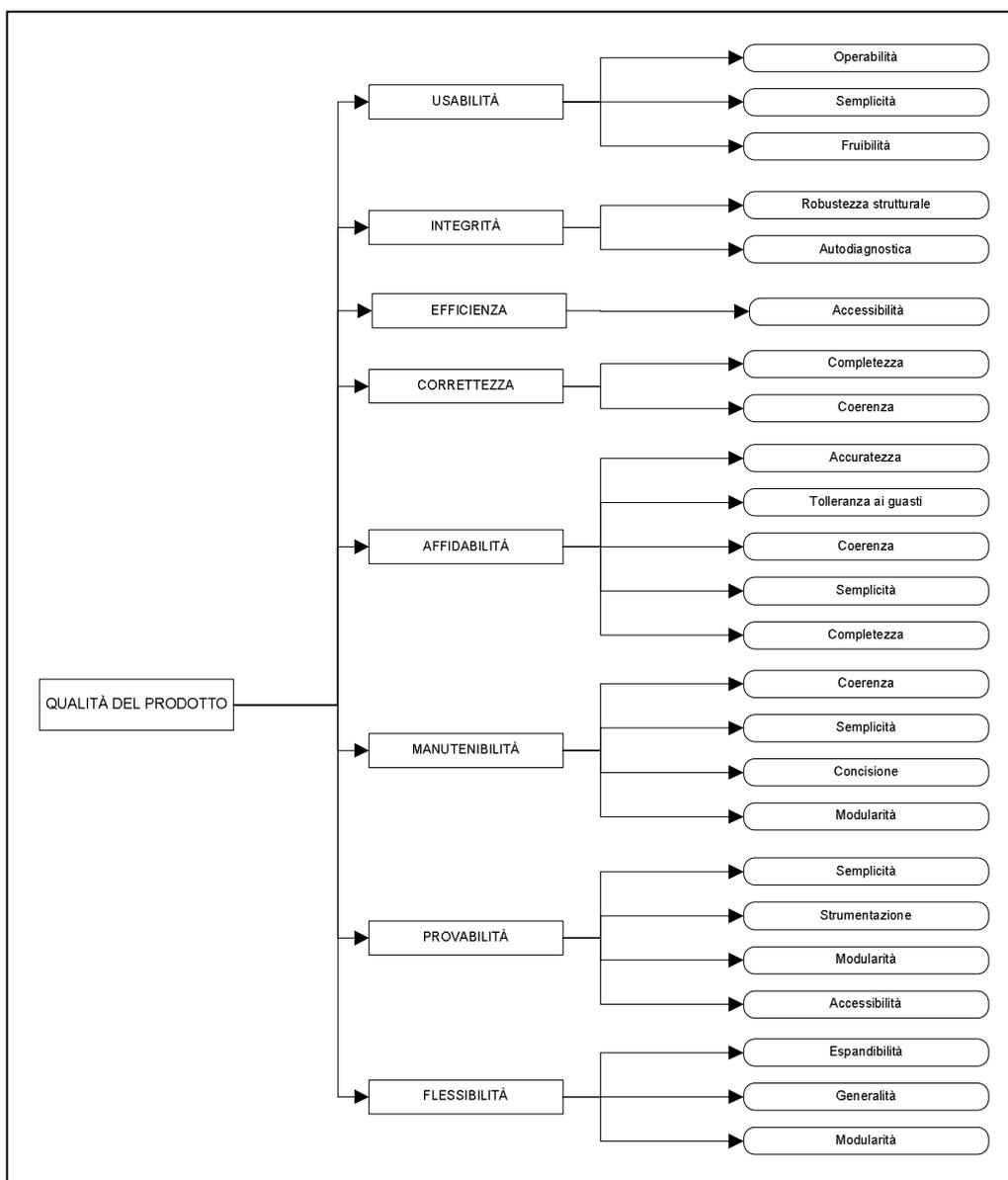


Figura 2.17: Scomposizione delle prestazioni riguardanti la qualità del prodotto.

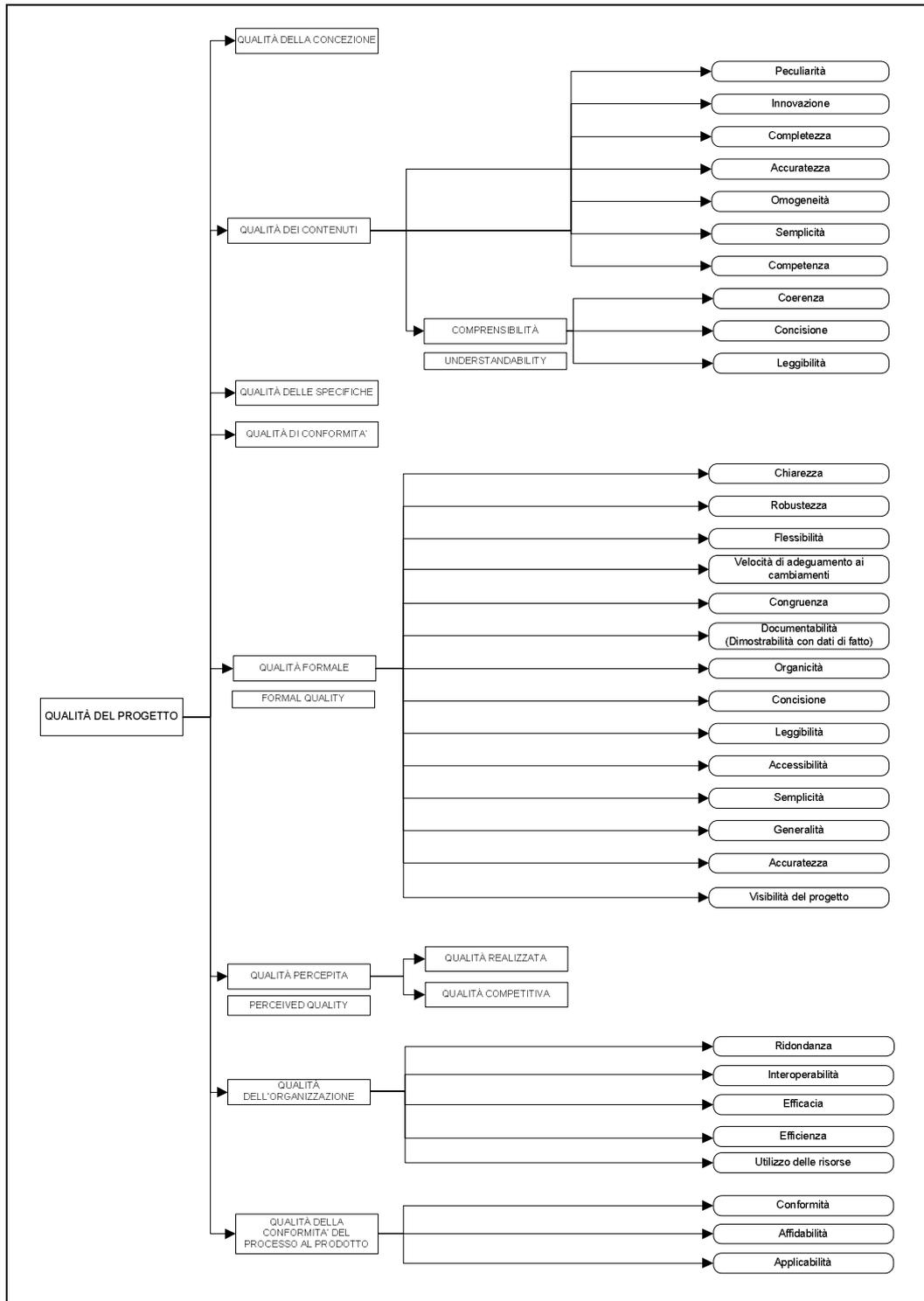


Figura 2.18: Scomposizione delle prestazioni riguardanti la qualità del progetto.

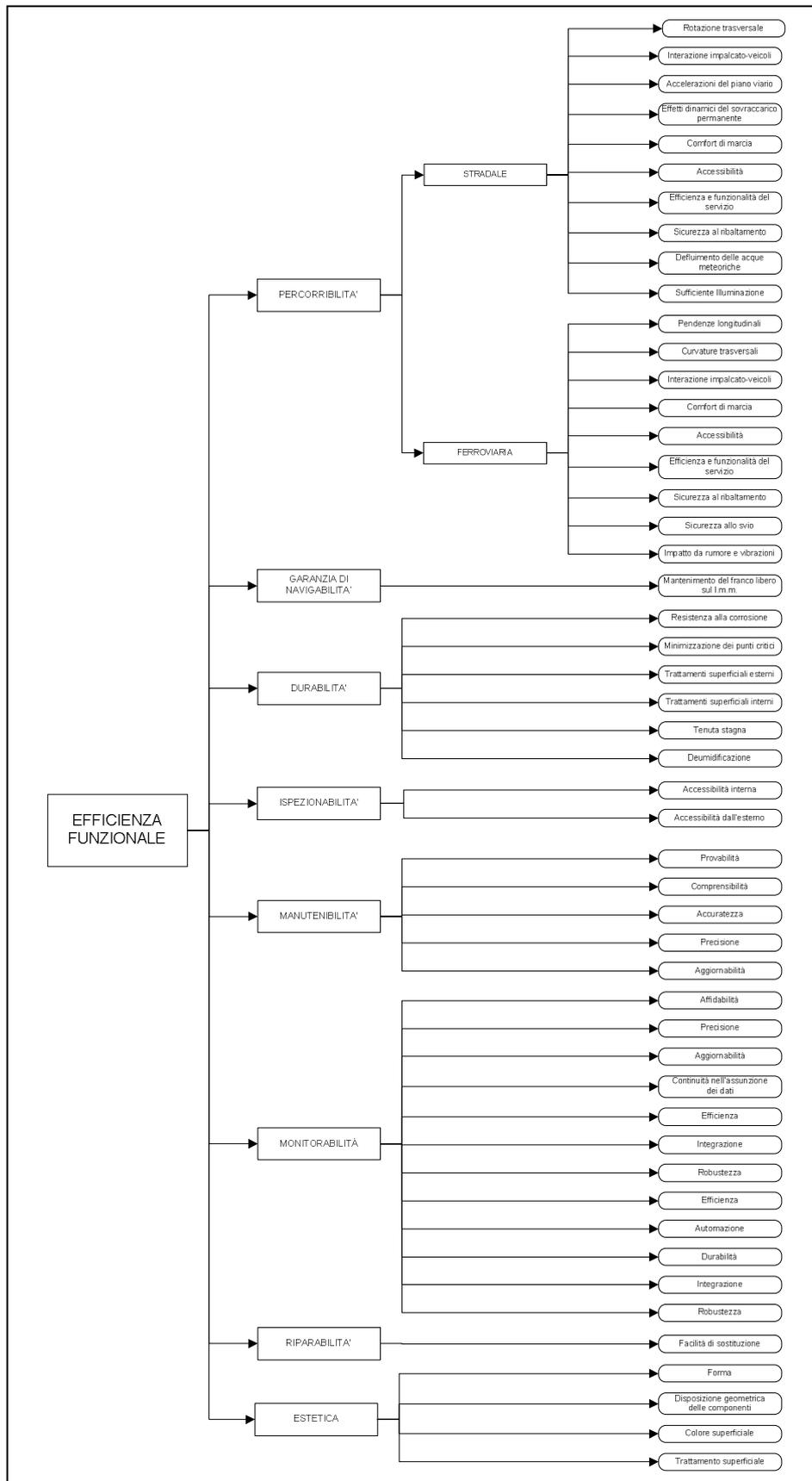


Figura 2.19: Scomposizione delle prestazioni riguardanti l'efficienza funzionale.

La sicurezza strutturale e la funzionalità dell'opera vanno perseguite verificando le prestazioni che l'opera offre durante la vita di progetto in diverse condizioni (livelli) di cimento. Ad esempio possono essere assunti i 3 livelli descritti e riportati in Tabella 2.6.

Livello di cimento	Stati Limite associati	Acronimo	Descrizione
Livello 1	Stati Limite di Servizio	SLS1	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Si garantisce la percorribilità stradale e ferroviaria del ponte.</li> <li>• La struttura resta in campo elastico e le deformazioni sono reversibili.</li> <li>• Non si manifestano danni strutturali.</li> </ul>
		SLS2	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Si garantisce almeno la percorribilità ferroviaria del ponte.</li> <li>• La struttura resta in campo elastico e le deformazioni sono reversibili.</li> <li>• Non si manifestano danni strutturali.</li> </ul>
Livello 2	Stati Limite Ultimi	SLU	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Si ammette la perdita temporanea di funzionalità del ponte.</li> <li>• Il sistema strutturale principale mantiene la sua piena integrità.</li> <li>• Danni strutturali dei componenti secondari sono riparabili con interventi di manutenzione straordinaria.</li> </ul>
Livello 3	Stati Limite di Integrità Strutturale	SLIS	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Si ammette la perdita completa di funzionalità del ponte, anche protratta nel tempo.</li> <li>• Deve essere garantita la sopravvivenza dei seguenti componenti primari del sistema strutturale principale: sistema di ritegno e sostegno, cavi principali e selle.</li> </ul>

**Tabella 2.6:** Livelli di cimento e corrispondenti Stati Limite.

In particolare, per quanto riguarda la funzionalità di servizio, essa può essere individuata dal soddisfacimento di determinati requisiti che definiscono la capacità nominale del ponte:

- Requisiti riguardanti l'utenza ferroviaria
- Requisiti riguardanti l'utenza stradale
- Requisiti riguardanti il traffico marittimo
- Requisiti riguardanti le vibrazioni indotte dal vento e dal traffico

### 2.4.1 Requisiti relativi all'utenza ferroviaria.

Le prestazioni dell'opera relative all'utenza ferroviaria possono essere sintetizzate in una serie di valori numerici limite riguardanti le pendenze (longitudinali e trasversali), gli sghebbi di binario e le varie accelerazioni che intervengono durante l'esercizio. Alcuni valori limite si riferiscono inoltre al confort degli utenti. Chiaramente, questi valori devono essere definiti in comune accordo con l'utenza ferroviaria. In Tabella 2.7 ed in Tabella 2.8 ne vengono fissati alcuni che saranno utilizzati quali valori limite nei capitoli successivi.

Prestazioni relative all'utenza ferroviaria		SLS1	SLS2
Velocità di progetto		120 Km/h	Soggetta a limitazioni
Prestazioni di percorribilità e sicurezza delle circolazioni	Pendenza longitudinale convenzionale	< 2.90% (un convoglio su una via di corsa)	< 3.20% (due convogli su due vie di corsa distinte)
		< 3.30% (due convogli su due vie di corsa distinte)	
	Pendenza trasversale	< 8%	< 10%
	Sghebbi totali di binario (Base corta: basi da 1.3 a 4.5 m)	< 0.250% (0.065% per irregolarità di posa +0.185% per azioni statiche e dinamiche sulla struttura)	< 0.400%
	Sghebbi totali di binario (Base lunga: basi da 4.5 a 20 m)	< 0.200% (0.030% per irregolarità di posa +0.170% per azioni statiche e dinamiche sulla struttura)	< 0.275%
	Accelerazione non compensata	---	---
	Velocità di rollio	---	---
	Contraccollo	---	---
	Accelerazione verticale della sede viaria	---	---
	Accelerazione longitudinale	---	---
Verifica allo svio	---	---	
Verifica al ribaltamento	---	---	

**Tabella 2.7:** Prestazioni e livelli attesi di percorribilità ferroviaria.

Prestazioni relative all'utenza ferroviaria		SLS1
Prestazioni di comfort e di interazione veicolo-struttura	Accelerazione di picco in cassa $b_v$	---
	Accelerazione trasversale (treni passeggeri)	---
	Accelerazione verticale (treni passeggeri)	---

**Tabella 2.8:** Prestazioni e livelli attesi di comfort per l'utenza ferroviaria.

Oltre alle prestazioni strettamente riguardanti l'utenza, si deve controllare attentamente il comportamento cinematico in corrispondenza dei giunti di estremità, verificando che gli spostamenti calcolati siano compatibili con la soluzione progettuale adottata.

Si può ad esempio adottare per i giunti stradali e ferroviari i seguenti valori limite:

- gli spostamenti liberi longitudinali ammissibili devono essere limitati al valore di  $1.00 m$ , valore da assumersi come limite per gli spostamenti misurati sull'asse longitudinale dell'impalcato in corrispondenza dell'asse trasversale delle torri;
- gli spostamenti trasversali ammissibili dell'impalcato in corrispondenza dell'asse trasversale delle torri devono essere limitati al valore di  $0.50 m$ .

I vincoli di ritegno e gli appoggi dovranno essere dimensionati in modo da garantire tali limitazioni.

#### 2.4.2 Prestazioni relative all'utenza stradale

Anche per l'utenza stradale le prestazioni attese possono essere riassunte in una tabella simile a quella vista per l'utenza ferroviaria. I valori limite sono riportati nella Tabella 2.9. Si noti che in genere la pendenza longitudinale ammissibile per l'utenza stradale è notevolmente superiore al limite ammesso per l'utenza ferroviaria. La verifica di percorribilità stradale deve tuttavia considerare l'intero impalcato, potendo essere l'utenza stradale distribuita in modo più o meno uniforme su di esso. La verifica di percorribilità ferroviaria è lecito eseguirla solo in un intorno del convoglio ferroviario, avendo esso (o essi) una dislocazione ben precisa.

E' importante considerare che il limite sulle pendenze longitudinali è riferito alla pendenza assoluta dell'impalcato, comprensiva quindi di un eventuale monta iniziale della struttura.

Le accelerazioni, orizzontali e verticali, sono infine da considerarsi in assenza di sollecitazione sismica.

Prestazioni relative all'utenza stradale		
	Velocità di attraversamento	90 Km/h
Prestazioni di percorribilità e sicurezza delle circolazioni	Pendenza longitudinale (assoluta)	5%
	Pendenza trasversale (assoluta)	7%
	Accelerazione orizzontale del piano stradale	0.5 m/s <sup>2</sup>
	Accelerazione verticale del piano stradale	1.5 m/s <sup>2</sup>

**Tabella 2.9:** Prestazioni e livelli attesi di percorribilità stradale.

### 2.4.3 Prestazioni relative al traffico marittimo

La funzionalità di servizio in relazione alla fruibilità del canale di navigazione si estrinseca nel rispetto del franco libero di navigazione. Tale requisito è associato alla completa funzionalità dell'opera.

Per *linea fondamentale di progetto* si intende la linea teorica di estradosso del piano viario del progetto stradale. Il franco libero del canale di navigazione deve essere rispettato dalla configurazione deformata dell'impalcato rispetto alla linea fondamentale di progetto dovuta al carico variabile stradale e al carico ferroviario.

### 2.4.4 Prestazioni relative alle vibrazioni indotte dal vento e dal traffico

La risposta strutturale del ponte dovrà essere tale da garantire adeguati livelli di percorribilità stradale, in corrispondenza di tutte le condizioni meteorologiche, di vento e di esercizio, secondo criteri di verifica suggeriti dalla normativa.



# Capitolo III

## Modellazione e conoscenza

---

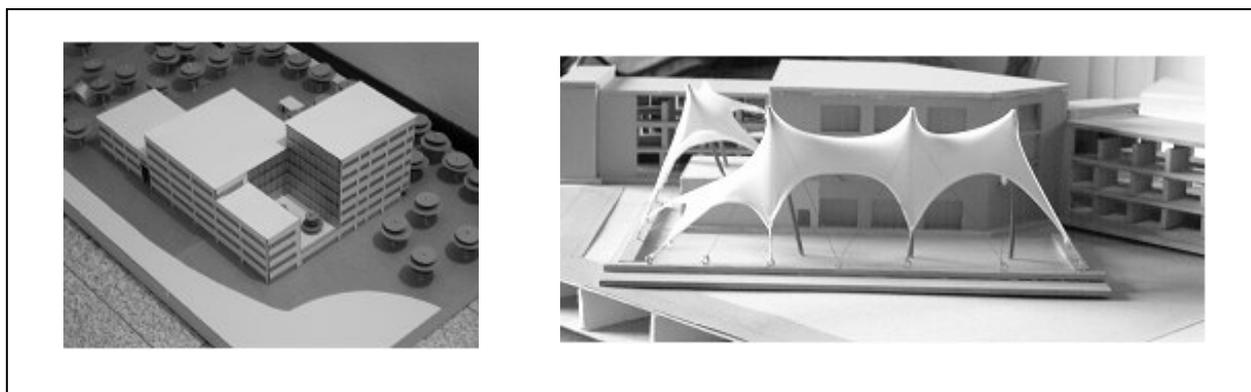
Contenuto del capitolo:

- *Il problema della rappresentazione*
- *La rappresentazione come modello numerico*
- *Le dimensioni della rappresentazione*
- *Il modello numerico dell'opera*
- *L'esplorazione del modello*
- *Il modello come una mappa*
- *Errori ed approssimazioni nelle analisi numeriche*
- *Dal modello al meta-modello*

## 3.1 LA RAPPRESENTAZIONE

### 3.1.1 Accuratezza di una rappresentazione

Come evidenziato nei capitoli precedenti, l'attività del progettista è un'attività creativa. La natura stessa del ragionamento per abduzione, alla base di ogni processo creativo, impone al progettista la costruzione mentale del progetto e la sua continua messa alla prova con quelle che sono le sue idee progettuali, le esigenze dell'utente e le conoscenze dei suoi collaboratori. Assume quindi un ruolo centrale nell'attività di progetto, la rappresentazione dell'idea del progettista in quanto facilita la memorizzazione, l'osservazione e la comunicazione dei fenomeni. Esistono diversi modi di rappresentare un oggetto o un'idea. Una mappa è un'utile rappresentazione della topografia di una determinata zona o dell'andamento della rete stradale in una regione. Un disegno di un progettista è la traduzione su carta di un'idea progettuale, magari non ancora definitiva. Un modello in scala è una rappresentazione tridimensionale dell'idea progettuale. Un modello numerico è la rappresentazione, tramite relazioni matematiche, del comportamento di una determinata struttura.



**Figura 3.1:** Esempi di rappresentazioni tridimensionali di un'idea progettuale.

Un punto importante su cui bisogna soffermarsi riguarda la quantità di dettagli che deve contenere una rappresentazione. Riprendendo l'esempio citato da Dennet ed Hofstadter, si consideri un bicchiere di vetro riempito di latte. Già il fatto stesso che lo si consideri, forma nella mente una rappresentazione, basata sulle esperienze personali riguardo l'oggetto di cui si parla. Un primo livello di rappresentazione esterna, atta a portare a conoscenza altre persone dell'oggetto pensato, può essere fornito proprio da una descrizione letterale dello stesso: "un bicchiere di vetro riempito di latte sul tavolo della cucina". Una rappresentazione così fatta

risulta vaga, ogni persona formerà nella propria mente una rappresentazione mentale basata sulle proprie conoscenze, e probabilmente persone diverse penseranno a oggetti e contesti leggermente o totalmente diversi. Per diminuire l'incertezza della rappresentazione si può fornire una rappresentazione visiva, con uno schizzo dell'oggetto e del contesto. Ma anche un disegno può essere eseguito con diversi livelli di precisione. Un rettangolo aperto nella base superiore può bastare per rappresentare un bicchiere e una linea orizzontale può rappresentare il livello del latte. Ma un disegno può essere reso anche più realistico, rappresentando tutti i dettagli del bicchiere, i colori e le ombre. Ma anche se il livello di dettaglio è spinto all'estremo, magari fotografando l'oggetto stesso, questo tipo di rappresentazione rimarrà sempre una rappresentazione bidimensionale. Un modello tridimensionale in scala è una rappresentazione ancora più fedele. Il latte può essere simulato con una pellicola di plastica bianca ma ci si può anche spingere oltre, utilizzando della plastica trasparente per il vetro e dell'acqua opaca per il latte. Infine usando gli stessi materiali si può creare una rappresentazione talmente fedele da risultare distinguibile solo a livello microscopico. Ma, ad un certo punto, la distinzione tra il modello che rappresenta l'oggetto e l'oggetto stesso scompare [Dennet 1981]. La rappresentazione diventa un altro oggetto che può sostituire il primo.

### 3.1.2 Proprietà delle rappresentazioni

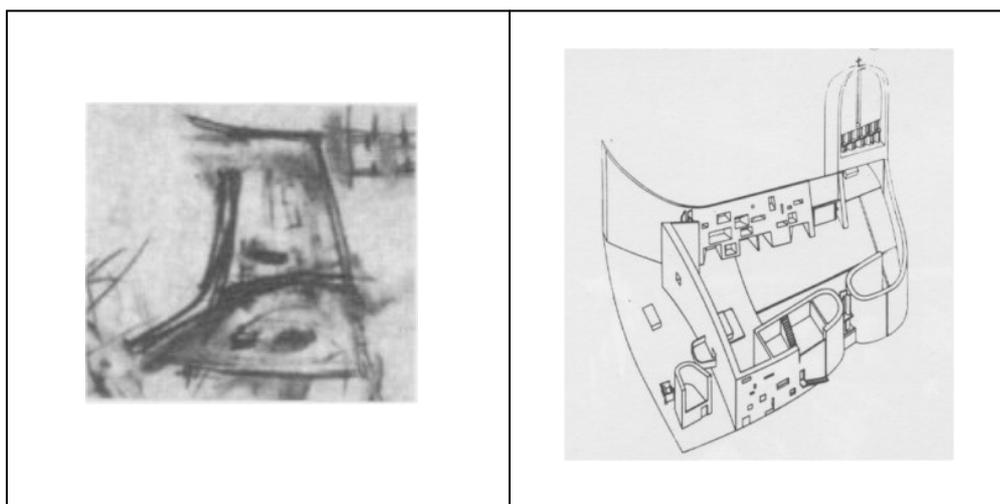
In tutte le rappresentazioni analizzate, anche nelle meno precise come il disegno del rettangolo aperto superiormente, vi è sempre un qualcosa o una qualche proprietà posseduta dall'oggetto rappresentato. Inoltre tutte le rappresentazioni analizzate sono in grado di essere capite ed interpretate da una persona comune. La rappresentazione, per essere tale, deve possedere queste due caratteristiche: isomorfismo strutturale e comprensibilità. L'isomorfismo strutturale è una caratteristica fondamentale di una rappresentazione: una rappresentazione deve possedere una qualche caratteristica dell'oggetto reale, tale che un cambiamento nell'uno sia causa di un cambiamento anche nell'altro. Le rappresentazioni devono inoltre risultare leggibili e comprensibili, dato che la loro funzione è proprio quella di permettere la comprensione di ciò che viene rappresentato.

Queste due caratteristiche sono indipendenti dal grado di astrattezza con cui la rappresentazione viene eseguita. Le formule a cui giunse Propp (Capitolo 2) nell'analisi dei racconti di folklore sono un esempio di rappresentazione. In questo caso, come per le rappresentazioni numeriche di una struttura, la somiglianza esteriore con l'oggetto o il fenomeno

descritto non sussiste ma vi è comunque un isomorfismo tra un racconto e la successione dei simboli di Propp, o, nel caso di analisi numeriche, tra il comportamento reale della struttura e la simulazione numerica.

A seconda delle proprietà che una rappresentazione desidera mettere in luce, essa escluderà certi aspetti e ne enfatizzerà altri. Se si vuole mettere in luce il comportamento strutturale di un oggetto, l'aspetto esteriore è poco rilevante, e verrà escluso dalla rappresentazione. Una rappresentazione troppo fedele al suo oggetto è spesso inutile o addirittura controproducente [Massironi 2002]. Essa deve selezionare delle informazioni rilevanti per un determinato scopo escludendo tutto ciò che non serve a rendere il risultato più chiaro. Questo aspetto, ripreso anche dalla CNR10024/86 [CNR10024 1986] a proposito delle rappresentazioni numeriche, deve essere tenuto presente quando si cerca di adattare una rappresentazione, sviluppata per un determinato scopo ad un'altra finalità. Talvolta infatti, si è spinti a cercare più informazioni in una rappresentazione di quanta essa ce ne possa dare [Arielli 2003].

Ogni rappresentazione ha quindi un suo grado di dettaglio, finalizzato ad uno scopo ben preciso. Una rappresentazione di un'idea progettuale basata sul linguaggio può avere lo scopo di un primo confronto con altri progettisti. I primi schizzi progettuali, volutamente imprecisi e grossolani, possono avere lo scopo di concentrare l'attenzione del progettista su determinati punti del progetto.

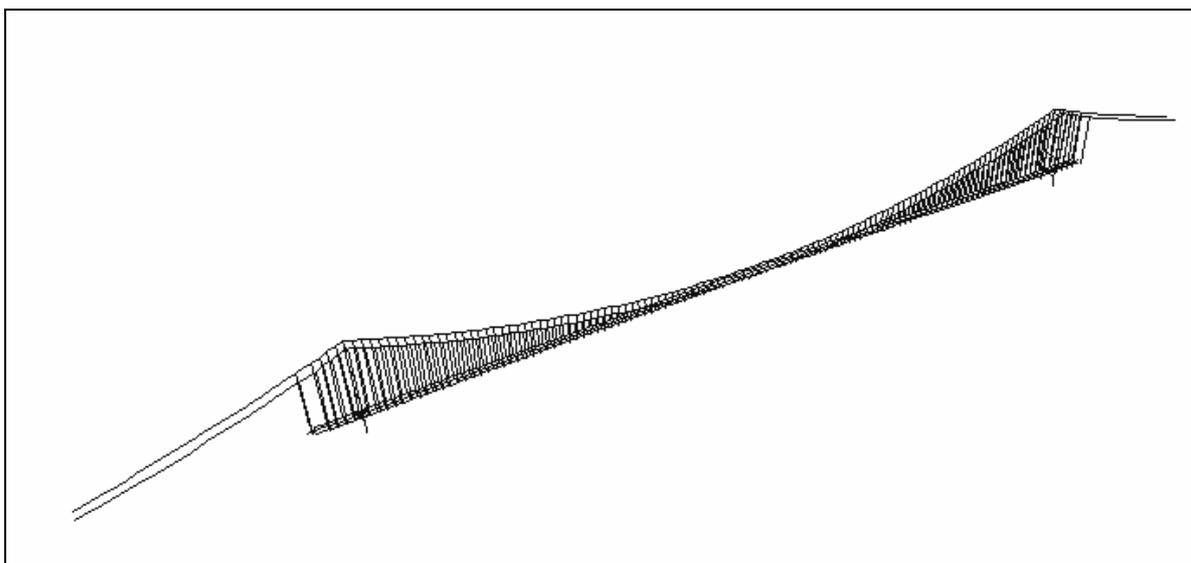


**Figura 3.2:** Primo schizzo della pianta della cappella a Ronchamp e vista assonometria del progetto finale.

In Figura 3.2 è riportato uno dei primi schizzi di Le Corbusier per la cappella di Notre-Dame-du-Haut a Ronchamp. Herbert mette in luce come il progettista, non avendo ancora nella mente un'immagine ben definita della forma da progettare, scelse l'utilizzo del carboncino per i primi disegni di studio, con lo scopo di evitare rappresentazioni troppo dettagliate che possono distrarre dalla ricerca sulla forma generale dell'opera [Herbert 1988]. Il carboncino inoltre permette trasformazioni e cancellazioni immediate ma dà la possibilità di lasciare delle informazioni su quanto cancellato all'interno della rappresentazione. Si noti, ad esempio, che nell'angolo in basso a sinistra di Figura 3.2 vi sono almeno sei varianti con cui il progettista ha pensato di chiudere l'opera. Lo schizzo, volutamente approssimativo, serve quindi come mezzo di esplorazione dell'idea progettuale e le trasformazioni su carta sono il prodotto delle trasformazioni che avvengono nella mente del progettista.

### 3.2 LA RAPPRESENTAZIONE COME MODELLO NUMERICO

Si può definire come modello numerico una particolare rappresentazione utile al progettista delle strutture per comprenderne il funzionamento. In questo caso, quindi, l'isomorfismo della rappresentazione con l'opera giace nel comportamento strutturale.



**Figura 3.3:** Modello numerico dell'opera.

Come è possibile notare dalla Figura 3.3, la rappresentazione visiva dell'opera è astratta e serve solamente a fornire un'interpretazione visiva della rappresentazione numerica, costruita su enunciati matematici ed ipotesi. La costruzione di un modello numerico è resa tuttavia complessa dalle incertezze legate al reale comportamento della struttura. Difatti il reale comportamento del materiale non è noto e viene riprodotto tramite delle formulazioni matematiche che si reggono su determinate ipotesi (legame elastico lineare, elasto-plastico...) che possono risultare più o meno verificate.

Nemmeno le forme strutturali sono facilmente trattabili dal punto di vista matematico e vengono spesso ridotte ad elementi di più facile analisi. Un cavo parabolico può essere quindi approssimato con un cavo rettilineo a tratti, lo stesso tratto di cavo rettilineo può essere schematizzato in modo matematico come se fosse una linea, per giungere alla formulazione di un elemento biella. Un lungo cavo parabolico può quindi essere schematizzato come una lunga successione di tanti elementi biella, rappresentazione astratta dell'elemento strutturale reale.

Neppure i carichi possono essere descritti con certezza, perché è impossibile prevedere a quali sollecitazioni la struttura sarà soggetta durante la sua vita. Le entità dei carichi sono quindi scelte in base alle normative vigenti o a studi specialistici, nel caso di opere importanti, ma la loro disposizione è spesso lasciata al progettista che deve esplorare le situazioni di carico peggiori (Capitolo 2).

Risulta chiaro quindi che l'attività del modellatore strutturale non è un'attività lineare, ma si basa sull'accettazione di determinate ipotesi, sul loro controllo a posteriori e sull'eventuale modifica del modello strutturale se le ipotesi non vengono rispettate. L'attività del modellatore numerico è un'attività abduttiva, che richiede un controllo a posteriori sulle informazioni ottenute dai modelli numerici. Più la complessità del modello è elevata e più l'attività di controllo deve essere stretta.

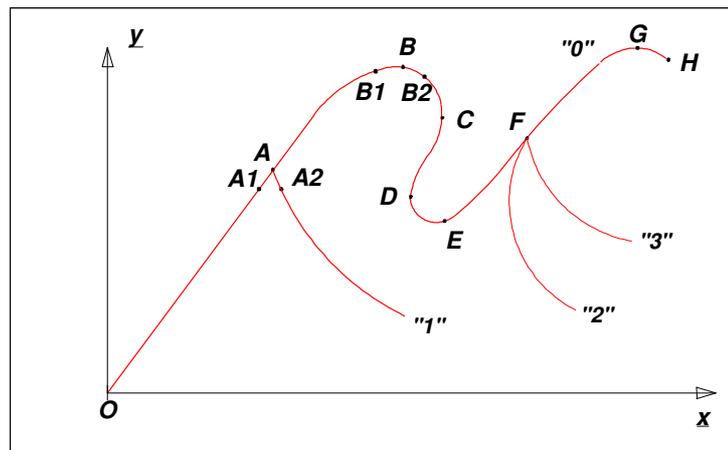
### 3.2.1 Complessità del modello strutturale

Dal punto di vista dell'analisi strutturale, è possibile attribuire la presenza di complessità ai seguenti fattori che possono essere definiti come caratteristiche di complessità:

- Non linearità
- Interazioni
- Incertezze

La presenza di non linearità nel comportamento meccanico rende il problema complesso per vari motivi. Le strutture di realizzazione comune si possono in genere studiare in campo lineare e ciò rende il comune ingegnere poco abituato a ragionare in termini non lineari. Qualsiasi non linearità, presente nel problema meccanico aumenta la difficoltà di soluzione dello stesso in quanto viene invalidato il principio di sovrapposizione degli effetti ed il teorema di unicità della soluzione. La soluzione deve in genere essere cercata per via numerica, utilizzando algoritmi presenti in codici di calcolo commerciali, spesso non del tutto noti all'utilizzatore e poco spiegati nei manuali di utilizzo. Questi algoritmi selezioneranno una delle soluzioni del problema meccanico che dovrà essere attentamente esaminata dalla persona che sta effettuando le analisi numeriche.

La non validità del teorema di unicità provoca infatti la possibilità di esistenza di un numero di soluzioni variabile tra zero ed infinito. Se si considera una struttura senza imperfezioni, la sua curva delle posizioni di equilibrio (Figura 3.4) può difatti presentare più punti di biforcazioni (punti  $A$ ,  $F$ ) e più punti limite (punti  $B$ ,  $C$ ,  $D$ ,  $E$ ,  $G$ ) il cui studio richiede la presenza di particolari algoritmi numerici (del tipo *line search*). Inoltre la soluzione di un problema non lineare diviene anche di difficile interpretazione, per la possibilità di innesco di meccanismi e comportamenti meccanici non banali.



**Figura 3.4:** Percorsi di equilibrio di una struttura non lineare perfetta.

Le interazioni sono un secondo aspetto fondamentale della complessità di un comportamento strutturale. Anche in questo caso la complessità deriva da una mancanza di conoscenza e di mezzi di studio sul problema in esame. L'ingegnere è per sua natura esperto in un campo specifico (strutture civili, strutture stradali, strutture idrauliche...) ma i fenomeni di interazione meccanica spesso superano le usuali barriere esistenti tra le varie discipline, raggruppando in un unico problema la fisica appartenente a due campi ben distinti.

Lo studio di queste problematiche non solo richiede un'ampia conoscenza dei fenomeni in gioco ma anche metodologie numeriche avanzate in grado di analizzare con una stessa adeguata precisione l'interazione tra due o più campi della fisica ben distinti. Non è difatti sufficiente saper analizzare i vari aspetti in modo separato perché la presenza stessa della parola interazione deve lasciar supporre un legame non lineare tra i vari campi in gioco.

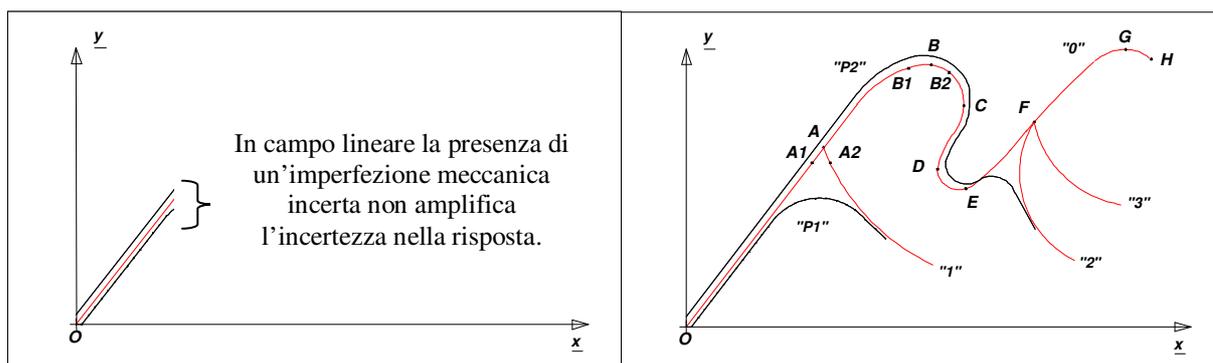
Alcuni tra i moderni codici di calcolo commerciali permettono di studiare questi problemi strutturali, classificandoli come problemi di *multifisica*. Tuttavia, essendo problemi di complicato studio numerico, non tutti i campi della fisica sono attualmente coperti. Dal punto di

vista strutturale i più analizzati sono quelli riguardanti i problemi di interazione terreno-struttura, fluido-struttura e termo-struttura.

Il terzo aspetto, in grado di incrementare la complessità di un problema strutturale, riguarda le incertezze. Chiaramente anche questo aspetto è legato ad una non perfetta conoscenza della struttura e del problema strutturale. Con l'aumentare della precisione costruttiva e dei controlli di qualità, molti tipi di incertezza potranno in futuro essere pesantemente ridotti. Di difficile riduzione sono però le incertezze relative ai carichi, soprattutto per quelli derivanti da fenomeni sismici o aerodinamici.

L'incertezza esiste tuttavia anche all'interno di una modellazione numerica, poiché le leggi numeriche che governano il comportamento strutturale di elementi meccanici sono basate su ipotesi che non potranno mai essere soddisfatte nella loro interezza. L'importanza di analisi di sensitività per capire il peso dell'incertezza su determinati fattori e lo sviluppo di metodologie atte a fornire delle risposte strutturali in presenza di incertezza sono quindi campi estremamente importanti per la moderna ingegneria strutturale.

La presenza di non linearità, di interazioni o di incertezze, aumenta quindi la complessità del problema strutturale; inoltre in molte strutture queste caratteristiche di complessità si trovano accoppiate, rendendo il problema di più difficile trattazione numerica e gestione del risultato.



**Figura 3.5:** Presenza di incertezza in un'imperfezione in campo lineare e non lineare.

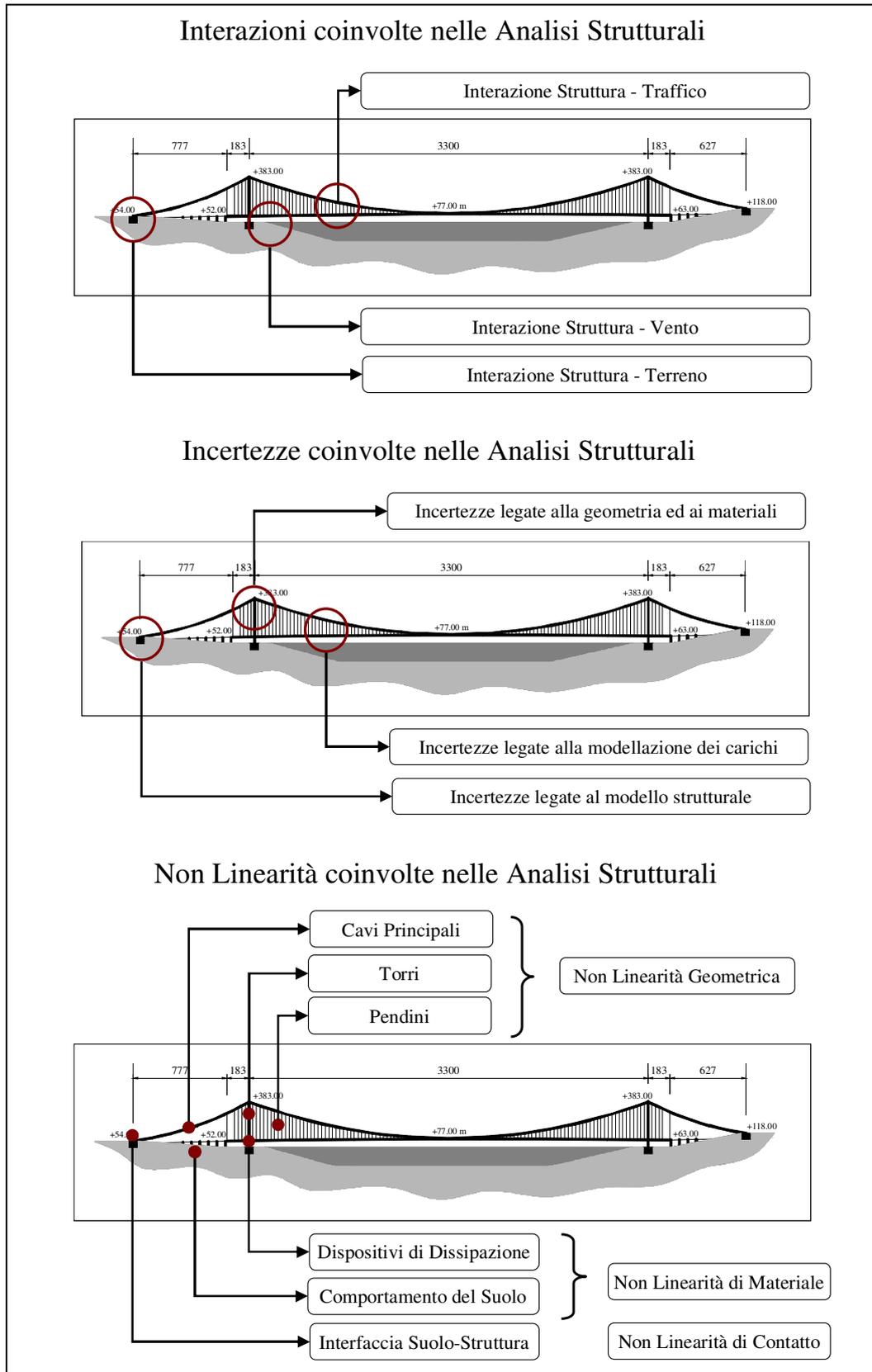
Se in campo elastico lineare la presenza di una piccola imperfezione non causa un allontanamento eccessivo dal percorso di equilibrio perfetto (Figura 3.5), in campo non lineare la

presenza di un'imperfezione può portare ad importanti cambiamenti nella risposta strutturale. E' perciò estremamente importante saper riconoscere e trattare l'incertezza all'interno di un problema non lineare.

In base a quanto esposto, se si analizza il caso di un ponte sospeso di grande luce ci si accorge che i modelli numerici atti a riprodurre i suoi comportamenti devono essere estremamente complessi, in quanto un ponte sospeso di grande luce è una struttura di notevole complessità intrinseca. Difatti per la sua realizzazione sono richieste numerose analisi che considerino le non linearità in gioco, i fenomeni di interazione ed un'analisi delle incertezze legate al problema. Tra le interazioni più importanti da analizzare rivestono particolare importanza:

- L'interazione struttura-traffico, per una corretta valutazione delle prestazioni dell'opera riguardo alla viabilità stradale e ferroviaria.
- L'interazione struttura-vento, per esaminare correttamente l'importanza delle oscillazioni indotte dalla vena fluida che investe l'opera.
- L'interazione struttura-terreno, per valutare in modo corretto le prestazioni strutturali dell'opera in ambiente sismico.

La Figura 3.6 di pagina seguente riassume in veste grafica le caratteristiche di complessità per l'opera in esame.



**Figura 3.6:** Interazioni, incertezze e non linearità coinvolte nelle analisi strutturali di un ponte sospeso di grande luce.

### 3.3 LE DIMENSIONI DELLA RAPPRESENTAZIONE

La rappresentazione di un oggetto, così come la rappresentazione numerica di una struttura, può avvenire in diversi modi. Arielli descrive uno spazio astratto in cui ogni singola rappresentazione di un oggetto può trovare la sua collocazione a seconda delle caratteristiche di concretezza e completezza possedute [Arielli 2003].

#### 3.3.1 Concretezza

Un modello numerico ha lo scopo di riprodurre un comportamento meccanico. Nella costruzione del modello, si adotteranno un serie di ipotesi di discretizzazione, che influiranno sulla risposta dell'analisi numerica. L'impalcato di un ponte sospeso può ad esempio essere descritto con una serie di elementi finiti di tipo trave, oppure può essere utilizzata una descrizione ad elementi di tipo guscio, o al limite ci si può spingere ad utilizzare elementi finiti di tipo solido. Chiaramente, passando da un modello di tipo trave ad un modello di tipo guscio per la stessa struttura, si ottiene un notevole incremento di informazioni, nonché un avvicinamento ad una rappresentazione più reale della struttura stessa. Si può quindi concludere che le varie modellazioni possono risultare più o meno concrete a seconda della quantità di informazioni che è possibile estrarre dal modello.

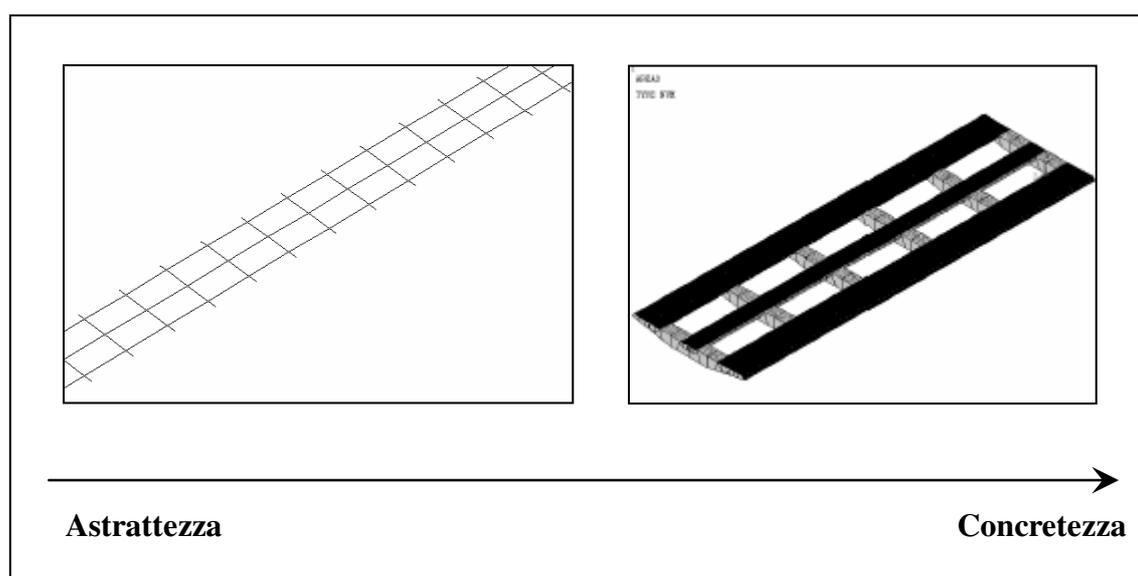
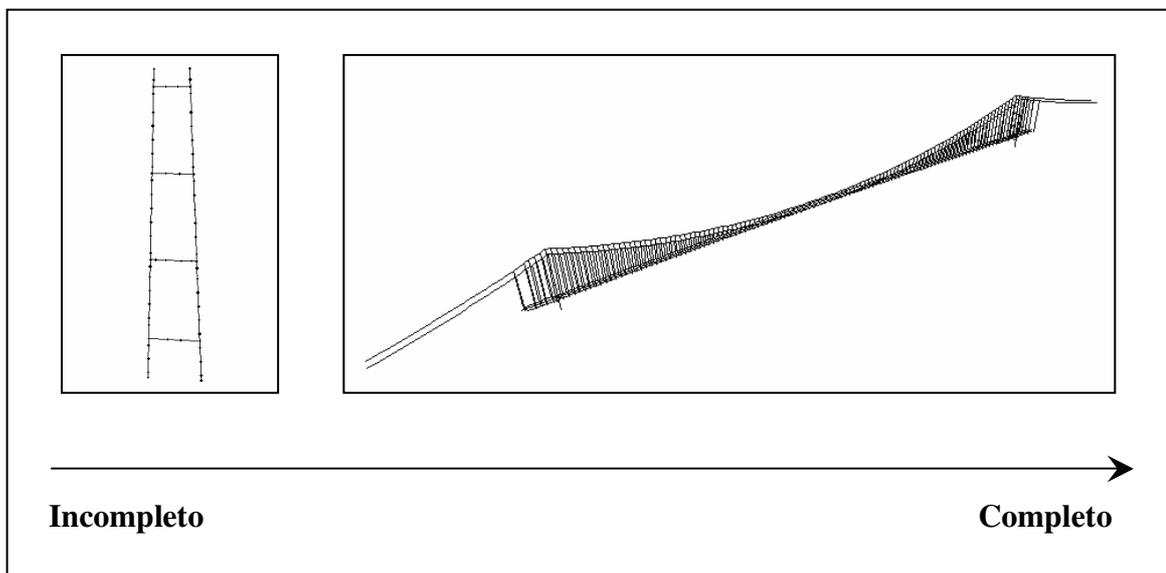


Figura 3.7: Livelli di concretezza dei modelli numerici.

In Figura 3.7 si sono mostrati due modelli numerici per mettere in luce il concetto di concretezza di un modello numerico. Chiaramente, tra un modello di tipo trave ed un modello di tipo guscio esistono un'infinità di altri modelli con differente gradazione di concretezza. Un modello a graticcio di travi, come il modello di Figura 3.7, può essere reso più concreto con l'aggiunta di nodi rigidi per simulare meglio il vincolo di incastro interno tra i cassoni ed i trasversi, ma può anche essere reso più astratto, utilizzando una sola linea di elementi trave rappresentante l'insieme dei cassoni. In questo caso il modello numerico può essere costruito nelle sole due dimensioni.

### 3.3.2 Completezza

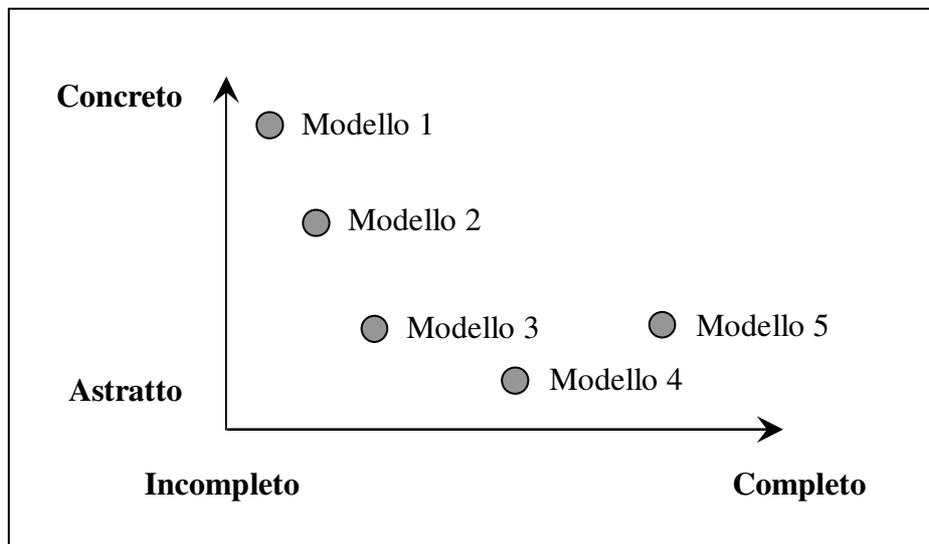
Un modello numerico può raffigurare l'intera opera o solamente una parte di essa a seconda dello scopo che l'analista vuole raggiungere. Ad esempio, se si è interessati ad un comportamento locale di una parte della struttura, può essere costruito un modello che rappresenti solamente quella parte e non l'intera opera (Figura 3.8).



**Figura 3.8:** Livelli di completezza dei modelli numerici.

L'utilizzo di modellazioni parziali è spesso legato alla limitatezza delle risorse di calcolo, e all'interpretazione dei risultati. E' spesso poco conveniente utilizzare un modello di calcolo il più possibile concreto e completo, per la grande quantità di informazioni inutili che ne derivano, per l'incremento della possibilità di un errore umano, per la perdita di precisione delle

calcolazioni in algebra finita e per l'allungamento dei tempi di calcolo. E' perciò preferibile, nello studio di strutture complesse, adottare vari modelli, a vari livelli di concretezza e di completezza a seconda dello scopo che si desidera raggiungere.



**Figura 3.9:** Insieme dei modelli utilizzati in un'analisi strutturale.

### 3.4 LE MODELLAZIONI MULTILIVELLO

Per lo studio di una medesima struttura si hanno quindi varie rappresentazioni, di carattere globale e di livello locale. Tutte le rappresentazioni sono modelli ridotti della realtà.

Un modello di carattere globale, in grado di descrivere il comportamento generale dell'opera, viene costruito riducendo le possibilità di comportamento dei singoli elementi, utilizzando discretizzazioni ampie e ipotesi di modellazione esemplificative. Un modello così costruito, anche se rappresenta geometricamente l'intera opera, possiede proprietà meccaniche ridotte, e non è in grado di fornire dettagli sul comportamento locale dei singoli elementi.

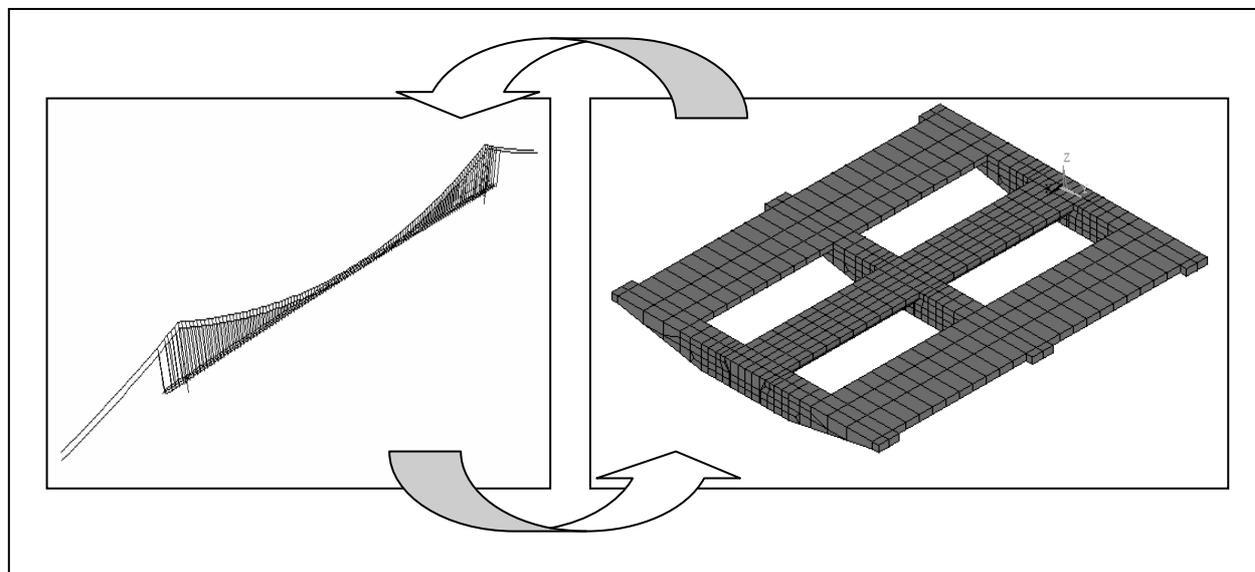
Un modello locale, costruito con discretizzazioni più fini e modellazioni matematiche più accurate, è in grado di rappresentare in modo sufficientemente corretto il comportamento locale dell'elemento ma, non rappresentando geometricamente l'intera opera, non è in grado di dare informazioni riguardo il comportamento globale della struttura.

Entrambi i modelli sono forti riduzioni della realtà. La necessità di utilizzare rappresentazioni a livello di dettaglio differente, deriva dalla diversità di informazioni che ogni modello può fornire. Questa regola di carattere generale, già discussa all'inizio del capitolo, trova conferma in uno dei bellissimi dialoghi di cui è costellato il libro di Hofstadter, dove alcuni interlocutori si interrogano sul ruolo e sui messaggi derivanti da un formicaio e dalle formiche che vi abitano:

“Se lei continua a pensare nei termini dei livelli più bassi, cioè del livello delle singole formiche, perderà di vista la realtà più complessa. Quello è un livello troppo microscopico, e pensando microscopicamente lei è destinato a perdere alcune caratteristiche che ci sono a livello macroscopico” [Hofstadter 1980].

Ogni livello di modellazione numerica è dotato di una sua discretizzazione, ed è in grado di fornire informazioni dipendenti dal suo grado di discretizzazione. Le informazioni prodotte da una modellazione di basso livello possono essere proficuamente utilizzate per migliorare le informazioni derivanti dalla modellazione ad alto livello. In definitiva, se i modelli non sono tenuti separati, ma viene instaurato uno scambio di informazioni tra i vari livelli della modellazione, i risultati dell'analisi risulteranno più accurati sia a livello locale che a livello

globale. Le tecniche di modellazione che consentono di operare in questo modo vengono definite come *multigrid* o *multilivello* [Lopez 1998].



**Figura 3.10:** Un possibile approccio multilivello per la struttura in esame.

La soluzione di una modellazione multilivello è ottenuta attraverso un procedimento iterativo che coinvolge, secondo una strategia adattativa, tutti i livelli di modellazione e tende ad equilibrare la risposta della struttura [Brasile 2003]. I diversi livelli comunicano tra loro trasferendo sia le correzioni apportate alla soluzione che lo squilibrio residuo.

Un possibile approccio multilivello all'analisi strutturale dell'opera in esame potrebbe prevedere da un lato il modello a trave 3D in grado di riprodurre la risposta globale del ponte, affiancato ad un modello molto raffinato ad elementi di tipo guscio di un modulo dell'impalcato, come mostrato in Figura 3.10. La risposta del modello 3D verrebbe, in alcuni aspetti, notevolmente migliorata grazie alle informazioni derivanti dal modello locale.

Nel Capitolo 6 il miglioramento del modello globale 3D viene risolto in maniera simile correggendo, tramite un procedimento di identificazione basato sull'utilizzo di reti neurali, le rigidzze del modello globale in base ai modi deformativi di un modello locale.

### 3.5 IL MODELLO NUMERICO DELL'OPERA

#### 3.5.1 Ipotesi di modellazione

Il punto di partenza di un'analisi strutturale è la realizzazione critica dei modelli rappresentativi del comportamento della struttura. In questo paragrafo si evidenziano le ipotesi di modellazione e le ipotesi numeriche eseguite nella formulazione del modello numerico ad elementi finiti per lo studio di alcune caratteristiche di deformabilità e di resistenza dell'opera.

Lo scopo della modellazione è quindi quello di indagare le prestazioni legate alla percorribilità stradale e ferroviaria, al mantenimento di un franco libero sul livello medio marino, al contenimento dello spostamento longitudinale del giunto di estremità, al mantenimento delle sollecitazioni all'interno del limite elastico, all'economicità dell'opera e per effettuare una prima valutazione sismica. Per questi motivi si è realizzato un modello tridimensionale con elementi finiti di tipo trave.

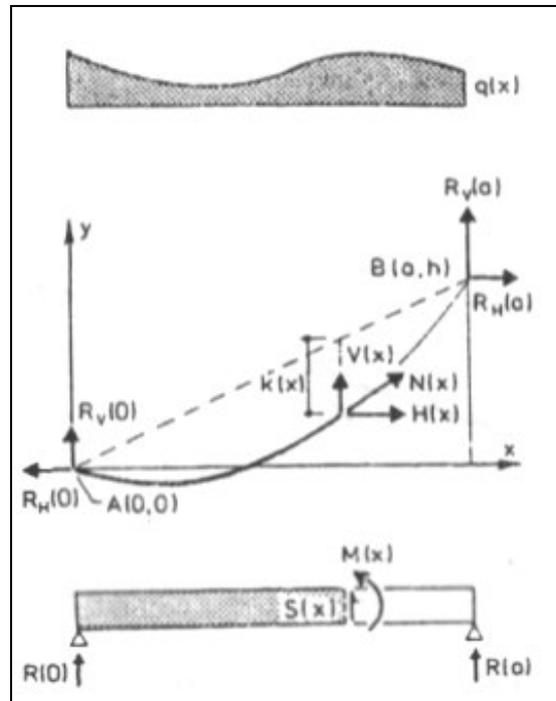
##### 3.5.1.1 Configurazione geometrica

Il modello implementato presenta caratteristiche basate sul progetto del Ponte sullo Stretto di Messina del 1992, sia per le grandezze geometriche sia per le caratteristiche meccaniche. Sono stati assunti i seguenti dati progettuali:

- Luce della campata centrale: *3300 m*
- Altezza delle torri: *376 m*
- Quota dell'impalcato presso le torri: *64.35 m*
- Quota dell'impalcato in mezzeria alla campata principale: *70 m*
- Distanza del blocco di ancoraggio calabro dalla torre: *810 m*
- Quota dell'ancoraggio calabro: *118 m*
- Distanza del blocco di ancoraggio siciliano dalla torre: *960 m*
- Quota dell'ancoraggio siciliano: *53.5 m*

La geometria del cavo principale, sottoposto all'azione dei carichi e sovraccarichi permanenti, è stata scelta in modo che la curva sottesa dal cavo coincida con la curva funicolare dei carichi permanenti totali.

L'espressione governante la posizione del cavo è ricavabile considerando le azioni interne agenti sulla trave semplicemente appoggiata di Figura 3.11.



**Figura 3.11:** Forze e reazioni agenti su un cavo e su di una trave semplicemente appoggiata.

Con le notazioni indicate in Figura 3.11 ed utilizzando le condizioni di equilibrio, si possono derivare le seguenti espressioni [Gimsing 1983]:

$$R_H(0) = R_H(a) = H(x) = H = \text{costante} \quad (3.1)$$

$$R_V(0) = R(0) - H \frac{h}{a} \quad (3.2)$$

$$R_V(x) = R(a) + H \frac{h}{a} \quad (3.3)$$

$$V(x) = S(x) + H \frac{h}{a} \quad (3.4)$$

$$N(x) = \sqrt{H(x)^2 + V(x)^2} = H \sqrt{\left(\frac{S(x)}{H} + \frac{h}{a}\right)^2 + 1} \quad (3.5)$$

La curva del cavo  $A-B$  è determinata dalla seguente equazione:

$$y = \frac{M(x)}{H} + \frac{h}{a}x \quad (3.6)$$

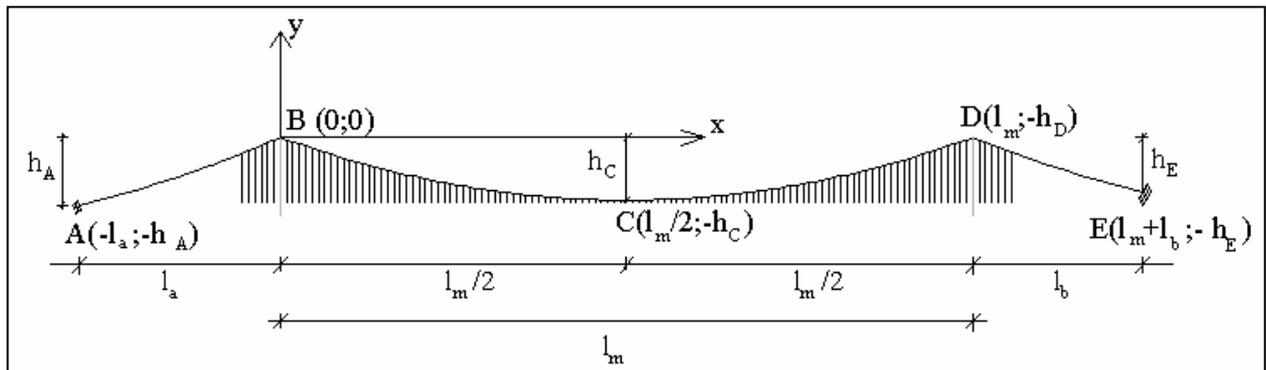
In cui  $y = \frac{h}{a}x$  rappresenta la linea che congiunge i punti  $A-B$ , mentre la freccia del cavo  $k(x)$  è determinata dal rapporto tra il momento flettente  $M(x)$  ed la componente orizzontale dell'azione assiale presente nel cavo stesso.

Appare evidente che il valore della freccia del cavo risulta inversamente proporzionale all'azione assiale  $H$  e proporzionale al momento flettente  $M(x)$ . Nell'Equazione 3.6 la posizione del cavo dipende dall'azione assiale  $H$ , tuttavia in molti casi è nota anche la posizione del cavo in un punto intermedio  $D$ , per cui è possibile porre:

$$H = \frac{M(x_d)}{(hx_d/a) - y_d} \quad (3.7)$$

da cui:

$$y = \left( y_d - \frac{h}{a}x_d \right) \frac{M(x)}{M(x_d)} + \frac{h}{a}x \quad (3.8)$$



**Figura 3.12:** Configurazione del cavo principale per un ponte sospeso a tre campate.

Assumendo come sistema di riferimento quello riportato in Figura 3.12, la geometria del cavo principale può essere espressa attraverso le seguenti equazioni:

$$y = \begin{cases} -\frac{M_a(x)}{H} + \frac{h_A}{l_a}x & -l_a < x < 0 \\ -\frac{M_m(x)}{H} + \frac{h_D}{l_m}x & 0 < x < l_m \\ -\frac{M_b(x)}{H} + \frac{h_E - h_D}{l_b}(x - l_m) - h_D & l_m < x < l_m + l_b \end{cases} \quad (3.9)$$

dove  $M_a(x)$ ,  $M_m(x)$  e  $M_b(x)$  sono i momenti di una trave semplicemente appoggiata di lunghezza rispettivamente pari a  $l_a$ ,  $l_m$  e  $l_b$  soggette al carico totale permanente del cavo principale, dei pendini e dell'impalcato. Per esattezza, il carico dovrebbe essere applicato al cavo principale come forze concentrate agenti su ciascun tratto di cavo che comprende il contributo del pendino e dello stesso tratto di impalcato, mentre il peso proprio del cavo stesso dovrebbe essere applicato come carico uniformemente distribuito. Tuttavia, nei ponti sospesi con un gran numero di pendini e poco spazati tra di loro, è possibile assumere che i carichi permanenti agiscano come carichi distribuiti, senza perdere eccessivamente in accuratezza.

Oltre a fissare la posizione dei punti di supporto  $A$ ,  $B$ ,  $D$ , e  $E$ , le condizioni geometriche generali del ponte spesso comportano la necessità di dover fissare anche la posizione del punto centrale  $C$  della campata principale. La forza orizzontale  $H$  può quindi essere determinata attraverso l'espressione:

$$H = \frac{M_m\left(\frac{l_m}{2}\right)}{h_C - \frac{h_D}{2}} \quad (3.10)$$

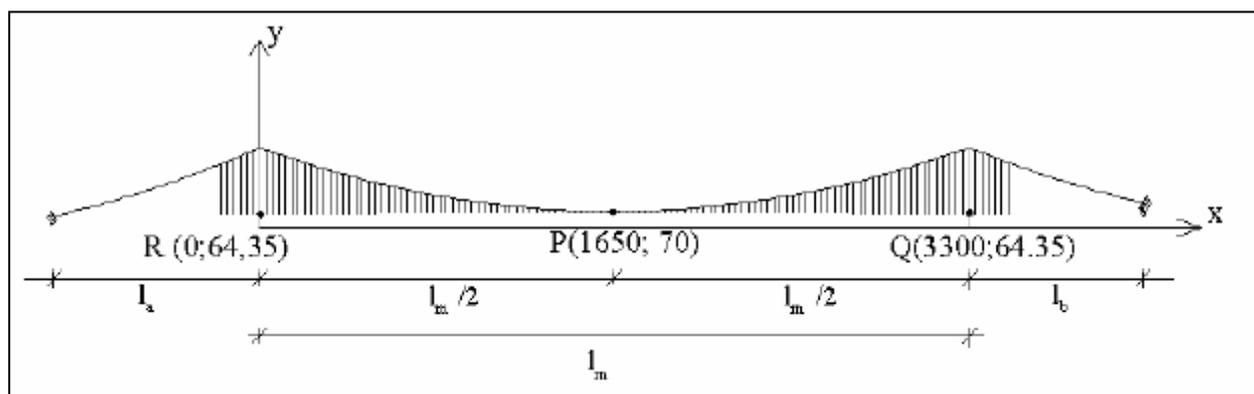
dove  $M_m\left(\frac{l_m}{2}\right)$  è il momento della corrispondente trave semplicemente appoggiata, al centro della campata principale e  $h_C - \frac{h_D}{2}$  è l'abbassamento del cavo al centro della campata principale.

Le Equazioni 3.9 e 3.10 definiscono la curva globale del cavo, nota la distribuzione del carico permanente. Nel caso in esame è stato assunto un rapporto di abbassamento  $\frac{k}{2a}$  pari ad  $\frac{1}{11}$ . Questo ha comportato la definizione delle coordinate del punto *C*, ossia del punto centrale della campata principale. Le coordinate dei restanti punti sono state valutate in base alle condizioni nominali indicate all'inizio di questo paragrafo. In Tabella 3.1 sono riassunte le coordinate dei punti fondamentali per la costruzione della configurazione del cavo principale:

Punti	X (m)	Y (m)
<b>A</b>	-960	-322.5
<b>B</b>	0	0
<b>C</b>	1650	-300
<b>D</b>	3300	0
<b>E</b>	4110	-258

**Tabella 3.1:** Coordinate dei punti.

Per quanto riguarda l'impalcato, si è fatto riferimento alla configurazione di progetto, realizzata in modo tale da rispettare una serie di vincoli, tra cui la posizione dell'impalcato nei punti *R*, *P* e *Q* di Figura 3.13 e nel punto centrale della campata principale, determinato in modo tale da garantire un franco minimo sul livello medio marino (s.l.m.) in condizioni di esercizio frequenti. L'impalcato è appoggiato a delle strutture di supporto (viadotti di ingresso) solamente nei punti *R* e *Q* e nel suo intero sviluppo risulta sospeso ai cavi principali. Nelle zone in prossimità delle torri sono stati inseriti degli elementi di collegamento tra l'impalcato e le torri, in direzione longitudinale e trasversale, con lo scopo di controllare gli spostamenti dell'impalcato nella sua zona terminale.

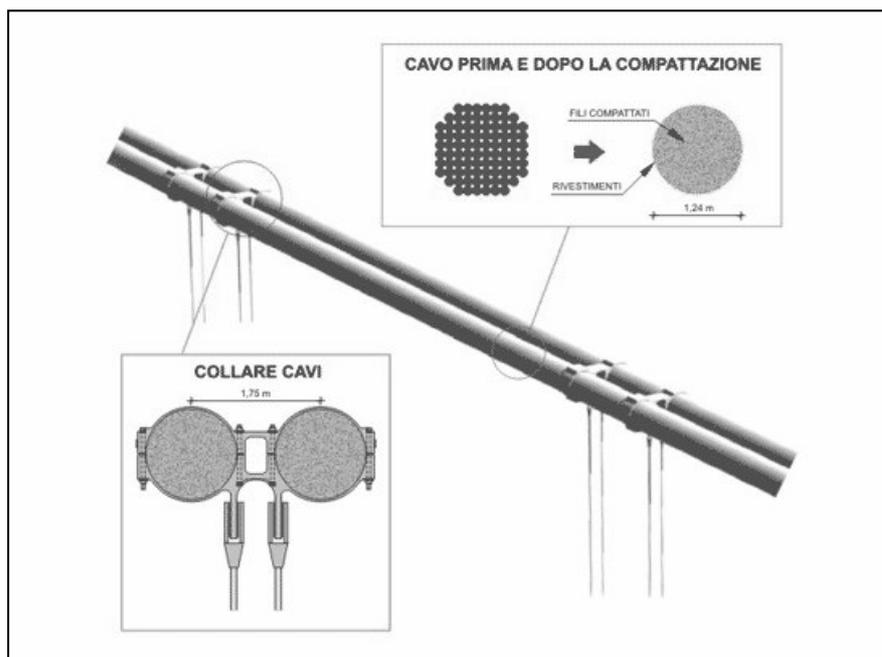


**Figura 3.13:** Vincoli da rispettare nella configurazione dell'impalcato.

Il sistema di riferimento adottato per l'implementazione del modello ha origine a quota  $0,0\text{ m}$  in corrispondenza dell'asse verticale centrale della torre lato Sicilia, che rappresenta l'asse  $y$ ; l'asse  $x$  è diretto longitudinalmente dalla Sicilia alla Calabria, mentre l'asse  $z$  è disposto in modo da formare una terna destra con i due precedenti. Le unità di misura utilizzate sono riferite al sistema tecnico internazionale:  $kN$  per le forze,  $m$  per le lunghezze.

### 3.5.1.2 I cavi principali ed i pendini

L'opera possiede quattro cavi principali, disposti a coppie sulla verticale delle estremità dei trasversi dell'impalcato, e quindi ad una distanza di  $52\text{ m}$ . L'interasse tra i cavi di ciascuna coppia è di  $1,75\text{ m}$  e ciascun cavo (dopo la compattazione) assume un diametro di circa  $1,24\text{ m}$ . Lo sviluppo effettivo dei cavi è di circa  $5240\text{ m}$  e comprende i  $3370\text{ m}$  della lunghezza del cavo nella campata centrale ed i  $1020\text{ m}$  e gli  $850\text{ m}$  delle due campate laterali. I cavi principali hanno un ruolo primario nel garantire la rigidità globale dell'opera opponendosi alle variazioni di configurazione grazie al tiro cui sono soggetti.



**Figura 3.14:** Particolare dei cavi principali e dell'attacco con i pendini [SM 1992].

I cavi sono composti da 88 funi per la campata centrale e 90 per le campate laterali per un totale di circa 44000 fili per la campata centrale e di circa 45000 fili per le campate laterali. L'insieme dei fili costituenti i cavi principali, dopo la posa, viene compattato, fino a raggiungere una forma circolare regolare e viene sottoposto ad un trattamento superficiale che ne garantisce la protezione nei confronti di corrosione chimica, agenti atmosferici ed altre azioni aggressive. I due cavi di ogni coppia sono poi collegati tra di loro ogni 30 m da elementi in acciaio detti “collari” dai quali si sviluppano i cavi verticali, chiamati pendini, che hanno la funzione di collegamento tra i cavi principali e l'impalcato.

Nel modello numerico del ponte è stata assunta l'ipotesi che il comportamento della coppia di cavi unita dai collari possa essere modellato da un singolo elemento finito di tipo trave (Figura 3.15). In questo modo nel modello vengono inseriti due cavi principali equivalenti con le caratteristiche meccaniche riportate nella Tabella 3.2.

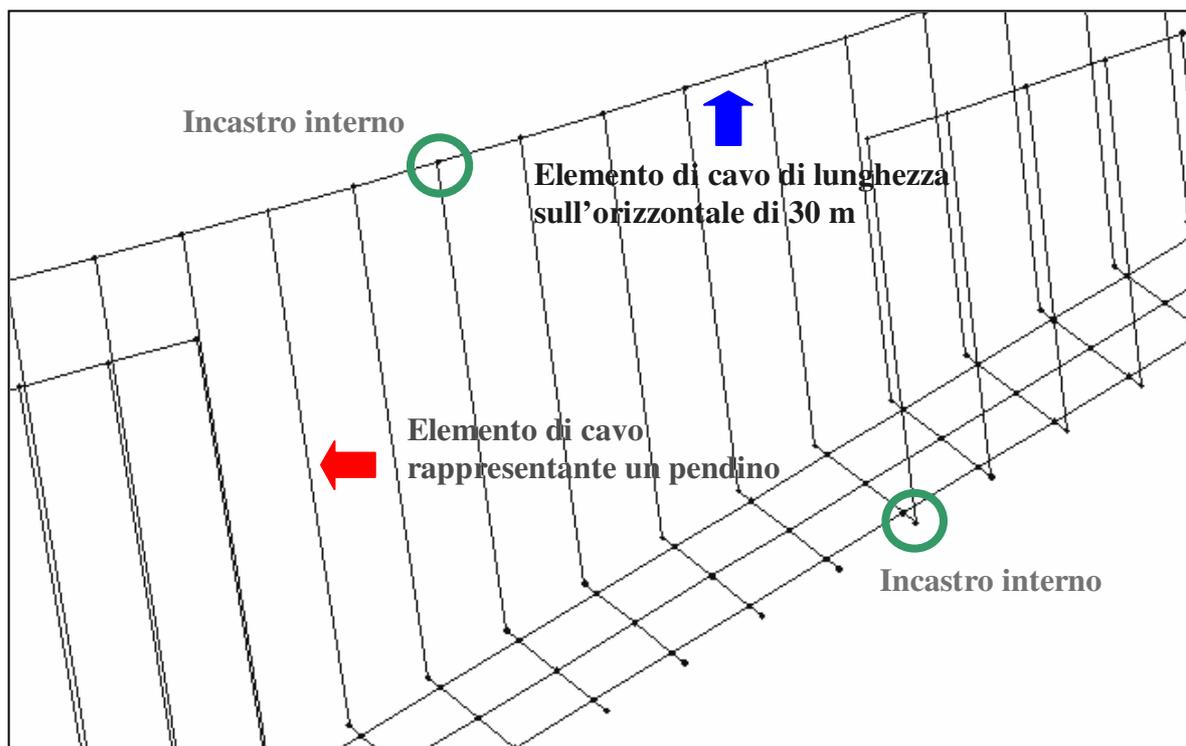


Figura 3.15: Particolare del modello numerico riguardante i cavi ed i pendini.

Elemento	Area	$I_{tors}$	$I_{fless1}$	$I_{fless2}$
Cavo Principale	2.02 m <sup>2</sup>	0.6494 m <sup>4</sup>	0.3247 m <sup>4</sup>	0.3247 m <sup>4</sup>

Elemento	E	$\nu$	$\rho$	$\alpha$
Cavo Principale	188163000 kN/m <sup>2</sup>	0.25	7980 Ton/m <sup>3</sup>	1.17e-005 1/°C

Tabella 3.2: Caratteristiche meccaniche dei cavi principali.

L'andamento curvilineo dei cavi principali viene modellato tramite una successione di elementi finiti rettilinei di lunghezza sull'orizzontale pari a 30 m, come indicato in Figura 3.15 con il nome di *elemento elementare di cavo*. La lunghezza sull'orizzontale di 30 m è fissata in base al passo dei trasversi dell'impalcato sottostante, e quindi in base all'interasse tra i pendini. Il nodo che si forma tra due elementi cavo e che vede l'aggancio del pendino è stato modellato come un incastro interno, così come il nodo di congiunzione tra i pendini ed i trasversi dell'impalcato.

I pendini sono modellati con elementi finiti di lunghezza variabile, disposti lungo la direzione verticale e congiungenti i nodi del cavo principale con i nodi dei trasversi dell'impalcato. Dato che l'elemento pendino lavora principalmente a trazione, e che non ci si aspetta una forte variabilità dell'azione assiale al suo interno, per il modello numerico è stato utilizzato un solo elemento finito di tipo trave. In Tabella 3.3 sono riportati i valori delle caratteristiche meccaniche delle diverse tipologie di pendino presenti nel modello numerico. Dalla Figura 3.16 si può infatti notare che vi sono tre tipologie di pendini differenti. La Figura 3.16 considera solamente un lato del ponte ma i pendini sul lato opposto possiedono caratteristiche simmetriche.

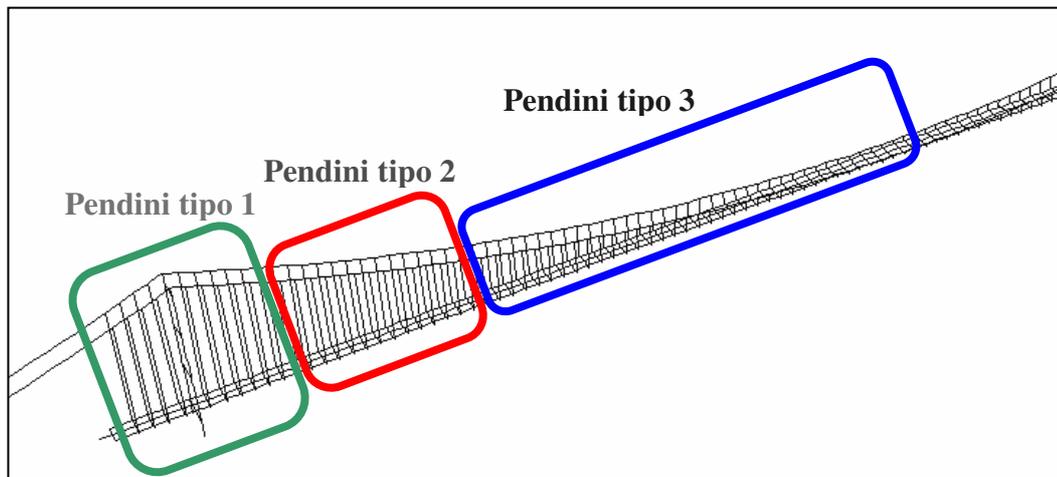


Figura 3.16: Suddivisione dei pendini in base alle caratteristiche meccaniche.

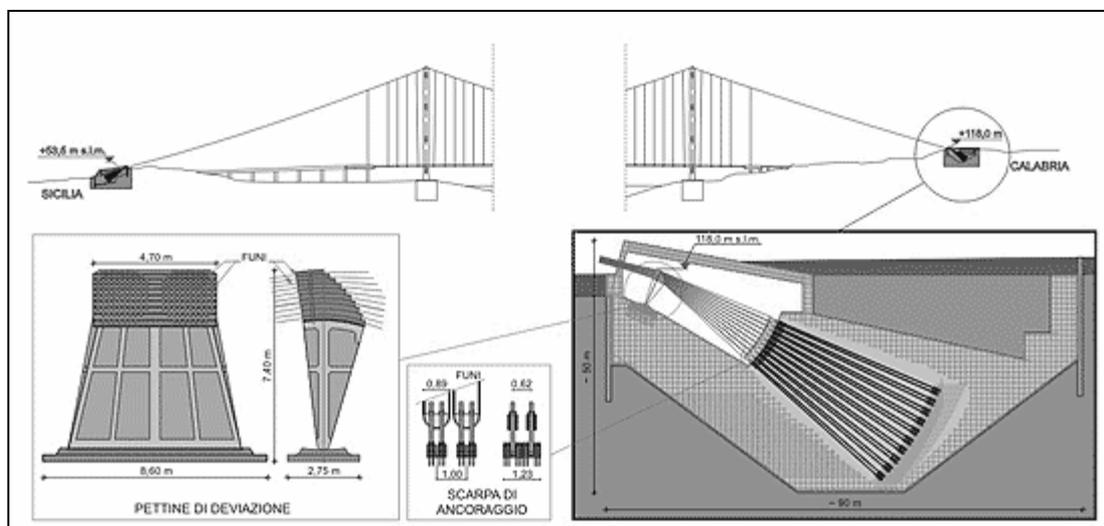
Elemento	Area	$I_{tors}$	$I_{fless1}$	$I_{fless2}$
<b>Pendino tipo 1</b>	0.0327 m <sup>2</sup>	1.700E-04 m <sup>4</sup>	8.510E-05 m <sup>4</sup>	8.510E-05 m <sup>4</sup>
<b>Pendino tipo 2</b>	0.0117 m <sup>2</sup>	2.180E-05 m <sup>4</sup>	1.090E-05 m <sup>4</sup>	1.090E-05 m <sup>4</sup>
<b>Pendino tipo 3</b>	0.0137 m <sup>2</sup>	2.987E-05 m <sup>4</sup>	1.493E-05 m <sup>4</sup>	1.493E-05 m <sup>4</sup>

Elemento	E	$\nu$	$\rho$	$\alpha$
<b>Pendino tipo 1</b>	188163000 kN/m <sup>2</sup>	0.25	7980 Ton/m <sup>3</sup>	1.17e-005 1/°C
<b>Pendino tipo 2</b>	188163000 kN/m <sup>2</sup>	0.25	7980 Ton/m <sup>3</sup>	1.17e-005 1/°C
<b>Pendino tipo 3</b>	188163000 kN/m <sup>2</sup>	0.25	7980 Ton/m <sup>3</sup>	1.17e-005 1/°C

Tabella 3.3: Caratteristiche meccaniche dei cavi principali.

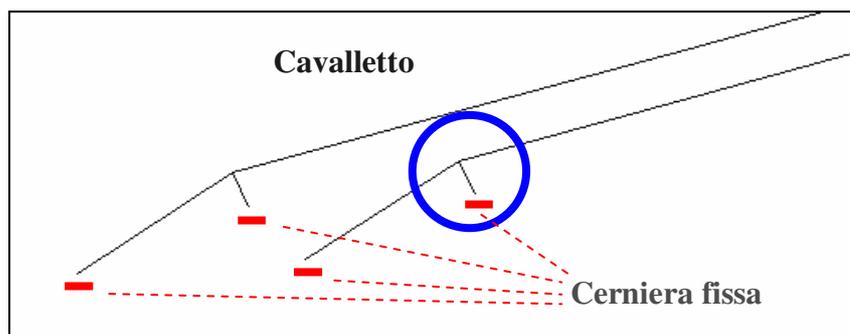
### 3.5.1.3 I blocchi di ancoraggio

I cavi principali che sorreggono l'impalcato si scaricano in parte lungo le verticali delle torri, ed in parte direttamente al suolo, ancorandosi in due strutture (lato Sicilia e lato Calabria) in calcestruzzo armato massivo, caratterizzate da una forma prismatica in grado di ottenere il massimo sviluppo di superfici di contatto con il terreno, orientate perpendicolarmente alla risultante delle forze applicate dai cavi. I due blocchi di ancoraggio sono differenti, in quanto è differente la natura del deposito sul quale insistono. In Sicilia, il terreno di appoggio è costituito da ghiaie leggermente cementate (Ghiaia di Messina) mentre in Calabria da una roccia più consistente (Conglomerato di Pezzo). Per questo motivo l'ancoraggio in Sicilia è formato da un blocco di circa  $328000 \text{ m}^3$  mentre quello in Calabria è di circa  $237000 \text{ m}^3$ .



**Figura 3.17:** Blocchi di ancoraggio dei cavi principali [SM 1992].

I blocchi di ancoraggio non vengono modellati nella rappresentazione utilizzata per l'analisi della deformabilità globale del ponte ed i cavi vengono ancorati direttamente al terreno tramite delle cerniere, come mostrato schematicamente nella Figura 3.18.



**Figura 3.18:** Rappresentazione schematica dei vincoli di ancoraggio.

Benché il blocco di ancoraggio non sia stato rappresentato, il modello numerico considera il cavalletto di ripartizione dei cavi, presente in Figura 3.17 e modellato come una biella molto rigida come mostrato in Figura 3.18.

#### 3.5.1.4 Le torri

Le due torri del ponte sospeso (realizzate interamente in acciaio) sono del tipo a portale e raggiungono la quota di  $376\text{ m}$  s.l.m. Ciascuna gamba è formata da un certo numero di conci di circa  $17\text{ m}$  d'altezza ciascuno. Il primo concio è inserito nelle fondazioni per  $12\text{ m}$  ed è collegato al calcestruzzo dei plinti di fondazione tramite adeguati connettori. Il concio di sommità funge da supporto agli elementi di appoggio (selle) dei cavi portanti, ha i lati lunghi inclinati e termina con un elemento di protezione delle selle. Le gambe non sono perfettamente verticali, ma possiedono un'inclinazione trasversale di circa  $2^\circ$  in modo che se la distanza tra gli assi delle gambe è di circa  $78\text{ m}$  alla base diventa di  $52\text{ m}$  in sommità. La sezione delle gambe è di tipo ottagonale e può essere inscritta in un rettangolo di  $16 \times 12\text{ m}$ . Le due gambe sono collegate da  $4$  trasversi che intelaiano la struttura, alti circa  $17\text{ m}$  e larghi  $4\text{ m}$ .

In Figura 3.19 è presente una rappresentazione grafica della torre, con a fianco il suo modello numerico. Anche per la torre si è utilizzata una schematizzazione ad elementi finiti di tipo trave, adoperando un elemento finito per ognuno dei blocchi formanti le gambe ed i trasversi della torre. Le fondazioni delle torri non vengono modellate, e nel modello numerico le gambe terminano con un incastro. I cavi si agganciano alla torre in sommità e le selle sono state modellate come degli incastri interni tra gli elementi finiti dei cavi e quelli della torre. Le gambe delle torri hanno caratteristiche meccaniche costanti in altezza, così come i quattro trasversi. Le caratteristiche meccaniche sono riassunte nella Tabella 3.4.

Elemento	Area	$I_{tors}$	$I_{fless1}$	$I_{fless2}$
Gamba torre	8.4252 m <sup>2</sup>	52.941 m <sup>4</sup>	222.3904 m <sup>4</sup>	131.5288 m <sup>4</sup>
Traverso torre	1.9792 m <sup>2</sup>	13.9804 m <sup>4</sup>	67.2698 m <sup>4</sup>	6.1036 m <sup>4</sup>

Elemento	E	$\nu$	$\rho$	$\alpha$
Gamba torre	206000000 kN/m <sup>2</sup>	0.25	7.980 Ton/m <sup>3</sup>	1.17e-005 1/°C
Traverso torre	206000000 kN/m <sup>2</sup>	0.25	7.980 Ton/m <sup>3</sup>	1.17e-005 1/°C

Tabella 3.4: Caratteristiche meccaniche delle torri.

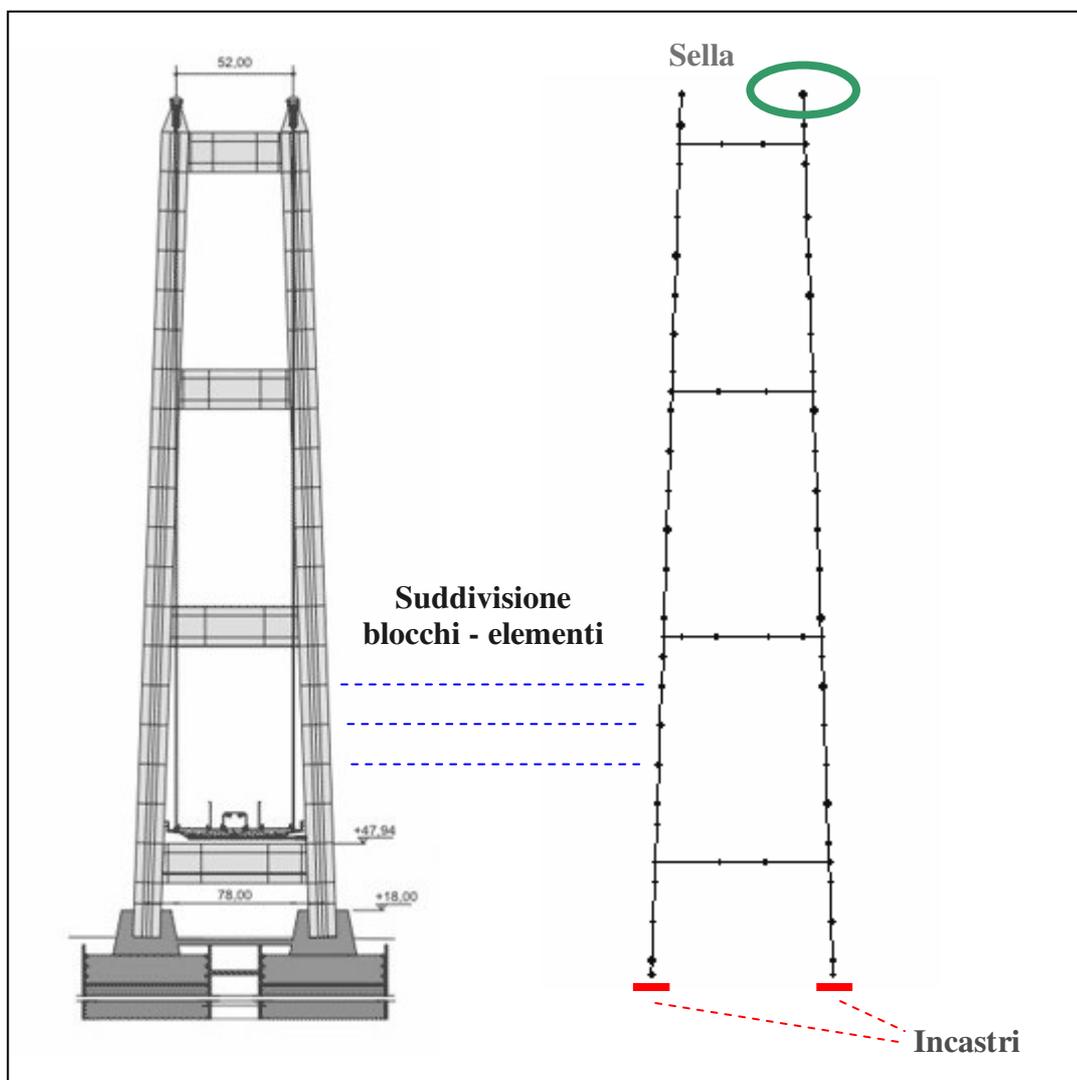


Figura 3.19: Vista in direzione longitudinale e laterale di una delle due torri [SM 1992].

Nella Tabella 3.4, con  $I_{fless1}$  si è inteso il modulo d'inerzia a flessione nel piano verticale – longitudinale, mentre per  $I_{fless2}$  si è inteso il modulo d'inerzia per flessione nel piano verticale – trasversale. Per quanto riguarda i trasversi, l'inerzia  $I_{fless1}$  è riferita ad un piano verticale – trasversale, mentre l'inerzia  $I_{fless2}$  ad un piano orizzontale – longitudinale.

### 3.5.1.5 L'impalcato

L'impalcato sospeso si estende per una lunghezza complessiva di  $3666\text{ m}$ , ha una larghezza di  $60.4\text{ m}$  tra gli estradossi delle barriere frangivento ed è composto da un graticcio strutturale portante formato da cassoni scatolari longitudinali e trasversali. Alle estremità dei cassoni trasversali, i pendini realizzano la sospensione dell'impalcato ai cavi principali. Il sistema prevede un interasse dei trasversi modulare di  $30\text{ m}$ .

Il profilo altimetrico ha un andamento rettilineo nei tratti laterali con un raccordo parabolico nella zona centrale. La quota dell'estradosso raggiunge  $+76.8\text{ m}$  s.l.m. in mezzeria,  $+62.9\text{ m}$  s.l.m. in corrispondenza della struttura terminale in Calabria e  $+51.6\text{ m}$  s.l.m. in corrispondenza della struttura terminale in Sicilia. La struttura costituisce una piattaforma a quattro vie stradali ed un binario ferroviario per ciascun senso di percorrenza. Dall'esterno verso l'interno esse sono costituite, per ogni verso di percorrenza, da:

- Una via di servizio stradale per manutenzione e soccorso con superficie grigliata, di larghezza  $3.50\text{ m}$  posta a sbalzo in corrispondenza del margine esterno dell'impalcato.
- Una corsia stradale di sorpasso, pavimentata, larga  $3.75\text{ m}$ .
- Una corsia stradale di marcia normale, pavimentata, larga  $3.75\text{ m}$ .
- Una corsia stradale di sosta di emergenza, pavimentata, larga  $3.75\text{ m}$ , al margine della quale ogni  $900\text{ m}$  sono previste ulteriori piazzole, anch'esse pavimentate, larghe  $3.00\text{ m}$  ed estese per tre campate, cioè per  $94\text{ m}$ .
- Un binario ferroviario (i due binari sono posti ad interasse di  $4.00\text{ m}$ ) con adiacente marciapiede pedonale largo  $1.52\text{ m}$ .

L'impalcato è stato modellato come da Figura 3.21 tramite un graticcio di elementi finiti di tipo trave.



Benché la Figura 3.20 mostri una sezione variabile del traverso, il modello numerico ne considera una semplificazione costante. Le proprietà meccaniche dei cassoni longitudinali e dei trasversi sono riportate in Tabella 3.5.

Elemento	Area	$I_{tors}$	$I_{fless1}$	$I_{fless2}$
Cass. stradale	0.45 m <sup>2</sup>	1.1642 m <sup>4</sup>	0.3589 m <sup>4</sup>	8.0787 m <sup>4</sup>
Cass. ferroviario	0.2996 m <sup>2</sup>	0.6877 m <sup>4</sup>	0.2245 m <sup>4</sup>	2.4394 m <sup>4</sup>
Trasverso	0.3233 m <sup>2</sup>	1.1344 m <sup>4</sup>	0.6336 m <sup>4</sup>	0.7629 m <sup>4</sup>

Elemento	E	$\nu$	$\rho$	$\alpha$
Cass. stradale	206000000 kN/m <sup>2</sup>	0.25	7.980 Ton/m <sup>3</sup>	1.17e-005 1/°C
Cass. ferroviario	206000000 kN/m <sup>2</sup>	0.25	7.980 Ton/m <sup>3</sup>	1.17e-005 1/°C
Trasverso	206000000 kN/m <sup>2</sup>	0.25	7.980 Ton/m <sup>3</sup>	1.17e-005 1/°C

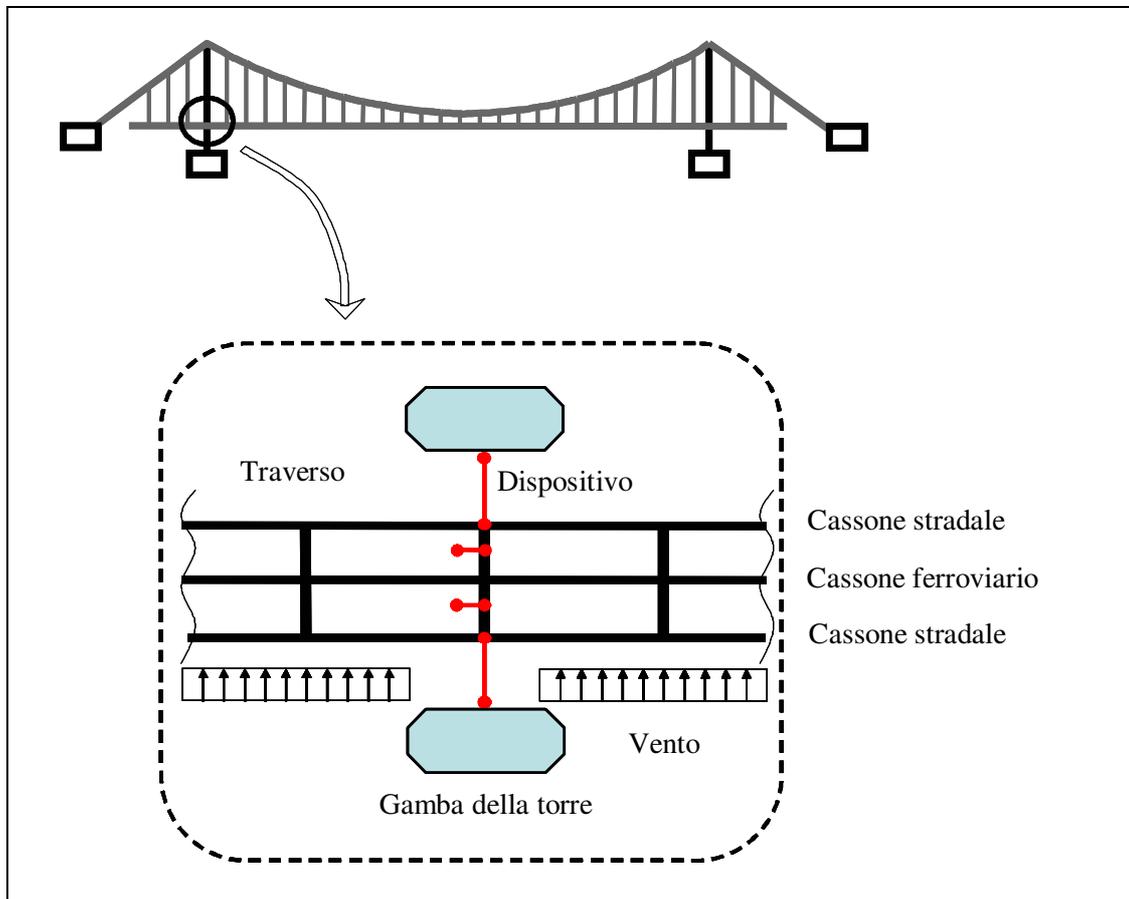
**Tabella 3.5:** Proprietà meccaniche dei cassoni longitudinali e dei trasversi.

Per i cassoni longitudinali si è indicato con  $I_{fless1}$  il modulo d'inerzia per flessione nel piano orizzontale – trasversale, con  $I_{fless2}$  il modulo d'inerzia per flessione nel piano verticale – longitudinale. Per quanto riguarda i trasversi, il modulo d'inerzia  $I_{fless1}$  è riferito ad un piano verticale – trasversale, mentre il modulo d'inerzia  $I_{fless2}$  ad un piano orizzontale – longitudinale. Particolare attenzione va data ai vincoli di appoggio dell'impalcato, posizionati come in Figura 3.21. In questa zona l'impalcato del ponte si appoggia sulla struttura del viadotto di ingresso; l'appoggio è simulato impedendo ad ogni nodo evidenziato in Figura 3.18 lo spostamento trasversale e verticale, nonché la rotazione torsionale.

### 3.5.1.6 I dispositivi di ritegno

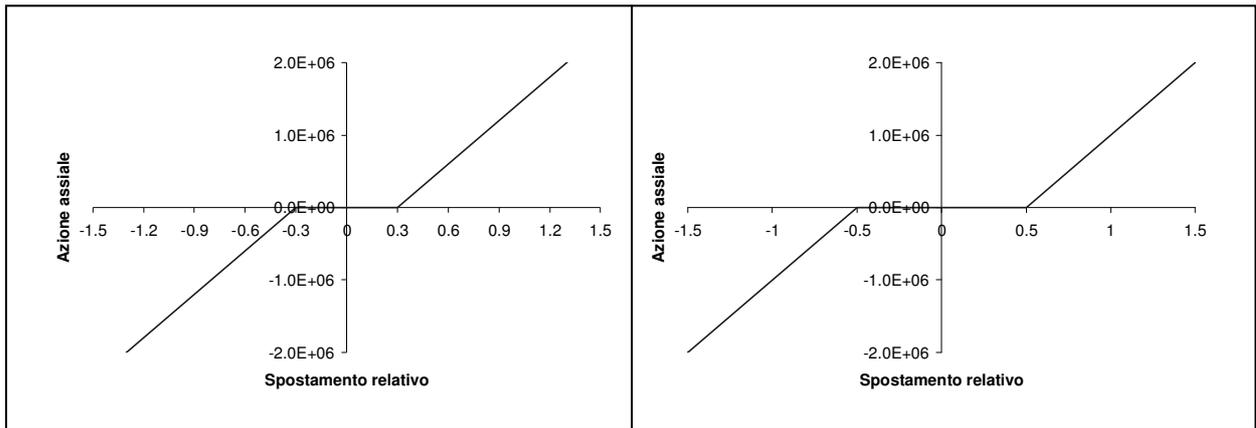
Nelle zone delle torri, l'impalcato è dotato di dispositivi di collegamento torre-impalcato sia in direzione longitudinale che trasversale. Questi dispositivi hanno lo scopo principale di controllare gli spostamenti dell'impalcato sotto le azioni di vento, di sisma, o di traffico nelle zone terminali dello stesso. In particolare si vuole controllare lo spostamento trasversale dell'impalcato in adiacenza alla torre, onde evitare fenomeni di urto che possano pregiudicare la

salvaguardia dell'opera, e limitare gli spostamenti longitudinali ai giunti di dilatazione presenti nei punti di appoggio dell'impalcato con le strutture terminali di sostegno.



**Figura 3.22:** Immagine schematica del posizionamento dei dispositivi di controllo in una delle due torri.

I dispositivi trasversali vengono posizionati tra il trasverso dell'impalcato che giace in corrispondenza della torre e le gambe della torre stessa, mentre i dispositivi longitudinali vengono posti tra il trasverso dell'impalcato ed il primo trasverso della torre. I dispositivi vengono modellati tramite degli elementi finiti di tipo biella in grado di simulare la non linearità di contatto in modo da poter lasciare un gap di  $\pm 30 \text{ cm}$  per i dispositivi trasversali e di  $\pm 50 \text{ cm}$  per i dispositivi longitudinali. Le proprietà meccaniche dell'elemento vengono definite in base allo spostamento relativo dei nodi che congiunge; graficamente i legami utilizzati sono riportati in Figura 3.23 mentre in Tabella 3.9 vengono riassunte le caratteristiche meccaniche. Le ampiezze del *gap* sono state fissate in base ai risultati delle analisi statiche e sismiche riportate nel Capitolo 5.

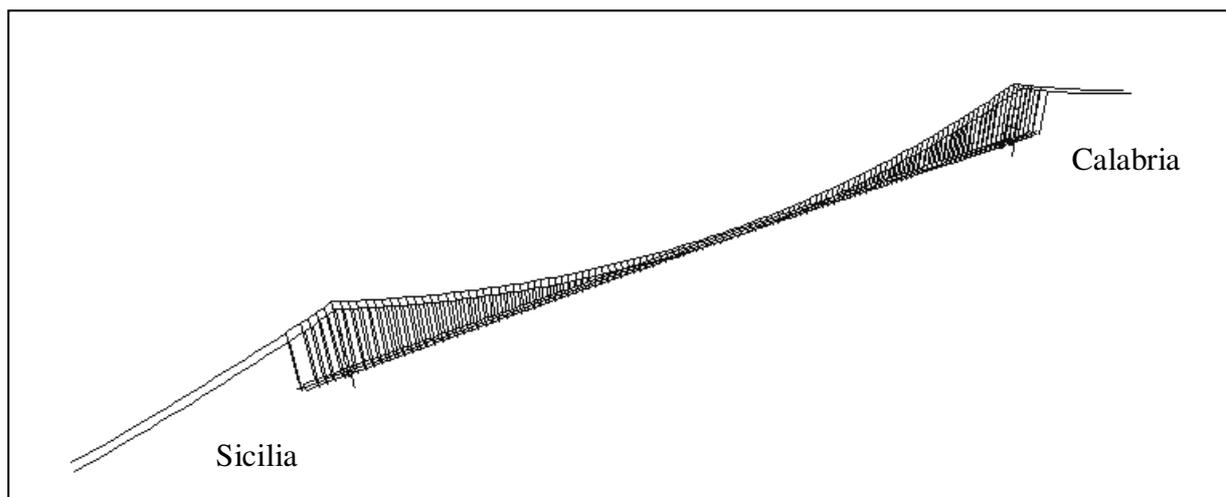


**Figura 3.23:** Legame forza assiale – spostamento relativo dei dispositivi di ritegno, trasversale (a sinistra) e longitudinale (a destra).

Elemento	Area	Gap	E
Disp. longitudinale	1.0 m <sup>2</sup>	±0.5 m <sup>4</sup>	1000000 kN/m <sup>2</sup>
Disp. trasversale	1.0 m <sup>2</sup>	±0.3 m <sup>4</sup>	1000000 kN/m <sup>2</sup>

**Tabella 3.6:** Proprietà meccaniche dei dispositivi di ritegno.

Il modello numerico così costruito consta di 1593 elementi finiti del tipo trave di *Hermitte* a due nodi con sei gradi di libertà per nodo; sono inoltre presenti 8 elementi speciali atti a modellare i dispositivi di ritegno dell'impalcato. Il numero totale di gradi di libertà utilizzato dal modello è di 6678.

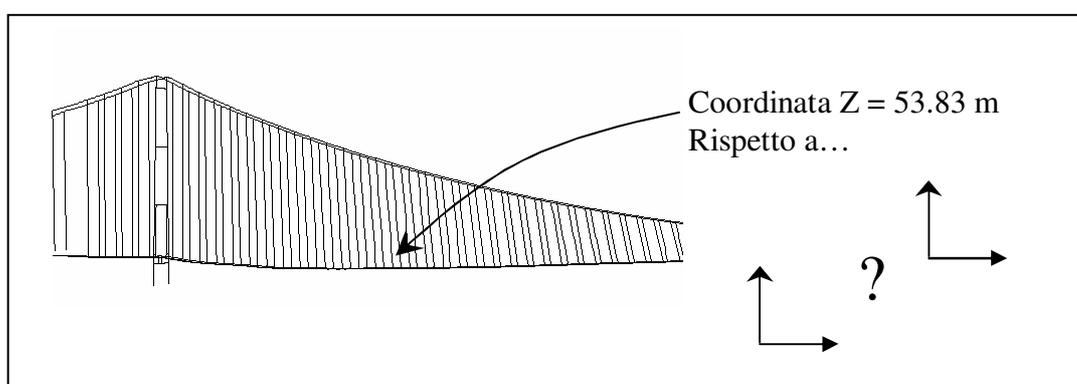


**Figura 3.24:** Vista prospettica del modello numerico del ponte.

### 3.6 INFORMAZIONE NUMERICA E CONOSCENZA

Da un modello numerico, il progettista deve trarre delle conclusioni sul comportamento dell'opera, ovvero deve recepire delle informazioni. Il concetto di informazione è fondamentale per tutto ciò che riguarda l'intelligenza. La definizione più appropriata per questo concetto è quella fornita da Bateson: l'informazione è una notizia su una differenza [Bateson 1979]. In questo paragrafo si vuole specificare meglio il termine di *informazione numerica*.

Dopo una prima analisi strutturale, si considerino le coordinate della deformata della struttura (Figura 3.25)

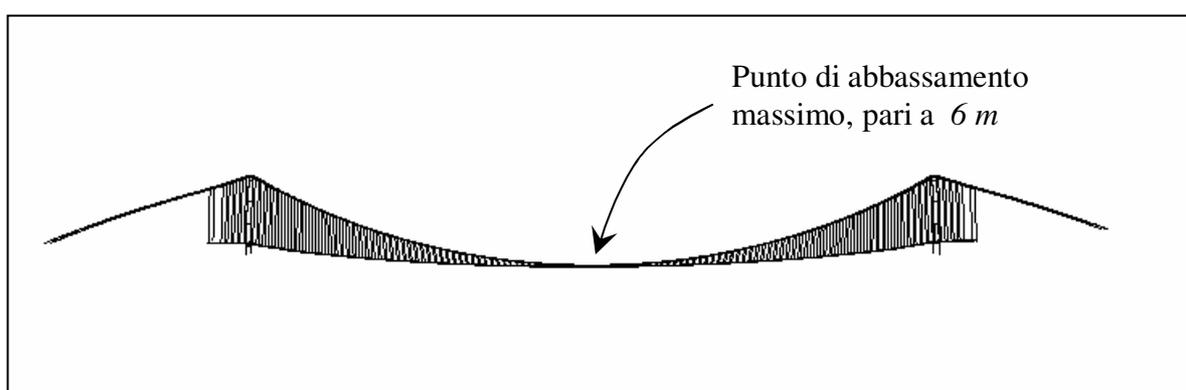


**Figura 3.25:** Esempio di deformata della struttura.

La coordinata di un punto qualsiasi, se non è nota l'ubicazione del sistema di riferimento, non fornisce nessuna indicazione. Anche le coordinate di tutti i punti, presi singolarmente, non sono di nessuna utilità. Una volta noto che il sistema di riferimento è posto sul livello del mare, allora l'informazione si concretizza, e la coordinata assume il ruolo di *quota*. L'informazione permette di conoscere la quota sul livello del mare della struttura deformata. Per ottenere questa informazione è stato necessario eseguire la differenza tra la coordinata della struttura deformata e la coordinata del livello del mare. Allo stesso modo, se si conosce la coordinata della struttura indeformata, per differenza si possono ottenere delle informazioni riguardo agli spostamenti della struttura sotto carico ed utilizzando le coordinate iniziali e gli spostamenti di punti vicini si possono ricavare informazioni riguardo le pendenze.

E' quindi possibile conoscere, ad esempio, lo spostamento o la pendenza che si verifica in ogni punto. Le informazioni così ottenute sono delle informazioni puntuali. Il concetto di informazione è quindi molto simile al concetto di confronto. Fare un confronto tra due numeri, significa farne la differenza per trarne delle informazioni. Il confronto tra due informazioni di spostamento fornisce quindi una seconda informazione, che permette di conoscere quale tra i due punti ha lo spostamento maggiore.

Si può estendere il confronto a più punti, arrivando a raccogliere tutti i punti del modello o della parte di modello che interessa (ad esempio l'impalcato), ottenendo l'informazione che nessuno spostamento supera un certo valore.



**Figura 3.26:** Massimo spostamento.

Lo spostamento massimo dell'impalcato e la sua massima pendenza, sono informazioni ad un livello più alto degli spostamenti dei singoli punti perché rappresentano delle informazioni a livello globale e non locale. Lo spostamento massimo, essendo un confronto fra tutte le informazioni di spostamento disponibili, rappresenta una informazione su delle informazioni, ovvero una *meta-informazione*.

### 3.7 IL MODELLO COME UNA MAPPA

I modelli numerici sono dei rivelatori di informazioni, come lo è una mappa che ci permette di apprendere la distanza tra due località. Ma come una mappa non è il territorio che rappresenta [Bateson 1979] anche il modello numerico, o una rappresentazione in generale, non è la struttura o l'oggetto reale. Quando si crea una rappresentazione di un oggetto, si elimina sempre moltissima informazione che, per lo scopo che si deve raggiungere, viene valutata irrilevante.

Su di una cartina stradale è irrilevante riportare le zone di territorio edificabili o quelle destinate all'agricoltura, ma forse può essere utile avere informazioni su alberghi e ristoranti perché l'utilizzatore potrebbe essere interessato a cercarli. Viceversa su di un piano regolatore comunale non si trova l'ubicazione dei ristoranti con una breve descrizione dei loro piatti tipici, poiché quella rappresentazione viene costruita con uno scopo differente di quello di servire il classico turista. Confrontare la prima rappresentazione con la seconda per decidere quale delle due è più accurata e fornisce più informazioni, non avrebbe senso.

Le due rappresentazioni sono costruite per scopi differenti, forniscono informazioni differenti e sono entrambe ugualmente utili. Una rappresentazione è quindi una visione semplificata che non deve essere confusa con l'oggetto reale, perché esso conterrà sempre più informazioni di quante se ne possano rappresentare. La scomposizione strutturale dei racconti di folklore, analizzata nel Capitolo 2, è un buon esempio di questo concetto. Le strutture dei racconti evidenziate dalle formule di Propp:

$$e^3 q^1 X^1 Y^1 W \uparrow L^1 - V^1 R m^4 \downarrow n^0 \quad (3.11)$$

sono un modello del racconto stesso, contengono le informazioni necessarie per evidenziare la struttura di base del racconto, ma non sono il racconto e quando si utilizza la struttura di Propp per creare nuovi racconti ci si accorge che manca qualche cosa: mancano informazioni (personaggi secondari, motivazioni, raccordi... [Seifert 2001]).

Un modello numerico viene costruito per esplorare il comportamento strutturale dell'opera; difficilmente conterrà informazioni di altro tipo, come ad esempio la carpenteria metallica.

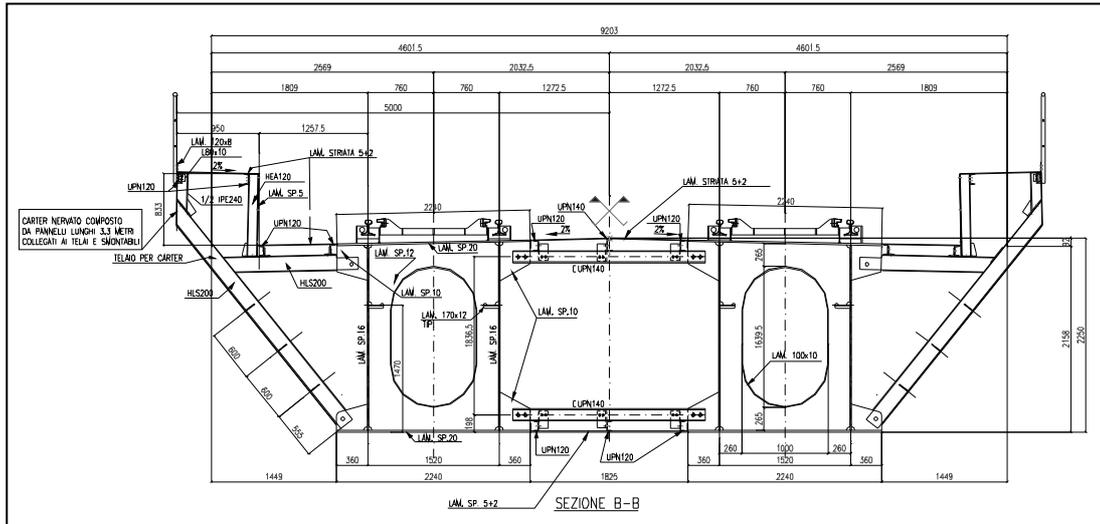


Figura 3.27: Carpenteria metallica; informazioni non contenute nel modello numerico.

Le informazioni appena trattate sono informazioni di carattere diverso da quelle numeriche, per cui risulta abbastanza ovvio che una rappresentazione numerica non può contemplarle. Se si ordinano le diverse informazioni relative ad un'opera, sotto forma di un diagramma ad albero (Figura 3.28), si può notare come le diverse informazioni esaminate possano essere inserite ad un medesimo livello orizzontale. Ogni cella deve essere descritta da una propria rappresentazione perché in direzione orizzontale le informazioni cercate rappresentano aspetti diversi dell'opera in esame.

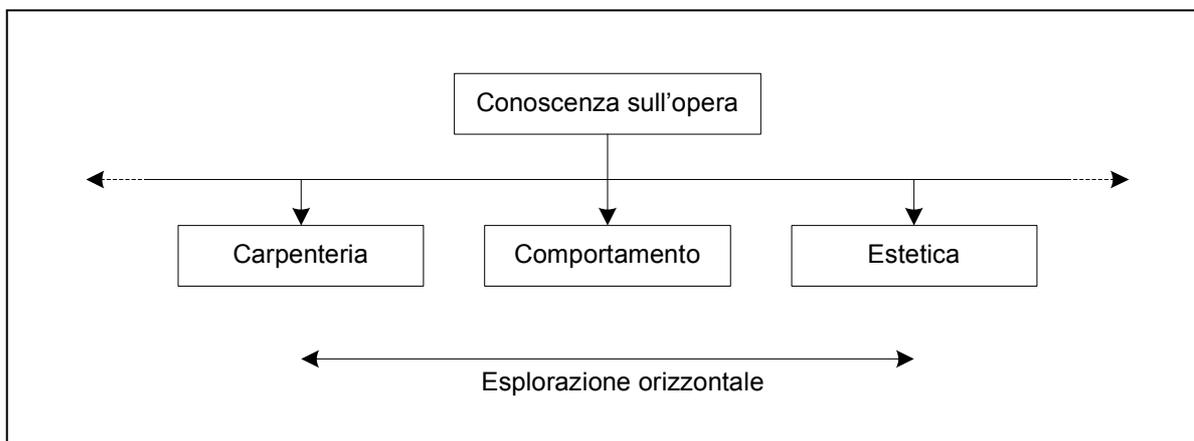
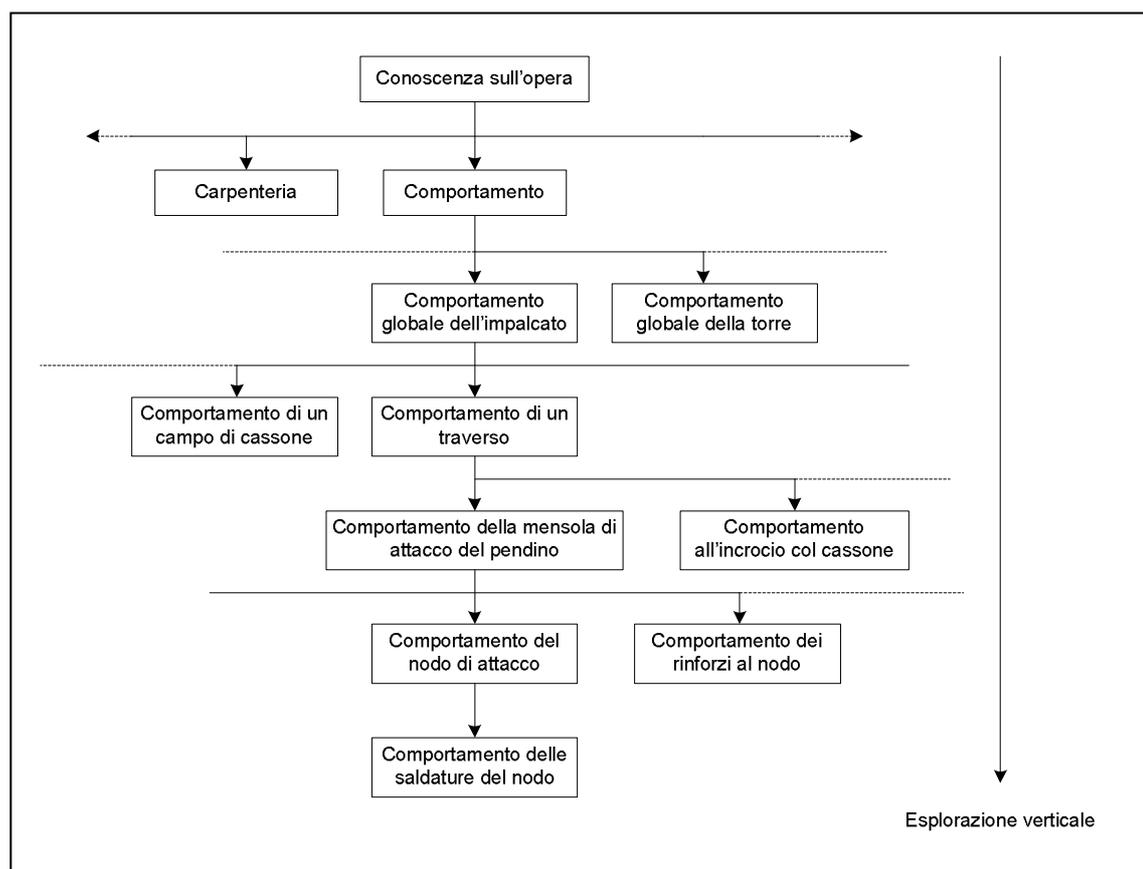


Figura 3.28: Esplorazione in orizzontale (in ampiezza) dell'albero della conoscenza sull'opera.

Tuttavia, la realtà è complessa per cui, anche all'interno di una medesima cella, le informazioni possono avere caratteristiche differenti. Si è esposto come un modello strutturale sia costruito in base a delle ipotesi aventi lo scopo di semplificare l'oggetto reale. Come in topografia una mappa può essere disegnata con differenti scale, anche un modello numerico può essere costruito con differenti livelli di accuratezza.

Se viene ricercato il massimo spostamento verticale dell'impalcato, un modello bidimensionale può risultare sufficientemente accurato; se lo scopo è quello di indagare la pendenza trasversale dell'impalcato, un modello tridimensionale ad elementi trave può ancora essere considerato adeguato. Se lo scopo è indagare la tensione che si sviluppa all'incrocio dell'impalcato col traverso, un modello ad elementi trave risulta poco accurato, ed è necessario utilizzare modelli numerici con formulazioni differenti. Occorre quindi utilizzare più modelli con diversi gradi di concretezza e di completezza (Paragrafo 3.3.1 e 3.3.2).

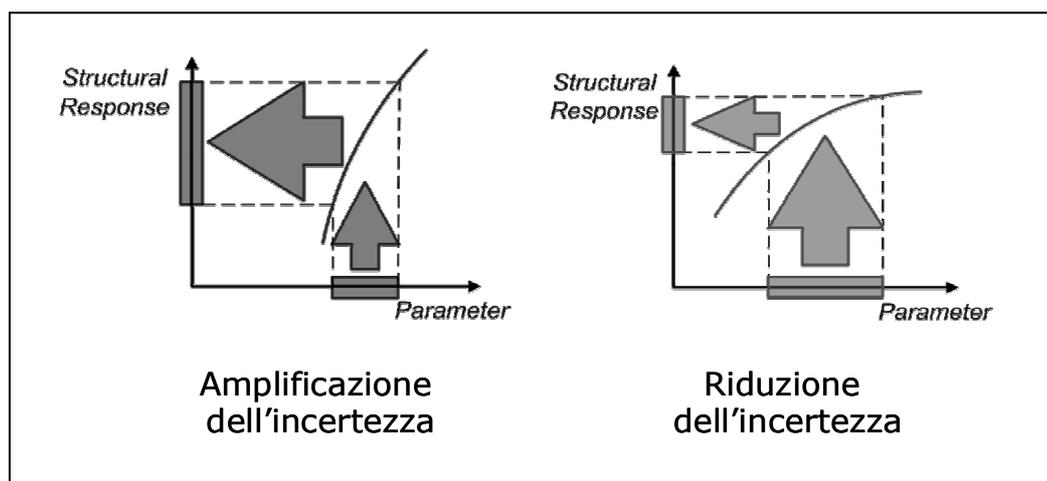


**Figura 3.29:** Esplorazione in verticale (in profondità) dell'albero della conoscenza sull'opera.

A differenza del caso precedente, le rappresentazioni utilizzate appartengono ora tutte al campo della modellazione numerica. Lo scopo delle diverse rappresentazioni è di mettere in luce comportamenti strutturali di natura diversa, dal globale al locale. Si ha, in questo caso, un'esplorazione verticale nell'albero della conoscenza dell'opera in esame (Figura 3.29).

### 3.6 L'ESPLORAZIONE DEL MODELLO

L'esplorazione del modello gioca un ruolo essenziale nella comprensione dell'importanza delle incertezze e delle approssimazioni di modellazione eseguite. In Figura 3.30 viene mostrata schematicamente l'influenza della risposta strutturale nell'amplificazione o nella riduzione delle incertezze.



**Figura 3.30:** Ruolo della risposta strutturale nell'amplificazione o nella riduzione delle incertezze.

Dalla Figura 3.30 è possibile notare come le incertezze possano essere amplificate o ridotte a seconda della loro influenza sulla risposta del modello. La risposta numerica del modello, in campo non lineare, viene calcolata tramite una successione di risoluzioni di sistemi lineari. La giustificazione matematica che descrive la propagazione delle incertezze o degli errori, con la loro amplificazione o riduzione, si basa sul condizionamento del sistema risolvibile [Comincioli 1995].

Si consideri un'incertezza  $\Delta b$  relativa al termine di carico; essa influirà sulla soluzione  $x$  del sistema lineare, modificandola di un  $\Delta x$ :

$$A \cdot x = b \rightarrow A \cdot (x + \Delta x) = (b + \Delta b) \quad (3.12)$$

E' immediato ricavare, dalle due equazioni scritte:

$$A \cdot (\Delta x) = \Delta b \rightarrow \Delta x = A^{-1} \cdot \Delta b \quad (3.13)$$

da cui, rispetto ad una opportuna *norma di matrice*:

$$\|\Delta \mathbf{x}\| = \|\mathbf{A}^{-1} \cdot \Delta \mathbf{b}\| \leq \|\mathbf{A}^{-1}\| \cdot \|\Delta \mathbf{b}\| \quad (3.14)$$

ed applicando la stessa norma al sistema non perturbato, si ottiene:

$$\|\mathbf{b}\| = \|\mathbf{A} \cdot \mathbf{x}\| \leq \|\mathbf{A}\| \cdot \|\mathbf{x}\| \quad \rightarrow \quad \frac{1}{\|\mathbf{x}\|} \leq \frac{\|\mathbf{A}\|}{\|\mathbf{b}\|} \quad (3.15)$$

Considerando sia l'Equazione 3.15 che l'Equazione 3.14 è possibile arrivare a:

$$\frac{\|\Delta \mathbf{x}\|}{\|\mathbf{x}\|} \leq \|\mathbf{A}\| \cdot \|\mathbf{A}^{-1}\| \cdot \frac{\|\Delta \mathbf{b}\|}{\|\mathbf{b}\|} \quad (3.16)$$

Si consideri ora una variazione sui parametri della matrice di sistema  $A$ :

$$\mathbf{A} \cdot \mathbf{x} = \mathbf{b} \quad \rightarrow \quad (\mathbf{A} + \Delta \mathbf{A}) \cdot (\mathbf{x} + \Delta \mathbf{x}) = \mathbf{b} \quad (3.17)$$

da queste due equazioni è possibile ottenere:

$$\mathbf{A} \cdot \mathbf{x} = (\mathbf{A} + \Delta \mathbf{A}) \cdot (\mathbf{x} + \Delta \mathbf{x}) \quad \rightarrow \quad 0 = \mathbf{A} \cdot \Delta \mathbf{x} + \Delta \mathbf{A} \cdot (\mathbf{x} + \Delta \mathbf{x}) \quad \rightarrow \quad \Delta \mathbf{x} = -\mathbf{A}^{-1} \cdot \Delta \mathbf{A} \cdot (\mathbf{x} + \Delta \mathbf{x}) \quad (3.18)$$

da cui, applicando un'opportuna norma di matrice:

$$\|\Delta \mathbf{x}\| = \|\mathbf{A}^{-1} \cdot \Delta \mathbf{A} \cdot (\mathbf{x} + \Delta \mathbf{x})\| \leq \|\mathbf{A}^{-1}\| \cdot \|\Delta \mathbf{A}\| \cdot \|\mathbf{x} + \Delta \mathbf{x}\| \quad (3.19)$$

si ricava:

$$\frac{\|\Delta \mathbf{x}\|}{\|\mathbf{x} + \Delta \mathbf{x}\|} \leq \|\mathbf{A}\| \cdot \|\mathbf{A}^{-1}\| \cdot \frac{\|\Delta \mathbf{A}\|}{\|\mathbf{A}\|} \quad (3.20)$$

Con il simbolo  $\|\cdot\|$  si è indicata una norma naturale di matrice. Il condizionamento di una matrice  $A$  non singolare, associato a tale norma e relativo alla risoluzione del sistema, è dato da:

$$\mu(x) = \|A\| \cdot \|A^{-1}\| \quad (3.21)$$

Un esempio dell'influenza che può avere la perturbazione di alcuni elementi della matrice del sistema  $A$ , su alcune caratteristiche del sistema stesso, come il valore del determinante, è riportato in [Comincioli 1995]. Si consideri la seguente matrice e la sua perturbata:

$$A = \begin{bmatrix} -73 & -78 & 24 \\ 92 & 66 & 25 \\ -80 & 37 & 10 \end{bmatrix} \quad (3.22)$$

$$A' = \begin{bmatrix} -73 & -78 & 24 \\ 92 & 66 & 25 \\ -80 & 37 & 10.01 \end{bmatrix} \quad (3.23)$$

il calcolo del determinante mostra che  $\det(A) = 1$  e  $\det(A') = -118.94$ . L'elevata influenza della perturbazione è giustificata dal numero di condizionamento molto elevato:  $\mu(A) \approx 4.0 \cdot 10^6$ .

In una soluzione di un problema numerico tramite un codice di calcolo, il condizionamento della matrice non viene quasi mai valutato poiché richiede un tempo di calcolo notevole. Appare quindi opportuna e giustificata un'analisi esplorativa del modello che metta in evidenza come la variazione di determinati parametri influenza i risultati.

L'analisi esplorativa, riportata nei paragrafi seguenti, è stata eseguita sia rispetto alle incertezze relative alle caratteristiche meccaniche dei vari elementi, sia rispetto ad alcune scelte di modellazione.

### 3.6.1 Esplorazione rispetto alle incertezze meccaniche

In questo paragrafo viene affrontata l'esplorazione del modello rispetto alle incertezze sui parametri meccanici.

Le aree e le inerzie degli elementi vengono modificati tramite un coefficiente moltiplicativo pari  $+1.10$  e  $-1.10$ , e vengono registrate le variazioni degli spostamenti di alcuni punti di misura sotto la condizione di carico seguente:

- Un carico verticale distribuito lungo il cassone ferroviario:  $100 \text{ kN/m}$  (paragonabile ad una stesa di treni su di un binario lungo tutto l'impalcato).
- Un carico orizzontale distribuito lungo il cassone ferroviario:  $10 \text{ kN/m}$  (paragonabile ad un vento di primo livello lungo tutto l'impalcato).

I punti di misura in cui si sono registrati gli spostamenti sono: lo spostamento longitudinale al giunto di Sicilia, lo spostamento trasversale in mezzeria al ponte e lo spostamento verticale in mezzeria al ponte. Vengono inoltre considerate anche le variazioni sui periodi dei principali modi di vibrare in direzione longitudinale, trasversale e verticale.

Nelle Tabelle 3.7 – 3.16 sono riportati i risultati relativi a queste analisi, con il *coefficiente di variazione*, calcolato come:

$$CV = \frac{|S_{+10\%} - S_{-10\%}|}{S} \cdot 100 \quad (3.24)$$

dove  $S$  è il generico spostamento (o periodo del modo di vibrare) del sistema non perturbato. Il coefficiente  $CV$  indica quindi in percentuale, la dimensione dell'intervallo di risposta rispetto alla soluzione non perturbata. Dato che l'intervallo di perturbazione è stato del 20%, si è definito un secondo indice, a cui viene dato il nome di *coefficiente di amplificazione*:

$$CA = \frac{CV}{20} \quad (3.25)$$

In questo modo, se la risposta fosse lineare nei parametri perturbati, risulterebbe  $CA = 1$ ; se si verificasse un'amplificazione dell'incertezza si otterrebbe un  $CA > 1$ , mentre una riduzione comporterebbe un  $CA < 1$ .

Esplorazione	Al giunto, longit. (m)	In mezzeria trasv. (m)	In mezzeria vert. (m)	1° modo trasv. (sec)	1° modo longit. (sec)	1° modo vert. (sec)
-10%	0.6333	-1.7632	-7.9468	29.0763	15.7687	11.9662
+10%	0.6333	-1.7605	-7.9431	29.0573	15.7682	11.9659
CV (%)	0.0049	0.0775	0.0231	0.0326	0.0014	0.0015
CA	0.0002	0.0039	0.0012	0.0016	0.0001	0.0001

**Tabella 3.7:** Esplorazione della risposta numerica al variare delle caratteristiche meccaniche del cassone ferroviario.

Esplorazione	Al giunto, longit. (m)	In mezzeria trasv. (m)	In mezzeria vert. (m)	1° modo trasv. (sec)	1° modo longit. (sec)	1° modo vert. (sec)
-10%	0.6334	-1.7632	-7.9518	29.0787	15.7692	11.9664
+10%	0.6332	-1.7603	-7.9382	29.0541	15.7677	11.9657
CV (%)	0.0189	0.0829	0.0859	0.0422	0.0046	0.0031
CA	0.0009	0.0041	0.0043	0.0021	0.0002	0.0002

**Tabella 3.8:** Esplorazione della risposta numerica al variare delle caratteristiche meccaniche dei cassoni stradali.

Esplorazione	Al giunto, longit. (m)	In mezzeria trasv. (m)	In mezzeria vert. (m)	1° modo trasv. (sec)	1° modo longit. (sec)	1° modo vert. (sec)
-10%	0.6335	-1.7660	-7.9480	29.0942	15.7690	11.9664
+10%	0.6331	-1.7581	-7.9420	29.0423	15.7680	11.9658
CV (%)	0.0265	0.2256	0.0380	0.0892	0.0032	0.0025
CA	0.0013	0.0113	0.0019	0.0045	0.0002	0.0001

**Tabella 3.9:** Esplorazione della risposta numerica al variare delle caratteristiche meccaniche dei trasversi.

Esplorazione	Al giunto, longit. (m)	In mezzeria trasv. (m)	In mezzeria vert. (m)	1° modo trasv. (sec)	1° modo longit. (sec)	1° modo vert. (sec)
-10%	0.6334	-1.7631	-7.9459	29.0815	15.7690	11.9669
+10%	0.6332	-1.7605	-7.9440	29.0531	15.7680	11.9653
CV (%)	0.0094	0.0723	0.0115	0.0488	0.0032	0.0067
CA	0.0005	0.0036	0.0006	0.0024	0.0002	0.0003

**Tabella 3.10:** Esplorazione della risposta numerica al variare delle caratteristiche meccaniche delle gambe delle torri.

Esplorazione	Al giunto, longit. (m)	In mezzeria trasv. (m)	In mezzeria vert. (m)	1° modo trasv. (sec)	1° modo longit. (sec)	1° modo vert. (sec)
-10%	0.6333	-1.7646	-7.9453	29.0966	15.7684	11.9660
+10%	0.6333	-1.7594	-7.9446	29.0410	15.7684	11.9660
CV (%)	0.0007	0.1488	0.0044	0.0955	0.0001	0.0000
CA	0.0000	0.0074	0.0002	0.0048	0.0000	0.0000

**Tabella 3.11:** Esplorazione della risposta numerica al variare delle caratteristiche meccaniche dei trasversi delle torri.

Esplorazione	Al giunto, longit. (m)	In mezzeria trasv. (m)	In mezzeria vert. (m)	1° modo trasv. (sec)	1° modo longit. (sec)	1° modo vert. (sec)
-10%	0.7089	-1.8477	-9.9038	28.9637	15.7929	12.0751
+10%	0.5686	-1.6855	-6.3125	29.1675	15.7495	11.9971
CV (%)	10.9867	4.5906	22.1461	0.3506	0.1374	0.3241
CA	0.5493	0.2295	1.1073	0.0175	0.0069	0.0162

**Tabella 3.12:** Esplorazione della risposta numerica al variare delle caratteristiche meccaniche del cavo principale.

Esplorazione	Al giunto, longit. (m)	In mezzeria trasv. (m)	In mezzeria vert. (m)	1° modo trasv. (sec)	1° modo longit. (sec)	1° modo vert. (sec)
-10%	0.6334	-1.7623	-7.9418	29.0646	15.7665	11.9661
+10%	0.6332	-1.7612	-7.9489	29.0677	15.7704	11.9660
CV (%)	0.0183	0.0315	0.0445	0.0054	0.0124	0.0007
CA	0.0009	0.0016	0.0022	0.0003	0.0006	0.0000

**Tabella 3.13:** Esplorazione della risposta numerica al variare delle caratteristiche meccaniche del primo gruppo di pendini.

Esplorazione	Al giunto, longit. (m)	In mezzeria trasv. (m)	In mezzeria vert. (m)	1° modo trasv. (sec)	1° modo longit. (sec)	1° modo vert. (sec)
-10%	0.6338	-1.7644	-7.9584	29.0685	15.7679	11.9718
+10%	0.6329	-1.7596	-7.9326	29.0640	15.7691	11.9610
CV (%)	0.0737	0.1367	0.1623	0.0078	0.0037	0.0449
CA	0.0037	0.0068	0.0081	0.0004	0.0002	0.0022

**Tabella 3.14:** Esplorazione della risposta numerica al variare delle caratteristiche meccaniche del secondo gruppo di pendini.

Esplorazione	Al giunto, longit. (m)	In mezzeria trasv. (m)	In mezzeria vert. (m)	1° modo trasv. (sec)	1° modo longit. (sec)	1° modo vert. (sec)
-10%	0.6334	-1.7620	-7.9521	29.0677	15.7659	11.9666
+10%	0.6333	-1.7615	-7.9377	29.0646	15.7698	11.9655
CV (%)	0.0077	0.0125	0.0908	0.0053	0.0165	0.0045
CA	0.0004	0.0006	0.0045	0.0003	0.0008	0.0002

**Tabella 3.15:** Esplorazione della risposta numerica al variare delle caratteristiche meccaniche del terzo gruppo di pendini.

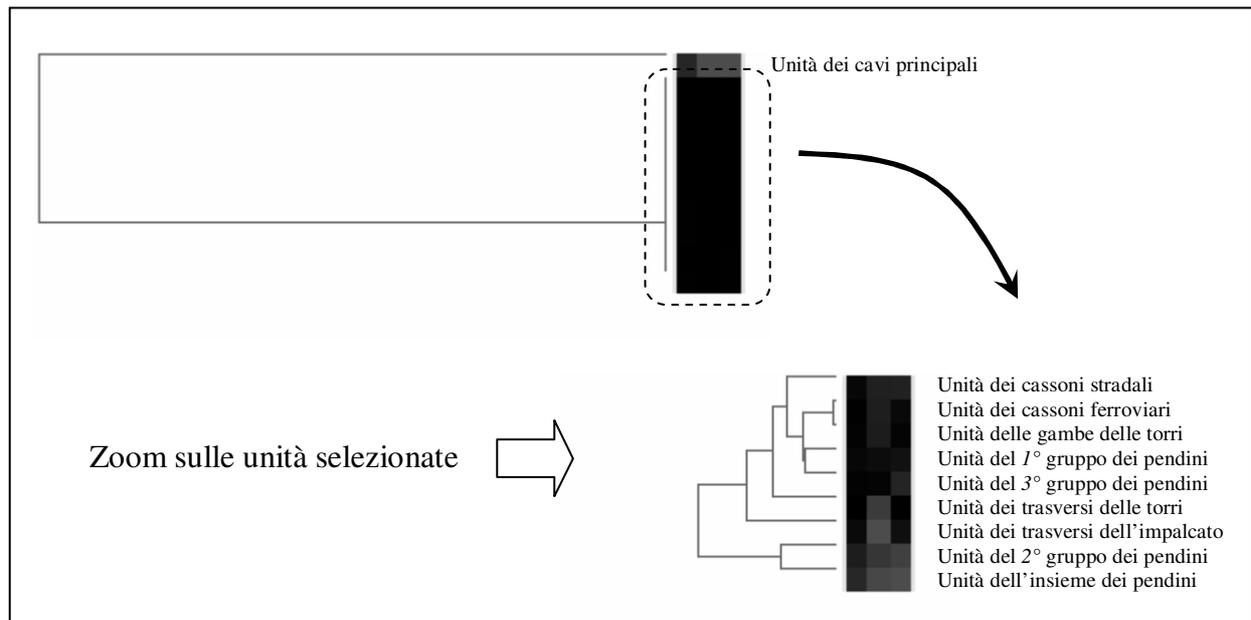
Esplorazione	Al giunto, longit. (m)	In mezzeria trasv. (m)	In mezzeria vert. (m)	1° modo trasv. (sec)	1° modo longit. (sec)	1° modo vert. (sec)
-10%	0.6340	-1.7652	-7.9625	29.0685	15.7646	11.9724
+10%	0.6327	-1.7588	-7.9294	29.0640	15.7724	11.9605
CV (%)	0.0997	0.1807	0.2086	0.0077	0.0248	0.0500
CA	0.0050	0.0090	0.0104	0.0004	0.0012	0.0025

**Tabella 3.16:** Esplorazione della risposta numerica al variare delle caratteristiche meccaniche dell'insieme dei pendini.

Le Tabelle 3.7 – 3.16 mostrano l'influenza delle incertezze meccaniche sulla risposta del modello in termini di spostamento orizzontale al giunto, verticale e trasversale in mezzeria. Ordinando i coefficienti di variazione calcolati come dall'Equazione 3.24 in una matrice di dati (Tabella 3.17) è possibile, tramite una cluster analysis, evidenziare l'importanza delle varie incertezze meccaniche. Vengono considerati sia lo spostamento longitudinale al giunto che gli spostamenti verticali ed orizzontali in mezzeria dell'impalcato per ottenere un'informazione sulla deformabilità globale dell'opera.

Tipo	Al giunto, longit. (m)	In mezzeria trasv. (m)	In mezzeria vert. (m)
Unità del cassone ferroviario	0.0049	0.0775	0.0231
Unità del cassone stradale	0.0189	0.0829	0.0859
Unità dei cavi principali	10.9867	4.5906	22.1461
Unità delle gambe della torre	0.0094	0.0723	0.0115
Unità dei trasversi della torre	0.0007	0.1488	0.0044
Unità del 1° gruppo dei pendini	0.0183	0.0315	0.0445
Unità del 2° gruppo dei pendini	0.0737	0.1367	0.1623
Unità del 3° gruppo dei pendini	0.0077	0.0125	0.0908
Unità dell'insieme dei pendini	0.0997	0.1807	0.2086
Unità dei trasversi dell'impalcato	0.0265	0.2256	0.0380

**Tabella 3.17:** Matrice di dati per la cluster analysis riguardo la deformabilità globale dell'opera.



**Figura 3.31:** Clustering gerarchico utilizzando la distanza Euclidea.

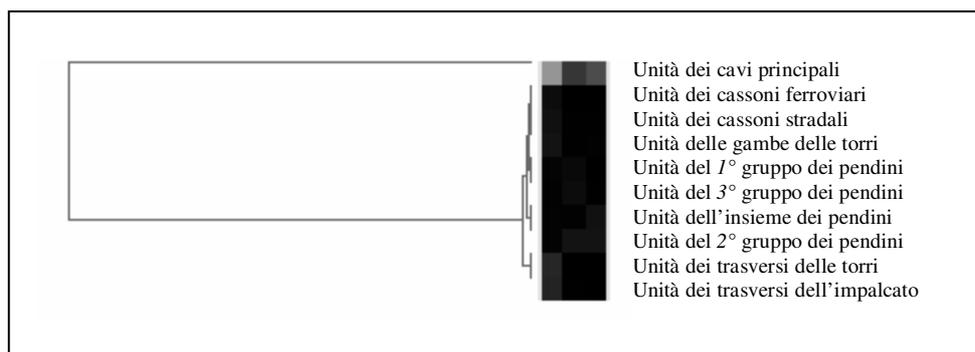
L'analisi mostra l'elevata influenza di un'eventuale incertezza sulle caratteristiche meccaniche dei cavi principali; rispetto ad essa le influenze delle incertezze relative agli altri parametri sono molto ridotte. Da notare che un'incertezza sul 2° gruppo dei pendini (presente nel primo quarto del ponte) risulta più influente rispetto agli altri due gruppi.

Lo stesso modo di procedere è stato seguito per esaminare le variazioni sui periodi propri dovute alle incertezze meccaniche. In Tabella 3.18 viene riassunta la matrice dei dati della nuova cluster analysis.

Tipo	1° modo trasv. (sec)	1° modo longit. (sec)	1° modo vert. (sec)
Unità del cassone ferroviario	0.0326	0.0014	0.0015
Unità del cassone stradale	0.0422	0.0046	0.0031
Unità dei cavi principali	0.3506	0.1374	0.3241
Unità delle gambe della torre	0.0488	0.0032	0.0067
Unità dei trasversi della torre	0.0955	0.0001	0.0000
Unità del 1° gruppo dei pendini	0.0054	0.0124	0.0007
Unità del 2° gruppo dei pendini	0.0078	0.0037	0.0449
Unità del 3° gruppo dei pendini	0.0053	0.0165	0.0045
Unità dell'insieme dei pendini	0.0077	0.0248	0.0500
Unità dei trasversi dell'impalcato	0.0892	0.0032	0.0025

**Tabella 3.18:** Matrice di dati per la cluster analysis riguardo i periodi propri principali dell'opera.

Utilizzando un metodo di clustering gerarchico che impiega la distanza Euclidea si è ottenuto il seguente dendrogramma:



**Figura 3.32:** Clustering gerarchico utilizzando la distanza Euclidea.

Anche in questo caso è evidente l'influenza altissima di una eventuale incertezza sulle proprietà meccaniche dei cavi principali, anche se risulta meno influente rispetto al caso precedente.

### 3.6.1 Esplorazione rispetto alle incertezze di modellazione

Per valutare l'influenza di alcune ipotesi di modellazione introdotte nel modello numerico si sono eseguiti i seguenti studi:

- Analisi di sensibilità alla variazione di rigidità del vincolo verticale dell'impalcato.
- Analisi di sensibilità alla variazione di rigidità del vincolo di ancoraggio dei cavi.
- Analisi di sensibilità alla modellazione dei pendini.

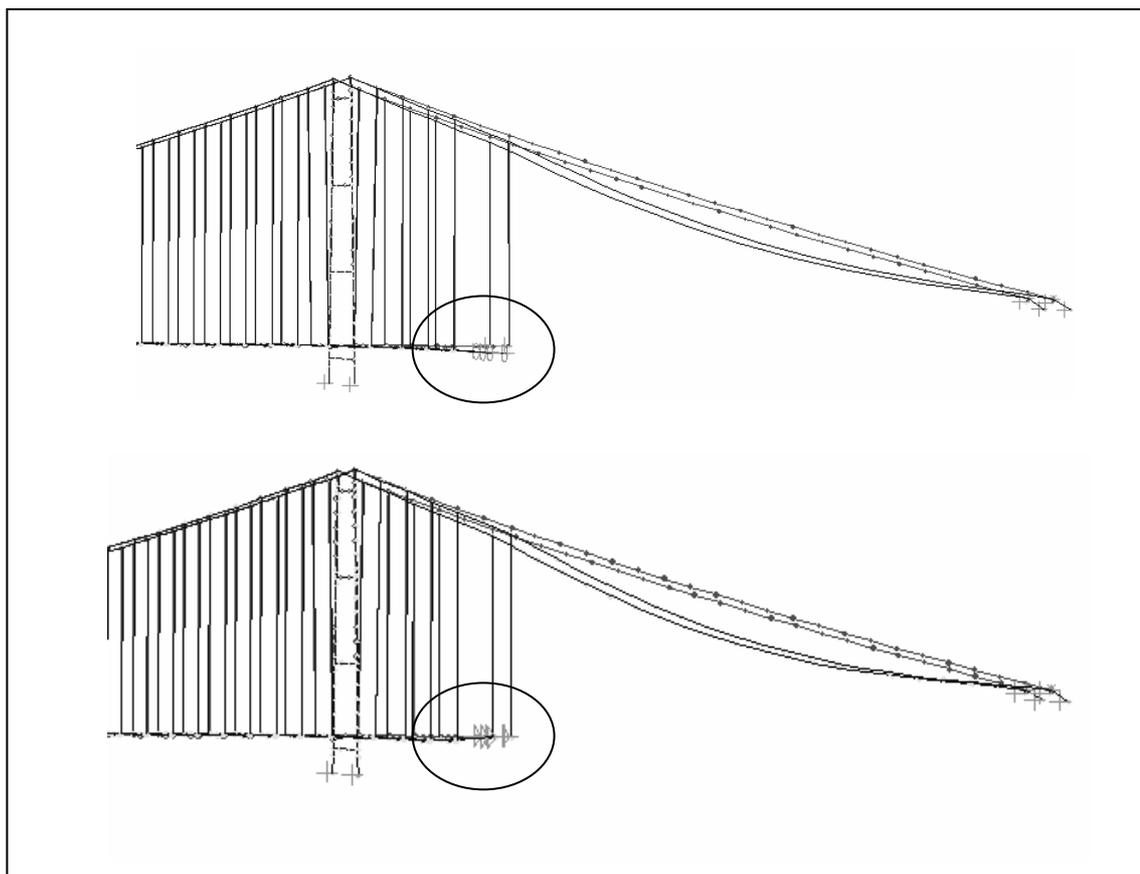
#### 3.6.1.1 Analisi di sensibilità alla variazione del vincolo verticale dell'impalcato

Ai fini di indagare l'importanza all'interno del modello della corretta rappresentazione dello stato di vincolo verticale presente alle estremità dell'impalcato si sono considerati i seguenti 4 modelli:

- Vincolo assente (mensola).
- Vincolo elastico 1.
- Vincolo elastico 2.
- Vincolo di appoggio rigido.

Il vincolo elastico 1 è stato tarato in modo che sia in grado di ridurre l'abbassamento che si verifica nel caso di vincolo assente ai  $2/3$  del valore, mentre il vincolo elastico 2 è in grado di ridurre l'abbassamento al vincolo ad  $1/3$  del valore che si avrebbe nel modello senza vincolo verticale.

Dai risultati ottenuti si nota che la deformabilità del vincolo influisce scarsamente sulle variabili di spostamento analizzate. Rispetto ai primi 50 modi di vibrare solamente in 4 modi si è raggiunta una variazione dello 0.3% circa sul periodo tra i due casi estremi di vincolo assente e di vincolo di appoggio rigido. Questi modi riguardano spostamenti verticali dei cavi e delle parti locali dell'impalcato in prossimità dei vincoli, come mostrato in Figura 3.33.



**Figura 3.33:** Particolare del modo di vibrare numero 33, e influenza locale del vincolo.

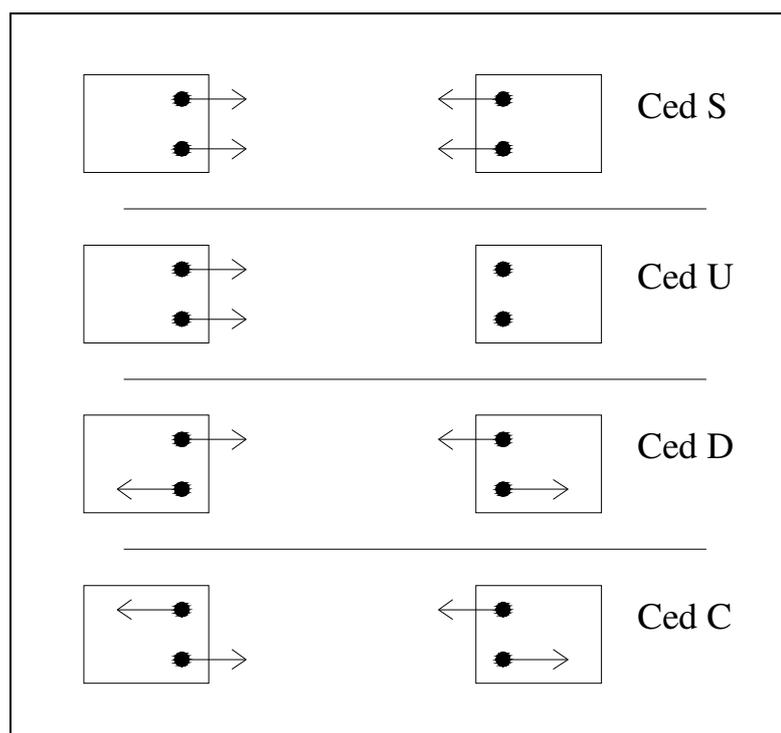
### 3.6.1.2 Analisi di sensibilità alla variazione di rigidità del vincolo di ancoraggio dei cavi

In questo paragrafo si vuole indagare il comportamento del modello ad eventuali cedimenti dei blocchi di ancoraggio. In particolare sono considerate le quattro configurazioni di cedimento di Figura 3.34 (la freccia indica la direzione dello spostamento impresso), agenti sul modello caricato con i soli carichi permanenti. I quattro cedimenti considerati sono indicati come:

- Cedimenti Simmetrici: Ced S.
- Cedimenti Unilaterali: Ced U.
- Cedimenti Discordi: Ced D.
- Cedimenti Concordi: Ced C.

Per ogni classe di cedimento si sono considerate tre sottoclassi, variabili in entità di spostamento, di valore pari a:

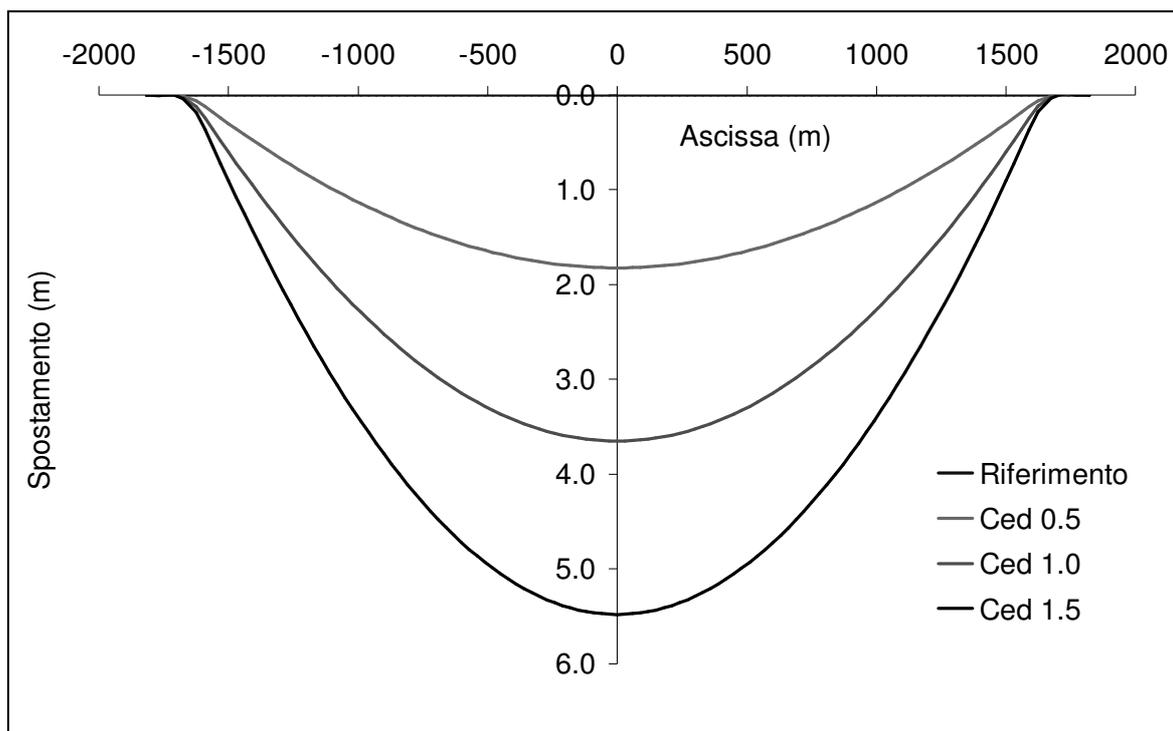
- 0.5 m (ogni spostamento impresso è di 0.50 m).
- 1.0 m (ogni spostamento impresso è di 1.00 m).
- 1.5 m (ogni spostamento impresso è di 1.50 m).



**Figura 3.34:** Schema dei cedimenti analizzati.

Tutti gli spostamenti impressi sono imposti in direzione longitudinale. L'entità degli spostamenti è stata fissata considerando che una rotazione attorno ad un asse verticale del blocco di ancoraggio di solamente  $1^\circ$  provoca uno spostamento longitudinale nel punto di ancoraggio dei cavi di circa  $0.35 m$ .

### Risultati per i cedimenti di tipo *Ced S*



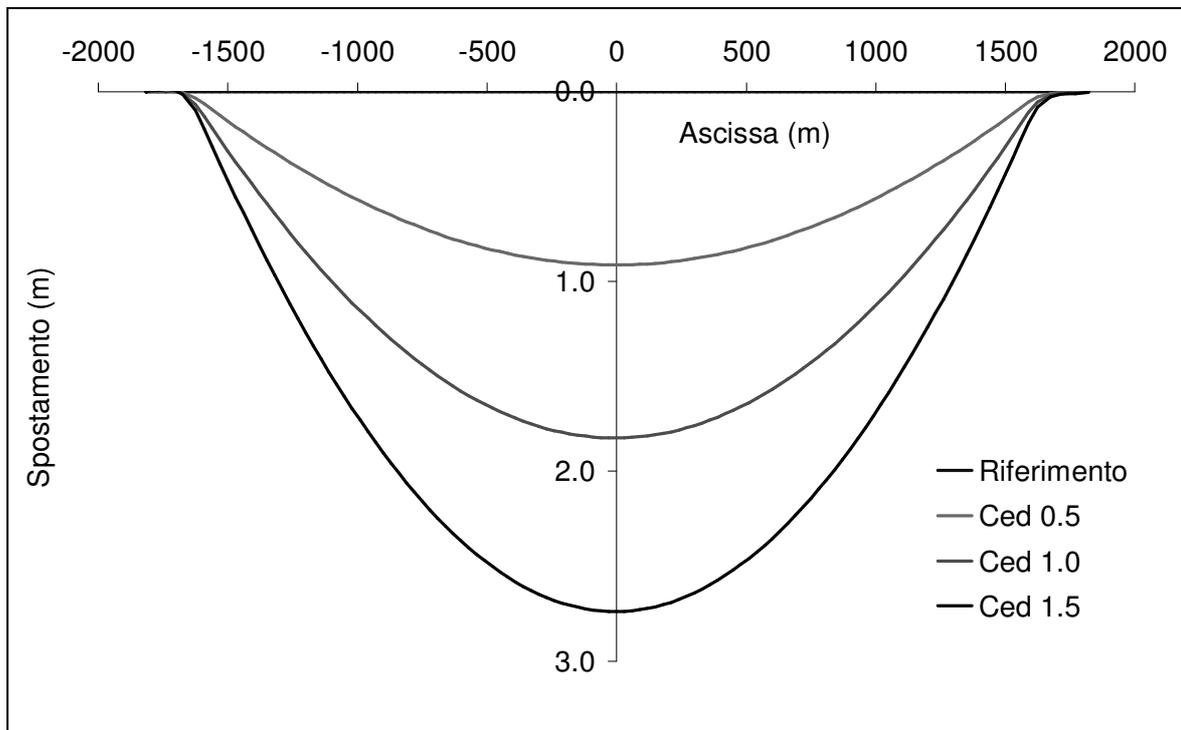
**Figura 3.35:** Spostamento verticale medio dei cassoni sotto i cedimenti di tipo *Ced S*.

Si è notato che l'abbassamento in mezzeria è fortemente influenzato da eventuali cedimenti dei blocchi di ancoraggio. Inoltre si evidenzia anche una relazione quasi lineare tra il valore di cedimento e il massimo spostamento di mezzeria che risulta essere di 3.65 volte il valore del cedimento (se simmetrico, o 1.83 volte se avviene solo da un lato come si esporrà nel caso dei cedimenti di tipo *Ced U*). Per quanto riguarda i modi di vibrare non si sono evidenziate variazioni di rilievo.

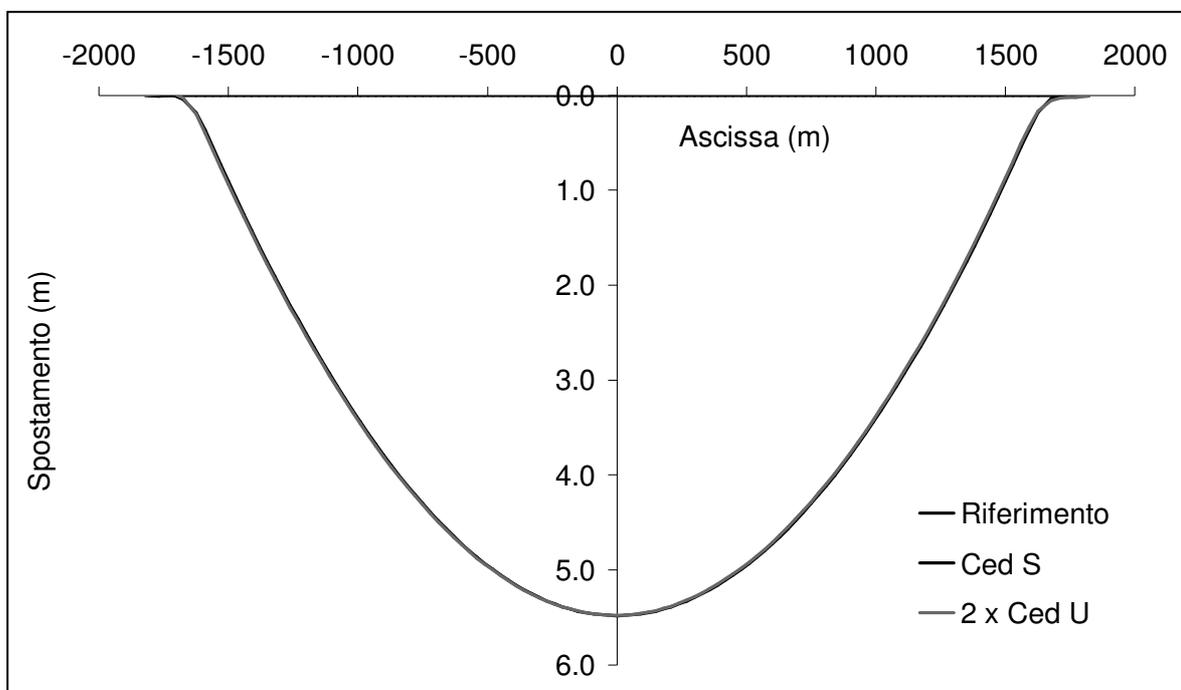
### Risultati per i cedimenti di tipo *Ced U*

I cedimenti di tipo *Ced U* agiscono solo su uno dei due blocchi di ancoraggio, tuttavia gli spostamenti dell'impalcato sono risultati simmetrici come nel caso precedente. Inoltre il loro valore è prossimo alla metà di quello relativo ai cedimenti di tipo *Ced S*. Si notino le Figure 3.35 e 3.36. In quest'ultima è stata raddoppiata la freccia causata da un cedimento di tipo *Ced U* per confrontarla con l'analogia dovuta ad un cedimento di tipo *Ced S*. Si può supporre una relazione:  $\text{abbassamento in mezzeria} = 1.83 \times (\text{cedimento blocco Sicilia} + \text{cedimento blocco Calabria})$ . Questa doppia analisi mette in evidenza l'elevata sensibilità del modello verso cedimenti

longitudinali dei blocchi di ancoraggio. Cedimenti differenziali tra i due blocchi di ancoraggio hanno lo stesso effetto di cedimenti simmetrici di pari somma.



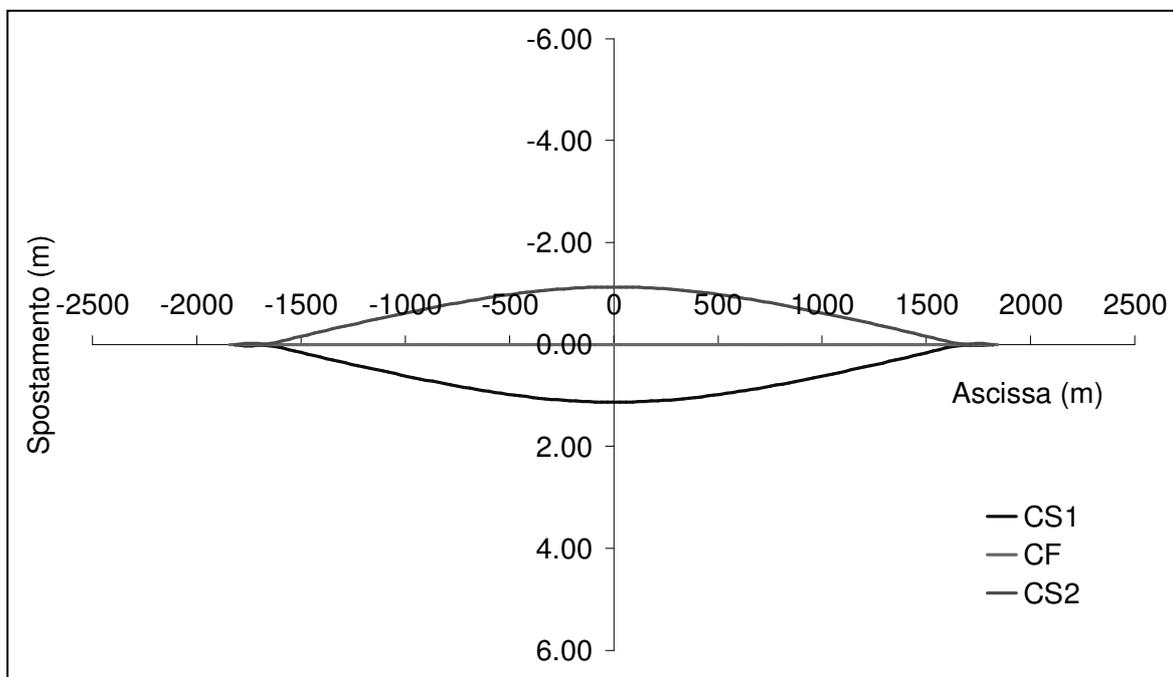
**Figura 3.36:** Spostamento verticale medio dei cassoni sotto i cedimenti di tipo *Ced U*.



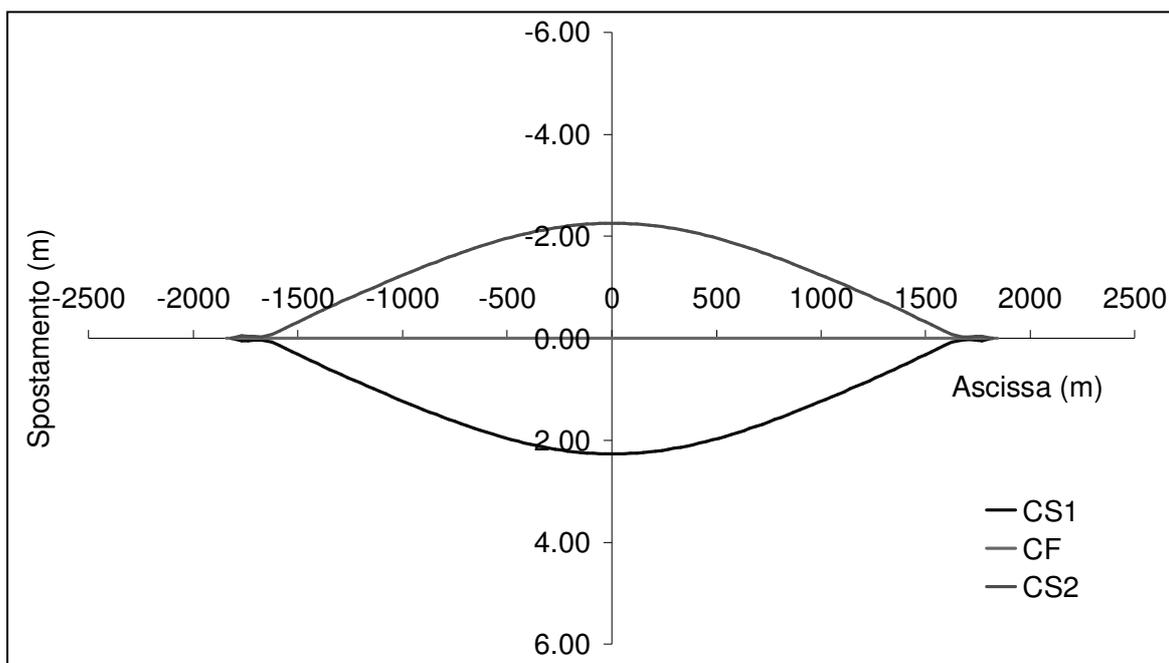
**Figura 3.37:** Spostamento verticale medio del cassone ferroviario sotto un cedimento di tipo *Ced S* confrontato con il doppio dello spostamento verticale dovuto all'analogo cedimento di tipo *Ced U*.

### Risultati per i cedimenti di tipo *Ced D*

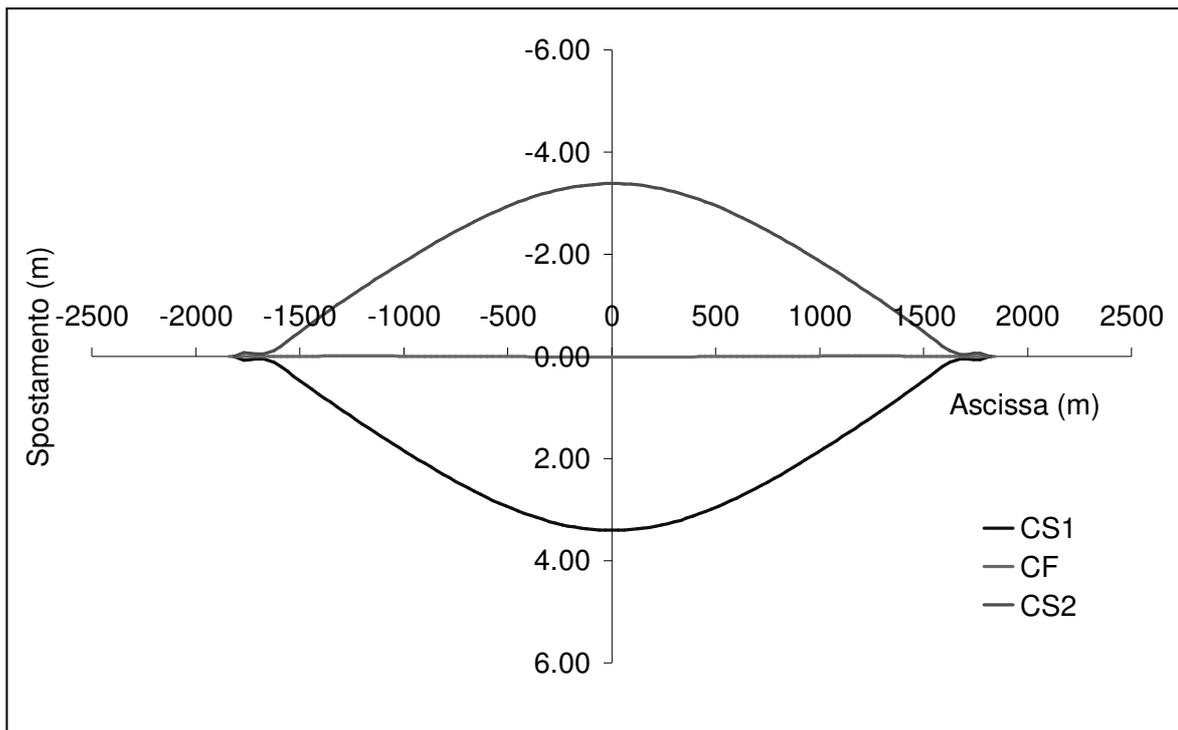
I cedimenti di tipo *Ced D* sono più interessanti da analizzare poiché, a differenza degli altri due tipi, portano ad una pendenza trasversale dell'impalcato.



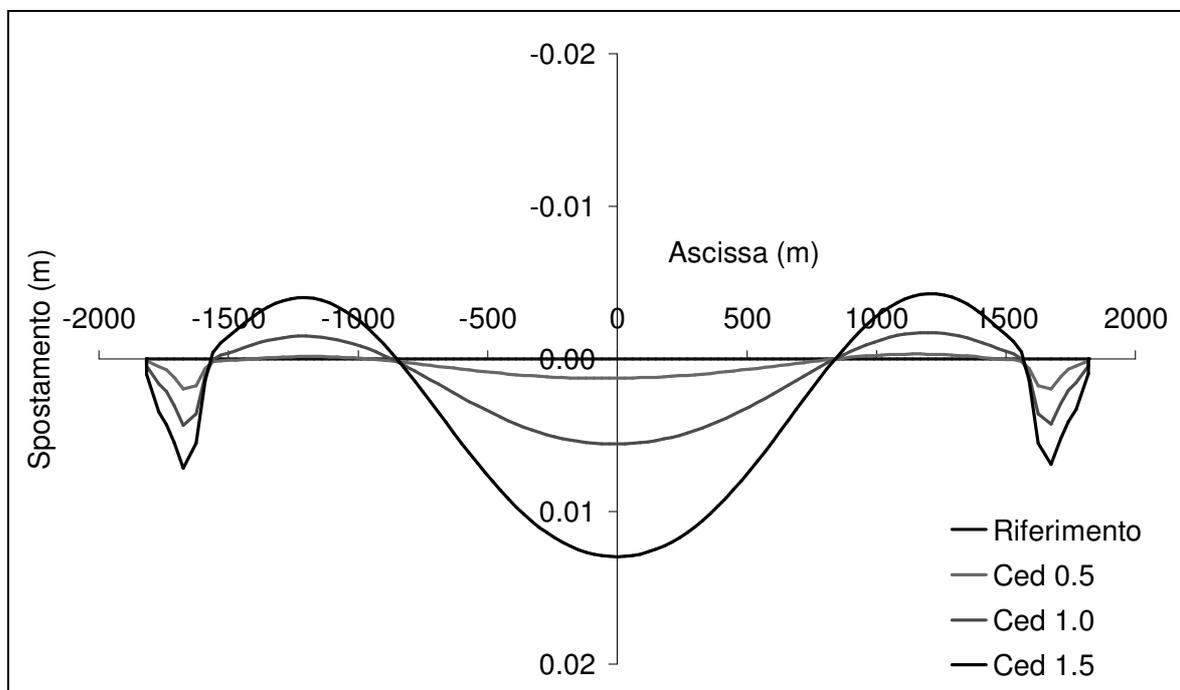
**Figura 3.38:** Confronto tra le deformate dei tre cassoni calcolate per un cedimento di tipo *Ced D* di 0.5 m. (CS1 = primo cassone stradale; CF = cassone ferroviario; CS2 = secondo cassone stradale).



**Figura 3.39:** Confronto tra le deformate dei tre cassoni calcolate per un cedimento di tipo *Ced D* di 1.0 m. (CS1 = primo cassone stradale; CF = cassone ferroviario; CS2 = secondo cassone stradale).

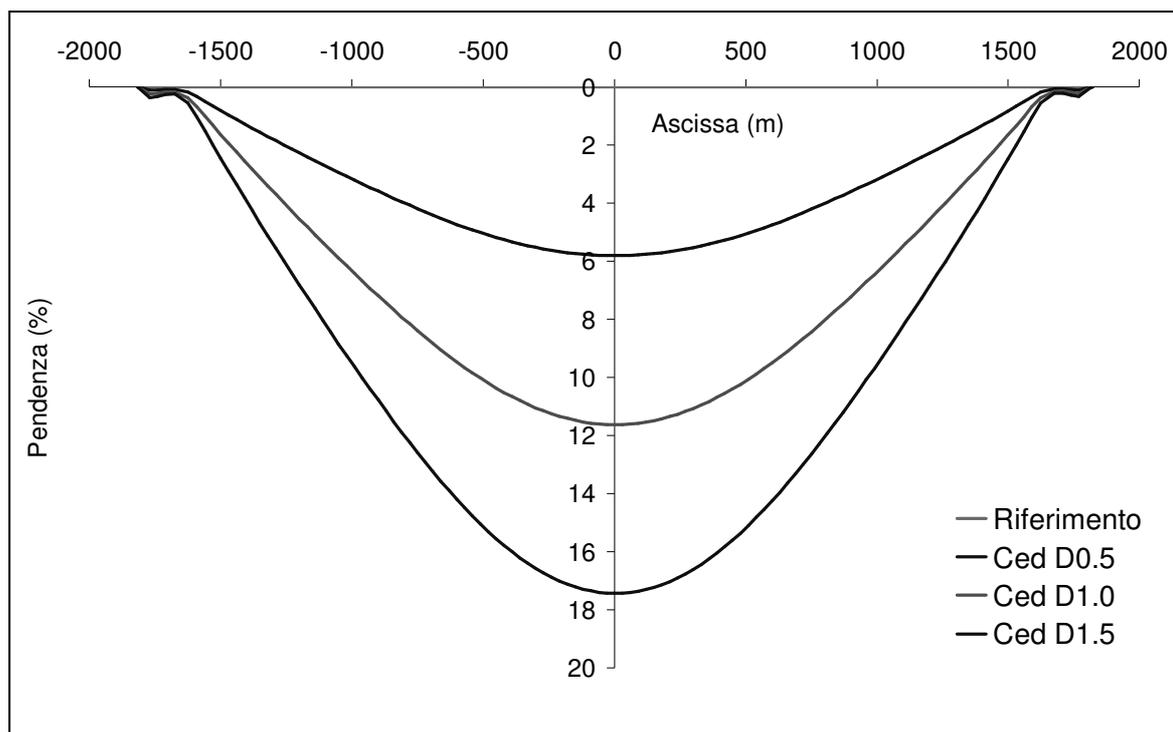


**Figura 3.40:** Confronto tra le deformate dei tre cassoni calcolate per un cedimento di tipo *Ced D* di 1.5 m. (CS1 = primo cassone stradale; CF = cassone ferroviario; CS2 = secondo cassone stradale).



**Figura 3.41:** Spostamento verticale medio dei cassoni sotto i cedimenti riportati (massimo circa 1.3 cm).

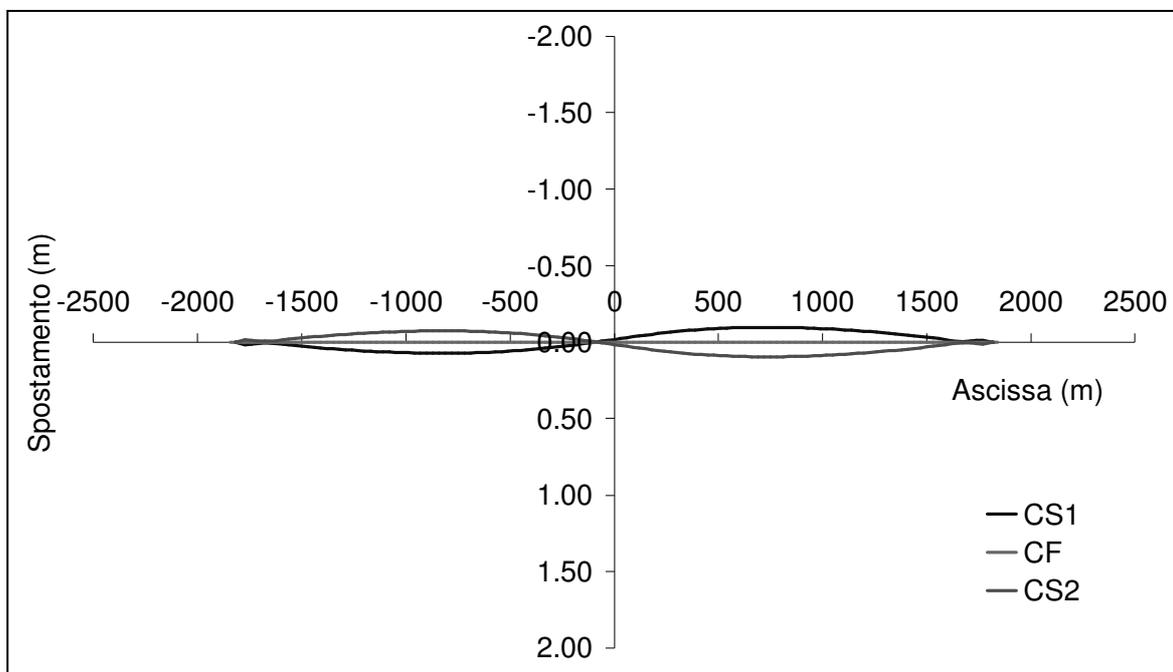
La Figura 3.41 rappresenta la media degli spostamenti verticali dei tre cassoni. Si noti che il valore medio dello spostamento è sempre molto prossimo allo zero, ad indicare che l'impalcato subisce una torsione lungo il suo asse longitudinale. La pendenza trasversale causata da questa torsione è riportata nel seguente grafico, in relazione all'entità dello spostamento imposto.



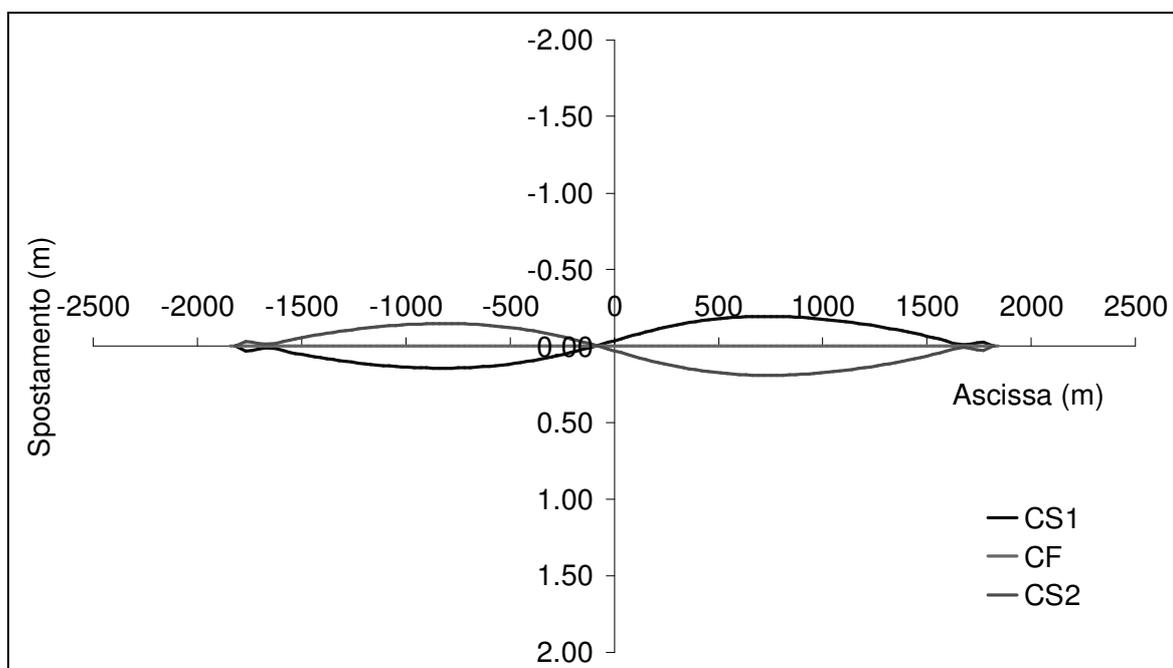
**Figura 3.42:** Pendenze trasversali calcolate in funzione dei cedimenti dei blocchi di ancoraggio.

### Risultati per i cedimenti di tipo C

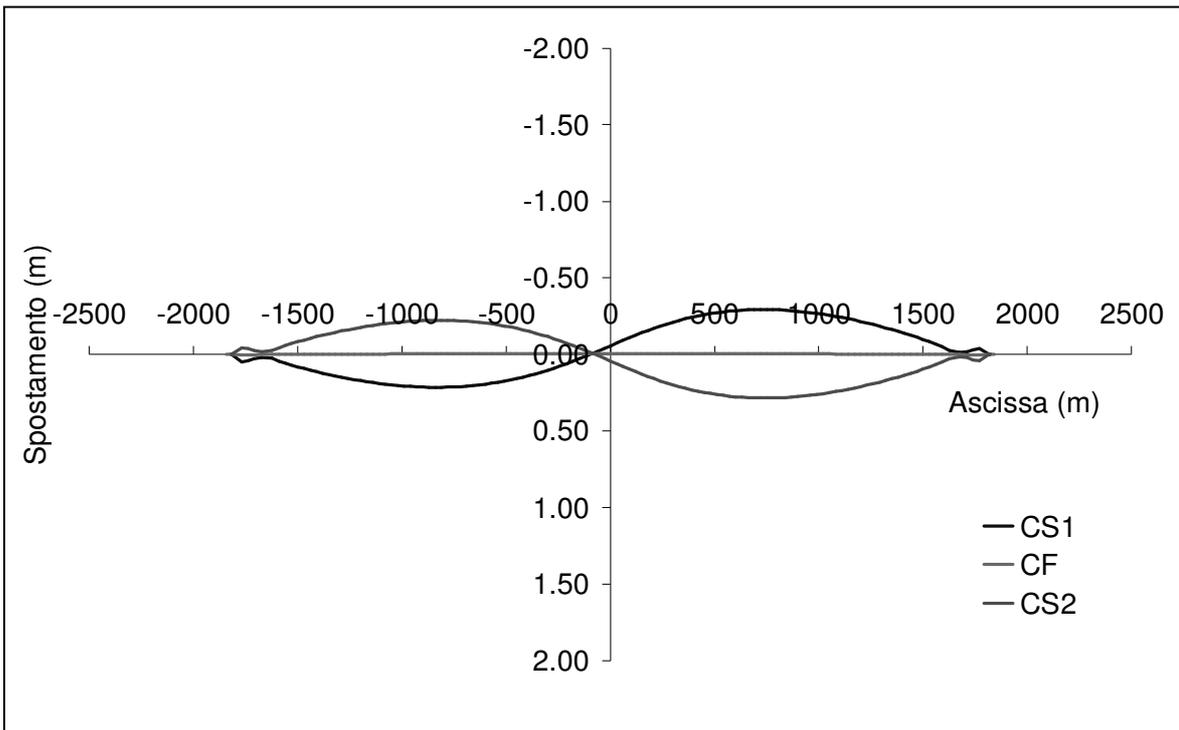
Nel caso dei cedimenti di tipo *Ced C*, gli spostamenti dei cassoni sono molto minori rispetto al caso precedente.



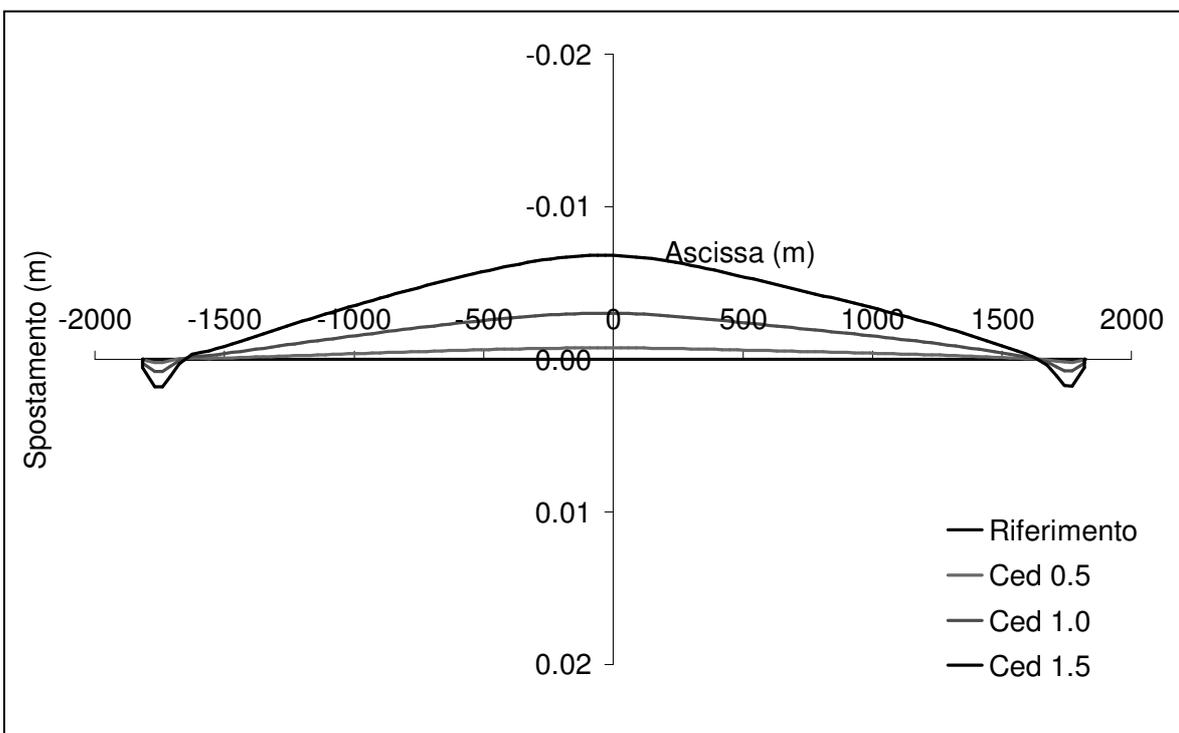
**Figura 3.43:** Confronto tra le deformate dei tre cassoni calcolate per un cedimento di tipo *Ced C* di 0.5 m. (CS1 = primo cassone stradale; CF = cassone ferroviario; CS2 = secondo cassone stradale).



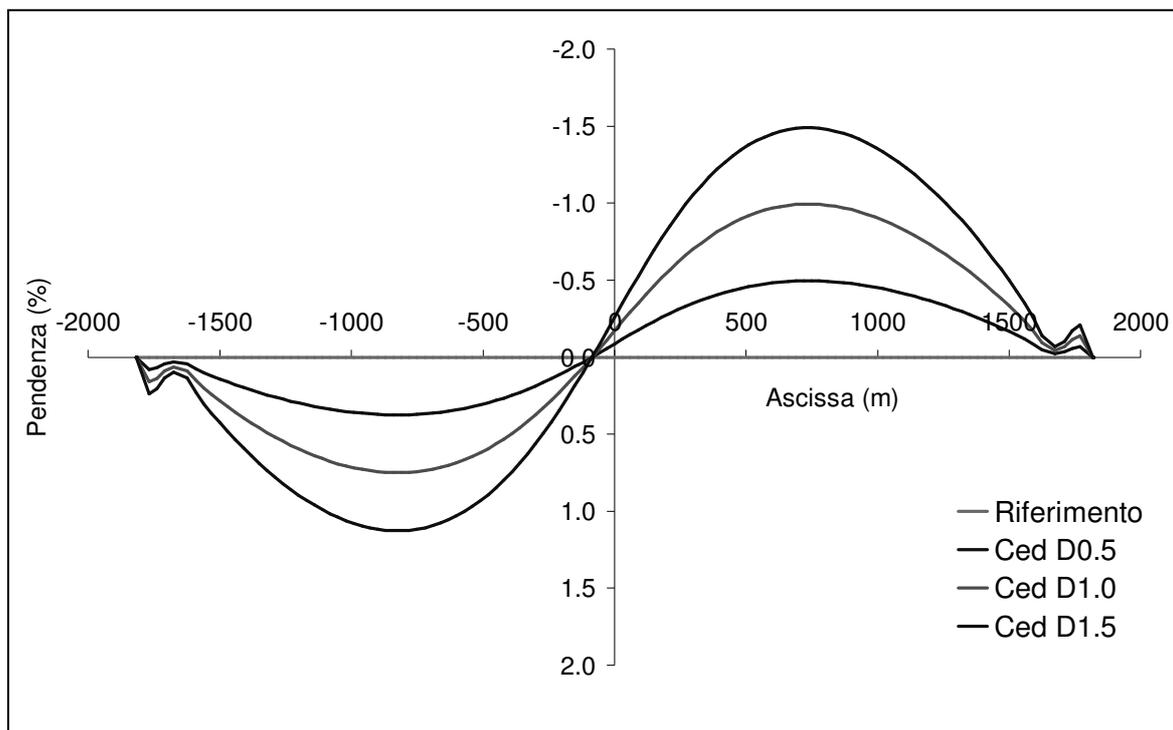
**Figura 3.44:** Confronto tra le deformate dei tre cassoni calcolate per un cedimento di tipo *Ced C* di 1 m. (CS1 = primo cassone stradale; CF = cassone ferroviario; CS2 = secondo cassone stradale).



**Figura 3.45:** Confronto tra le deformate dei tre cassoni calcolate per un cedimento di tipo *Ced C* di 1.5 m. (CS1 = primo cassone stradale; CF = cassone ferroviario; CS2 = secondo cassone stradale).



**Figura 3.46:** Spostamento verticale medio dei cassoni sotto i cedimenti riportati (massimo circa 0.7 cm).



**Figura 3.47:** Pendenze trasversali calcolate in funzione dei cedimenti dei blocchi di ancoraggio.

Le analisi esplorative condotte hanno evidenziato una notevole influenza sulla deformabilità globale dell'opera di eventuali cedimenti dei blocchi di ancoraggio. Dato che questa tipologia di azione si verifica gradualmente durante la vita della struttura, i risultati ottenuti potranno fornire delle utili indicazioni per un eventuale pianificazione del monitoraggio e della manutenzione dell'opera.

### 3.6.1.3 Analisi di sensibilità alla modellazione dei pendini

In tutte le analisi effettuate, sia i pendini che i cavi sono modellati con elementi di tipo trave. Il vincolo tra impalcato e pendini e tra cavi e pendini è sempre considerato come un vincolo di incastro interno perfetto e questo porta i pendini ad immagazzinare energia elastica per flessione (seppur di piccola entità data la bassa inerzia flessionale dei pendini). Si vuole ora indagare l'influenza di una modellazione dei pendini con elementi in grado di reagire solo ad azione assiale. La condizione di carico considerata prevede:

- Carico verticale distribuito lungo la prima metà del cassone ferroviario:  $100 \text{ kN/m}$  (paragonabile ad una stesa di treni su di un binario lungo tutto l'impalcato).
- Carico orizzontale distribuito lungo il cassone ferroviario:  $10 \text{ kN/m}$  (paragonabile ad un vento di primo livello lungo tutto l'impalcato).

Rispetto al carico accidentale non si evidenziano differenze rilevanti: le deformate dei cassoni sono abbastanza coincidenti (Figura 3.48). Rispetto al carico laterale da vento, il modello con cerniere interne è leggermente più flessibile, ma l'incremento di spostamento massimo risulta dell'ordine dei  $10 \text{ cm}$  (Figura 3.49), valore più che trascurabile (2.4%).

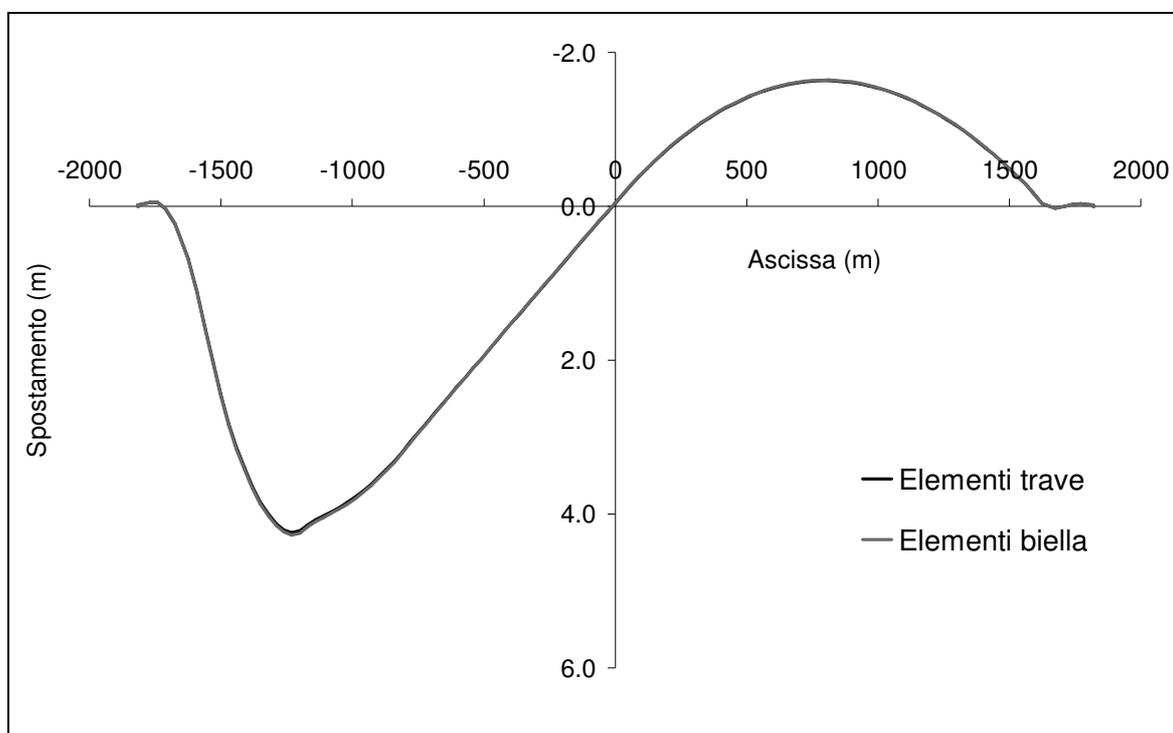
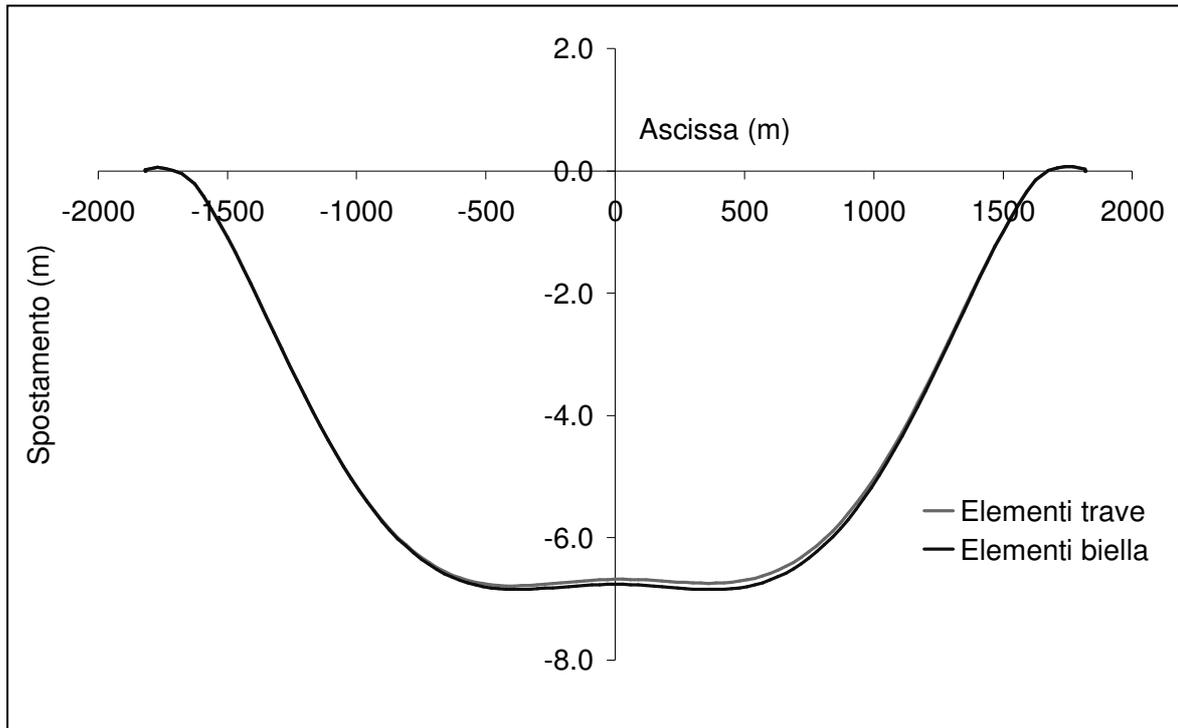


Figura 3.48: Spostamento verticale medio dei cassoni sotto carico verticale.



**Figura 3.49:** Spostamento trasversale medio dei cassoni sotto carico da vento.

Per quanto riguarda il modo di vibrazione torsionale, si evidenzia un incremento del periodo di circa il 15% mentre i periodi dei primi modi di vibrazione longitudinali e trasversali rimangono pressoché invariati.

In conclusione il metodo di modellazione dei pendini non influenza in modo determinante le risposte globali considerate.

### 3.9 ERRORI ED APPROSSIMAZIONI NELLE ANALISI STRUTTURALI

Si è visto come i modelli numerici siano delle rappresentazioni più o meno accurate della realtà. In questo paragrafo si esamineranno le varie approssimazioni e possibilità di errore, suddividendole in: approssimazioni dovute a scelte di modellazione; approssimazioni numeriche dovute ai codici di calcolo; errori ed approssimazioni umani.

#### 3.9.1 Approssimazioni nella modellazione strutturale

Per quanto riguarda le approssimazioni legate alla modellazione strutturale, la CNR 10024/86 fornisce indicazioni ben precise nell'individuazione del modello numerico e del codice di calcolo da adottare nelle analisi. Innanzitutto essa precisa che l'opera deve essere individuata mediante la definizione dei seguenti elementi: localizzazione, destinazione, tipologia, dimensioni salienti, caratteristiche essenziali del sito, caratteristiche geotecniche, tipo di materiali e di azioni prevedibili sulla struttura. In seguito, partendo dalla descrizione generale, la struttura dovrà essere rappresentata in uno schema strutturale tenendo presente che:

- Lo schema strutturale deve essere individuato escludendo gli elementi ritenuti collaboranti ed indicando i vincoli e le sconnessioni.
- Il modello matematico della struttura viene definito individuando le tipologie strutturali dell'organismo resistente (strutture intelaiate, volte, pareti sottili...) ed illustrando le ipotesi esemplificative adottate.
- Per ogni tipo di analisi deve essere individuato il metodo numerico più adatto alla risoluzione del problema strutturale.

Appare evidente, anche alla luce di quanto esposto dalla norma, come l'attività di modellare una struttura dipenda dallo scopo prefissato e che il modello strutturale contenga un insieme di informazioni più piccolo di quello contenuto nella struttura reale. Nel caso di strutture complesse, non è sempre facile discernere ciò che collabora al comportamento strutturale da ciò che può essere ritenuto poco influente. Un'ipotesi semplificativa può risultare adeguata nell'analisi di alcune variabili, ma non a favore di sicurezza rispetto ad altre.

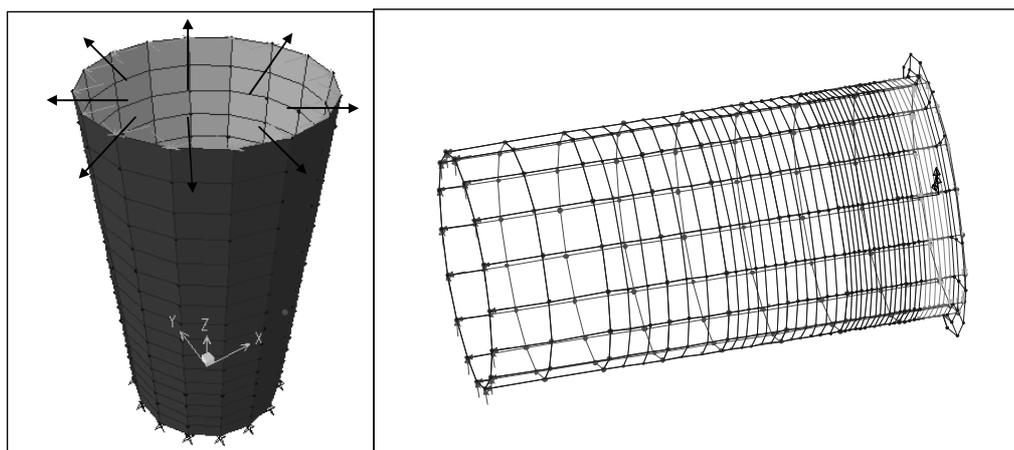
### 3.9.2 Approssimazioni dei codici di calcolo

Per quanto riguarda i codici di calcolo da adottare nelle analisi, al quarto punto della CNR10024/86 vengono fornite alcune direttive per effettuare una buona scelta dello stesso e per limitare i successivi errori di interpretazione dei risultati. Per quanto riguarda l'affidabilità dei codici di calcolo viene auspicata la valutazione di ciascun codice utilizzato attraverso la presenza dei seguenti requisiti:

- Una documentazione esauriente sulle premesse teoriche, sull'impostazione generale e sui limiti di applicabilità del codice.
- L'esistenza di controlli e riscontri con soluzioni note o con risultati ottenuti con procedimenti indipendenti.
- Un'auto-diagnostica atta a segnalare eventuali incompatibilità nei dati e difficoltà numeriche durante l'elaborazione.
- La capacità del codice di fornire rappresentazioni sintetiche dei risultati salienti, anche intermedi, per fornire un rapido controllo dei dati di uscita.

Il codice di calcolo adottato deve, naturalmente, utilizzare un modello matematico compatibile con le scelte di modellazione indicate nel paragrafo precedente. Nel caso di strutture complesse, il secondo punto messo in evidenza dalla norma può tradursi nell'utilizzo di più modelli di calcolo e più codici di calcolo, mentre il primo pone l'attenzione sulla necessità di possedere dei test elementari di valutazione al fine di rendersi conto dell'effettiva capacità del codice di calcolo. Test di valutazione devono essere utilizzati anche dagli utenti, per rendersi conto dell'effettiva efficacia di un codice rispetto ad un altro. Questi test dovranno essere semplici e mirati a mettere in luce un singolo comportamento dell'analisi strutturale.

Di seguito viene proposto un semplice test numerico su di un guscio cilindrico snello soggetto ad azioni di taglio assialsimmetriche lungo il perimetro superiore ed incastrato alla base. Il test viene sviluppato utilizzando tre dei più diffusi codici di calcolo commerciali con lo scopo di mettere in evidenza l'efficacia delle formulazioni matematiche per gli elementi guscio in campo elastico.



**Figura 3.50:** Esempio di un semplice test numerico.

La risposta elastica del guscio è facilmente governabile dalla teoria dell'elasticità, che prevede uno spostamento radiale governato dalla relazione:

$$w = e^{-\alpha x} [C_1 \cos(\alpha x) + C_2 \sin(\alpha x)] + e^{-\alpha \bar{x}} [C_3 \cos(\alpha \bar{x}) + C_4 \sin(\alpha \bar{x})] \quad \text{con} \quad \bar{x} = 1 - x \quad (3.26)$$

I vari codici di calcolo sono stati testati utilizzando delle discretizzazioni identiche (parità di numero di elementi finiti). Con lo scopo di ottenere una riproduzione sufficientemente corretta dell'andamento oscillante della soluzione, la dimensione dell'elemento finito in direzione longitudinale nella zona caricata è stata fissata pari ad  $1/8$  della lunghezza d'onda della soluzione derivante dalla teoria dell'elasticità lineare. Questo è un test significativo poiché è possibile confrontare il risultato ottenuto per via numerica con il risultato teorico derivante dalla teoria dell'elasticità lineare. In Figura 3.52 viene riportato il confronto in termini di spostamento radiale tra i vari codici, mentre in Figura 3.53 vengono riportate le soluzioni in termini di momento longitudinale. Entrambe le figure si riferiscono al primo metro di cilindro dalla parte del bordo caricato.

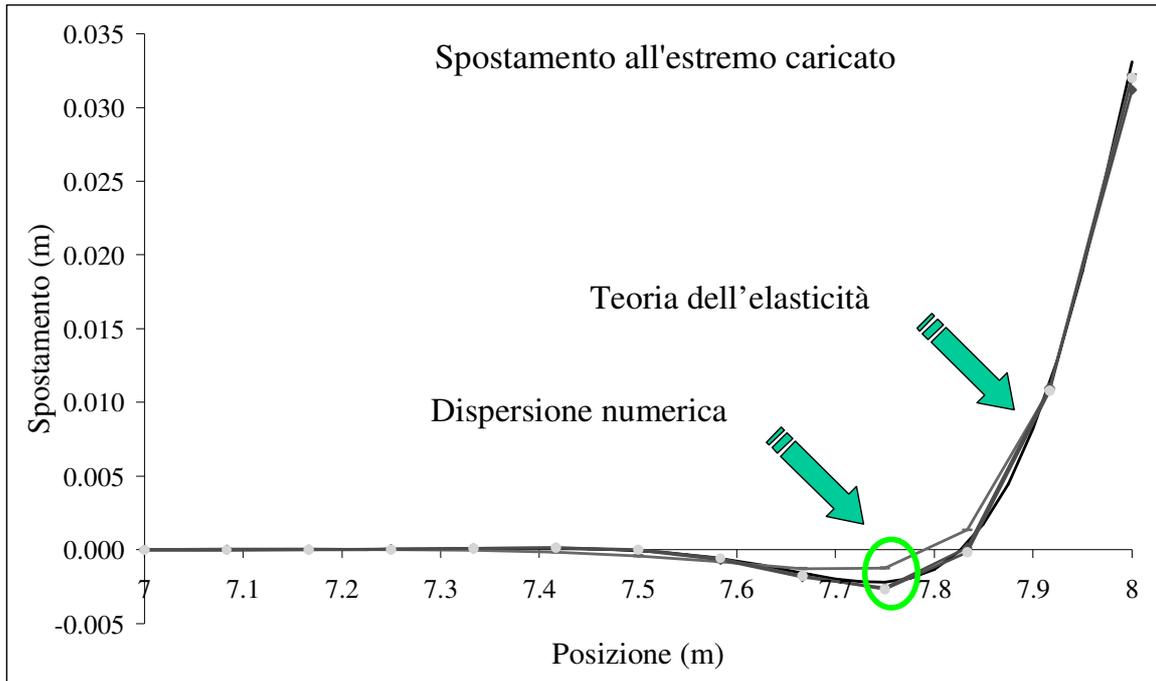


Figura 3.52: Confronto sugli spostamenti radiali.

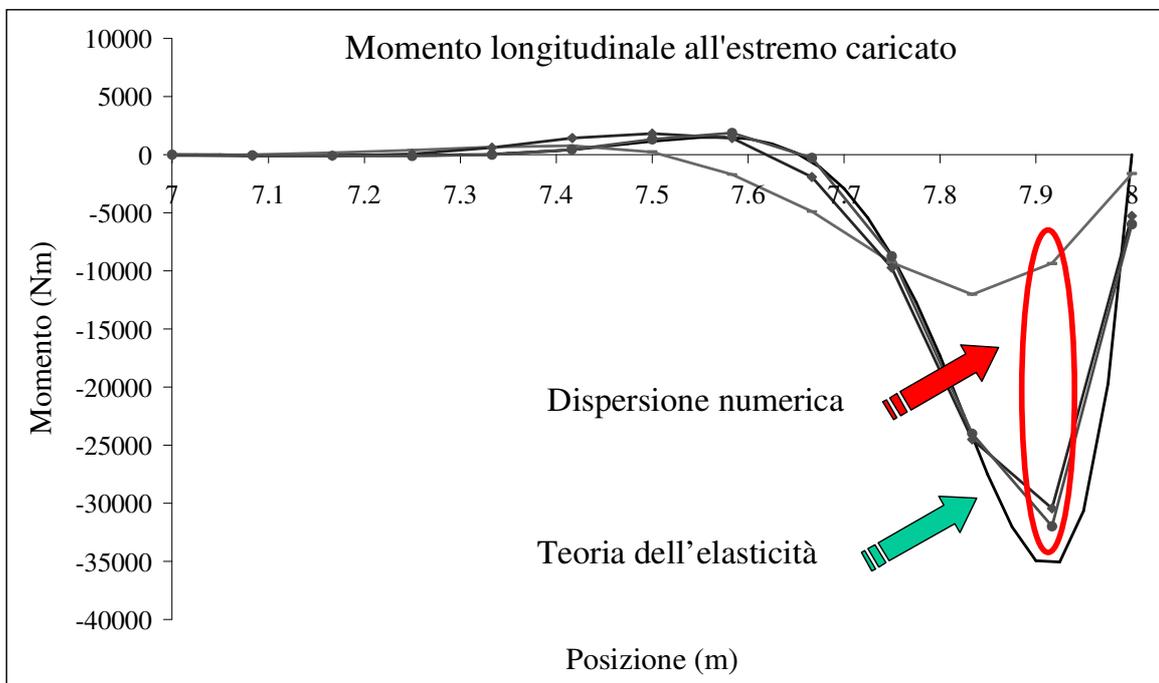
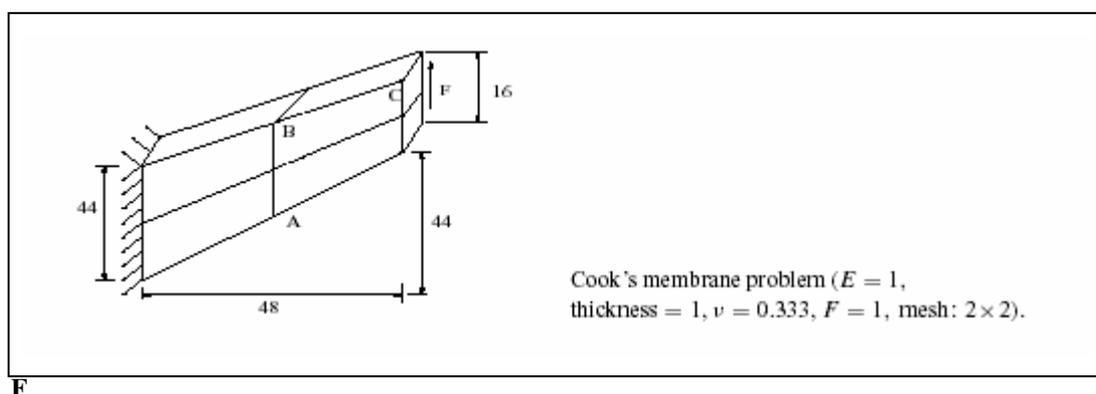


Figura 3.53: Confronto sui momenti flettenti longitudinali.

Come si può notare dalle figure precedenti, la dispersione numerica sui risultati è significativa anche in un benchmark semplice come quello proposto e anche se risolto con un raffinamento della mesh molto accentuato. Già in termini di spostamento una soluzione si discosta visibilmente dalle altre e da quella teorica per diventare inaccettabile in termini di momento longitudinale. Benchmarks numerici sono disponibili in letteratura (pubblicazioni NAFEMS), sia in campo lineare sia in campo non lineare ([Becker 2002], [Crocombe 2002]). L'utilizzo di test semplici rende l'analista numerico in grado di controllare i procedimenti impiegati e comprenderne i risultati.

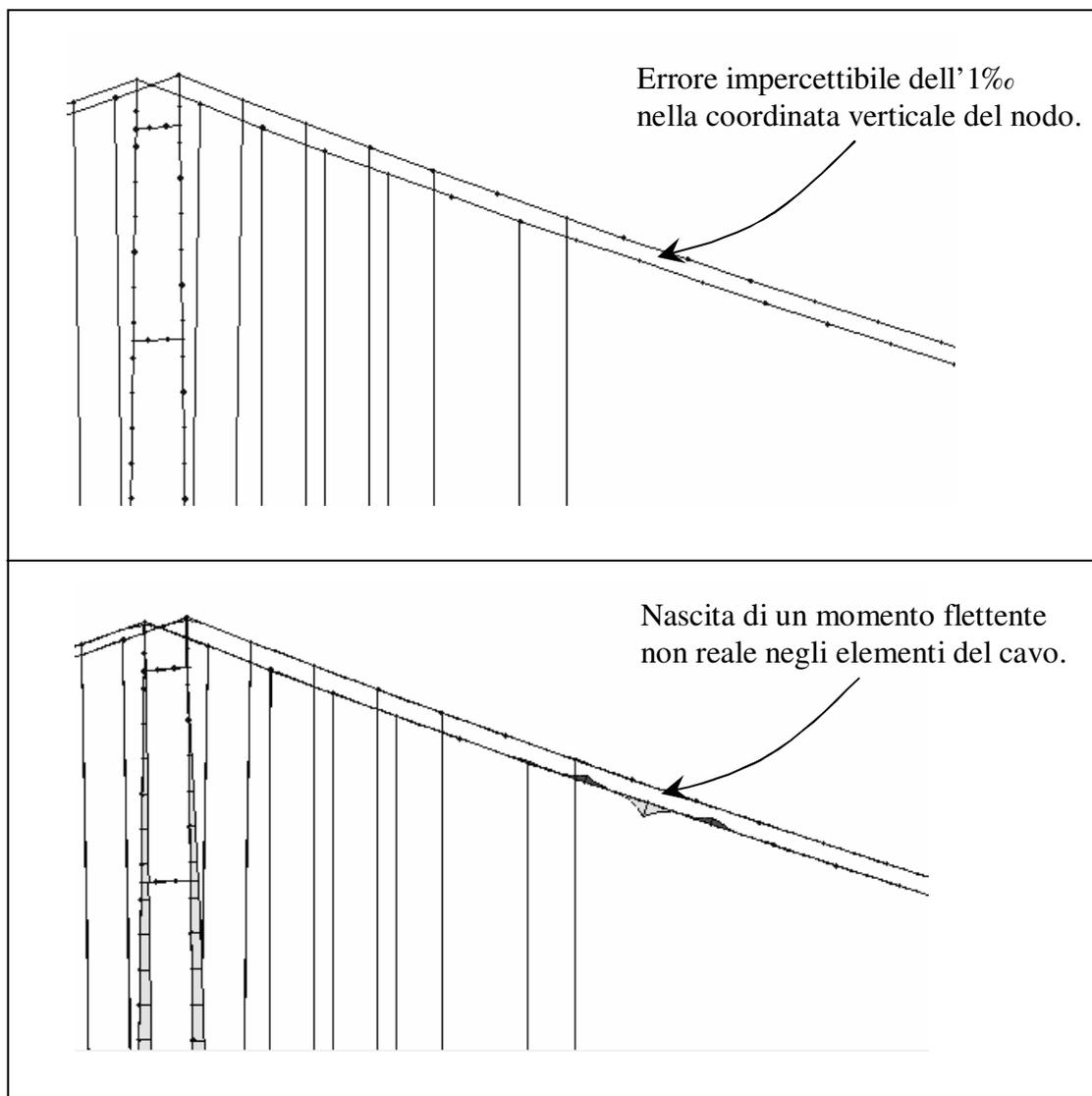


**Figura 3.54:** Classico test di valutazione in campo lineare [tratto da Mallikarjuna 2001].

L'importanza di utilizzare diversi solutori diviene ancora più significativa nello studio di strutture complesse in campo non lineare, ove vi è difficoltà di reperire soluzioni teoriche di riferimento abbastanza approssimate.

### 3.9.3 Approssimazioni ed errori di ragionamento

Oltre alle approssimazioni di modellazione ed agli errori numerici, le analisi numeriche sono affette da errori umani. E' possibile catalogare gli errori umani in due grandi classi: errori grossolani all'interno del modello ed errori di ragionamento. L'errore grossolano può sempre verificarsi per dimenticanza, per distrazione o per ignoranza durante la costruzione del modello. Può accadere, per esempio, che un piccolo errore in una coordinata nodale di un cavo principale provochi degli stati di sforzo palesemente errati (Figura 3.55).



**Figura 3.55:** Errore nella coordinata nodale del cavo e nascita di momento flettente non reale.

Altri casi di errori grossolani sono relativi alla dimenticanza di un vincolo, o all'assegnamento di storie di carico troppo gravi che conducono ad una mancata convergenza dell'analisi. Alcuni errori appartenenti a questa categoria possono essere individuati dallo stesso codice di calcolo tramite procedure di controllo sul file dati e sulle matrici di rigidezza (procedure auspicate dalla [CNR 10024/86]). Errori di questo tipo sono inoltre facilmente individuabili da una riflessione sui risultati ottenuti.

Gli errori della seconda classe (errori di ragionamento) sono più difficili da individuare, perché intervengono a livello inconscio nel modo di ragionare dell'analista strutturale e nei rapporti tra esso e le persone facenti parte del suo gruppo di lavoro.

Come esaminato nel Capitolo 1 di questo lavoro, diversi ricercatori ([Downes 1995], [Labossier 1995]) si sono impegnati nell'analizzare, catalogare e spiegare i vari errori di ragionamento in cui una persona può incorrere e molti di questi errori (il cui schema è stato riportato nel Capitolo 1) possono essere applicati all'analisi strutturale. Utilizzando la terminologia di Downes, è possibile soffermarsi sulle seguenti tipologie di errore (in corsivo la spiegazione dell'errore secondo Downes).

### 3.9.3.1 Errori di distrazione

- Errore di falso dilemma: *si verifica quando si danno due scelte, quando di fatto ce ne sono tre o più*. Una volta esclusi gli errori grossolani, il risultato di un'analisi numerica non può essere giusto o sbagliato. Un simile ragionamento è un classico errore di interpretazione dei risultati. Il comportamento reale della struttura non è noto e non potrà mai esserlo, per cui non è corretto assumere che un risultato sia giusto o sbagliato. Le analisi strutturali vengono eseguite con teorie approssimate, per cui i risultati saranno più o meno accurati. La divisione dicotomica in giusto o sbagliato non sussiste, esiste invece una sfumatura tra un risultato più accurato ed uno meno accurato.
- Errore di ignoranza: *poiché qualcosa non si sa se è vera, si conclude che è falsa*. Bisogna tener presente che una struttura complessa, con varie non linearità, può manifestare comportamenti di non facile spiegazione. Concludere affrettatamente che vi sia un errore nel modello numerico solo perché nascono dei comportamenti non facilmente interpretabili non è corretto. Si devono sempre controllare i risultati e cercare una spiegazione plausibile per quello che si verifica. Aver fretta di non credere ad un risultato è un errore dello stesso peso di quello che si commetterebbe credendo ciecamente in esso ("Dubitare di tutto o credere in tutto sono due soluzioni allo stesso modo convenienti, entrambe dispensano dalla necessità di riflettere", Jules-Henri Poincaré).

### 3.9.3.2 Errori per ricorso a motivi invece che a prove

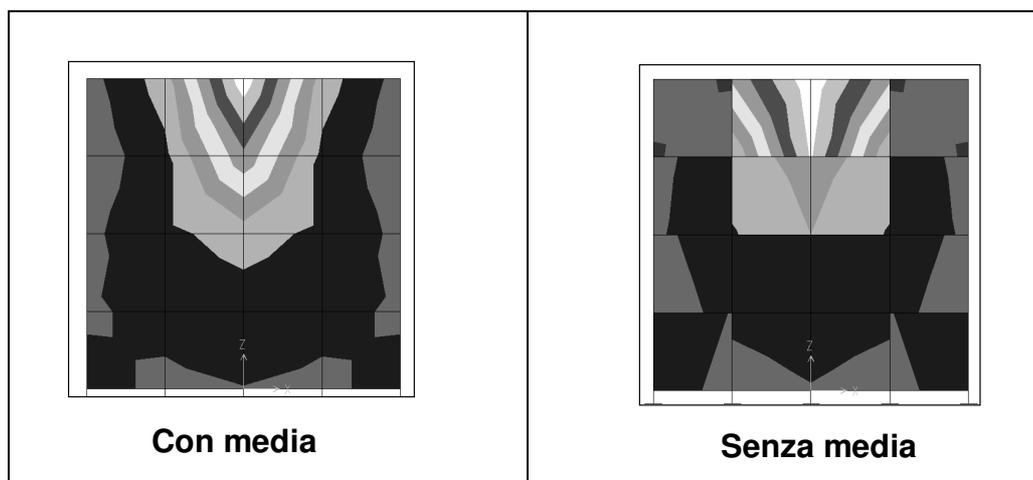
- Ricorso alla forza: *l'interlocutore viene convinto dalla forza o dal timore*. A volte, l'analista numerico, è portato ad assumere accurata un'analisi solo perché ha utilizzato una

discretizzazione fine, o elementi guscio al posto di elementi trave per descrivere il comportamento di una trave a cassone, o solamente perché l'analisi eseguita al computer è durata parecchi giorni. Chiaramente l'utilizzo di una determinata discretizzazione, come anche l'uso di elementi con raffinate formulazioni non sono argomentazioni sufficienti a provare l'accuratezza di un'analisi. Un modello ad elementi trave può fornire risultati migliori di un modello ad elementi guscio. Anche la durata dell'analisi non può essere definita una prova sufficiente per dimostrarne l'accuratezza. Un'eccessiva durata può essere causata da una difficoltà di convergenza per la presenza di errori all'interno del modello.

- Conseguenze: *l'interlocutore è informato di conseguenze inaccettabili*. Questo tipo di errore di ragionamento può verificarsi inconsciamente nella mente di un qualsiasi analista numerico che, informato delle pesanti conseguenze di una sua decisione (fattibilità o meno di un'opera) può "vedere" solamente i risultati da lui desiderati.

### 3.9.3.3 Errori di cambio di soggetto

- Attacco alla persona: *la persona viene attaccata per il suo carattere o per la sua situazione*. Può capitare, all'interno di un gruppo di lavoro, che il risultato di un'analisi numerica sia giudicato poco accurato solamente in base a conoscenze dirette riguardo l'analista numerico. Chiaramente questo tipo di errore di ragionamento porta a valutare più la situazione personale dell'analista che i suoi risultati.
- Ricorso all'autorità: *la persona non è un esperto del campo*. Anche in questo caso la valutazione si concentra più sull'analista numerico che sui risultati prodotti.
- Stile sulla sostanza: *il modo in cui un ragionamento è condotto porta a ritenerlo vero*. I risultati di un'analisi numerica possono essere rappresentati in vari modi. I moderni codici di calcolo hanno delle enormi potenzialità grafiche e spesso i risultati numerici sono presentati attraverso coloratissime rappresentazioni grafiche. La bellezza di un'immagine può distogliere l'analista dalla fisicità della soluzione, giudicandola accurata solamente perché gradevole alla vista. Da notare inoltre che molti codici di calcolo commerciali hanno il difetto di mediare gli stati tensionali nei nodi, in modo da produrre immagini ancora più gradevoli, nascondendo in questo modo un'informazione importantissima sull'efficienza della discretizzazione [Cook 1995].



**Figura 3.56:** Esempio di riproduzione grafica tensionale mediata e non mediata.

La Figura 3.56 mostra le tensioni di Von Mises che si verificano in una lastra di materiale elastico caricata da una forza verticale nella mezzeria del lato superiore. La figura di sinistra è stata ottenuta come uscita di default del codice di calcolo (che opera la media delle tensioni ai nodi prima di fornire la restituzione grafica) mentre la figura di destra è stata ottenuta deselegnando l'opzione di media ai nodi. Benché lo spostamento calcolato con questa discretizzazione sia di  $0,00843\text{ cm}$  contro uno spostamento di  $0,01560\text{ cm}$  calcolato con una discretizzazione a convergenza, l'immagine di sinistra potrebbe ingannare l'analista numerico per la falsa continuità del campo tensionale che porterebbe a concludere di aver utilizzato una discretizzazione sufficiente a raggiungere lo scopo. Utilizzando algoritmi di rappresentazione dei risultati che operano in questo modo viene persa un'informazione qualitativa molto importante sulla convergenza dei risultati, scambiandola con un'immagine più gradevole all'osservatore ma falsa.

#### 3.9.3.4 Errori di spiegazione

- Fenomeno scomparso: *il fenomeno che viene spiegato non esiste*. Dare una spiegazione dei risultati è fondamentale perché impone di riflettere su di essi. I risultati però sono spesso difficili da interpretare, specialmente in meccanica non lineare, ed il rischio di basare la spiegazione su fenomeni che il modello non è in grado di riprodurre o che non esistono è sempre presente.

- La prova manipolata: *la spiegazione del fenomeno fa capo ad un pregiudizio*. Capita spesso che l'analista numerico tenti di anticipare i risultati dell'analisi basandosi sulla sua esperienza. Come affermato in precedenza, l'importanza di spiegare i risultati di un'analisi è fondamentale per la robustezza della stessa, tuttavia una spiegazione anticipata potrebbe formare dei pregiudizi nella mente dell'analista e l'interpretazione dei risultati potrebbe esserne conseguentemente falsata ("E' un peccato capitale teorizzare prima di possedere i dati. Inesorabilmente si comincia a piegare i fatti per adattarli alle teorie, prima di piegare le teorie per adattarle ai fatti", Sherlock Holmes).

### 3.10 DAL MODELLO AL META-MODELLO

Nel primo capitolo si è descritto un metodo per incrementare la robustezza del progetto tramite la scomposizione del problema di progettazione in più sotto-problemi e la creazione di meta-modelli semplificati per ogni sotto-problema [Barton 2001]. Questo non è l'unico campo di applicazione dei meta-modelli; essi sono stati utilizzati anche per migliorare le tecniche di ottimizzazione in presenza di incertezza [Ruichen 2002].

Anche nella modellazione strutturale è possibile creare una meta-modellazione per incrementare la robustezza delle analisi, scomponendo il problema degli errori/approssimazioni dei risultati nelle tre categorie esaminate precedentemente (errori/approssimazioni umane, approssimazioni di modello, approssimazioni di calcolo) e creando dei meta-modelli per ognuna delle categorie.

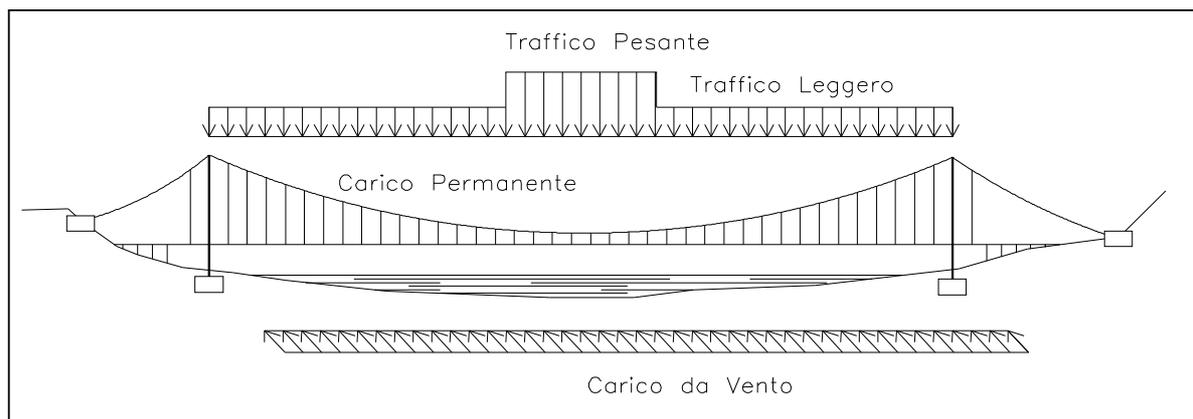
Per la categoria degli errori/approssimazioni umane è possibile creare un meta-modello utilizzando più modellatori che lavorino in parallelo e senza scambio di informazioni, sul medesimo aspetto del comportamento strutturale. Per la categoria delle approssimazioni di modello, si possono utilizzare differenti modellazioni, mentre per la categoria delle approssimazioni di calcolo, possono essere utilizzati differenti codici di calcolo. Si è così creato un *meta-meta-modello* delle analisi, il cui schema è proposto in Figura 3.55. L'integrazione o il confronto dei risultati provenienti dai vari modelli incrementa la robustezza delle analisi e fornisce informazioni sull'affidabilità dei risultati. Una notevole differenza tra essi mostra che qualche approssimazione messa in atto ha un peso rilevante sulla riproduzione del comportamento strutturale. Una piccola differenza tra i risultati non può essere considerata una prova della correttezza delle analisi (vi è sempre la possibilità che tutti i modelli non siano in grado di riprodurre un determinato comportamento) ma incrementa la conoscenza riguardo alla modellazione numerica della struttura.



Figura 3.57: Rappresentazione schematica del meta-meta-modello.

### 3.10.1 Esempio di meta-modellazione

Si consideri il problema della valutazione degli spostamenti verticali e trasversali del cassone ferroviario per la condizione di carico composta da traffico leggero, traffico pesante e carico da vento trasversale (oltre che dal peso proprio strutturale e non strutturale) come esposta in Figura 3.58.



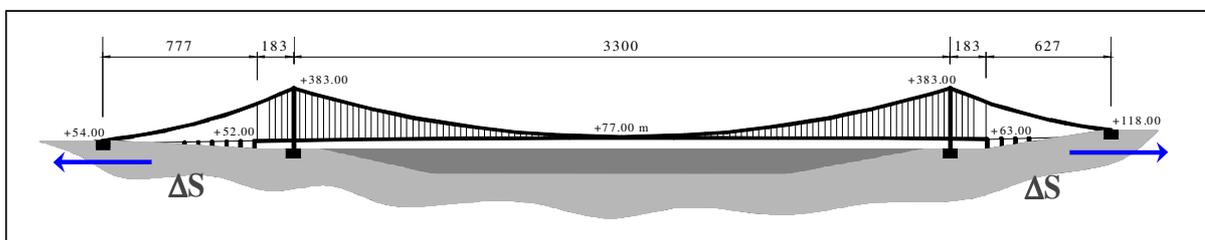
**Figura 3.58:** Configurazione di carico considerata.

Lo studio viene eseguito da tre persone che lavorano in ambienti separati, ed eseguono scelte differenti sia in termini di modellazione che di codice di calcolo da utilizzare. Una struttura molto complessa come un ponte sospeso obbliga il modellatore strutturale ad effettuare molte scelte che possono essere più o meno approssimate a seconda delle variabili in studio. Una problematica molto importante è la ricerca della *configurazione di riferimento*.

Il modello ad elementi finiti viene difatti costruito in base alla configurazione di riferimento che il ponte deve possedere una volta messo in opera. Tuttavia vi è una differenza sostanziale tra la realtà ed il modello, poiché nella realtà il peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali viene fatto gravare sulla struttura durante le fasi di costruzione e quando si giunge alla messa in opera della struttura la configurazione di riferimento risulta già caricata. Il modello ad elementi finiti risulta invece scarico nella configurazione di riferimento e nel momento in cui il modello viene caricato col peso proprio, si ottiene una deformata irrealistica di notevole importanza (con uno spostamento verticale in mezz'ora di circa 30 m).

La necessità di non poter eseguire le analisi senza considerare il peso proprio (data la non linearità di geometria) impone all'analista di inserire nel modello alcuni accorgimenti in modo da ottenere una configurazione deformata sotto peso proprio simile alla configurazione di riferimento.

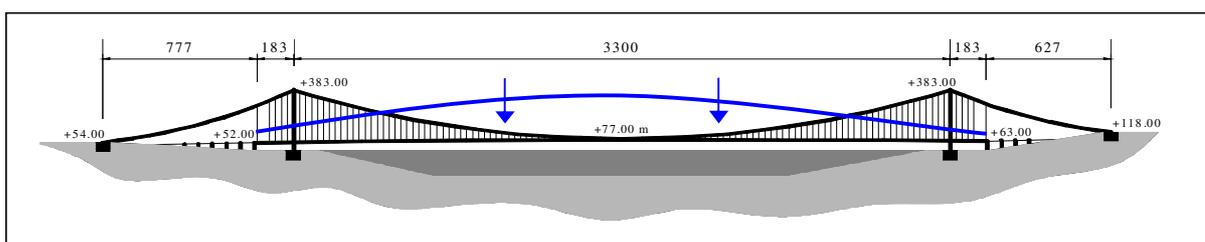
Una prima modellazione possibile prevede l'inserimento di due spostamenti impressi fittizi ai blocchi di ancoraggio dei cavi. Tali spostamenti vengono tarati in modo che l'abbassamento in mezzeria dell'impalcato sotto peso proprio sia inferiore di un'opportuna tolleranza. Dopo alcune iterazioni il valore di spostamento impresso viene fissato a  $8,3\text{ m}$ .



**Figura 3.59:** Modello a spostamenti impressi.

In questo modo si ottiene una configurazione deformata da peso proprio molto vicina alla configurazione di riferimento nella mezzeria dell'impalcato, ma con differenze dell'ordine del metro nelle zone delle torri. Lo spostamento dovuto ai carichi di esercizio dovrà essere valutato come differenza tra lo spostamento del modello globale (permanenti + esercizio + spostamenti impressi) e lo spostamento del modello caricato con i permanenti e gli spostamenti impressi. A questo modello viene dato il nome di modello a spostamenti impressi (o modello *SI*).

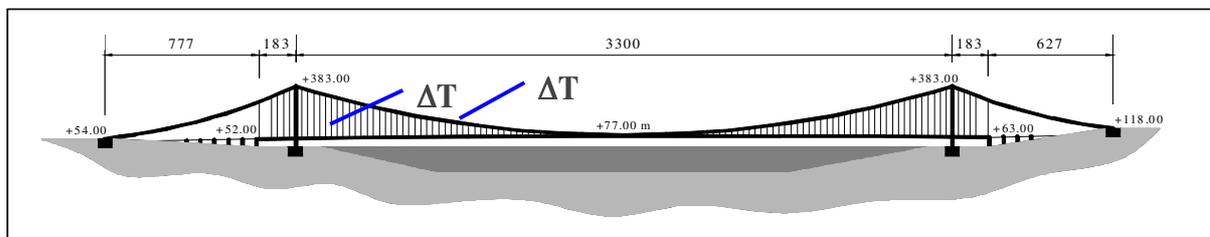
Una seconda modellazione prevede la ricerca di una configurazione iniziale tale per cui, una volta caricata col carico permanente, la configurazione finale si assesti sulla configurazione di riferimento.



**Figura 3.60:** Modello con la contrefreccia iniziale.

In questo modello è possibile tarare la contrefreccia iniziale in modo che la configurazione deformata dovuta al solo peso proprio si avvicini a quella di riferimento non solo in mezzeria ma anche nelle zone laterali. A questo modello viene dato il nome di modello con la contrefreccia iniziale (o modello *CF*).

Un'ultima modellazione considerata prevede l'inserimento di azioni termiche fittizie nei cavi principali e nei pendini i cui valori sono tarati in modo che la configurazione deformata dal peso proprio e dalle azioni termiche fittizie sia simile alla configurazione di riferimento. Anche in questo caso è possibile ottenere una certa tolleranza sia in mezzeria del ponte sia nelle zone laterali.



**Figura 3.61:** Modello con variazioni di temperature.

A questo ultimo modello viene dato nome di modello con variazioni di temperature (o modello *TE*).

I modelli presentati possiedono sicuramente differenti gradi di accuratezza. Il modello a spostamenti impressi ad esempio, pur fornendo una configurazione di partenza accettabile lungo l'impalcato, impone alle torri dei vistosi sbandamenti laterali che possono influire negativamente sulle analisi numeriche da eseguire. La coesistenza di modelli con precisione differente è tuttavia auspicabile in uno studio di una struttura complessa. Tramite un confronto dei risultati è difatti possibile intuire l'importanza delle ipotesi e delle approssimazioni introdotte nei vari modelli e la necessità o meno di affinare la modellazione nello studio di una o più variabili. Un tipo di modellazione può difatti risultare di buona approssimazione nello studio di una determinata grandezza, ma totalmente inefficiente nello studio di altre.

Lo studio numerico è stato eseguito utilizzando differenti codici di calcolo. In particolare sono stati utilizzati: il SAP2000, il LUSAS, l'ANSYS. Anche in questo caso l'approccio numerico adottato dai diversi codici è estremamente vario. LUSAS ed ANSYS dispongono di algoritmi operanti in campo non lineare con le formulazioni Lagrangiana Totale e Lagrangiana Aggiornata, mentre il SAP2000 opera col metodo approssimato del P- $\Delta$ . Il confronto tra i risultati numerici può quindi fornire delle indicazioni sull'importanza del comportamento non lineare delle variabili analizzate (spostamento verticale e trasversale dell'impalcato) e sulla

necessità di utilizzare o meno formulazioni più avanzate. Il seguente schema riassume i modelli ed i codici di calcolo utilizzati, fornendo un nome identificativo per ogni studio numerico.

MODELLO / CODICE	SAP 2000	ANSYS	LUSAS
MODELLO SI	SAP SI	---	LUSAS SI
MODELLO CF	---	---	LUSAS CF
MODELLO TE	SAP TE	ANSYS TE	LUSAS TE

**Tabella 3.19:** Schema delle modellazioni numeriche eseguite.

Gli spostamenti in direzione verticale e trasversale del cassone ferroviario vengono calcolati in ogni modello come differenza tra lo spostamento del modello e lo spostamento del modello caricato con i soli permanenti. La Figura 3.62 mostra la variazione degli spostamenti cercati lungo il cassone ferroviario.

Dalla Figura 3.62 è possibile notare una buona convergenza dei risultati in termini di spostamento verticale. Tutti i modelli considerati forniscono risultati differenti per pochi punti percentuale (una dispersione massima dei risultati intorno all'8%). Nello studio degli spostamenti verticali dell'impalcato, la struttura risulta poco sensibile alle ipotesi di modellazione e alle ipotesi numeriche alla base della risoluzione del problema non lineare. Gli stessi modelli forniscono però risultati abbastanza discordanti sullo spostamento trasversale dell'impalcato (una dispersione massima dei risultati intorno al 60%). Si evidenzia quindi come il problema numerico sia poco sensibile alle approssimazioni introdotte se la variabile studiata è lo spostamento verticale ma diventi molto sensibile alle approssimazione nello studio dello spostamento trasversale.

Queste considerazioni possono risultare utili nella definizione dei modelli che si utilizzeranno per lo studio della viabilità stradale e ferroviaria (in cui sono importanti gli spostamenti verticali dell'impalcato) ed in quelli che dovranno essere utilizzati per lo studio del comportamento sismico o sotto carico da vento (in cui gli spostamenti principali sono trasversali).

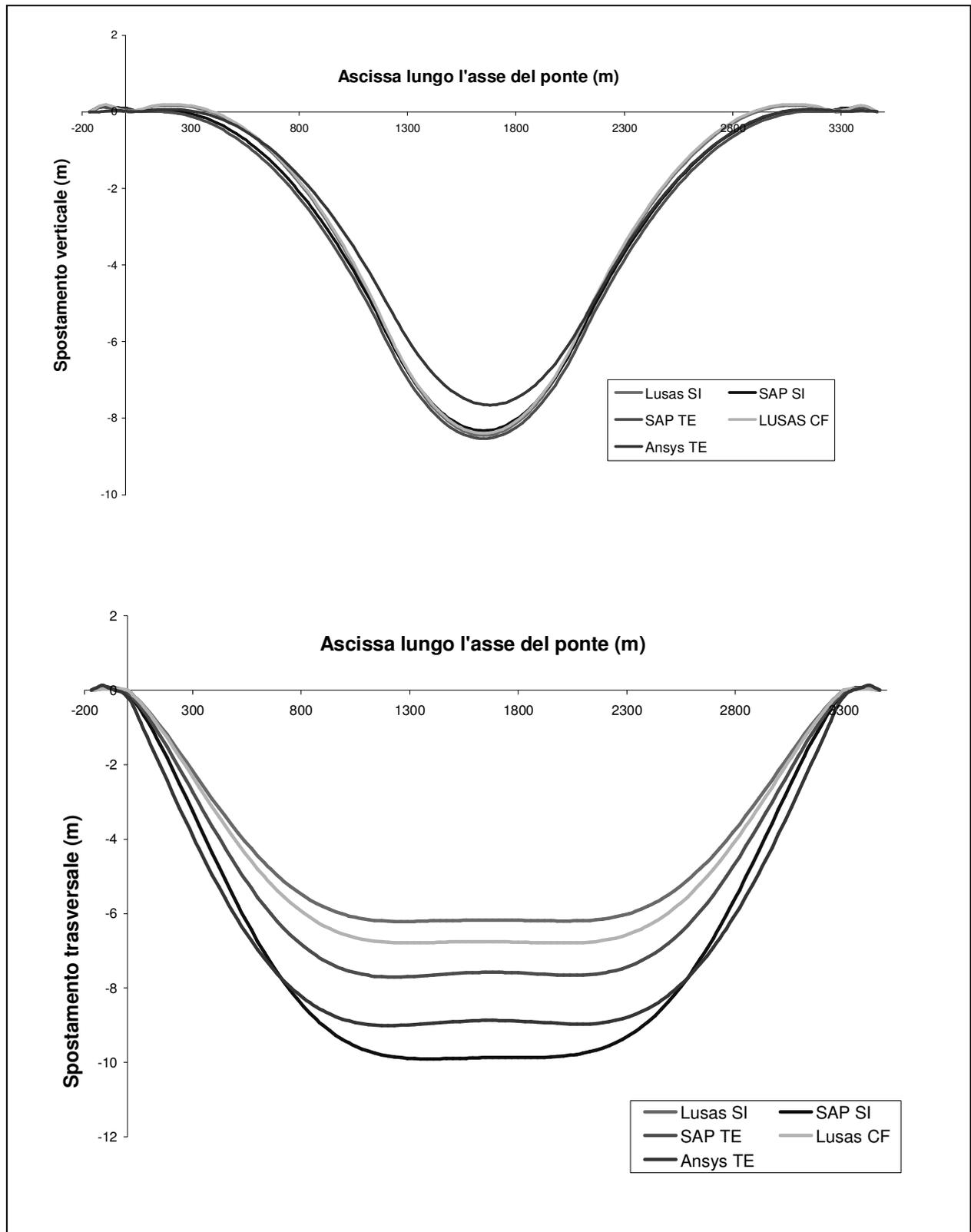


Figura 3.62: Spostamento verticale ed orizzontale del cassone ferroviario sotto I carichi di esercizio considerati.



# *Capitolo IV*

## *Intelligenza artificiale e soft-computing*

---

Contenuto del capitolo:

- *I vari aspetti dell'intelligenza artificiale*
- *Il soft-computing*
- *Le reti neurali*
- *Gli algoritmi genetici*
- *La logica fuzzy*

## 4.1 L'INTELLIGENZA ARTIFICIALE

### 4.1.1 Formulazioni dell'intelligenza artificiale

Il campo dell'intelligenza artificiale, spesso abbreviato *AI* (dall'inglese *Artificial Intelligence*) si propone di eseguire studi utili alla comprensione e alla costruzione di entità intelligenti. Questo significa che lo studio nel campo dell'intelligenza artificiale, ha anche come obiettivo apprendere qualcosa in più su noi stessi. Spesso, infatti, l'intelligenza artificiale confina con i campi della psicologia e della filosofia, ma oltre che cercar di capire le entità intelligenti, gli studiosi di intelligenza artificiale tentano anche di costruirne.

Confondendosi con altre discipline, lo studio dell'intelligenza e dell'intelligenza artificiale è allo stesso tempo una scienza antica e moderna [Russel 1995]. I filosofi (risalendo sino a Platone nel *400 a.c.*) resero l'intelligenza artificiale concepibile, considerando le idee che la mente è in un certo senso come una macchina che opera sulla conoscenza codificata in alcuni linguaggi interni. Per più di duemila anni i filosofi hanno cercato di capire come si potrebbe o dovrebbe: vedere, imparare, ricordare e ragionare. Tuttavia, solo l'avvento dei calcolatori nei primi anni Cinquanta trasformò le dotte riflessioni filosofiche in una vera e propria disciplina sperimentale e teorica.

La data di nascita dell'intelligenza artificiale viene fissata nell'anno 1956 quando McCarthy, insieme ad altri ricercatori quali Minsky, Shannon e Rochester, ne conì il nome durante uno storico convegno nell'Università di Dartmouth. Il campo di ricerca dell'intelligenza artificiale risultò ben presto talmente vasto che non si riuscì nemmeno a fornire una definizione universalmente accettata del significato del termine "intelligenza artificiale". Recentemente diversi autori hanno fornito diverse definizioni, che possono raggrupparsi nelle seguenti quattro classi [Russel 1995]:

- Sistemi che pensano come gli esseri umani: "Il nuovo sforzo entusiasmante di far pensare i computer" [Haugeland 1985].
- Sistemi che operano come gli esseri umani: "Lo studio di come far fare ai computer delle cose che, attualmente, le persone fanno meglio" [Rich 1991].
- Sistemi che pensano razionalmente: "Lo studio di facoltà mentali attraverso l'uso di modelli computazionali" [Charniak 1985].
- Sistemi che agiscono razionalmente: "Il ramo dell'informatica che si occupa di automatizzare un comportamento intelligente" [Luger 1993].

Le definizioni date di intelligenza artificiale risultano contrapposte lungo due direzioni, quella che contrappone caratteristiche umane e ideali e quella che contrappone pensiero ed azione. Ma esistono molte altre dimensioni che meritano di essere considerate, a seconda se interessano risultati teorici o pratici, o se si ha l'intenzione di sostenere che i computer diventeranno coscienti o meno. Questa ultima questione, che possiede anche pesanti risvolti filosofici, ha diviso e divide tuttora i ricercatori del campo dell'intelligenza artificiale. La questione ha portato alla formazione delle cosiddette intelligenza artificiale debole ed intelligenza artificiale forte.

La formulazione debole sostiene che un computer non sarà mai in grado di essere equivalente a una mente umana, ma potrà solo arrivare a simulare alcuni dei processi cognitivi umani senza riuscire a riprodurli nella loro totale complessità. Tra gli esponenti di quest'area vi sono il medico Edelman [Edelman 1993] ed il filosofo Searle [Searle 1995]. Secondo l'impostazione debole, la progettazione di programmi "intelligenti" è solo un mezzo per verificare teorie sul modo in cui esseri umani potrebbero eseguire operazioni cognitive. Lo scopo finale di questa teoria è la costruzione, appunto, di macchine capaci di esibire comportamenti che sarebbero considerati intelligenti, se fossero esibiti da esseri umani.

La formulazione forte ritiene invece che un computer correttamente programmato possa essere veramente dotato di una intelligenza pura, non distinguibile in alcun modo dall'intelligenza umana. L'idea alla base di questa teoria è il concetto che risale al filosofo empirista inglese Hobbes, il quale sosteneva che "ragionare non è nient'altro che calcolare". La mente umana sarebbe dunque il prodotto di un complesso insieme di calcoli eseguiti dal cervello. Due dei più famosi rappresentanti di tale posizione sono i filosofi Dennet [Dennet 1985] e Hofstadter [Hofstadter 1980]. Secondo questa concezione, un computer opportunamente programmato è davvero una mente, nel senso che si può dire che i computer nei quali sono stati introdotti programmi adeguati capiscano e abbiano veri e propri stati cognitivi. "I programmi adeguati non sono dunque, come afferma Searle, semplici strumenti che consentono di verificare spiegazioni psicologiche, ma sono essi stessi le spiegazioni" (Marvin Minsky).

Il dibattito sulla formulazione forte dell'intelligenza artificiale suscita alcuni dei più difficili problemi concettuali di tutta la filosofia. Si osservi inoltre che si potrebbe benissimo credere alla formulazione forte ma non accettare la formulazione debole [Russel 1995]. E'

perfettamente consistente credere che sia impossibile costruire macchine in grado di agire in modo intelligente, ma essere disposti a non riconoscere a tali macchine una piena coscienza se in effetti potessero essere costruite.

#### 4.1.2 Metodi di soft-computing

Il concetto di *soft-computing* (computazione sfumata) è stato introdotto da Zadeh nel 1994: “Soft-computing è un insieme di metodologie volte a sfruttare la tolleranza all’imprecisione e all’incertezza per ottenere trattabilità, robustezza e bassi costi computazionali... Le sue costituenti principali sono fuzzy-logic, neurocomputing, e il ragionamento probabilistico. Il modello di riferimento per il soft-computing è la mente umana”.

Tale schema di analisi è quindi adatto alla trattazione di problemi per i quali non esiste una soluzione esatta, o se esiste è molto complessa. Le tecniche di soft-computing sono particolarmente utili per introdurre flessibilità in sistemi artificiali aumentandone il loro “quoziente di intelligenza”.

Al momento i costituenti principali del soft-computing sono:

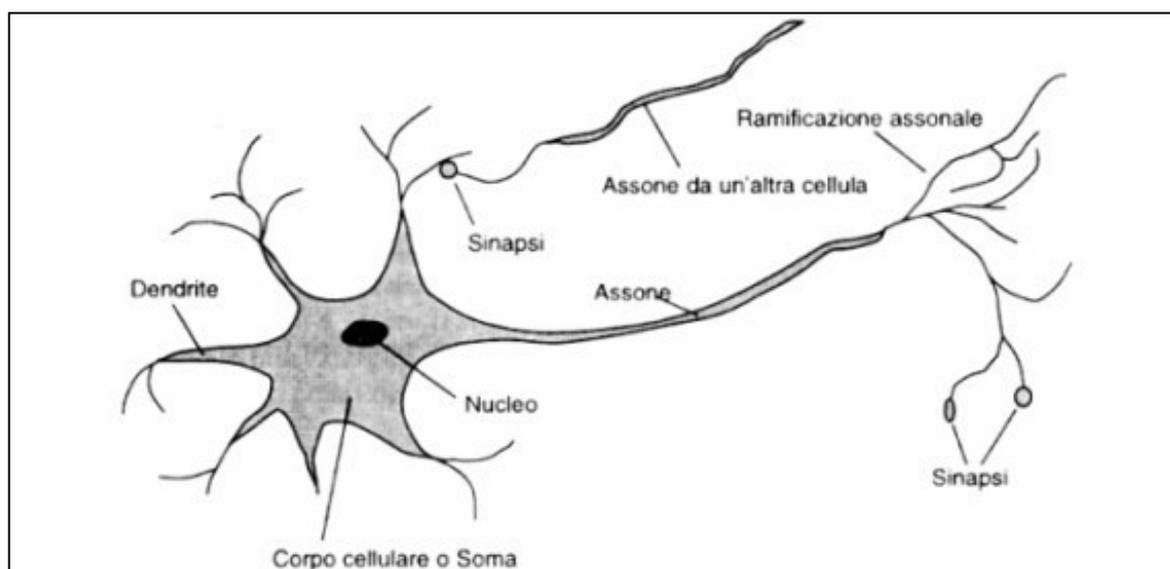
- Le reti neurali
- Gli algoritmi evolutivi
- I metodi di apprendimento
- Il ragionamento probabilistico
- La logica fuzzy

Il soft-computing non deve però essere inteso come una miscela di metodi, ma come una partnership in cui i diversi partner contribuiscono con metodologie diverse ad affrontare gli stessi problemi. Le metodologie sono complementari e non competitive. La complementarietà dei metodi ha importanti conseguenze: spesso un problema può essere risolto più efficacemente usando una combinazione dei metodi elencati piuttosto che i singoli metodi separati.

In questo capitolo si esamineranno le reti neurali, gli algoritmi di apprendimento e gli algoritmi genetici, fornendo alcuni cenni storici sulla loro formulazione ed alcune considerazioni pratiche utili nei capitoli successivi.

## 4.2 LE RETI NEURALI ARTIFICIALI (RNA)

Il cervello umano è composto da circa dieci bilioni di cellule nervose, denominate neuroni, collegate tra di loro a formare un rete di neuroni biologici. Il numero di interconnessioni tra i neuroni del cervello umano è elevatissimo: una stima plausibile è dell'ordine di un milioni di miliardi. Ogni neurone (Figura 4.1) è costituito da un corpo cellulare (*soma*) che contiene il *nucleo cellulare*. Dal corpo cellulare si ramificano un gran numero di fibre corte, chiamate *dendriti*, ed una sola fibra lunga (circa cento volte il diametro della cellula) chiamata *assone*. I dendriti si ramificano attorno alla cellula mentre l'assone si allunga per un certo tratto per poi suddividersi in un certo numero di rami che si collegano con i dendriti di altri neuroni. La giunzione viene chiamata *sinapsi*. Ciascun neurone forma un numero di sinapsi variabile tra la dozzina ed un centinaio di migliaia.

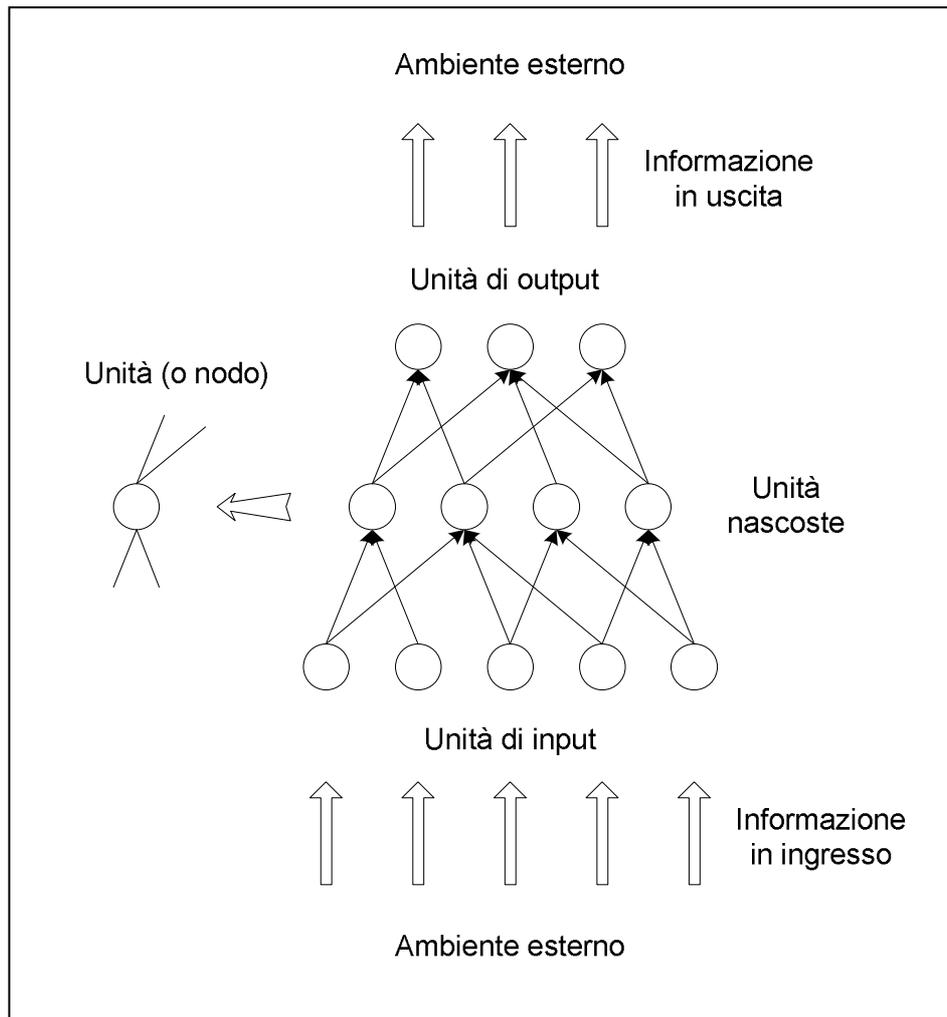


**Figura 4.1:** Le diverse parti di un neurone [Russel 1995].

La propagazione dell'informazione avviene grazie ad una complicata reazione elettrochimica. Le sinapsi rilasciano delle sostanze (*trasmettitori chimici*) che entrando nei dendriti, innalzano o abbassano il potenziale elettrico del corpo cellulare. Se il potenziale raggiunge una certa soglia, viene inviato un impulso elettrico lungo l'assone che, una volta raggiunto le sinapsi, provoca il rilascio dei trasmettitori chimici nei corpi degli altri neuroni. Alcune sinapsi hanno la funzione di innalzare il potenziale del corpo cellulare (*sinapsi eccitatorie*), altre di abbassarlo (*sinapsi inibitorie*).

La rete neurale (Figura 4.2) artificiale è un sistema di elaborazione dell'informazione ispirata al funzionamento di una rete neurale biologica. Come un rete biologica, anche la rete neurale artificiale è composta da un certo numero di unità (*nodi*), connesse tra di loro. Ciascun collegamento è caratterizzato da un peso numerico. I pesi sono il mezzo di memorizzazione principale della rete neurale artificiale e vengono definiti durante la fase di apprendimento.

Alcune unità ricevono informazioni dall'ambiente (*unità di input*), altre emettono risposte nell'ambiente (*unità di output*), altre ancora (se ve ne sono) comunicano solamente con altre unità all'interno della rete (*unità nascoste*).



**Figura 4.2:** Esempio schematico di una semplice rete neurale artificiale.

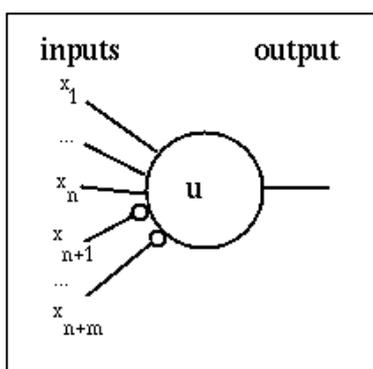
Ciascuna unità, con i suoi insiemi di connessioni di ingresso e di uscita, vuole simulare il comportamento di un neurone delle reti neurali biologiche. La funzione di un'unità è molto semplice: diventa attiva se la quantità totale di segnale che riceve supera un certo valore

chiamato livello o soglia di attivazione. Se l'unità diventa attiva, trasmette un segnale verso le altre unità a cui è connessa. I punti di connessione trasformano il segnale in inibitorio o eccitatorio, aumentandone o diminuendone l'intensità a seconda delle proprie caratteristiche individuali; essi agiscono da filtro, proprio come le sinapsi biologiche di cui simulano il comportamento.

Ciascun nodo può ricevere in ingresso segnali da un gran numero di altri nodi, tuttavia esso elabora solo un'informazione locale. Un'unità si attiva solo in funzione delle informazioni che riceve attraverso le sue connessioni, ma non conosce lo scopo globale della rete né quali operazioni vengano svolte dagli altri nodi. Come nel cervello, anche in una rete neurale artificiale l'informazione è distribuita su una moltitudine di unità elementari, di per sé semplici, ma operanti in parallelo. Questo modo di funzionare, ben differente dalla modalità sequenziale di un personal computer, è il motivo della robustezza dimostrata dalle reti neurali sia biologiche che artificiali.

#### 4.2.1 Breve introduzione storica

Benché le reti neurali abbiano trovato applicazione soltanto in era recente, con lo sviluppo dell'elettronica, il primo neurone artificiale fu ideato nella prima metà del 1900 da McCulloch e Pitts [McCulloch 1943]. Il neurone di McCulloch era caratterizzato da un valore di soglia e da un'attivazione binaria in modo da poter realizzare una semplice funzione logica. In Figura 4.3 è riportata la schematizzazione di un neurone di questo tipo.



**Figura 4.3:** Neurone di McCulloch e Pitts.

Un'unità così formata funziona da classificatore: in base ai valori dei due ingressi il neurone fornisce un valore pari a  $-1$  o  $+1$ . Il valore dei pesi  $w_1$  e  $w_2$  determinano con quale

intensità i dati di ingresso si devono presentare per determinare il valore di uscita. In uno spazio bidimensionale, il neurone separerà i punti in due categorie divise da una retta in modo che tutti i punti a lato di essa siano associati ad un valore di uscita differente rispetto a quelli del lato opposto. Organizzando più neuroni in parallelo e su più strati, si possono affrontare anche problemi complessi.

Tuttavia, le prime reti neurali non erano ancora in grado di apprendere, e i valori sinaptici delle loro connessioni dovevano essere prestabiliti dallo sperimentatore. La regola di apprendimento più nota, dovuta a Hebb, fu introdotta qualche anno più tardi [Hebb 1949]. Basandosi su osservazioni del comportamento animale e umano, Hebb concluse che “quando una cellula  $A$  partecipa ripetutamente ad attivare una cellula  $B$ , allora l’intensità con cui  $A$  attiva  $B$  viene incrementata”. L’approssimazione matematica di questa regola è riassunta dalla seguente formula:

$$w_i(t+1) = w_i(t) + c \cdot x_i(t) \cdot y(t) \quad (4.1)$$

proposta da Sutton nel 1981 e nota come regola di Hebb. In essa  $x_i(t)$  è uno degli ingressi del nodo la cui uscita è  $y(t)$ ;  $c$  è una costante positiva che determina il grado di apprendimento.

Il periodo fra gli anni Cinquanta e Sessanta vide la definizione del perceptrone (una classe generale di rete neurale ad uno strato) ad opera di Rosenblatt, il quale ideò anche una regola di apprendimento più valida della regola di Hebb [Rosenblatt 1962]. Nello stesso periodo Widrow ed Hoff svilupparono l’algoritmo di apprendimento comunemente denominato “regola delta” basato sull’idea di modificare i valori delle connessioni sinaptiche in misura proporzionale alla discrepanza tra la risposta data dal neurone e la risposta corretta.

Sfortunatamente, nello stesso periodo, Minsky e Papert dimostrarono matematicamente che le reti neurali ad uno strato non sono in grado di realizzare alcune funzioni logiche che non sono linearmente separabili, come lo  $XOR$  ( $f(0,0) = f(1,1) = 0$ ;  $f(1,0) = f(0,1) = 1$ ). La dimostrazione di Minsky e la mancanza di metodi di apprendimento efficienti per le reti multistrato raffreddarono la ricerca scientifica sino agli anni Ottanta, quando venne introdotto e diffuso l’algoritmo di *back-propagation* [McClelland 1986].

McClelland e Rumelhart, basandosi sulla regola delta di Widrow-Hoff e su alcune analogie proposte dal premio nobel per la fisica Hopfield sul funzionamento di una rete neurale, proposero un potente metodo ricorsivo per modificare i valori sinaptici di una rete neurale con un numero qualsiasi di strati composti a loro volta da un numero qualsiasi di neuroni. Tale metodo venne indicato con il nome di algoritmo di back-propagation. Negli anni Novanta, la disponibilità di questo algoritmo (tuttora l'algoritmo di apprendimento più diffuso) e la possibilità di utilizzare personal computer sempre più potenti diede luogo ad un'ampia diffusione delle reti neurali nei più svariati campi applicativi.

#### 4.2.2 Impiego delle reti neurali

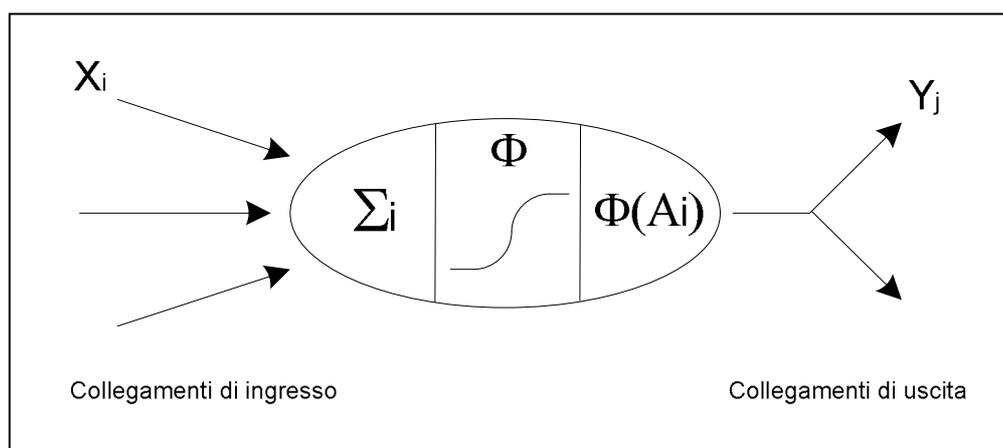
La straordinaria diffusione di questo metodo di soft-computing, trova giustificazione se si considerano alcune caratteristiche comuni a tutte le tipologie di rete:

- La robustezza: una rete neurale è resistente al rumore. La risposta di una rete neurale continuerà ad essere corretta anche se vengono eliminate alcune connessioni o se il segnale di ingresso è disturbato. Più il rumore diviene forte, più la risposta della rete risulterà poco accurata.
- La flessibilità: una rete neurale può essere utilizzata per un gran numero di scopi differenti; essa non ha bisogno di conoscenze dirette sul dominio di applicazione, perché le apprende in base all'esperienza. L'utente deve tuttavia conoscere dettagliatamente le soluzioni che caratterizzano il problema in esame in modo da poter valutare quale modello neurale gli risulti più appropriato.
- La generalizzazione: una rete neurale, addestrata su un numero limitato di esempi è in grado di produrre una risposta adeguata a dati di ingresso nuovi ma che presentano una qualche somiglianza con gli esempi trattati durante la fase di addestramento.

Per queste caratteristiche le reti neurali sono state utilizzate in svariati campi [Floreano 1996]: nell'informatica (compressione dati, eliminazione del rumore, riconoscimento di segnali sonar, macchine da scrivere fonetiche, riconoscimento dei caratteri), nei sistemi di controllo, nelle analisi finanziarie, in medicina, nelle neuroscienze, e nella psicologia. Negli ultimi anni le reti neurali sono state applicate con successo anche ai campi dell'ingegneria civile e della progettazione ([Garret 1994], [Cauvin 1998], [Issa 2002], [Safi 2004]).

### 4.2.3 Il neurone artificiale

Benché una rete neurale artificiale rappresenti una notevole semplificazione di una rete neurale biologica, il neurone artificiale presenta delle forti analogie con il suo corrispettivo biologico. La Figura 4.4 mostra una tipica unità elementare. Ciascuna unità riceve dei segnali dai suoi collegamenti in ingresso e calcola un potenziale di attivazione che invia ai suoi collegamenti di uscita.



**Figura 4.4:** Unità elementare di una rete neurale.

La risposta di un'unità viene in genere calcolata in due tempi. In principio viene calcolato il *potenziale di attivazione* dell'unità, in base ai valori dei segnali di ingresso ricevuti e ai pesi di ciascun collegamento di ingresso. Ordinando in un vettore  $x_i$  i valori dei segnali di ingresso e in un vettore  $w_i$  i valori dei pesi di ciascun collegamento, il potenziale di attivazione si calcola come:

$$A_i = \sum_{j=1}^N w_j \cdot x_j \quad (4.2)$$

Avendo le reti, in genere, più di una unità per strato è di uso comune ordinare i pesi dei collegamenti che collegano lo strato  $j$  con lo strato  $i$  in una *matrice di pesi*. In questo caso, per l'unità  $i$ -esima si può scrivere:

$$A_i = \sum_{j=1}^N w_{ij} \cdot x_j \quad (4.3)$$

Nella maggior parte delle reti i pesi delle connessioni possono assumere valori positivi, negativi o nulli. Il loro valore viene modificato durante la fase di apprendimento. Al valore calcolato dall'Equazione 4.3 in genere viene sottratto un valore di soglia  $\theta$ :

$$A_i = \sum_{j=1}^N w_{ij} \cdot x_j - \theta_i \quad (4.4)$$

Ad ogni passo elementare di calcolo, ciascuna unità calcola il suo valore di attivazione applicando la sua funzione di attivazione  $\Phi(A_i)$  al risultato ottenuto per il potenziale:

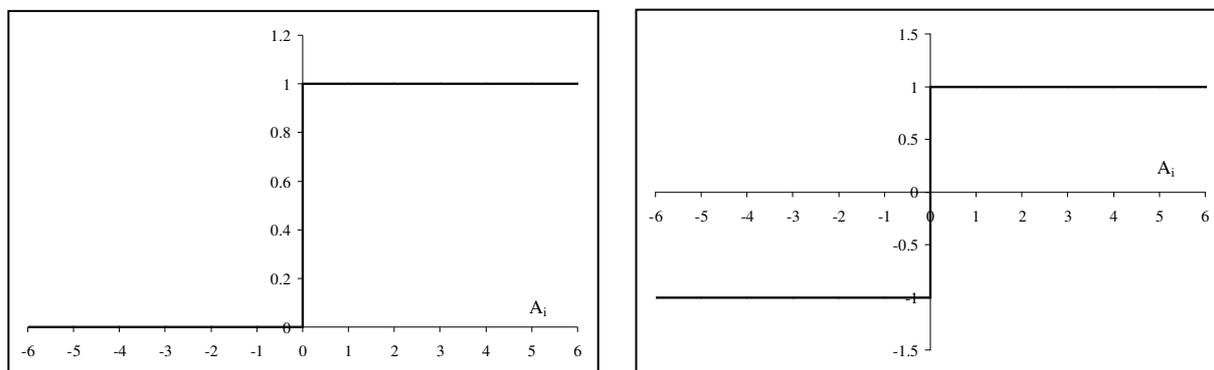
$$y_i = \Phi \left( \sum_{j=1}^N w_{ij} \cdot x_j - \theta_i \right) \quad (4.5)$$

Benché vi siano diversi tipi di funzioni di attivazione, in genere tutte le unità di una stessa rete utilizzano la stessa funzione di attivazione. La funzione di attivazione è un elemento che caratterizza il comportamento della rete, per cui deve essere scelta in base allo scopo da raggiungere. Le più comuni funzioni di attivazione sono la funzione a gradino, la funzione segno, la funzione lineare e la funzione sigmoide (Figura 4.5 e Figura 4.6).

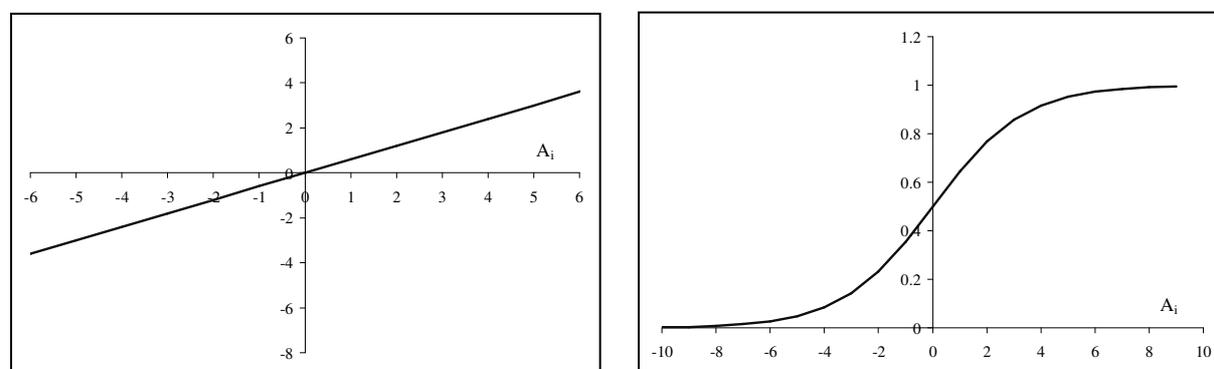
▪ <u>Funzione a gradino:</u>	$\Phi(A_i) = \begin{cases} 1 & \text{se } A_i > 0 \\ 0 & \text{altrimenti} \end{cases}$	(4.6)
▪ <u>Funzione segno:</u>	$\Phi(A_i) = \begin{cases} 1 & \text{se } A_i > 0 \\ -1 & \text{altrimenti} \end{cases}$	(4.7)
▪ <u>Funzione lineare:</u>	$\Phi(A_i) = k \cdot A_i$	(4.8)
▪ <u>Funzione sigmoide:</u>	$\Phi(A_i) = \frac{1}{1 + e^{-k \cdot A_i}}$	(4.9)

La funzione sigmoide, detta anche funzione logistica, è governata dal parametro  $k$  che ne controlla l'inclinazione. Per  $k$  tendente all'infinito la funzione sigmoide tende ad una funzione gradino.

Nella formulazione di McCulloch e Pitts [McCulloch 1943] la risposta dell'unità è data dalla funzione a gradino di Figura 4.5. Questa funzione ha una motivazione biologica, in quanto il valore  $I$  può rappresentare l'emissione dell'impulso lungo l'assone da parte del neurone se il potenziale di attivazione ha superato il valore di soglia (se  $A_i$  è positivo nell'Equazione 4.6). Il valore  $0$  rappresenterà quindi la non emissione dell'impulso. La funzione segno, permette l'emissione di un output bipolare, ma il contenuto di informazione trasmesso rimane sempre minimo: *un bit di informazione* che segnala se l'unità è attiva o inattiva. La funzione di attivazione lineare è invece in grado di trasmettere più informazione delle due funzioni precedenti. Essa può anche essere obbligata ad operare in un certo intervallo (ad esempio  $[-1, 1]$ ) ed in questo intervallo trasmette un segnale con una opportuna gradazione che può essere sfruttata dalle unità riceventi. Anche l'utilizzo di funzioni continue ha una giustificazione biologica, essendo la gradazione del segnale trasmesso comparabile con la frequenza di scarica dei neuroni biologici [Russel 1995].



**Figura 4.5:** Funzioni di attivazione a gradino (a sinistra) e segno (a destra).



**Figura 4.6:** Funzioni di attivazione lineare (a sinistra) e sigmoide (a destra).

Le funzioni di attivazione riportate precedentemente sono quelle più utilizzate. Tuttavia vengono anche usate variazioni di queste funzioni; ad esempio, una variazione della funzione sigmoideale molto utilizzata è riportata nella seguente equazione:

$$\Phi(A_i) = \frac{1 - \lambda \cdot e^{(-A_i - t)}}{1 + \lambda \cdot e^{(-A_i - t)}} \quad (4.10)$$

Recentemente, si sono sviluppati molti altri tipi di unità e funzioni di attivazione [Cirstea 2002] introdotti per risolvere problemi specifici. In particolare le unità a base radiale si sono mostrate molto utili nei problemi di controllo ed identificazione di sistemi. L'equazione della funzione di attivazione di queste unità è la seguente:

$$\Phi(A_i) = \exp\left(-\|x_i - t_i\|^2\right) \quad (4.11)$$

dove con  $x_i$  si è indicato il vettore  $N$  dimensionale del segnale di ingresso e con  $t_i$  un vettore costante delle stesse dimensioni. L'Equazione 4.11 rappresenta la norma Euclidea in uno spazio  $N$ -dimensionale. Questo tipo di unità è molto lontano dal modello biologico di riferimento, ma ciò ha poca rilevanza, data la sua utilità in alcune specifiche applicazioni.

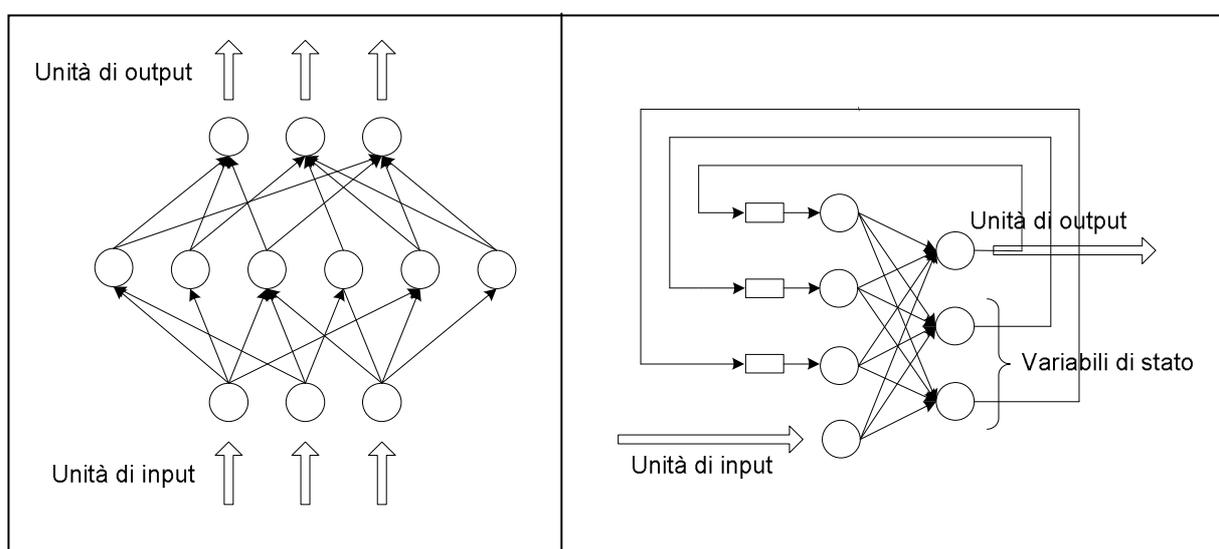
#### 4.2.4 Tipologie di reti neurali artificiali

A seconda se le unità di ingresso sono distinte dalle unità di uscita, le reti neurali si diranno etero-associative o auto-associative. In una rete etero-associativa le unità di ingresso che ricevono l'input dall'ambiente esterno sono separate dalle unità di output che forniscono la risposta della rete. Queste reti sono in grado di apprendere ad associare coppie di vettori diversi, non necessariamente composti dallo stesso numero di elementi. Le reti autoassociative possiedono invece un unico strato di unità interamente connesse tra loro. Ogni unità può ricevere l'input sia dall'ambiente esterno sia dalle altre unità. La rete è in grado di emettere una risposta che varia nel tempo e viene impiegata soprattutto per la memorizzazione di pattern.

Una rete etero-associativa viene definita alimentata in avanti (*feed-forward*) se i collegamenti tra le unità sono unidirezionali e non vi sono cicli. Le reti alimentate in avanti sono organizzate con uno o più strati di unità e ciascuna unità è connessa unicamente ad unità dello

strato successivo. L'assenza di cicli è significativa perché implica che la computazione può procedere uniformemente dallo strato di ingresso allo strato di uscita.

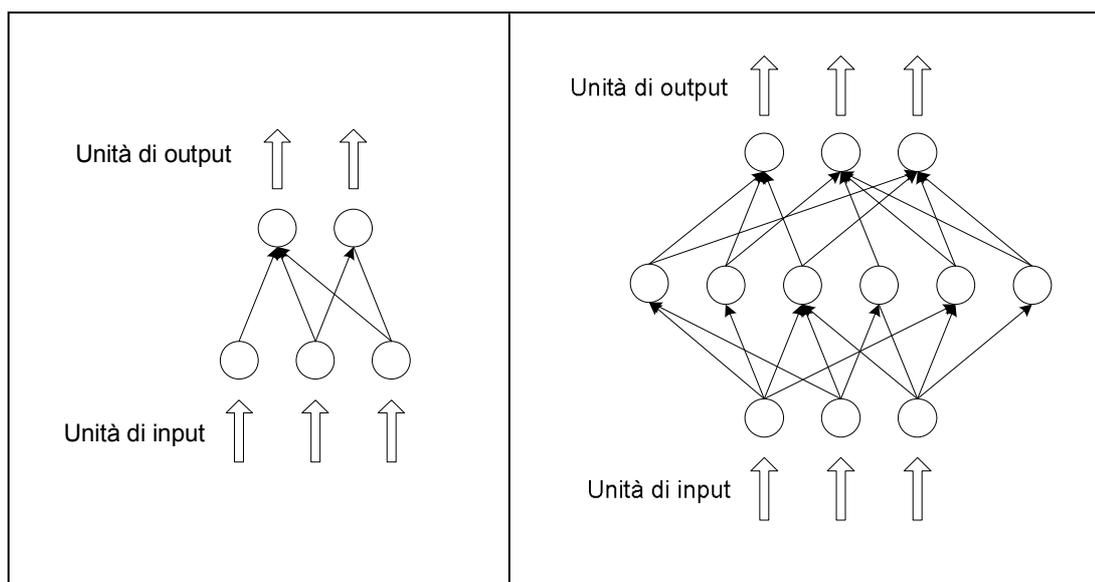
Una rete con dei cicli interni viene definita come ricorrente (Figura 4.7 di destra). In genere le reti auto-associative possiedono molti cicli interni, per cui appartengono a questa categoria. Dato che il segnale di attivazione viene ripassato alle unità che l'hanno provocata, la computazione tende ad essere meno ordinata rispetto ad una rete alimentata in avanti. Una rete ricorrente può presentare anche comportamenti instabili, oscillatori o caotici. Per calcolare un output stabile è necessario più tempo e l'apprendimento è molto più oneroso. Due tra le più note reti ricorrenti sono le reti di Hopfield e le macchine di Boltzmann.



**Figura 4.7:** Reti alimentata in avanti (a sinistra) e rete ricorrente (a destra).

Un'ulteriore classificazione tra le reti alimentate in avanti si può eseguire considerando il numero di strati di cui è composta. Se uno strato non ha connessioni dirette con l'ambiente esterno viene detto strato *nascosto*, e la rete di cui è parte viene definita come *rete multistrato*.

Le reti senza strati nascosti sono chiamate *perceptrone* (Figura 4.8 di sinistra). Una rete con uno strato nascosto sufficientemente grande è in grado di rappresentare qualsiasi funzione continua non lineare, mentre se gli strati nascosti divengono due è possibile rappresentare anche funzioni discontinue. Questo risultato è noto come teorema dell'approssimazione universale [Cybenko 1989], [Hornik 1990].



**Figura 4.8:** Percettore (a sinistra) e rete multistrato (o percettore-multistrato, a destra).

#### 4.2.5 L'apprendimento

I casi in cui è possibile individuare a priori i valori dei pesi sinaptici di una rete in modo che esibisca un determinato comportamento, sono pochi ed estremamente semplici. Le reti neurali sono però in grado di apprendere, e questa capacità è forse l'elemento di maggior attrazione dei modelli neurali. Una rete neurale fornisce difatti lo strumento per risolvere problemi anche altamente non lineari, senza dover individuare una soluzione analitica ma semplicemente utilizzando una serie di esempi. Per quanto riguarda le tecniche di apprendimento vengono distinte due modalità: l'apprendimento supervisionato e l'apprendimento per auto-organizzazione.

Nel primo caso i pesi sinaptici vengono modificati in base ad una misura di errore tra la risposta fornita dalla rete neurale e la risposta desiderata su di un certo numero di esempi noti.

Nel caso di apprendimento per auto-organizzazione vengono presentati alla rete solo dei dati di input ed è la rete stessa che in base a delle regole modifica i pesi sinaptici dando luogo ad una graduale auto-organizzazione.

In entrambi i casi la modifica dei pesi sinaptici della rete può essere eseguita dopo ogni presentazione di un singolo esempio (*apprendimento per cicli*) oppure dopo la presentazione di

tutti gli esempi (*apprendimento per epoche*). I nuovi pesi sinaptici sono ottenuti aggiornando la configurazione sinaptica precedente secondo un'equazione del tipo:

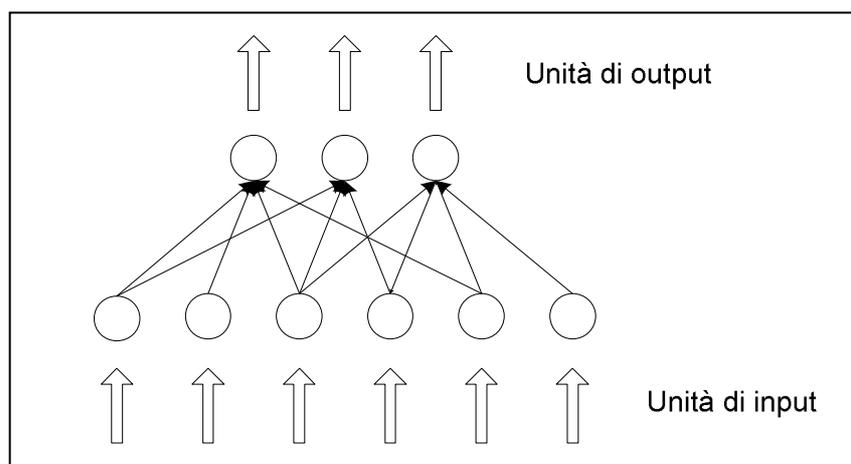
$$w_{ij}^t = w_{ij}^{t-1} + \eta \cdot \Delta w_{ij}^t \quad (4.12)$$

dove  $\eta$  è un regolatore della velocità di apprendimento che in genere varia tra *0.01 e 1*.

L'applicazione graduale delle nuove conoscenze sulle precedenti serve a diminuire il rischio che le vecchie conoscenze vengano cancellate o completamente stravolte. Gli esempi vengono presentati alla rete in modo ricorsivo sino a consolidarne l'esperienza. Conclusa la fase di apprendimento i pesi sinaptici vengono congelati ed è possibile utilizzare la rete per studiarne la risposta su nuovi dati (in genere è utile presentare alla rete alcuni dati test per vederne il comportamento prima dell'uso effettivo).

#### 4.2.6 Le reti neurali ad uno strato

La più semplice rete neurale è rappresentata da un perceptrone avente un solo neurone con due ingressi. Questa semplice rete neurale può già essere utilizzata per effettuare delle decisioni binarie e per classificare dei dati di input linearmente separabili. Per problemi di decisione più ampi, può essere utilizzata una rete composta da uno strato di unità, che viene chiamata perceptrone ad unità multiple (Figura 4.9).



**Figura 4.9:** Perceptrone ad unità multiple.

Una rete neurale di questo tipo è in grado di affrontare problemi di classificazione con più di due classi, ma sempre linearmente separabili. Se le classi non sono linearmente separabili, il modello di rete neurale non riesce a convergere ad una soluzione. Un modo per affrontare problemi non linearmente separabili è quello di utilizzare reti neurali a più strati.

Il perceptrone di McCulloch e Pitts [McCulloch 1943] utilizzava una funzione di attivazione a gradino, ma le reti neurali ad uno strato sono state sviluppate anche con funzioni di attivazione lineare e non lineare [Widrow 1987]. Il metodo di apprendimento di queste reti (con funzioni di attivazione continue e derivabili) si basa sulla ricerca della matrice dei pesi che rende minima la seguente funzione di errore valutata durante la fase di presentazione dei dati di esempio:

$$E = \frac{1}{2} \sum_i (\bar{y}_i - y_i)^T \cdot (\bar{y}_i - y_i) = \frac{1}{2} \sum_i \|\bar{y}_i - y_i\|^2 \quad (4.13)$$

dove con  $\bar{y}_i$  si è indicato l'output desiderato di ciascuna unità di uscita e con  $y_i$  l'attuale valore di uscita della rete.

I pesi sinaptici, all'inizio della fase di apprendimento, vengono inizializzati con dei valori casuali piccoli, in genere compresi tra zero ed uno. Durante la fase di apprendimento sono presentati alla rete gli esempi sotto forma di vettore di dati di input  $x_i$  e vengono calcolati gli output tramite i due passi esposti nelle Equazioni 4.14 e 4.15:

$$A_i = \sum_{j=1}^N w_{ij} \cdot x_j - \theta_i \quad (4.14)$$

$$y_i = \Phi(A_i) = \frac{1}{1 + e^{-k \cdot A_i}} \quad (4.15)$$

assumendo che la rete abbia una funzione di attivazione sigmoidale. La correzione dei pesi sinaptici viene eseguita secondo la seguente equazione:

$$\Delta w_{ij} = -\eta \cdot \frac{\partial E}{\partial w_{ij}} \quad (4.16)$$

ovvero, ricordandosi le equazioni precedenti è possibile ricavare:

$$\Delta w_{ij} = -\eta \cdot \frac{\partial E}{\partial w_{ij}} = -\eta \cdot \frac{\partial E}{\partial y_i} \cdot \frac{\partial y_i}{\partial A_i} \cdot \frac{\partial A_i}{\partial w_{ij}} = -\eta \cdot \frac{\partial E}{\partial y_i} \cdot \frac{\partial y_i}{\partial A_i} \cdot x_j = \eta \cdot \delta_i \cdot x_j \quad (4.17)$$

dove  $\eta$  è il coefficiente di apprendimento, tipicamente compreso tra 0.01 e 1. Il valore del parametro  $\delta_i$  può essere calcolato come:

$$\delta_i = -\frac{\partial E}{\partial y_i} \cdot \frac{\partial y_i}{\partial A_i} = (\bar{y}_i - y_i) \cdot y_i \cdot (1 - y_i) \quad (4.18)$$

Con la stessa procedura si può ricavare il valore di correzione della soglia  $\theta_i$ :

$$\Delta \theta_i = (\bar{y}_i - y_i) \cdot y_i \cdot (1 - y_i) \cdot \theta_i \quad (4.19)$$

Se l'apprendimento viene eseguito per cicli, i pesi e la soglia vengono aggiornati ad ogni passo dell'apprendimento  $k$  secondo le seguenti equazioni:

$$w_{ij}(k+1) = w_{ij}(k) + \Delta w_{ij} \quad (4.20)$$

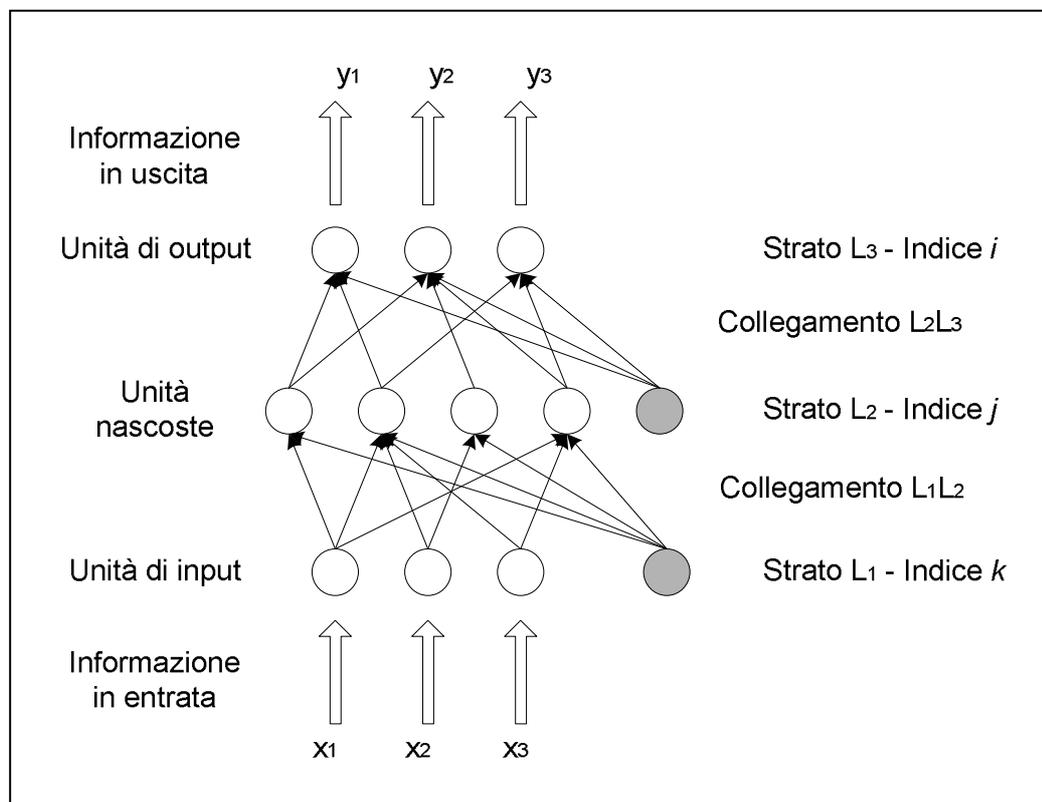
$$\theta_i(k+1) = \theta_i(k) + \Delta \theta_i \quad (4.21)$$

Se invece l'apprendimento viene effettuato per epoche, vengono calcolate delle correzioni cumulative su tutti gli esempi di un'epoca di apprendimento e la correzione viene eseguita solo alla fine della stessa.

Nell'esempio precedente si è potuto notare come il valore della soglia, inserito all'interno della funzione di attivazione, possa essere trattato come un peso sinaptico a tutti gli effetti. La rete neurale può essere quindi schematizzata con una unità di ingresso extra in cui il valore di soglia rappresenta il peso sinaptico. Il peso sinaptico di questa unità fittizia viene definito *bias* e all'unità viene dato il nome di *unità di bias*.



tecnica di apprendimento più comune per questo tipo di reti è l'algoritmo di propagazione all'indietro (back-propagation) scoperto nel 1969 da Bryson e Ho e rivalutato negli anni Ottanta da Rumelhart [Rumelhart 1986].



**Figura 4.11:** Rete neurale con uno strato nascosto.

#### 4.2.7.1 L'algoritmo della back-propagation

Il metodo di apprendimento per una rete multi-strato è analogo a quello visto nel paragrafo precedente per i perceptron: le reti sono sottoposte ad una serie di esempi ed è calcolato l'errore tra la previsione della rete e l'uscita desiderata.

La "colpa dell'errore" è poi suddivisa tra i diversi pesi sinaptici che vi contribuiscono. Nelle reti ad un singolo strato, questo era immediato in quanto vi è un solo peso lungo il collegamento tra ciascun ingresso ed un'unità di uscita, ma nelle reti a multi-strato ci sono più collegamenti tra un'unità di ingresso ed una di uscita. Inoltre ciascun peso contribuisce a più di un output. L'algoritmo di propagazione all'indietro separa ragionevolmente il contributo di ciascun peso all'errore ottenuto, suddivide l'errore in base alla forza del collegamento tra lo strato nascosto e lo strato di uscita, e propaga all'indietro l'errore in modo da attribuire una quota

parte di esso ad ogni unità dello strato nascosto. Dopodiché i pesi tra i due strati vengono aggiornati.

Nella rete con uno strato nascosto di Figura 4.11 vi sono tre strati di unità, lo strato  $L_1$  di  $n$  unità di ingresso, lo strato  $L_2$  di  $m$  unità nascoste e lo strato  $L_3$  di  $l$  unità di uscita, e due strati di collegamento a cui si possono dare i nomi:  $L_1L_2$  e  $L_2L_3$ . Prima che venga effettuato l'apprendimento, i pesi devono essere inizializzati ad un valore piccolo, come per le reti ad uno strato. L'apprendimento inizia con la presentazione degli esempi alla rete e l'ottenimento dei valori di uscita allo strato  $L_2$ . I valori di uscita dello strato nascosto servono come valori di ingresso per lo strato  $L_3$ , le cui uscite rappresentano la risposta della rete. Il calcolo dei valori di uscita di uno strato di unità avviene sempre tramite le Equazioni 4.14 e 4.15 se la funzione di attivazione è sigmoideale.

Confrontando l'uscita ottenuta dalla rete con l'uscita desiderata è possibile, come per la rete ad uno strato, calcolare l'errore e la correzione dei pesi sinaptici dello strato  $L_2L_3$ :

$$\Delta w_{ij} = -\eta \cdot \frac{\partial E}{\partial w_{ij}} = -\eta \cdot \frac{\partial E}{\partial y_i} \cdot \frac{\partial y_i}{\partial A_i} \cdot \frac{\partial A_i}{\partial w_{ij}} = -\eta \cdot \frac{\partial E}{\partial y_i} \cdot \frac{\partial y_i}{\partial A_i} \cdot x_j = \eta \cdot \delta_i \cdot x_j \quad (4.22)$$

dove con  $\eta$  si è indicato il coefficiente di apprendimento ( $0.01 < \eta \leq 1$ ) e con  $\delta_i$  la quantità:

$$\delta_i = -\frac{\partial E}{\partial y_i} \cdot \frac{\partial y_i}{\partial A_i} = (\bar{y}_i - y_i) \cdot y_i \cdot (1 - y_i) \quad (4.23)$$

Nell'Equazione 4.23 si è indicata con  $\bar{y}_i$  l'uscita desiderabile dello strato  $L_3$  mentre con  $y_i$  l'uscita ottenuta dalla rete allo stesso strato. Lo strato  $L_2$  non possiede però un valore di uscita desiderabile; perciò non è possibile utilizzare le equazioni precedenti per modificare i pesi dello strato  $L_1L_2$ . La variazione dei pesi sinaptici tra questi due strati può essere scritta come:

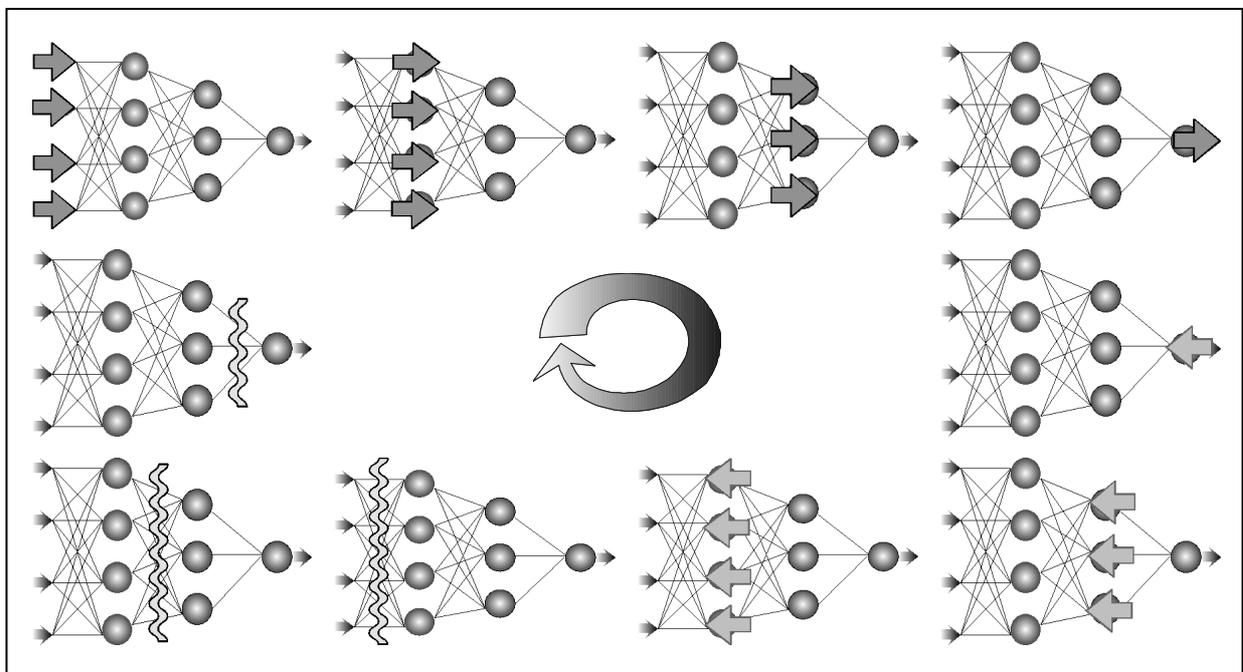
$$\Delta w_{jk} = -\lambda \cdot \frac{\partial E}{\partial w_{jk}} = -\lambda \cdot \frac{\partial E}{\partial y_j} \cdot \frac{\partial y_j}{\partial A_j} \cdot \frac{\partial A_j}{\partial w_{jk}} = -\lambda \cdot \delta_{Hj} \cdot y_k \quad (4.24)$$

dove con  $\lambda$  si è indicato un secondo coefficiente di apprendimento, usualmente compreso anch'esso tra  $0.01$  e  $1$ , e con  $y_k$  l'uscita ottenuta dalla rete allo stesso strato  $L_l$ . Il coefficiente  $\delta_{Hj}$  è valutabile come:

$$\delta_{Hj} = \frac{\partial E}{\partial y_j} \cdot \frac{\partial y_j}{\partial A_j} = y_j \cdot (1 - y_j) \cdot \sum_{i=1}^m \delta_i \cdot w_{ij} \quad (4.25)$$

Nell'Equazione 4.25 l'output  $y_j$  indica l'uscita dell'unità  $j$  dello strato  $L_2$  e la sommatoria viene eseguita su tutti i coefficienti  $\delta_i$  dello strato  $L_3$  opportunamente pesati dai pesi sinaptici dello strato di collegamento  $L_2L_3$ . Calcolate le modifiche da apportare ai pesi sinaptici si procede alla loro correzione. La fase di apprendimento termina quando l'errore, calcolato con l'Equazione 4.13 è minore di una tolleranza fissata dall'utente.

Benché in una rete multi-strato lo spazio di ricerca possa presentare dei minimi locali, l'algoritmo di back-propagation, basato sulla discesa del gradiente, viene comunemente utilizzato ed è tuttora il più testato metodo di addestramento per una rete multi-strato (Figura 4.12).



**Figura 4.12:** Funzionamento di una rete multi-strato addestrata con un algoritmo back-propagation.

#### 4.2.7.2 Varianti della back-propagation

La back-propagation è l'algoritmo di apprendimento più utilizzato, ma ne sono state proposte alcune varianti per migliorarne le prestazioni. Alcune di esse sono mirate ad accelerare il processo di convergenza, altre tendono a migliorare le caratteristiche di esplorazione della superficie di errore. In generale, l'efficacia o meno di una determinata variante dipende dal problema specifico ed è difficile valutare a priori quale sia la scelta migliore.

- Introduzione del momentum. Nella regola della back-propagation il tasso di apprendimento riveste un ruolo fondamentale: valori troppo piccoli comportano tempi di apprendimento lunghi mentre valori troppo alti potrebbero causare oscillazioni sulla superficie dell'errore. Per ovviare a questo problema si può rallentare lo spostamento sulla superficie dell'errore utilizzando la seguente regola di aggiornamento dei pesi sinaptici [Plaut 1986]:

$$w_{ij}(k+1) = w_i(k) + \Delta w_{ij}(k) + \alpha \cdot \Delta w_{ij}(k-1) \quad (4.26)$$

dove  $\alpha$  è una costante di momentum tipicamente fissata ad un valore di circa 0.8. Questa modifica alla regola di aggiornamento dei pesi favorisce l'avanzamento lungo superfici di errore piatte o semi-piatte. Riduce inoltre le oscillazioni nel processo di convergenza, permettendo di utilizzare dei tassi di apprendimento più elevati. Anche se molti autori, tra cui Fausett [Fausett 1994] riportano notevoli incrementi sulla velocità di convergenza, non vi sono dimostrazioni che ne provino l'utilità nel raggiungimento del minimo globale della funzione dell'errore.

- Addizione di rumore. Variare leggermente i valori dei pesi sinaptici durante la fase di addestramento [von Lehman 1988] o variare leggermente i dati di input [Sietsma 1988] può aiutare a superare dei minimi locali. La quantità di rumore introdotto può essere funzione dell'andamento dell'errore in modo analogo alla variazione del tasso di apprendimento precedentemente descritta. Altri metodi di accelerazione, basati sui pesi sinaptici iniziali e sulla perturbazione della derivata, sono descritti in letteratura [Floreano 1996].
- Parametri adattivi. Alcuni autori hanno suggerito di utilizzare un tasso di apprendimento variabile, aumentandolo se l'errore continua a diminuire e diminuendolo se l'errore non decresce. DeRouin suggerisce di considerare un tasso di apprendimento variabile per ciascun

pattern di addestramento [DeRouin 1991]. Jacobs ha proposto di assegnare un proprio tasso di apprendimento ad ogni connessione sinaptica variabile in funzione della derivata parziale dell'errore lungo quella connessione [Jacobs 1988]. Anche il parametro  $k$  che regola la forma della sigmoide ha un'importanza rilevante sulla forma della superficie dell'errore. Tepedelenliogu propone di assegnare ad ogni unità un proprio parametro e farlo variare allo stesso modo dei pesi sinaptici [Tepedelenliogu 1991]. Tuttavia questi metodi rimangono esclusivamente empirici, e la loro reale efficacia nella soluzione di un generico problema non è stata dimostrata.

## 4.3 GLI ALGORITMI GENETICI

### 4.3.1 Breve introduzione storica

Come accennato nel paragrafo precedente, fin dalla loro introduzione i calcolatori elettronici non sono stati utilizzati solo come macchine per velocizzare i calcoli, ma anche per costruire modelli che spiegassero e riproducessero le caratteristiche biologiche della natura e della sua evoluzione. Se la riproduzione elettronica del comportamento del cervello e del suo modo di apprendere ha dato origine alle reti neurali, la simulazione dell'evoluzione biologica ha dato origine a quella che oggi viene definita *computazione evolutiva* [Mitchell 1996].

I primi studi sui sistemi evolutivi informatici vennero eseguiti negli anni Cinquanta e Sessanta con lo scopo di individuare dei meccanismi propri dell'evoluzione biologica che potessero essere utili come strumenti di ottimizzazione per problemi di ingegneria. Il termine *strategie evolutive* venne introdotto da Rechemberg [Rechemberg 1965] per indicare il metodo che utilizzò nell'ottimizzazione di alcuni parametri di strutture aerodinamiche. In seguito il campo delle strategie evolutive vide l'interesse di altri ricercatori quali Schwefel, Fogel, Atmar, e divenne un'area di ricerca con congressi specializzati [Back 1991].

Gli algoritmi genetici furono introdotti e sviluppati da Holland negli anni Sessanta con lo scopo di studiare il fenomeno di adattamento dei sistemi naturali e di tradurre questa caratteristica all'interno dei sistemi informatici. L'algoritmo genetico di Holland era un'astrazione dell'evoluzione biologica, in cui una popolazione di cromosomi composta da stringhe (*geni*) di *alleli* (del valore di 0 o 1) veniva fatta evolvere in una nuova popolazione tramite l'uso di alcuni operatori genetici, quali la selezione, l'incrocio, la mutazione e l'inversione.

L'operatore di selezione classifica i cromosomi in modo che quelli più adatti abbiano più possibilità di riprodursi, l'incrocio ha il compito di scambiare parti di cromosomi, la mutazione modifica in modo casuale il valore degli alleli in alcune posizioni del cromosoma e l'inversione cambia l'ordine di sistemazione dei geni in una parte del cromosoma. Nel seguito del capitolo si illustreranno maggiormente questi aspetti.

### 4.3.2 Impiego degli algoritmi genetici

Gli algoritmi genetici sono per loro natura molto flessibili e allo stesso tempo robusti. Queste caratteristiche hanno permesso il loro utilizzo in campi diversi: uno dei principali è naturalmente quello dell'ottimizzazione di funzioni numeriche complicate.

In molti casi gli algoritmi genetici si sono dimostrati più efficaci di altre tecniche come ad esempio quella del gradiente, perché la continua rimescolanza dei geni mediante crossover e mutazione impedisce che ci si fermi su un massimo (o minimo) locale.

Per le loro caratteristiche di flessibilità e di robustezza, gli algoritmi genetici hanno trovato impiego in molti campi:

- Image processing: sono stati utilizzati per allineare immagini di una stessa zona prese in tempi diversi o per creare un identikit di persone sospette a partire dalla descrizione di un testimone (in questo caso vengono generate all'inizio delle facce casuali, e quelle più somiglianti vengono ricombinate fra loro fino ad ottenere una descrizione il più possibile coincidente).
- Ottimizzazione combinatoria: sono stati efficacemente utilizzati in tutti quei problemi in cui bisogna trovare la disposizione sequenziale ottima di una serie di oggetti.
- Bin Packing: sono stati utilizzati nei problemi di ricerca dell'allocazione ottima di risorse limitate per la massimizzazione del rendimento o la produzione.
- Machine learning: nel campo dell'intelligenza artificiale, gli algoritmi genetici sono spesso usati per istruire le macchine in determinati problemi.
- Progettare lavori: attuando un mix di ottimizzazione combinatoria e ottimizzazione di funzioni gli algoritmi genetici sono stati utilizzati anche nel campo della progettazione. Operando senza preconcetti, può spesso provare e trovare cose che un progettista umano non avrebbe mai pensato.

Negli ultimi anni si sono sviluppate molte applicazioni anche nel campo dell'ingegneria civile. In particolare gli algoritmi genetici sono stati utilizzati nel campo dell'ottimizzazione strutturale ([Yang 1997], [Biondini 2000/a], [Krishnamoorthy 2002]), nell'allocazione delle risorse per problemi costruttivi [Senouci 2004] e nell'ottimizzazione di reti stradali ed idriche [Tolson 2004], [Prasad 2004].

### 4.3.3 I termini della biologia

Come avvenuto per le reti neurali, anche per gli algoritmi genetici è nata una terminologia derivante dal campo biologico a cui gli algoritmi stessi sono ispirati. In [Mitchell 1996] è riportata una breve panoramica di tutti i termini utilizzati nella ricerca sugli algoritmi genetici.

Tutti gli organismi viventi sono composti da cellule contenenti uno o più *cromosomi*. Un cromosoma è un filamento di DNA che funge da *progetto per l'organismo*. Un cromosoma può essere idealmente diviso in *geni*, ciascuno dei quali codifica una particolare proteina.

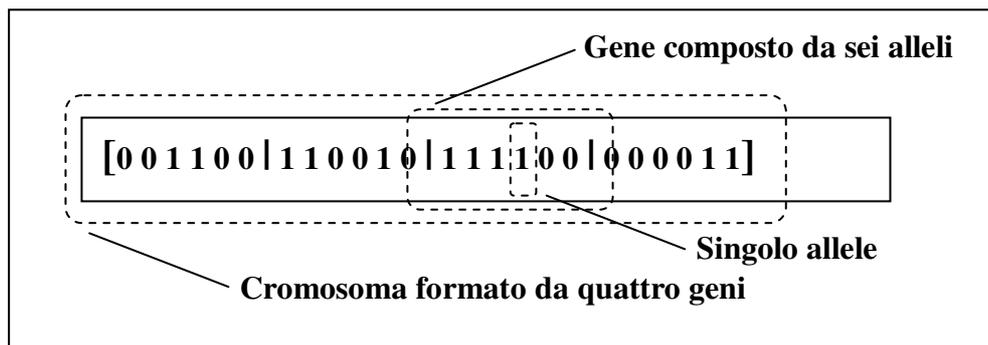
Semplificando, si può immaginare che ogni gene codifichi una particolare caratteristica (es. colore degli occhi); in questo caso col termine *alleli*, si indicano le diverse configurazioni possibili di quella caratteristica (blu, nocciola, verde).

La totalità del materiale genetico di un individuo è detto *genoma*, mentre un particolare insieme di geni contenuto in un genoma prende il nome di *genotipo*. Durante lo sviluppo dell'organismo il genotipo dà luogo al *fenotipo* che governa le caratteristiche dell'organismo, come il colore degli occhi, l'altezza, le dimensioni del cervello.

In natura, la maggior parte degli organismi che si riproducono sessualmente sono *diploidi* (i cromosomi si presentano a coppie) e nel corso della riproduzione avviene una ricombinazione dei geni tra ogni coppia di cromosomi.

Gli organismi in cui i cromosomi non sono appaiati vengono definiti *apolidi*. I discendenti sono soggetti ad una possibile mutazione di geni derivante spesso da un errore di copiatura dei geni. L'idoneità (*fitness*) di un individuo è tipicamente definita come la probabilità che l'organismo viva abbastanza per riprodursi o come una funzione del numero di discendenti che esso genera.

In genere, le applicazioni che utilizzano gli algoritmi genetici usano individui apolidi con un solo cromosoma. Il termine cromosoma identifica una soluzione del problema spesso codificata come una *stringa di bit*. I geni possono essere sia singoli bit, sia piccoli blocchi di bit. In una codifica binaria (usualmente impiegata) un allele può valere 0 o 1 [Figura 4.13].



**Figura 4.13:** Visualizzazione di un cromosoma contenente quattro geni di sei alleli in codifica binaria.

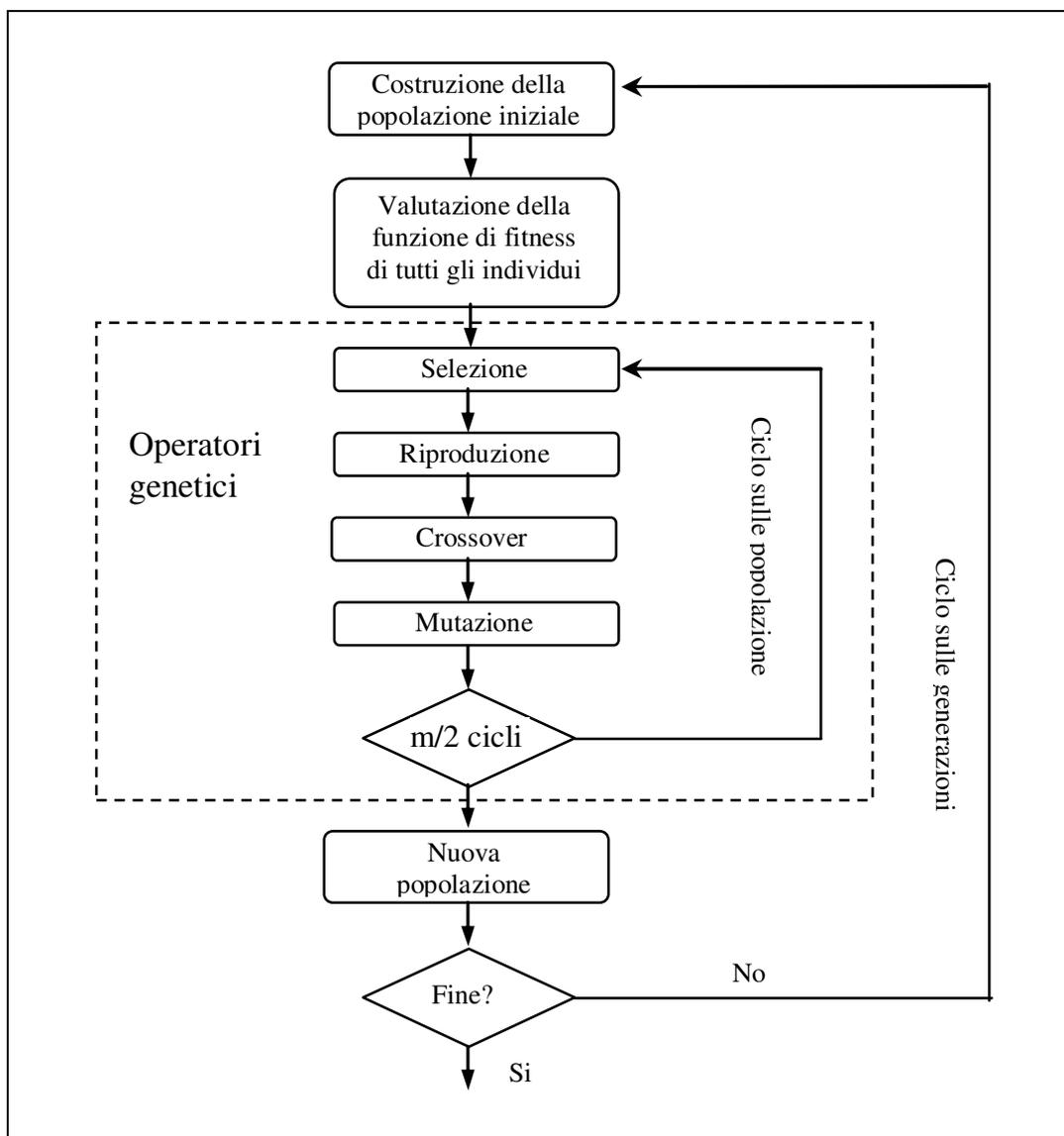
In letteratura non esiste una definizione rigorosa di “algoritmo genetico” accettata dalla totalità dei ricercatori del campo della computazione evolutiva e che permetta di distinguere gli algoritmi genetici dagli altri metodi di computazione evolutiva [Mitchell 1996]. Tuttavia è possibile individuare alcune caratteristiche comuni a tutti gli algoritmi genetici, quali: una popolazione di cromosomi, una selezione che agisce in base all’idoneità, l’incrocio per produrre nuovi discendenti e la loro mutazione casuale.

I cromosomi sono generalmente rappresentati da stringhe di bit in cui gli alleli possono assumere il valore di 0 o di 1 (codifica binaria). Ogni cromosoma rappresenta un punto nello spazio di ricerca della soluzione e l’algoritmo genetico modifica la popolazione di cromosomi creando dei discendenti in ogni era evolutiva e rimpiazzando con essi la popolazione dei genitori. Ad ogni cromosoma deve quindi essere associato un grado di idoneità alla riproduzione in relazione alla sua capacità di risolvere il problema che si sta trattando. L’idoneità di un cromosoma viene calcolata in base ad un’opportuna funzione di fitness definita dall’utente a seconda del problema considerato.

Anche se gli algoritmi genetici sono relativamente facili da programmare, il loro comportamento può essere complicato e rimangono molte questioni aperte sul loro funzionamento e sui tipi di problemi per i quali risultano più adatti [Mitchell 1998].

La teoria tradizionale [Holland 1975] ipotizza che, a un livello descrittivo molto generale, gli algoritmi genetici funzionino scoprendo e ricombinando in modo parallelo dei buoni *blocchi costitutivi* di soluzioni. Le soluzioni buone, tendono ad essere formate, rispetto alle cattive, da combinazioni di valori di bit più adatti a rappresentare la soluzione del problema considerato.

La Figura 4.14 mostra il funzionamento di un generico algoritmo genetico utilizzando uno schema a blocchi.



**Figura 4.14:** Schema a blocchi di un generico algoritmo genetico.

Una volta formata la popolazione iniziale, la ricombinazione avviene tramite un certo numero di operatori genetici che in Figura 4.14 sono rappresentati dalla:

- Selezione
- Riproduzione
- Crossover (o incrocio)
- Mutazione

#### 4.3.4 La popolazione

La popolazione  $X$  è un insieme di  $m$  individui appartenenti all'ambiente che si sta considerando. Se si sta considerando un problema di ottimizzazione, in cui vi sono  $n$  variabili da ottimizzare, una popolazione sarà formata da  $m$  insiemi delle  $n$  variabili.

$$X = \{\mathbf{x}_1 \ \mathbf{x}_2 \ \dots \ \mathbf{x}_m\} \quad (4.27)$$

ogni componente del vettore 4.27 è un individuo della popolazione, composto dalle  $n$  variabili:

$$\mathbf{x}_k^T = [x_1^k \ x_2^k \ \dots \ x_n^k] \quad \text{per } k = 1, \dots, m \quad (4.28)$$

Il vettore rappresentato dall'Equazione 4.28 deve essere codificato nel linguaggio utilizzato dall'algoritmo genetico. Le codifiche binarie sono le più comuni, sia per un motivo storico (Holland nei suoi primi studi si è concentrato su tale codifica) sia perché le euristiche per assegnare valori appropriati ai parametri (per esempio ai coefficienti di mutazione e di incrocio) sono state generalmente sviluppate per tale codifica. Altri tipi di codifiche sono presenti in [Goldberg 1989], [Haslinger 1996].

La Figura 4.15 mostra un esempio di codifica binaria per l'individuo precedentemente considerato nell'Equazione 4.28.

$$\mathbf{x}_k^T = [0 \ 0 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ | \ \dots \ \dots \ \dots \ | \ 1 \ 1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ | \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 1 \ 1]$$

**Figura 4.15:** Codifica binaria di un individuo della popolazione.

La popolazione iniziale di individui può essere generata in modo casuale o in base a delle euristiche. La dimensione  $m$  della popolazione influenza l'efficienza dell'algoritmo genetico [Sven 1993] e deve essere scelta con cura.

Se la popolazione è formata da un numero troppo piccolo di individui, la *diversità* della popolazione non è assicurata e l'algoritmo converge troppo rapidamente. Tuttavia, se nella

popolazione vi sono troppi individui, la *pressione selettiva* non è adeguata ed il tempo di attesa per raggiungere la convergenza diventa molto lungo. Diversi autori forniscono stime per la scelta adeguata del numero  $m$ ; Rao suggerisce di utilizzare  $2n \leq m \leq 4n$  [Rao 1996].

#### 4.3.5 La funzione di fitness

Per ciascun problema da risolvere deve essere costruita una specifica *funzione di fitness*. Dato un particolare cromosoma, la funzione di fitness restituisce un singolo valore numerico detto *fitness* o *figura di merito*, che si suppone sia proporzionale alla utilità o abilità dell'individuo che il cromosoma rappresenta.

Per molti problemi, in particolare per funzioni di ottimizzazione, la funzione di fitness misura il valore stesso della funzione.

#### 4.3.6 La selezione e la riproduzione

Durante la fase di riproduzione di un algoritmo genetico, gli individui vengono sottoposti a un processo di *selezione* e vengono ricombinati, producendo la discendenza che darà luogo alla generazione successiva.

I genitori sono selezionati in maniera casuale utilizzando uno schema che favorisce gli individui migliori. Questi saranno probabilmente selezionati più volte per la riproduzione, mentre quelli peggiori potrebbero non essere mai scelti.

Il metodo di selezione più diffuso consiste nell'associare direttamente la probabilità di selezione agli individui in base alla loro idoneità (fitness) nel risolvere il problema dato. Si mette in opera quindi il meccanismo che viene definito *della roulette* e che permette statisticamente di assicurare una selezione strettamente proporzionale alla funzione fitness di ciascun individuo (Figura 4.16). Varie alternative sono state proposte alla regola della roulette classica ed utilizzate con successo; Baker propone di eseguire più valutazioni casuali contemporaneamente, in modo da evitare, nel caso che il numero di individui non sia particolarmente elevato, che non venga favorito un individuo che non lo merita [Baker 1987]. Tale regola è schematicamente rappresentata in Figura 4.17.

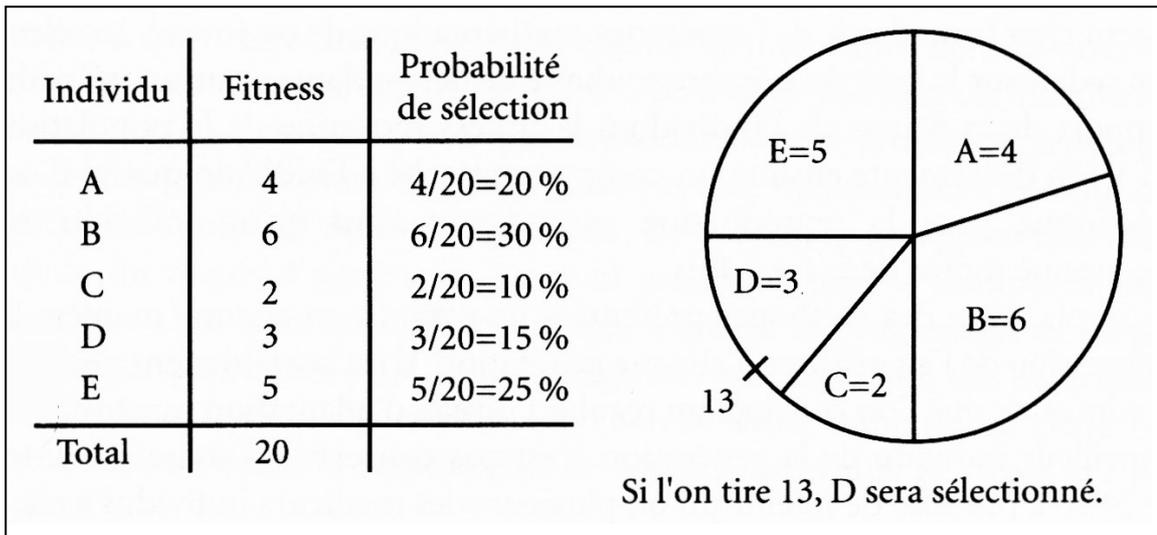


Figura 4.16: Regola della roulette [Rennard 2002].

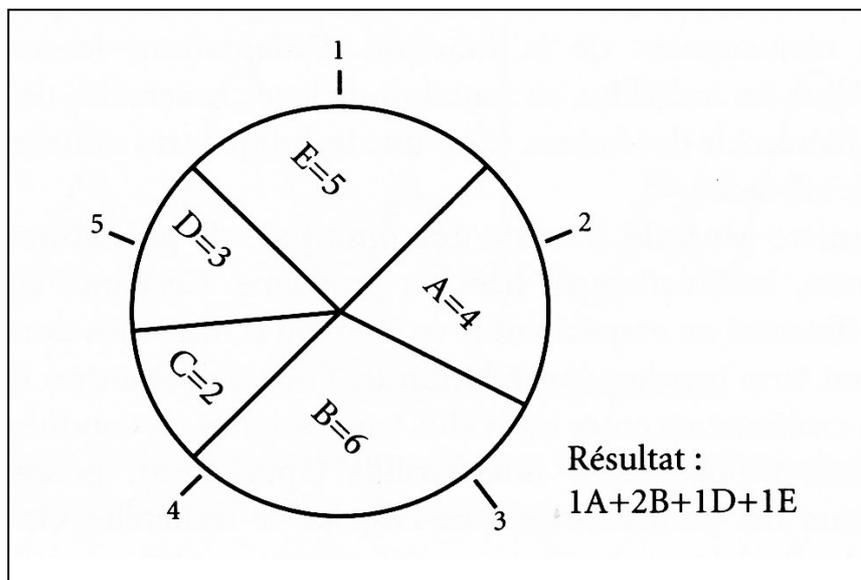


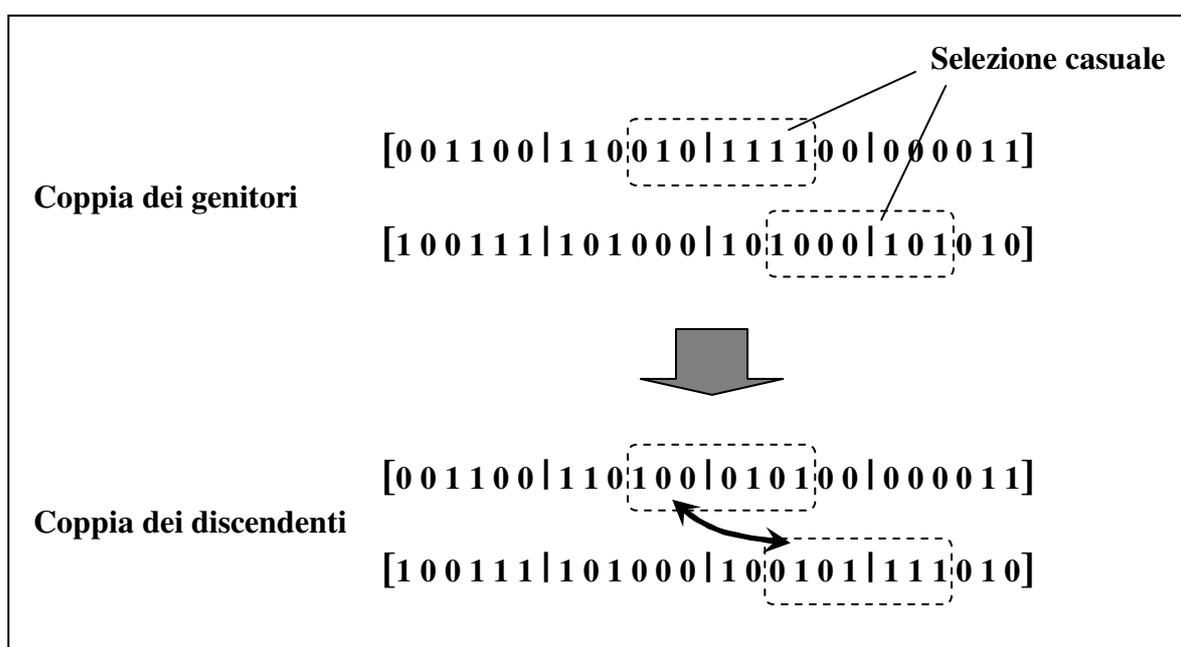
Figura 4.17: Regola della roulette modificata, secondo Baker [Rennard 2002].

De Jong propone inoltre di preservare immutati un certo numero dei migliori individui, in modo che le loro caratteristiche genetiche non vengano perse durante l'evoluzione della popolazione (*elitismo*) [Purshouse 2002]. In questo caso però vi è il rischio di una convergenza prematura dell'algoritmo.

Dopo aver selezionato due individui, i loro cromosomi vengono ricombinati mediante gli operatori di *crossover* e di *mutazione*.

#### 4.3.7 Il crossover (o incrocio)

Il *crossover* considera due individui e taglia un pezzo delle stringhe dei loro due cromosomi in una posizione scelta a caso, per produrre due cromosomi nuovi in cui il pezzo di stringa tagliata dal primo viene scambiata col pezzo tagliata dal secondo. Ciascuno dei figli eredita alcuni geni da ogni genitore, ma non sarà identico ad uno di essi (Figura 4.18).



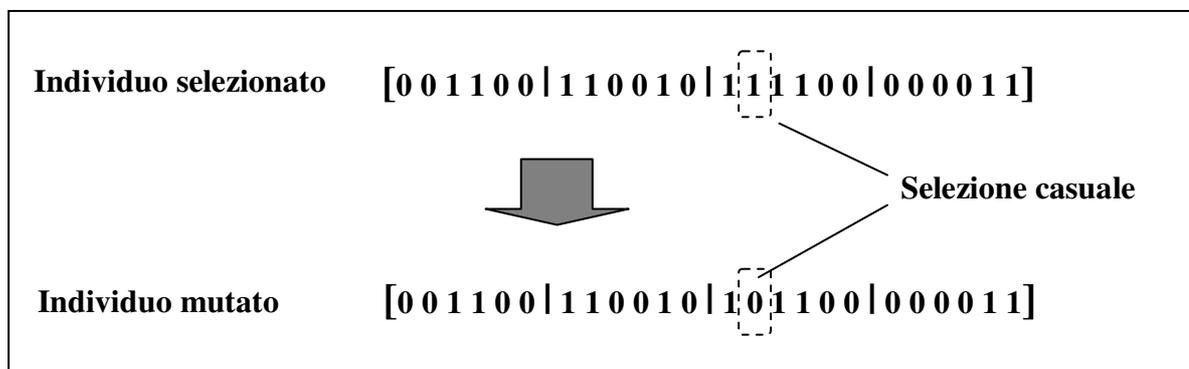
**Figura 4.18:** Rappresentazione grafica dell'operatore di crossover.

Il crossover non è abitualmente applicato a tutte le coppie di individui selezionati per l'accoppiamento. Viene eseguita una scelta casuale, dove la probabilità di accadimento dell'operazione di crossover è tipicamente compresa tra 0.6 e 1.0. Se il crossover non è applicato i figli sono generati semplicemente duplicando i genitori.

### 4.3.8 La mutazione

La *mutazione* è applicata a ogni figlio singolarmente dopo il crossover. L'operatore di mutazione altera a caso il valore di un gene. La probabilità di accadimento di questo operatore è in genere molto bassa, tipicamente *0.001* (Figura 4.19).

La teoria tradizionale ritiene che il crossover sia più importante della mutazione per quanto riguarda la rapidità di esplorazione dello spazio di ricerca. La mutazione porta soltanto un fattore di casualità che serve ad assicurare che non rimangano in tale spazio regioni inesplorate [Holland 1975].



**Figura 4.19:** Rappresentazione grafica dell'operatore di mutazione.

### 4.3.9 Convergenza dell'algoritmo

Se l'algoritmo genetico è correttamente implementato, la popolazione evolve durante numerose generazioni in modo che il fitness del miglior individuo e la media in ogni generazione cresca verso l'ottimo globale. La convergenza è rappresentata dalla progressione verso la crescente uniformità (Figura 4.20).

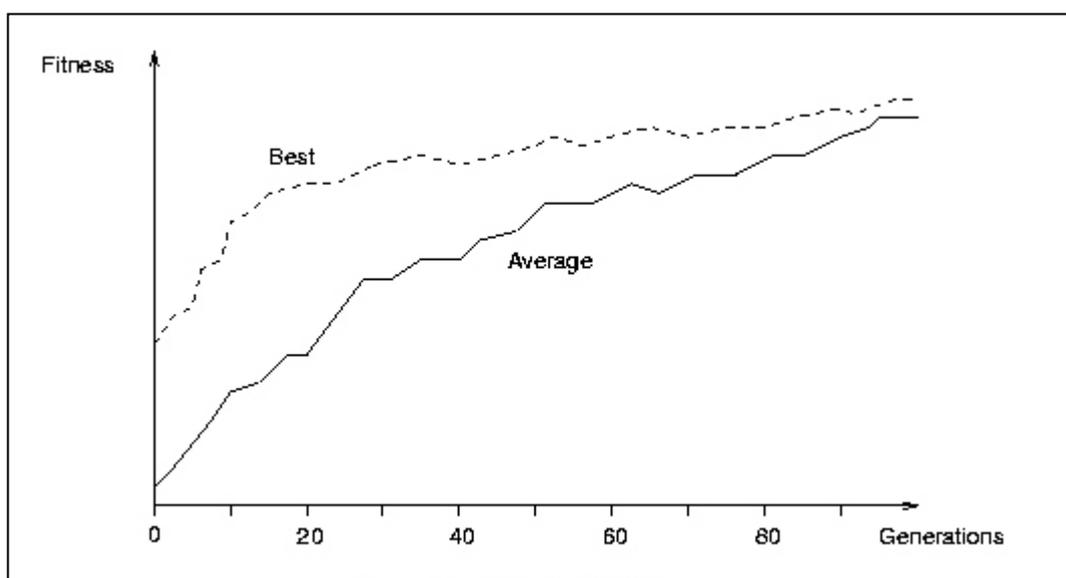


Figura 4.20: Tipico andamento della fitness di un algoritmo genetico.

Per formalizzare il concetto di blocco costitutivo, Holland [Holland 1975] introdusse la nozione di *schema*. Uno schema è un insieme di stringhe bit che possono essere descritte da un modello costituito da uno, zero e asterischi (caratteri *jolly*).

Ad esempio lo schema:

$$H = [1 * * * * 0] \quad (4.29)$$

rappresenta l'insieme di tutte le stringhe di cinque bit che cominciano con uno e finiscono con zero. Schemi diversi hanno caratteristiche diverse, ma esistono importanti proprietà comuni a tutti quali l'ordine e la lunghezza di definizione.

L'ordine dello schema  $H$ , denotato con  $o(H)$ , è il numero di posizioni definite, ovvero il numero di 0 e di 1 presenti. L'ordine definisce la specificità di uno schema ed è utile per calcolare la probabilità di sopravvivenza di uno schema alla mutazione.

La lunghezza di definizione dello schema  $H$ , denotata con  $\delta(H)$ , è la distanza tra la prima e l'ultima posizione fissata nella stringa. Essa definisce la compattezza delle informazioni contenute in uno schema. Si osservi che uno schema con una sola posizione fissata ha lunghezza di definizione uguale a zero.

Lo schema presentato dall'Equazione 4.29 contiene due bit definiti (non asterischi) per cui è di *ordine* 2. La sua *lunghezza di definizione*, la distanza tra i bit definiti più esterni, risulta essere di 5.

Si noti che vi sono  $2^l$  possibili stringhe di lunghezza  $l$ , e dunque  $2^{2l}$  possibili sottoinsiemi di stringhe, ma solo  $3^l$  schemi. Non tutti i possibili sottoinsiemi dell'insieme delle stringhe di lunghezza  $l$  possono essere descritti da uno schema, anzi, la stragrande maggioranza non può esserlo.

Un presupposto fondamentale della teoria tradizionale degli algoritmi genetici è che gli schemi sono, implicitamente, i blocchi costitutivi sui quali l'algoritmo agisce per mezzo degli operatori di selezione, mutazione e crossover [Mitchell 1998]. A una data generazione, l'algoritmo valuta l'idoneità degli  $n$  individui, ma in realtà stima implicitamente l'idoneità media di un numero assai maggiore di schemi.

Goldberg dimostrò un limite inferiore per il numero atteso di individui rappresentati da un particolare schema durante una nuova generazione [Goldberg 1989] che portò alla formulazione del cosiddetto teorema degli schemi: schemi corti, di basso ordine ed aventi fitness sopra la media ricevono da una generazione alla successiva un numero di individui crescente in modo esponenziale nel tempo.

La convergenza dell'algoritmo genetico dipende fortemente dalla funzione di fitness adottata. E' opinione generale che la competizione tra gli schemi, durante l'evoluzione, proceda generalmente dalle partizioni di ordine inferiore verso le partizioni di ordine superiore. In questo modo, per un algoritmo genetico sarebbe difficile trovare il punto di massimo di una certa funzione di fitness se le partizioni di ordine inferiore contenessero indicazioni fuorvianti su quelle di ordine superiore [Bethke 1980]. Ad esempio, è molto difficile per un algoritmo genetico scoprire la soluzione 00000...0 poiché tutti gli schemi di ordine inferiore forniscono informazioni fuorvianti sulla posizione del punto di massimo. Una funzione di fitness con un massimo in questo punto viene definita completamente ingannevole (il termine ingannevole fu introdotto da Goldberg nel 1987).

## 4.4 LA LOGICA FUZZY

La logica fuzzy fornisce la possibilità di riprodurre i ragionamenti approssimati della mente umana. Nelle tecniche computazionali tradizionali, le decisioni sono assunte in base alla precisione dei risultati e quindi alla certezza. Nel soft-computing vengono invece considerate la tolleranza all'errore e l'incertezza.

### 4.4.1 Breve introduzione storica

Il termine *fuzzy logic* fu introdotto da Zadeh nel suo lavoro del 1965 [Zadeh 1965], ma l'idea di un terzo stato logico contrapposto alla logica bivalente (vero o falso) di Aristotele è da far risalire al filosofo greco Platone o, in tempi moderni, al filosofo Lukasiewicz.

Al terzo stato logico fu dato il nome di "possibile" e, se a ciò che è vero viene in genere dato valore  $1$  mentre a ciò che è falso viene dato valore  $0$ , a ciò che è possibile venne assegnato un valore numerico variabile tra  $0$  ed  $1$ . La logica fuzzy fornisce un'opportunità di modellare delle condizioni incerte e fornisce delle tecniche su cui basare metodi di ragionamento approssimato.

Le operazioni caratteristiche svolte da un qualunque sistema fuzzy si possono suddividere nei seguenti 4 passaggi:

- Fuzzificazione dell'input
- Inferenza fuzzy
- Composizione degli output fuzzy
- Defuzzificazione

Nel seguito si analizzeranno ognuno di questi aspetti.

#### 4.4.2 Impiego della logica fuzzy

In un'intervista a *Computer Design*, Zadeh dichiarò che quando propose la logica fuzzy nel 1965 si attendeva che le applicazioni principali dovessero interessare le discipline linguistiche e sociali. La capacità di poter trattare variabili linguistiche (come alto o basso) e di poter effettuare ragionamenti incerti, rende questo strumento applicabile a tutti i campi delle scienze umanistiche.

In realtà le prime applicazioni della logica fuzzy si sono avute nell'ambito ingegneristico dei sistemi di controllo (grazie soprattutto ai ricercatori dei paesi asiatici) per poi estendersi ai sistemi di supporto decisionale, al linguaggio naturale, al riconoscimento di forme e ad altri svariati campi.

Anche nell'ambito dell'ingegneria civile, la logica fuzzy trova notevoli applicazioni in quegli ambiti in cui sono richieste delle analisi in presenza di incertezza come, chiaramente, le tecniche di controllo [Colla 2003], l'affidabilità strutturale ([Chiang 2000], [Biondini 2000/b], [Migliacci 2000], [Savoia 2002]) ed il trattamento delle incertezze nei materiali [Ferrari 1997], [Provenzano 2000].

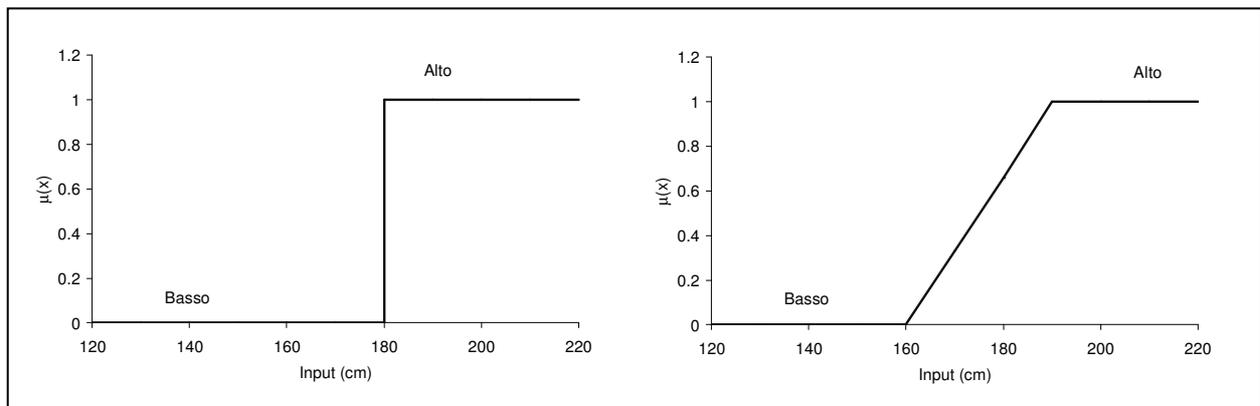
#### 4.4.3 Fuzzy sets e membership functions

Gli insiemi fuzzy (*fuzzy sets*) sono delle generalizzazioni degli insiemi booleani (*crisp sets*). L'appartenenza o meno di un elemento  $x$  ad un insieme booleano può essere descritta da una funzione di appartenenza  $\mu_A(x)$  in cui:

$$\mu_A(x) = \begin{cases} 1 & \text{if } x \in A \\ 0 & \text{if } x \notin A \end{cases} \quad (4.30)$$

L'Equazione 4.30 è rappresentata dalla curva di sinistra di Figura 4.21. Un elemento può solo appartenere totalmente (se  $\mu_A(x) = 1$ ) o non appartenere affatto all'insieme ( $\mu_A(x) = 0$ ). La teoria fuzzy estende il concetto di appartenenza, definendo per essa differenti gradi e quindi delle appartenenze parziali. Un insieme fuzzy è caratterizzato da una funzione di appartenenza che assume valori compresi nell'intervallo tra 0 ed 1. La funzione di appartenenza (*membership function*) è essenzialmente una curva che definisce il grado di appartenenza di ogni punto

dell'insieme di input. La curva di destra di Figura 4.21 mostra un esempio di funzione di appartenenza di un insieme fuzzy.



**Figura 4.21:** Funzioni di appartenenza di un insieme booleano e di un insieme fuzzy riguardante l'altezza delle persone.

Da notare che, se la funzione di appartenenza dell'insieme booleano mappa l'insieme di input solamente in due zone, la funzione di appartenenza dell'insieme fuzzy risulta più graduale, definendo anche degli stati intermedi di transizione.

Due dei tipi di funzioni di appartenenza più utilizzate sono quelle triangolari e quelle trapezoidali, rappresentate rispettivamente dalle Equazioni 4.31 e 4.32

$$\mu_A(x; a, b, c) = \begin{cases} 0 & \text{se } x < a \\ \frac{x-a}{b-a} & \text{se } a \leq x < b \\ \frac{c-x}{c-b} & \text{se } b \leq x < c \\ 0 & \text{se } x > c \end{cases} \quad (4.31)$$

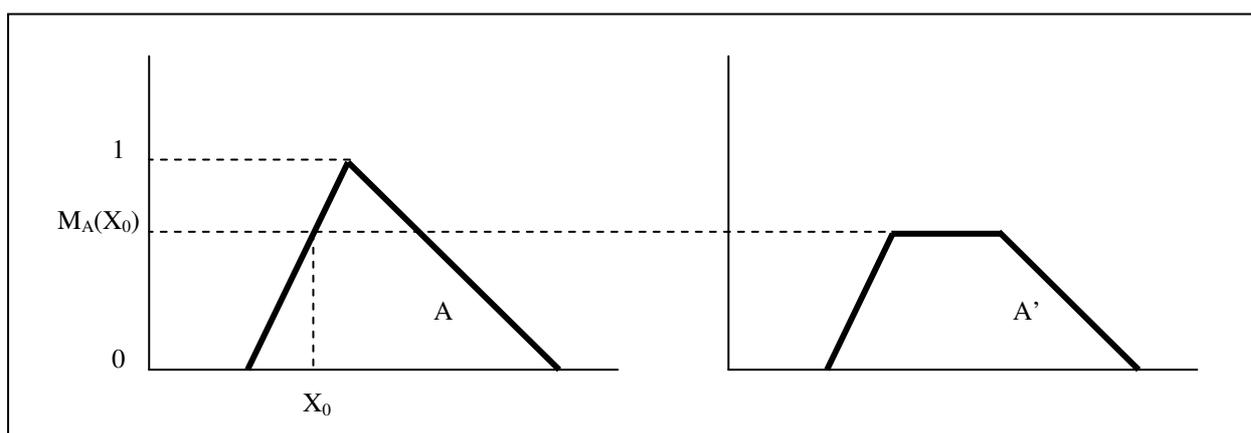
$$\mu_A(x; a, b, c, d) = \begin{cases} 0 & \text{se } x < a \\ \frac{x-a}{b-a} & \text{se } a \leq x < b \\ 1 & \text{se } b \leq x < c \\ \frac{c-x}{c-b} & \text{se } c \leq x < d \\ 0 & \text{se } x > d \end{cases} \quad (4.32)$$

Altri tipi di funzioni, di forma a  $\pi$ , o Gaussiana sono utilizzate in applicazioni specifiche [Giarratano 1993].

Per ragionare in termini fuzzy, occorre preliminarmente trasformare ogni valore numerico di input nei corrispondenti insiemi fuzzy. Questa operazione viene generalmente chiamata *fuzzificazione* delle variabili. Dato un valore  $x_0$  ed un insieme fuzzy  $A$ , la conoscenza di tale valore autorizza un grado di verità di  $A$  non superiore ad  $\mu_A(x_0)$  e attiva quindi un sottoinsieme  $A'$  di  $A$  avente come ordinata massima  $\mu_A(x_0)$ :

$$\mu_{A'}(x) = \max[\mu_A(x_0), \mu_A(x)] \quad (4.33)$$

Ad esempio, se la  $\mu_A(x)$  è un triangolo la  $\mu_{A'}(x)$  sarà il trapezio che si ottiene tagliando il triangolo originario all'altezza di  $\mu_A(x_0)$  come evidenziato in Figura 4.22.



**Figura 4.22:** Fuzzificazione di un valore numerico.

In generale, un valore di input può attivare uno o più insiemi fuzzy, se questi sono sovrapposti, con gradi di verità differenti (Figura 4.23). La fuzzificazione è un processo che riceve i valori di input e le funzioni di appartenenza, per restituire gli insiemi fuzzy attivati da quei valori [Cammarata 1994].

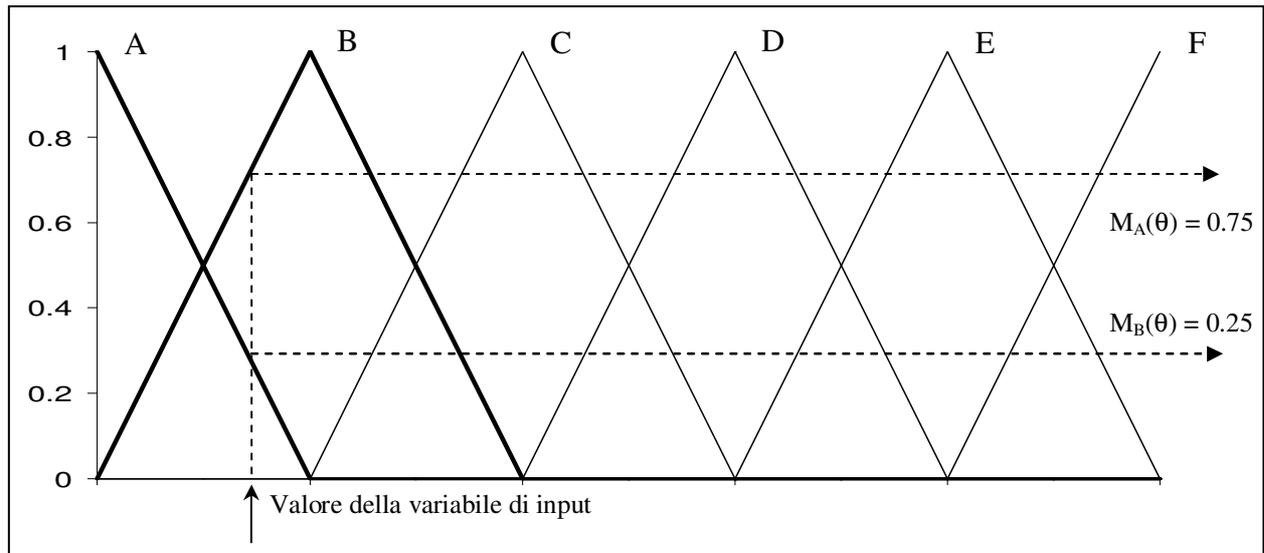


Figura 4.23: Differenti insiemi fuzzy attivi.

#### 4.4.4 Gli operatori logici

Sugli insiemi fuzzy attivi, vengono utilizzati diversi operatori logici, simili agli operatori *AND*, *OR*, e *NOT* dell'algebra booleana. In essa l'operatore *AND* fornisce l'intersezione di due insiemi, l'operatore *OR* ne fornisce l'unione e l'operatore *NOT* il complemento di un insieme, in base alle regole di verità riportate in Tabella 4.1.

AND			OR			NOT	
A	B	$A \cup B$	A	B	$A \cap B$	A	$\neg A$
0	0	0	0	0	0	0	1
0	1	0	0	1	1	1	0
1	0	0	1	0	1		
1	1	1	1	1	1		

Tabella 4.1: Regole di verità per gli operatori *AND*, *OR*, *NOT*.

Nella logica fuzzy l'operatore di intersezione tra due insiemi fuzzy, viene generalmente definito tramite la regola del minimo:

$$\mu_{A \cap B}(x) = \min[\mu_A(x), \mu_B(x)] \quad (4.34)$$

L'operatore di unione può essere definito tramite la regola del massimo:

$$\mu_{A \cup B}(x) = \max[\mu_A(x), \mu_B(x)] \quad (4.35)$$

mentre il complemento di un insieme fuzzy può essere valutato come:

$$\mu_{\neg A}(x) = 1 - \mu_A(x) \quad (4.36)$$

Da notare che per definire i precedenti operatori logici, possono essere utilizzate anche regole differenti. Zadeh definisce l'intersezione e l'unione di sistemi fuzzy come [Zadeh 1965]:

$$\mu_{A \cup B}(x) = \mu_A(x) + \mu_B(x) - \mu_A(x) \cdot \mu_B(x) \quad (4.37)$$

$$\mu_{A \cap B}(x) = \mu_A(x) \cdot \mu_B(x) \quad (4.38)$$

In termini generali, l'intersezione e l'unione di insiemi fuzzy sono delle regole che aggregano due funzioni di appartenenza:

$$\mu_{A \cap B}(x) = T(\mu_A(x), \mu_B(x)) \quad (4.39)$$

L'operatore di intersezione (*T-norm*) deve soddisfare i seguenti requisiti:

- contorno:  $T(0,0) = 0$ ,  $T(a,1) = T(1,a) = a$  (4.40)

- monotonicità:  $T(a,b) \leq T(c,d)$  se  $a \leq c$  e  $b \leq d$  (4.41)

- commutatività:  $T(a,b) = T(b,a)$  (4.42)

- associatività:  $T(a, T(b,c)) = T(T(a,b), c)$  (4.43)

Il primo requisito è una naturale generalizzazione dell'algebra booleana. Il secondo implica che un decremento dei valori delle funzioni di appartenenza in A ed in B non possa

produrre un incremento nei valori della funzione di appartenenza dell'insieme di intersezione. Il terzo garantisce che l'ordine con cui gli insiemi fuzzy sono combinati non provoca cambiamenti nell'insieme di intersezione. Il quarto estende la validità dell'operatore di intersezione ad un numero qualsiasi di insiemi fuzzy.

In modo simile è possibile definire l'operatore generico di unione (*S-norm* o *T-conorm*) come:

$$\mu_{A \cup B}(x) = S(\mu_A(x), \mu_B(x)) \quad (4.44)$$

Analogamente a quanto esposto per l'operatore di intersezione, il generico operatore di unione deve soddisfare i seguenti requisiti:

- contorno:  $S(1,1) = 1$ ,  $S(a,0) = S(0,a) = a$  (4.45)

- monotonicità:  $S(a,b) \leq S(c,d)$  se  $a \leq c$  e  $b \leq d$  (4.46)

- commutatività:  $S(a,b) = S(b,a)$  (4.47)

- associatività:  $S(a, S(b,c)) = S(S(a,b), c)$  (4.48)

Il significato delle Equazioni 4.45 – 4.48 è analogo a quello esposto per l'operatore di intersezione. In letteratura sono presenti differenti metodi per esplicitare la T-norm e la S-norm [Sugeno 1977], [Dubois 1980] tuttavia la maggior parte delle applicazioni utilizzano le regole del minimo, del massimo ed il complemento.

Da notare infine che un operatore fuzzy deve poter riprodurre anche l'algebra booleana quando le funzioni di appartenenza degli insiemi divengono funzioni a gradino del tipo riportato in Figura 4.21 di sinistra.

#### 4.4.5 Le regole di inferenza

Un sistema di inferenza fuzzy considera in genere delle funzioni di appartenenza di input e di output, degli operatori fuzzy e delle regole di inferenza. Le regole di inferenza di un sistema fuzzy, consistono in una serie di relazioni *if-then* che specificano i legami tra gli insiemi fuzzy di

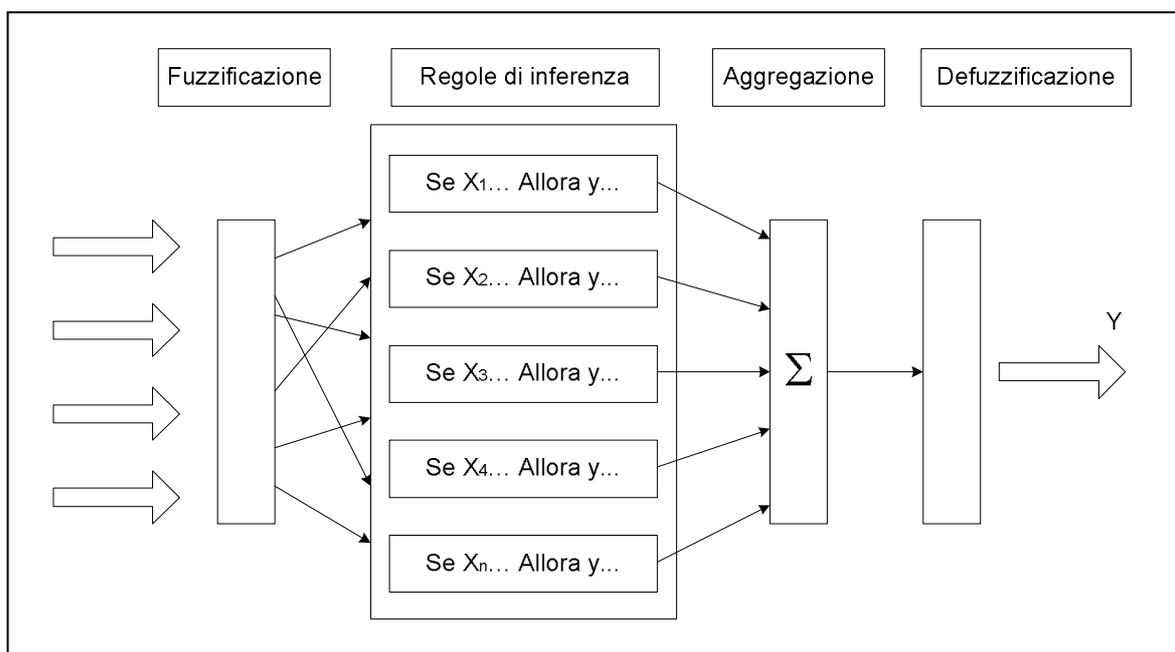
input e quelli di output. Tale insieme di regole rappresentano il cuore del ragionamento fuzzy, e codificano tutte le conoscenze che si hanno sul comportamento del sistema in esame.

Le regole di inferenza fuzzy estendono le regole dell'algebra booleana, sostituendo ai valori  $0$  e  $1$  le funzioni di appartenenza degli insiemi. La generica regola:

$$\text{se } x \text{ è } A \text{ allora } y \text{ è } B \quad (4.49)$$

è composta da due parti: “se  $x$  è  $A$ ” viene in genere chiamato *antecedente*, mentre “ $y$  è  $B$ ” rappresenta il *conseguente*. L'interpretazione della regola viene quindi eseguita in due passi. Durante il primo, tramite il processo di fuzzificazione e l'applicazione di eventuali operatori fuzzy, viene valutato l'antecedente; nel secondo passo viene valutato l'operatore di implicazione.

Per determinare la forma della funzione di appartenenza dell'uscita, l'operatore di implicazione viene usualmente esplicitato con il metodo del minimo, valutando il grado di attivazione della regola ed applicando l'operatore di minimo ad esso e all'insieme fuzzy di uscita.



**Figura 4.24:** Rappresentazione schematica di un sistema di inferenza fuzzy.

Gli insiemi fuzzy di uscita di tutte le regole, vengono successivamente combinati per produrre un solo insieme fuzzy di uscita. Questo processo viene denominato *aggregazione* ed l'operatore generalmente utilizzato per questa operazione è l'operatore del massimo.

Da notare che, poiché l'operatore del massimo gode della proprietà commutativa, l'ordine con le quali le regole di inferenza vengono valutate non è rilevante nella definizione dell'output del sistema fuzzy. Si consideri ad esempio la generica regola  $i$ -esima:

$$\text{se } x_1 \text{ è } T_1^i \text{ e } x_2 \text{ è } T_2^i \text{ allora } y \text{ è } T_y^i \quad (4.50)$$

Il grado di attivazione della regola può essere assunto pari al minimo dei gradi di verità degli insiemi fuzzy dell'antecedente (regola *alfa*):

$$\alpha_i = \min(\mu_{x_1}^i(x_1), \mu_{x_2}^i(x_2)) \quad (4.51)$$

L'attivazione di una singola regola crea, per inferenza, uno o più insiemi fuzzy di output. Si è evidenziato come, in genere, per ottenere l'insieme fuzzy di output venga utilizzato il metodo del minimo, in questo caso esso si ottiene tagliando la funzione di appartenenza di output con un taglio orizzontale di altezza pari al grado di attivazione della regola. Ovvero applicando:

$$\mu_y^i(w) = \min(\alpha_i, \mu_y^i(w)) \quad (4.52)$$

in cui  $w$  è la variabile che rappresenta il supporto della funzione di appartenenza di output.

Ogni regola viene valutata tramite le Equazioni 4.51 e 4.52, infine le varie funzioni di output vengono aggregate per ottenere la funzione di appartenenza della variabile di uscita. Il più comune metodo di aggregazione utilizzato è la regola del massimo:

$$\mu_y(w) = \max(\mu_y^1(w), \mu_y^2(w), \dots) \quad (4.53)$$

Da notare che solo questa funzione rappresenta la funzione di appartenenza della variabile di output. Per ottenere da essa un valore numerico, deve essere utilizzato un procedimento di defuzzificazione.

#### 4.4.6 La defuzzificazione

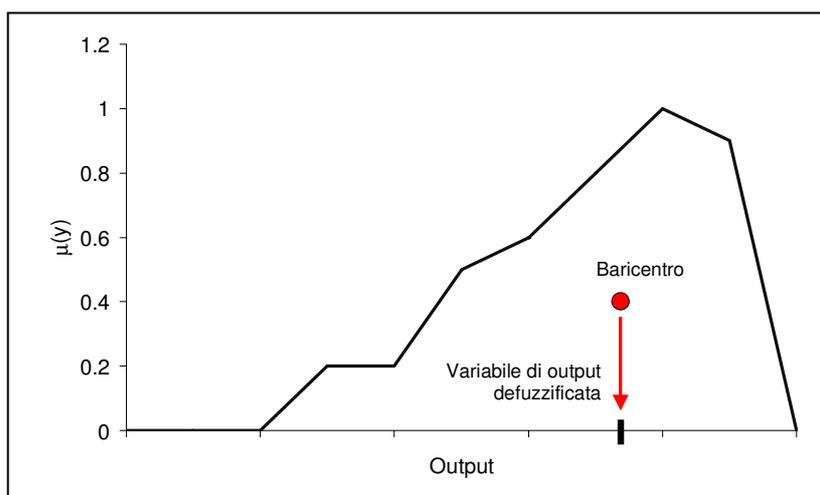
Viene definito con *defuzzificazione* il procedimento che permette di ottenere un valore numerico da una funzione di appartenenza. Diverse tecniche di defuzzificazione sono proposte in letteratura, le più usate sono la tecnica del centroide, del massimo e del *medium of maxima* [Driankov 1993].

##### 4.4.6.1 La tecnica del centro di gravità

In questo metodo la procedura di defuzzificazione determina il baricentro ( $y'$ ) della funzione di appartenenza  $\mu_B(y)$  ed utilizza questo valore come valore di output. Se la funzione di appartenenza è una funzione continua:

$$y' = \frac{\int_S y_i \mu_B(y) dy}{\int_S \mu_B(y) dy} \quad (4.54)$$

Poiché nella pratica la funzione di appartenenza è spesso rappresentata da una figura poligonale (somma di triangoli e/o trapezi) il calcolo del centro di gravità è notevolmente semplificato. La funzione di appartenenza può essere scomposta in figure semplici il cui baricentro è noto e non vi è la necessità di eseguire il calcolo integrale.



**Figura 4.25:** Defuzzificazione secondo la tecnica del centro di gravità.

#### 4.4.6.2 *Il metodo del massimo*

In questo metodo il valore di output defuzzificato è quello corrispondente al massimo della funzione di appartenenza. Questo metodo fallisce se esistono più massimi con valori uguali o molto vicini.

#### 4.4.6.3 *Il metodo del medium of maxima*

Un terzo metodo per giungere ad un valore della variabile defuzzificata è il metodo del *medium of maxima*. Applicando questo metodo il valore di output defuzzificato è la media dei valori corrispondenti ai massimi della funzione di appartenenza.



# *Capitolo V*

## *Studio del comportamento statico e sismico*

---

Contenuto del capitolo:

- *Cenni ai metodi di soluzione di problemi non lineari*
- *La definizione delle analisi*
- *I risultati di alcune analisi statiche e sismiche*

## 5.1 COMPORTAMENTO SOTTO AZIONE STATICA

### 5.1.1 Cenni ai metodi di risoluzione dei problemi statici non lineari

Nei moderni codici di calcolo la non linearità geometrica può essere modellata impiegando differenti formulazioni. Nel campo dell'ingegneria civile, le più usate sono la formulazione *Lagrangiana Totale* (LT) e la formulazione *Lagrangiana Aggiornata* (LA).

In generale, se sono presenti dei gradi di libertà rotazionali, la formulazione LT riproduce in modo accurato il comportamento strutturale se le rotazioni si mantengono piccole durante il processo deformativo. Tramite la formulazione LA si riescono a riprodurre in modo accurato anche le grandi rotazioni, a patto che siano comunque limitate all'interno di ogni incremento di carico.

Generalmente la formulazione LT risulta essere una formulazione molto robusta e capace di arrivare a convergenza anche in presenza di grandi incrementi di carico. La formulazione LA per giungere a convergenza richiede in genere passi di integrazione più piccoli.

Le formulazioni standard della non linearità geometrica, tengono conto della variazione del punto di applicazione del carico con la deformazione della struttura, ma non della variazione di direzione relativa tra carico ed elemento nella configurazione deformata. I carichi sono considerati sempre *conservativi* nella formulazione LT (ossia il carico mantiene invariata la sua direzione durante il processo di carico). Nella formulazione LA, la geometria è aggiornata alla fine di ogni incremento di carico ed il carico applicato può mantenere la stessa orientazione relativa.

In genere i codici agli elementi finiti adottano una formulazione del problema elastico lineare espressa in termini di rigidità, dove il vettore dei carichi nodali  $\mathbf{p}$  è relazionato in modo univoco con il vettore degli spostamenti nodali  $\mathbf{d}$  per il tramite della matrice di rigidità del sistema  $\mathbf{K}$ , secondo la relazione:

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{d} = \mathbf{p} \quad (5.1)$$

E' noto che la matrice di rigidità globale viene assemblata dal codice di calcolo a partire dalle matrici di rigidità di elemento ( $\mathbf{K}_e$ ). E' altresì noto (teorema di Maxwell) che le colonne di queste altro non sono che i coefficienti delle equazioni di equilibrio relative al grado di libertà corrispondente. Risulta quindi chiaro come sia forte la dipendenza della matrice di rigidità del sistema sia dalla natura delle equazioni di equilibrio (lineari o non) che dalle caratteristiche meccaniche del materiale (elastico lineare, inelastico, non lineare).

L'introduzione di non linearità, sia geometriche che di materiale, modificano sostanzialmente i singoli coefficienti di rigidezza  $\mathbf{K}$ , potendo risultare essi stessi dipendenti dal carico applicato e rendendo l'Equazione 5.1 non lineare:

$$\mathbf{K}(\mathbf{p}) \cdot \mathbf{d} = \mathbf{p} \quad (5.2)$$

Senza scendere per ora in particolari sulle tecniche di soluzione di tale sistema, assumiamo che il sistema di equazioni non lineari sia stato ridotto ad un sistema di equazioni lineari espresse in forma incrementale

$$\mathbf{K}_t \cdot \Delta \mathbf{d} = \Delta \mathbf{p} \quad (5.3)$$

dove la matrice  $\mathbf{K}_t$  rappresenta la matrice di rigidezza tangente, e  $\Delta \mathbf{d}$  e  $\Delta \mathbf{p}$  sono rispettivamente i vettori degli incrementi degli spostamenti e dei carichi nodali (reazioni vincolari incluse). Tipicamente  $\mathbf{K}_t$  è composta da una componente lineare elastica e da una o più componenti funzioni del carico applicato e/o degli spostamenti esistenti all'inizio dell'incremento.

Nelle *analisi elastiche del secondo ordine* l'effetto di deformazioni e spostamenti finiti è tenuto in conto per il tramite della matrice di rigidezza geometrica  $\mathbf{K}_g$  e l'Equazione 5.3 diviene:

$$\sum (\mathbf{K}_e + \mathbf{K}_g) \cdot \Delta \mathbf{d} = \Delta \mathbf{p} \quad (5.4)$$

L'Equazione 5.4 può rappresentare il metodo di Newton classico, nel caso che l'aggiornamento della matrice tangente sia previsto ad ogni iterazione. La sommatoria interna all'Equazione 5.4 è da intendersi nell'operazione di assemblaggio della matrice di rigidezza globale.

Si farà ora un cenno a dei criteri che consentono di effettuare il numero di iterazioni necessarie al soddisfacimento del requisito di equilibrio con un prefissato livello di approssimazione. Questi criteri vengono in genere definiti come criteri di convergenza e, considerato che le deformazioni in ogni iterazione sono al centro di ogni richiesta di equilibrio, sembra ragionevole basare il criterio di convergenza sul valore calcolato di tali grandezze.

Bergan e Clough, suggeriscono tre tipologie di norme per testare la convergenza dell'algoritmo in ogni iterazione e sono:

▪ La norma assoluta modificata: 
$$\|\mathcal{E}\| = \frac{1}{N} \sum_{k=1}^N \left| \frac{\Delta \mathbf{d}_k}{\mathbf{d}_{ref}} \right| \quad (5.5)$$

▪ La norma Euclidea modificata: 
$$\|\mathcal{E}\| = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{k=1}^N \left( \frac{\Delta \mathbf{d}_k}{\mathbf{d}_{ref}} \right)^2} \quad (5.6)$$

▪ La norma del massimo: 
$$\|\mathcal{E}\| = \max_{1 \leq k \leq N} \left| \frac{\Delta \mathbf{d}_k}{\mathbf{d}_{ref}} \right| \quad (5.7)$$

In queste equazioni,  $N$  è il numero totale delle componenti di spostamento incognite,  $\Delta \mathbf{d}_k$  è il  $k$ -esimo elemento del vettore di spostamento incrementale. Si noti che dipendendo dalle unità di misura di  $\Delta \mathbf{d}_k$ , il valore di  $\mathbf{d}_{ref}$  deve essere assunto considerando la più grande componente di traslazione o di rotazione all'interno del vettore di spostamento  $\mathbf{d}_i$ . I moderni codici di calcolo forniscono la possibilità di utilizzare una qualunque di queste norme o analoghe basate sul vettore dello squilibrio interno o sull'energia. Impiegando una qualunque di queste norme, il criterio di convergenza si ritiene soddisfatto qualora:

$$\|\mathcal{E}\| \leq \xi \quad (5.8)$$

I valori di tolleranza generalmente accettati si aggirano intorno ai valori di  $10^{-2}$ ,  $10^{-4}$ , dipendendo dall'accuratezza della soluzione desiderata.

### 5.1.2 La definizione delle analisi statiche

In questo capitolo si riportano alcune analisi per la determinazione della deformabilità dell'opera in esame. Le prime analisi, presentate in questo paragrafo, si riferiscono ad un modello del ponte senza i vincoli di ritegno trasversale e longitudinale descritti nel Capitolo 2. La valutazione della deformabilità dell'opera, risulterà utile per dimensionarne le caratteristiche meccaniche.

I principali parametri che sono stati indagati sono i seguenti:

- L'abbassamento (freccia) verticale
- La pendenza longitudinale
- La pendenza trasversale
- Lo spostamento al giunto

Le configurazioni delle stese di carico relative al cassone stradale e al cassone ferroviario, sono riportate in Figura 5.1 ed in Figura 5.2.

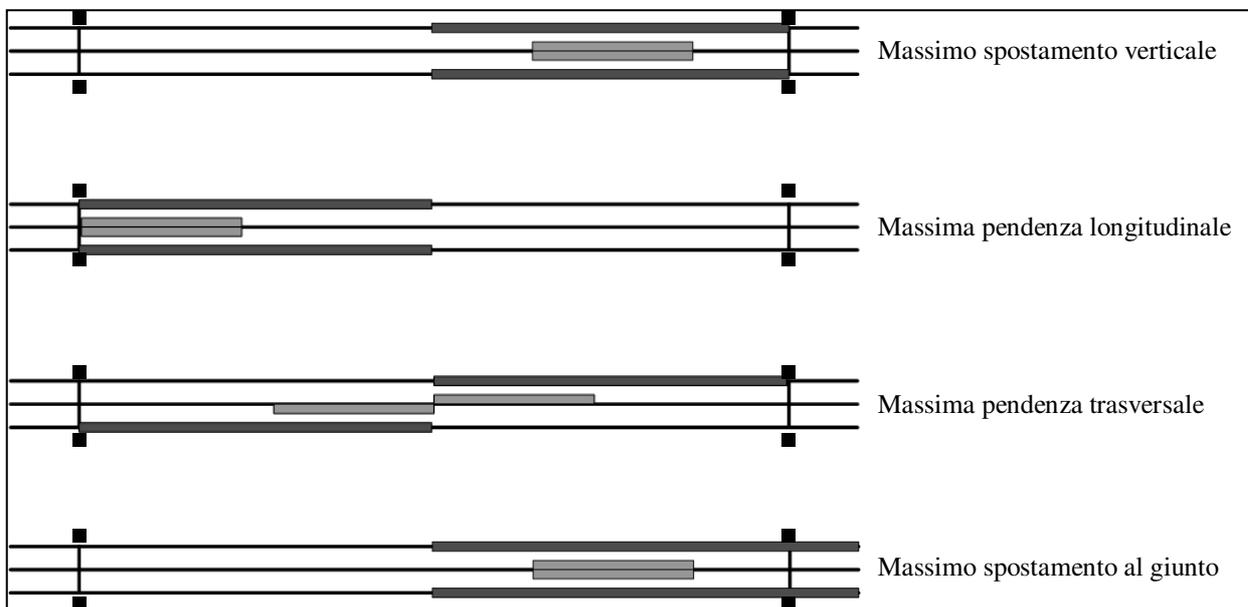
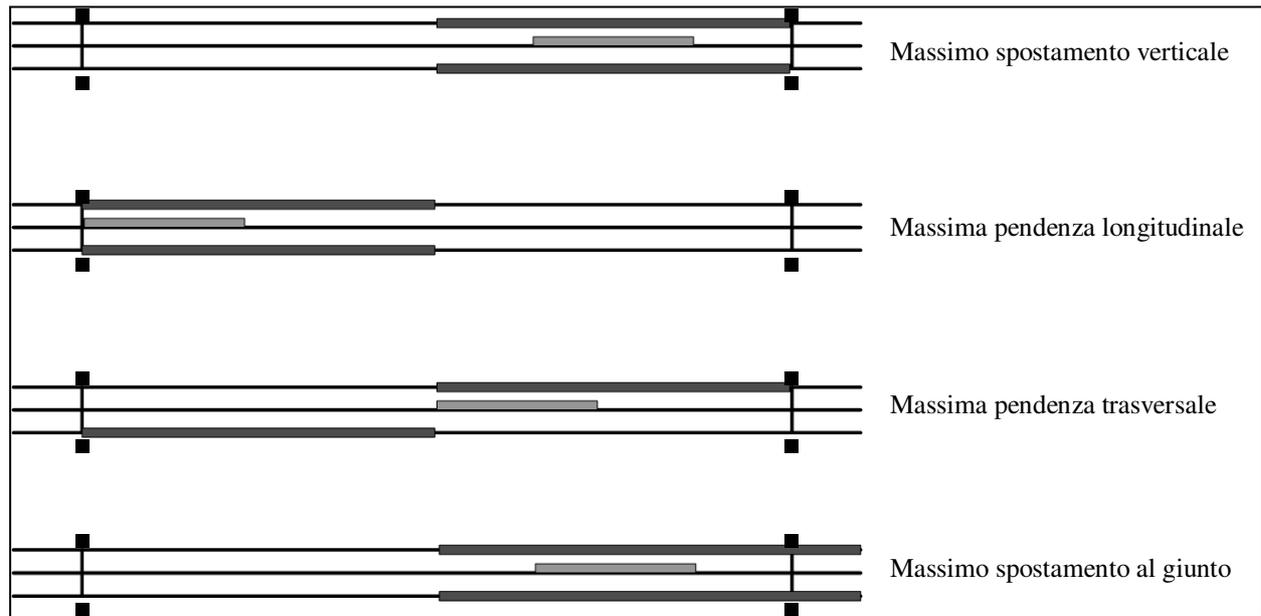


Figura 5.1: Configurazioni di carico considerate aventi 2 treni.



**Figura 5.2:** Configurazioni di carico considerate aventi 1 treno.

Le configurazioni di carico considerate vedono la presenza sia di due che di un solo convoglio ferroviario lungo  $750\text{ m}$ , come descritto nel Capitolo 2. Il valore dell'azione verticale riportata nel secondo capitolo viene aumentato tramite un coefficiente moltiplicativo (di adattamento) pari ad  $1.3$ , e l'azione stessa è posta nel modello con un'eccentricità pari a  $2\text{ m}$  rispetto all'asse del cassone ferroviario.

Per quanto riguarda il carico stradale sono state considerate tre tipologie di carico per esplorare l'importanza dello stesso sulla deformabilità del ponte. Le tre categorie di carico considerate sono:

- Caso 1)  $10\text{ kN/m}$  per carreggiata ( $5\text{ kN/m}$  per corsia)
- Caso 2)  $20\text{ kN/m}$  per carreggiata ( $10\text{ kN/m}$  per corsia)
- Caso 3)  $40\text{ kN/m}$  per carreggiata ( $20\text{ kN/m}$  per corsia)

Oltre ai carichi verticali, viene considerata un'azione trasversale atta a riprodurre l'azione del vento. L'azione trasversale del vento viene schematizzata con le forzanti di *drag*, *lift* e *momento* come esposto nel Capitolo 2. La Tabella 5.1 riassume gli scenari di carico considerati.

Scenari di carico	Carico stradale	Carico ferroviario	Carico da vento
<b>A</b>	20.0 kN/m/corsia	2 treni	Assente
<b>B</b>	20.0 kN/m/corsia	1 treno	Assente
<b>C</b>	10.0 kN/m/corsia	2 treni	Assente
<b>D</b>	10.0 kN/m/corsia	1 treno	Assente
<b>E</b>	5.0 kN/m/corsia	2 treni	Assente
<b>F</b>	5.0 kN/m/corsia	1 treno	Assente
<b>V1</b>	Assente	Assente	Vento di livello 1
<b>V2</b>	Assente	Assente	Vento ridotto
<b>A2</b>	20.0 kN/m/corsia	2 treni	Vento ridotto
<b>B2</b>	20.0 kN/m/corsia	1 treno	Vento ridotto
<b>C2</b>	10.0 kN/m/corsia	2 treni	Vento ridotto
<b>D2</b>	10.0 kN/m/corsia	1 treno	Vento ridotto
<b>E2</b>	5.0 kN/m/corsia	2 treni	Vento ridotto
<b>F2</b>	5.0 kN/m/corsia	1 treno	Vento ridotto

**Tabella 5.1:** Tabella riassuntiva delle analisi preliminari.

Le analisi sono inoltre state sviluppate con due codici di calcolo differenti e quindi con due modelli diversi, per governare le approssimazioni numeriche e le ipotesi di modellazione introdotte nelle analisi. In particolare è stato utilizzato sia un codice di calcolo operante in grandi spostamenti, quale l'ANSYS, sia il SAP2000, operante con il metodo approssimato del  $P-\Delta$ . Le pagine seguenti riportano i risultati per gli scenari esaminati.

### 5.1.3 Alcuni risultati delle analisi svolte

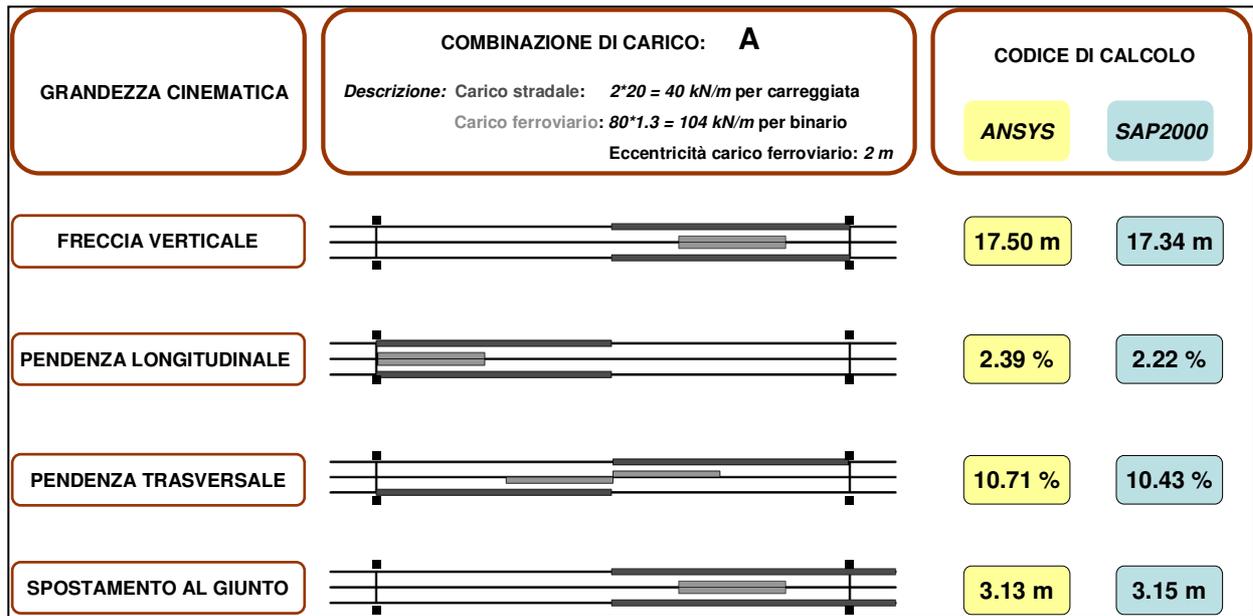


Figura 5.3: Risultati per la categoria di carico A.

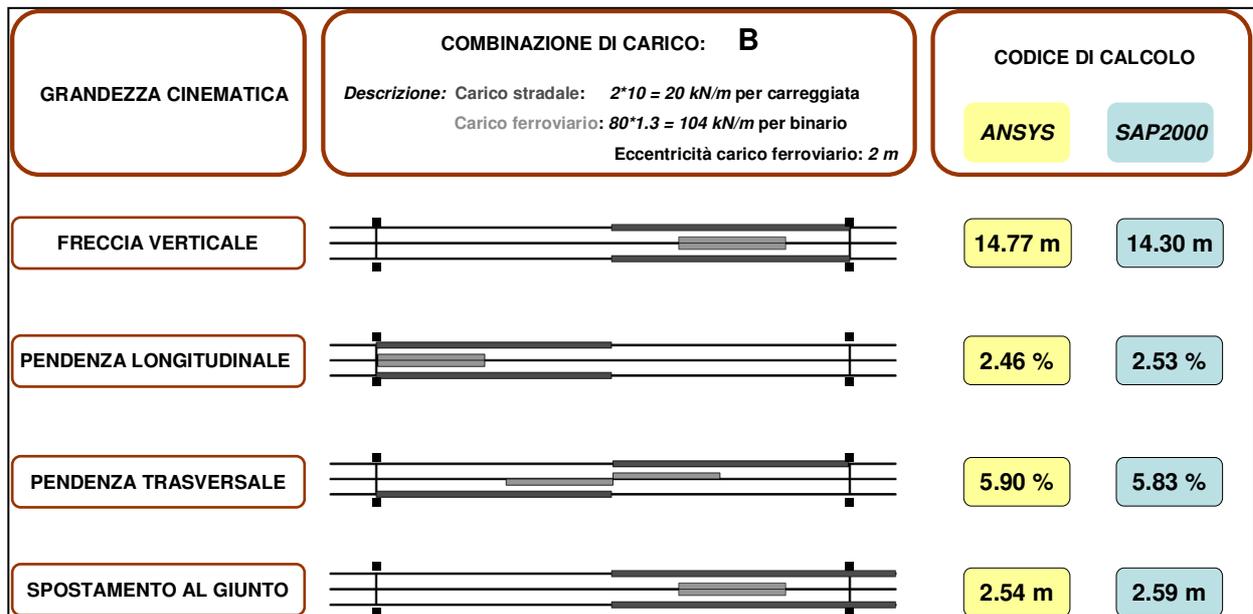


Figura 5.4: Risultati per la categoria di carico B.

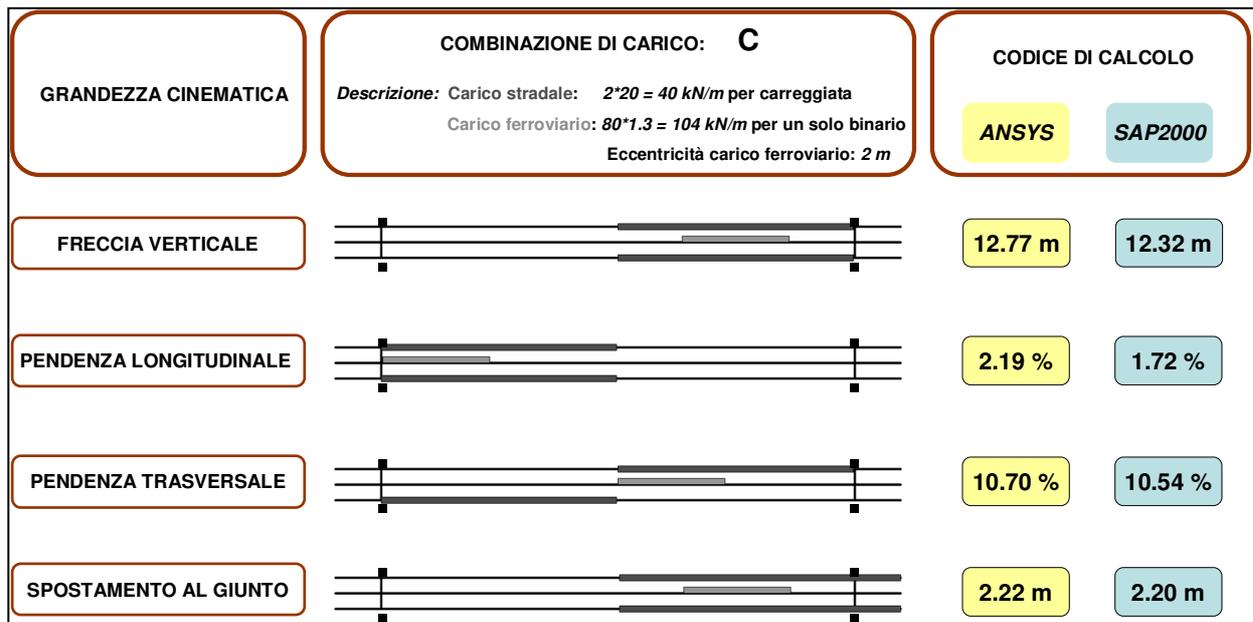


Figura 5.5: Risultati per la categoria di carico C.

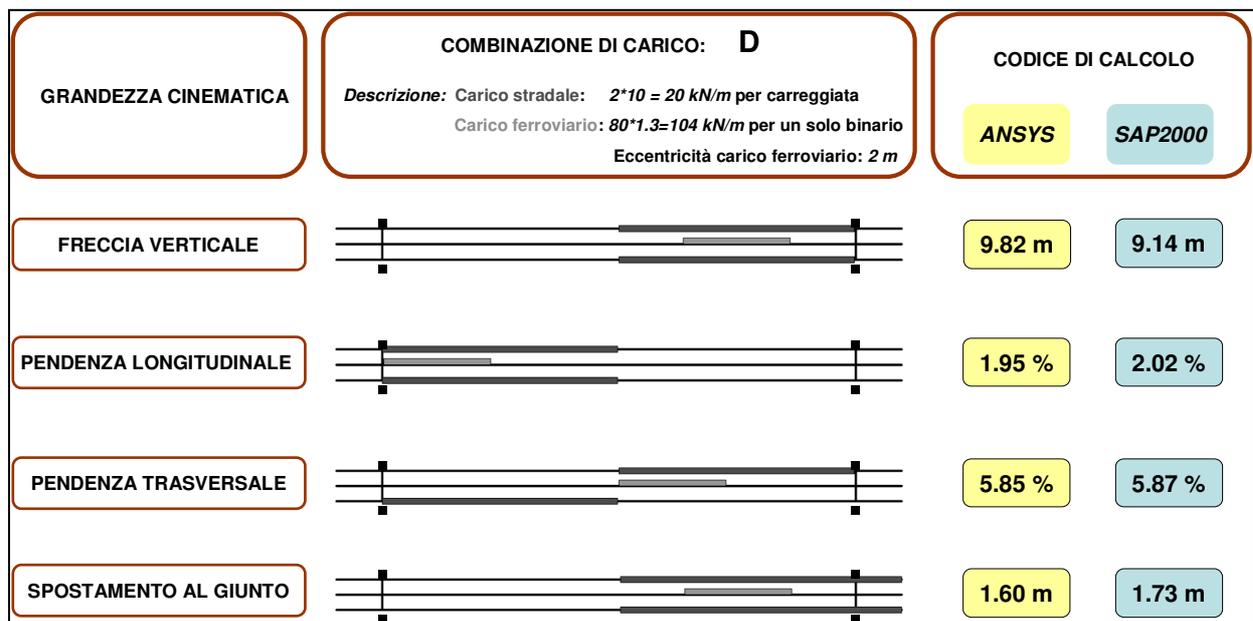


Figura 5.6: Risultati per la categoria di carico D.

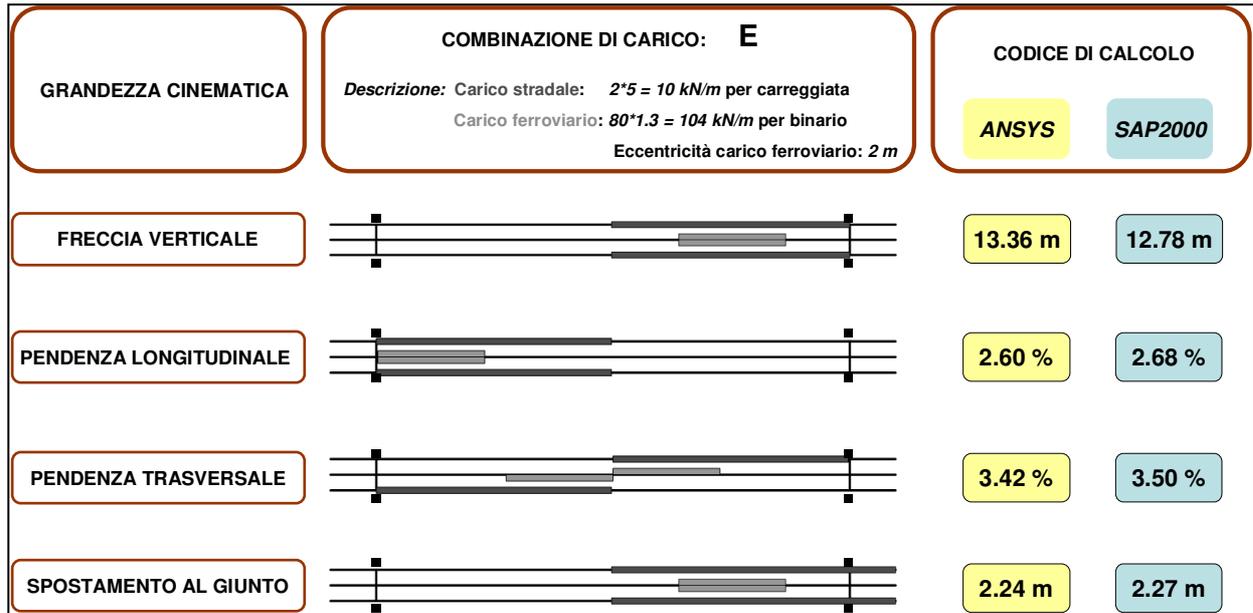


Figura 5.7: Risultati per la categoria di carico E.



Figura 5.8: Risultati per la categoria di carico F.

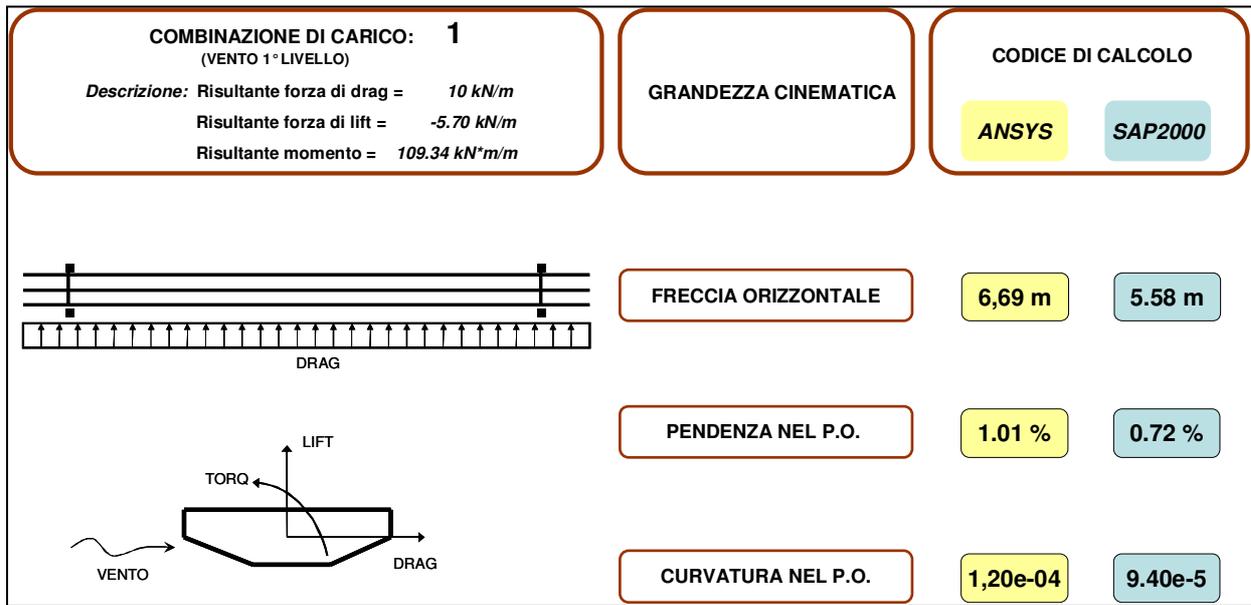


Figura 5.9: Risultati per la categoria di carico V1.

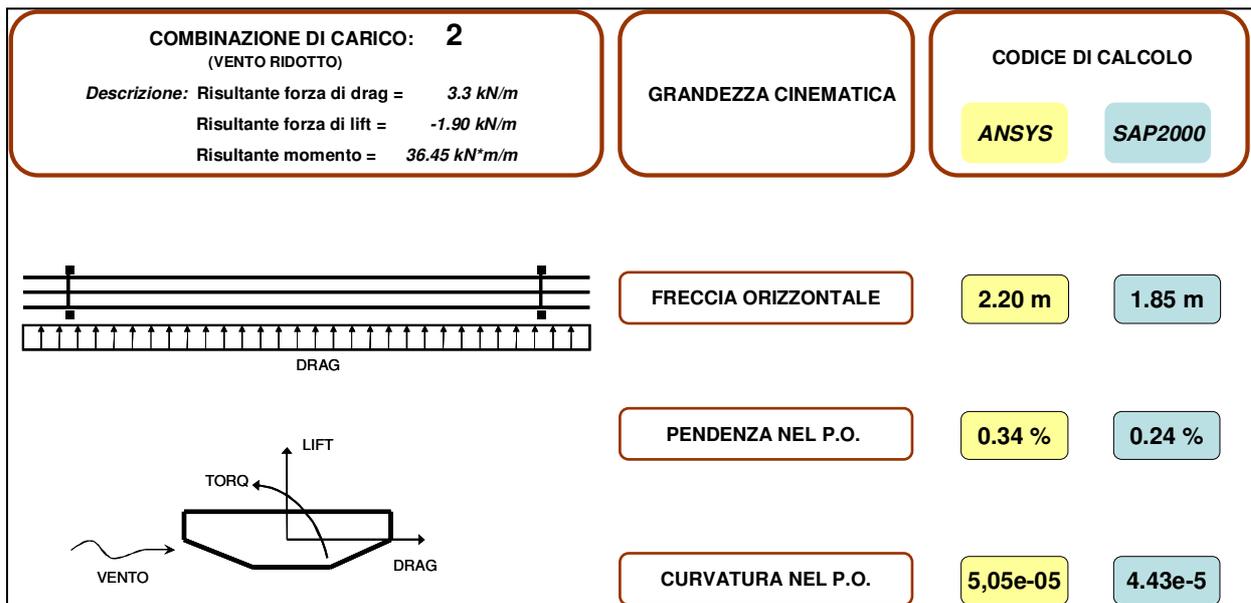


Figura 5.10: Risultati per la categoria di carico V2.

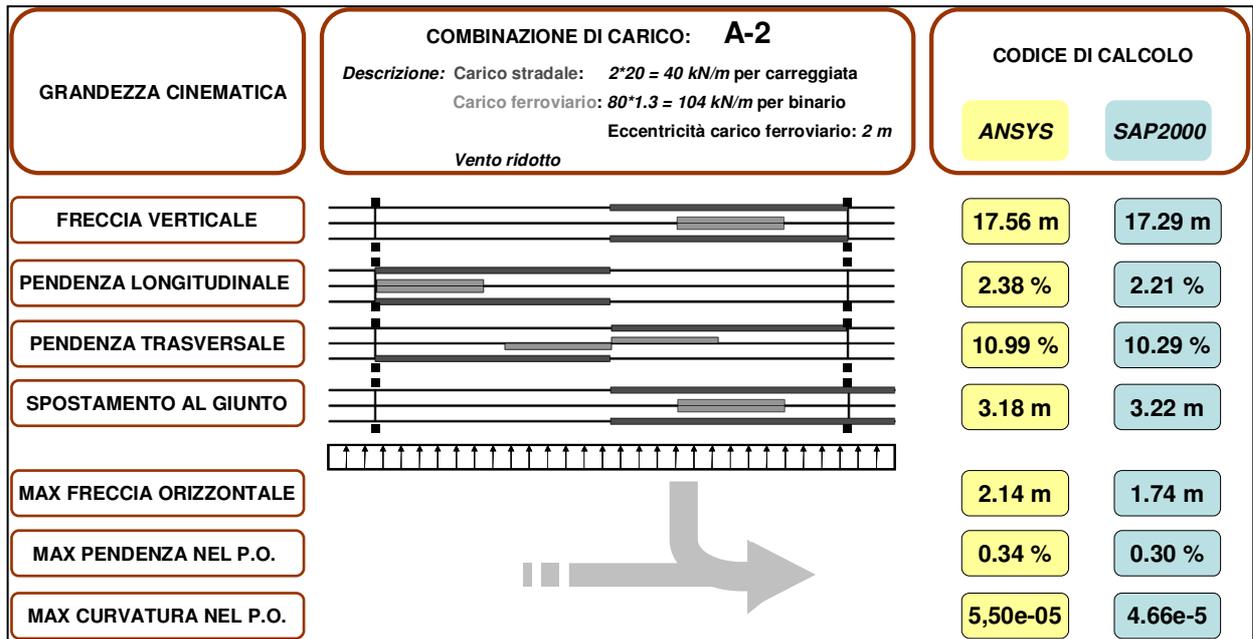


Figura 5.11: Risultati per la categoria di carico A2.

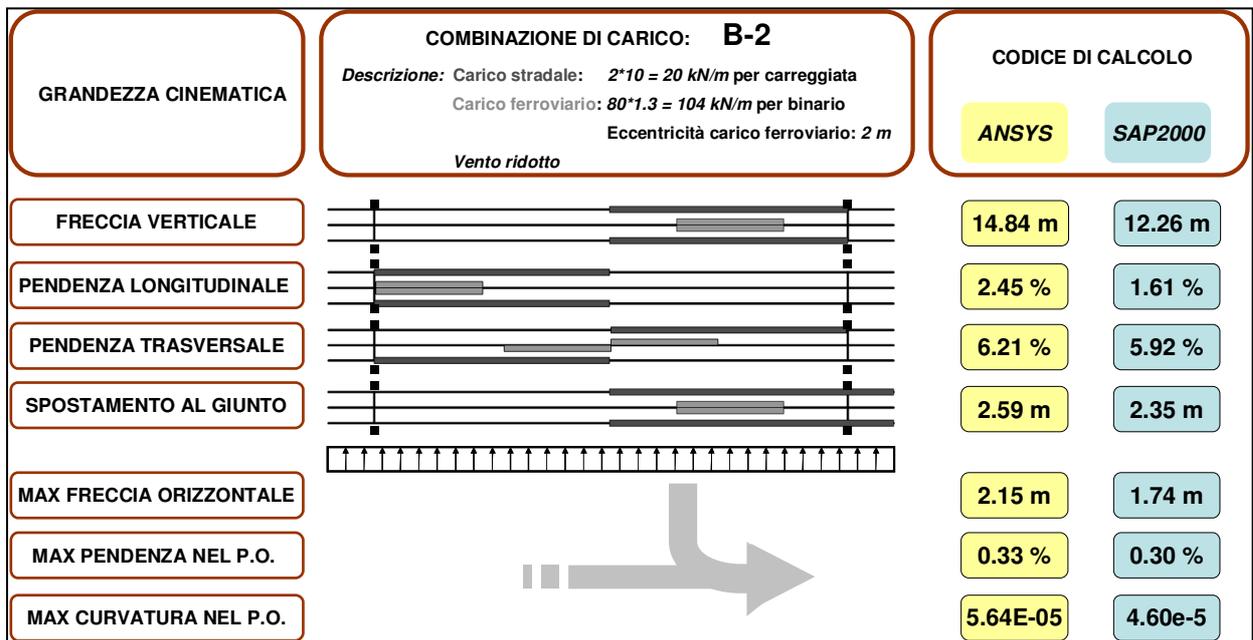


Figura 5.12: Risultati per la categoria di carico B2.

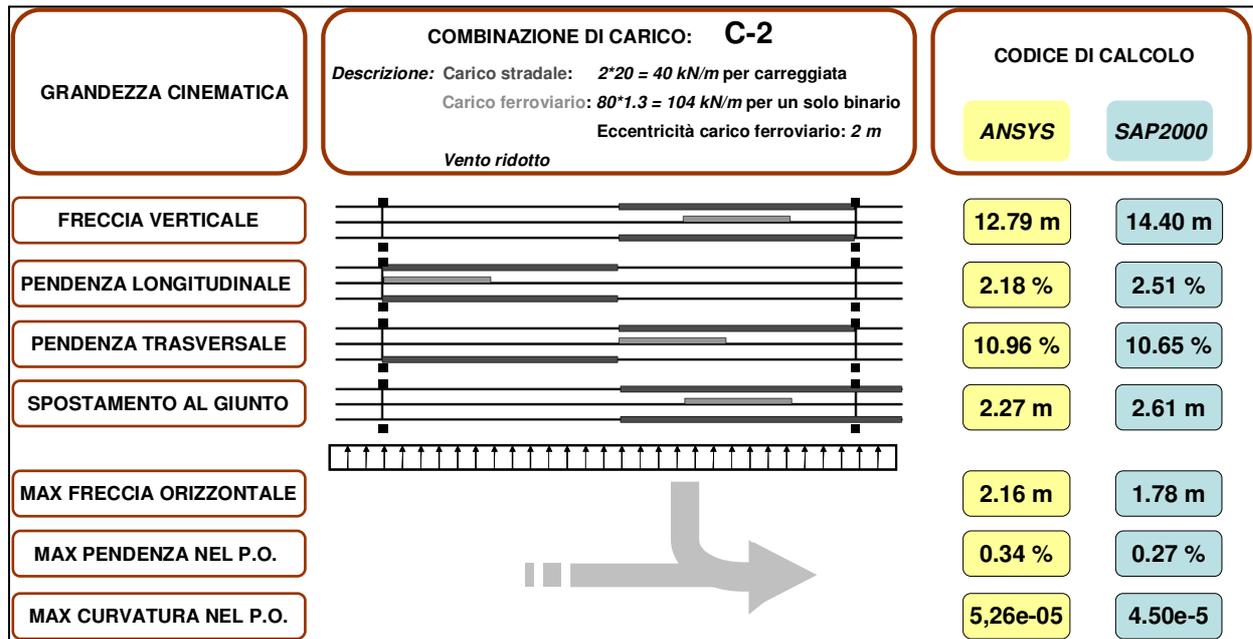


Figura 5.13: Risultati per la categoria di carico C2.

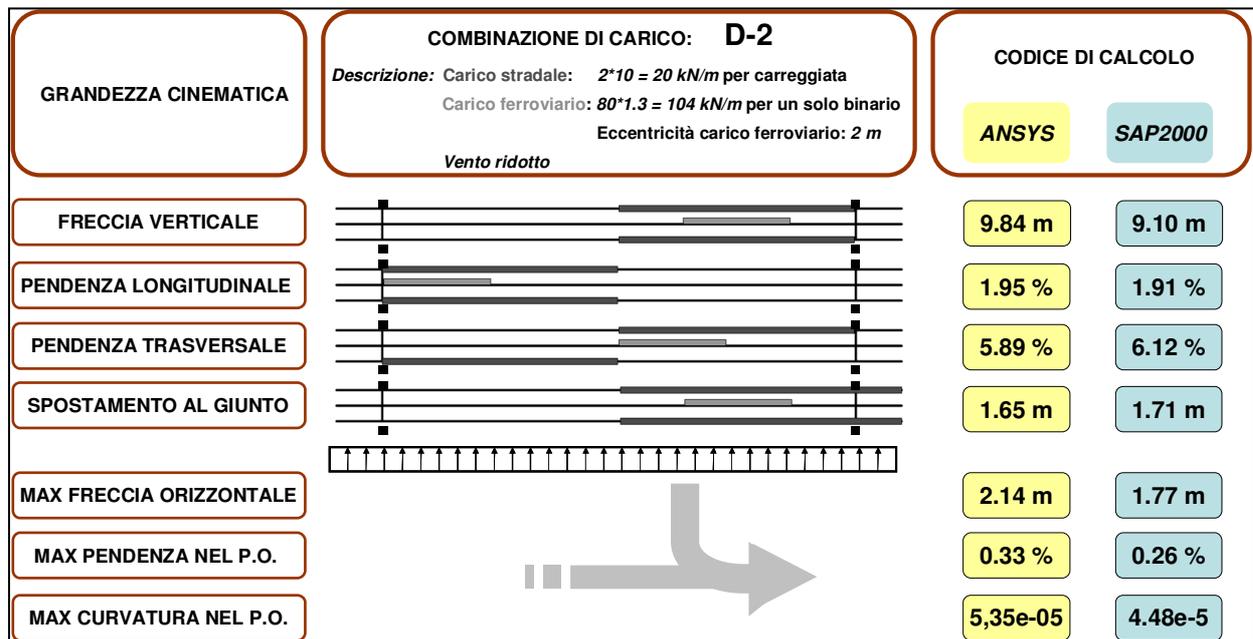


Figura 5.14: Risultati per la categoria di carico D2.

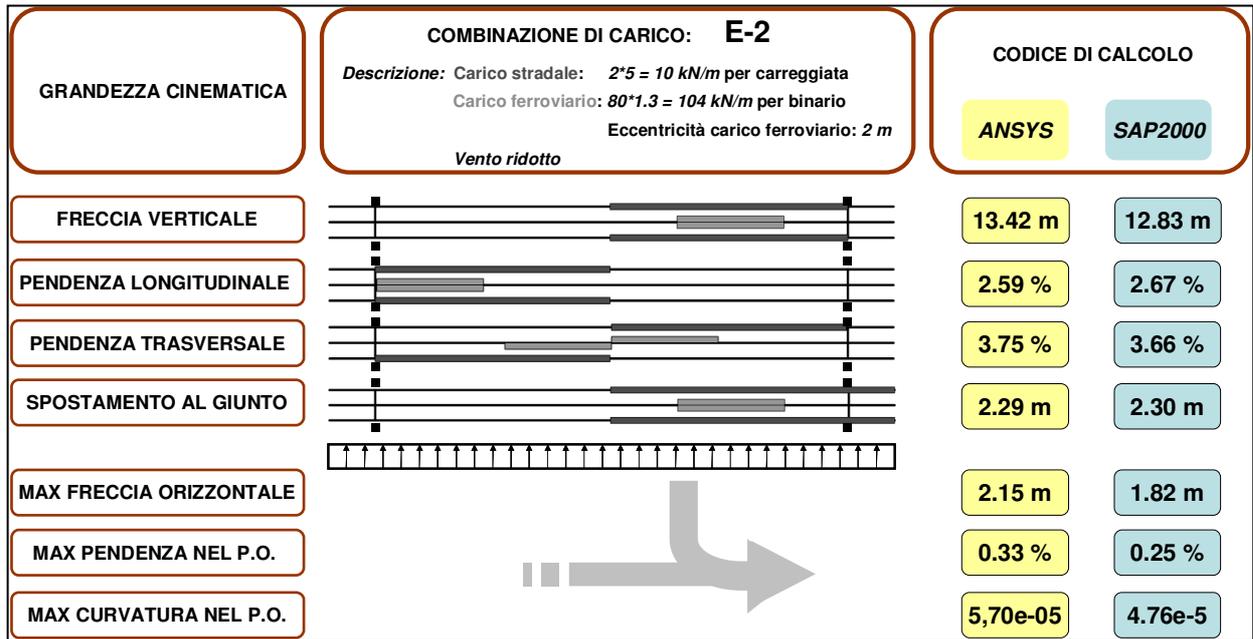


Figura 5.15: Risultati per la categoria di carico E2.

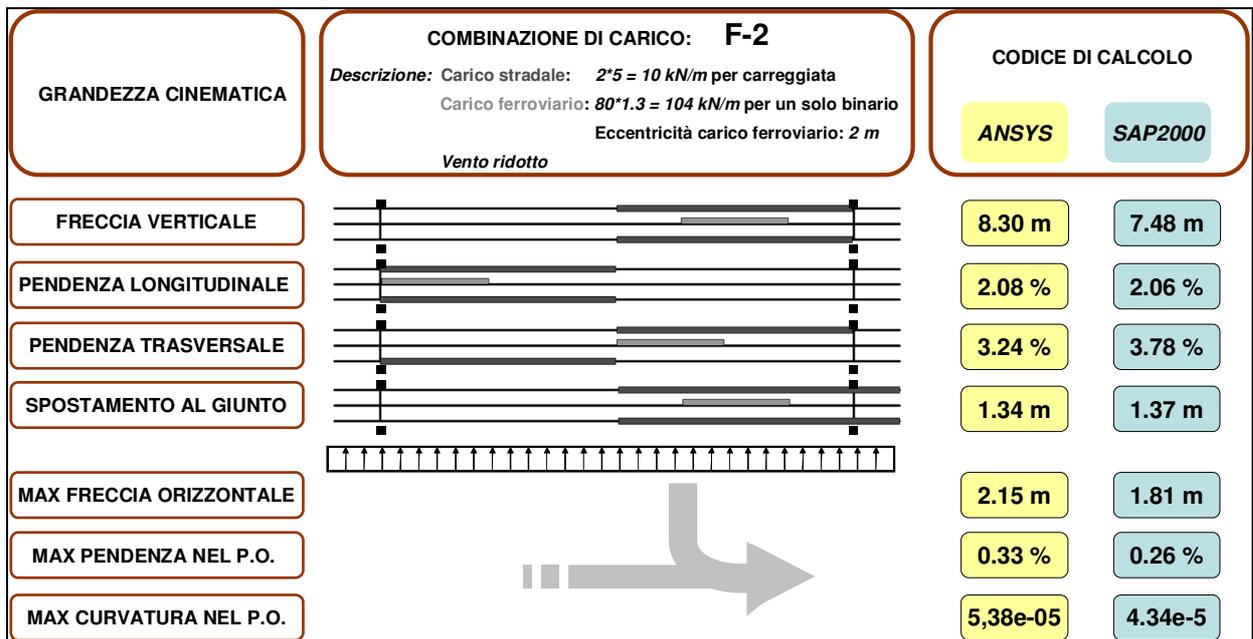


Figura 5.16: Risultati per la categoria di carico F2.

I risultati numerici ottenuti mostrano una buona corrispondenza tra il modello utilizzato in ANSYS e quello utilizzato in SAP2000. In generale gli abbassamenti ottenuti col codice di calcolo ANSYS sono maggiori rispetto a quelli ottenuti col codice SAP2000, mentre gli spostamenti longitudinali al giunto sono abbastanza concordi.

Le differenze numeriche maggiori si evidenziano per quanto riguarda le grandezze cinematiche dipendenti dall'azione trasversale del vento, come è stato anche evidenziato nel Capitolo 3.

Nelle tabelle che seguono si riassumono i risultati ottenuti, assumendo come modello di riferimento quello sviluppato in ANSYS.

Prestazione	SCENARI DI CARICO							
	A	B	C	D	E	F	V1	V2
Freccia verticale (m)	17.50	14.77	12.77	9.82	13.16	8.29	-	-
Pendenza longitudinale	2.39%	2.46%	2.19%	1.95%	2.60%	2.08%	-	-
Pendenza trasversale	10.71%	5.90%	10.70%	5.85%	3.42%	3.41%	-	-
Spostamento longitudinale (m)	3.13	2.54	2.22	1.60	2.24	1.31	-	-
Freccia orizzontale (m)	-	-	-	-	-	-	6.69	2.20
Pendenza nel Piano orizzontale	-	-	-	-	-	-	1.01%	0.34%
Massima curvatura nel Piano Orizz. ( $m^{-1}$ )	-	-	-	-	-	-	1.20e-4	5.05e-5

**Tabella 5.2:** Prima tabella riassuntiva dei risultati ottenuti tramite il codice di calcolo ANSYS.

Prestazione	SCENARI DI CARICO					
	A2	B2	C2	D2	E2	F2
Freccia verticale (m)	17.56	14.84	12.79	9.84	13.42	8.30
Pendenza longitudinale	2.38%	2.45%	2.18%	1.95%	2.59%	2.08%
Pendenza trasversale	10.99%	6.21%	10.96%	5.89%	3.75%	3.24%
Spostamento longitudinale (m)	3.18	2.59	2.27	1.65	2.29	1.34
Freccia orizzontale (m)	2.14	2.15	2.16	2.14	2.15	2.15
Pendenza nel Piano orizzontale	0.34%	0.33%	0.34%	0.33%	0.33%	0.33%
Massima curvatura nel Piano Orizz. ( $m^{-1}$ )	5.50e-5	5.64e-5	5.26e-5	5.35e-5	5.70e-5	5.38e-5

**Tabella 5.3:** Seconda tabella riassuntiva dei risultati ottenuti tramite il codice di calcolo ANSYS.

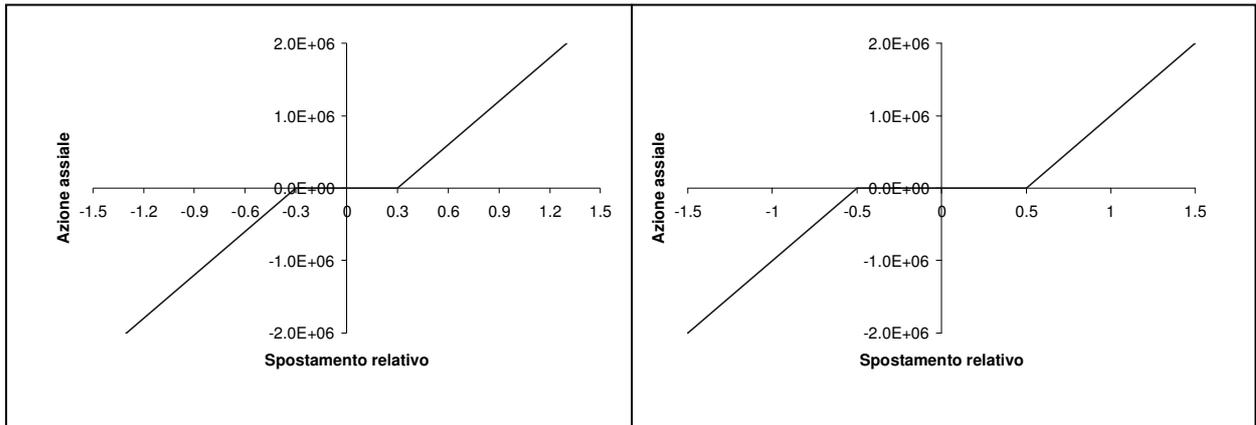
I risultati numerici ottenuti evidenziano chiaramente che un traffico stradale pari a 40  $kN/m$  porterebbe l'opera molto al di sotto delle prestazioni fissate nel Capitolo 2 per quanto riguarda la pendenza trasversale.

Dalle Tabelle 5.2 e 5.3 di evidenzia inoltre come sia minima l'influenza dell'azione del vento sui parametri di deformabilità verticali e, viceversa, come sia minima l'influenza delle azioni verticali sui parametri di deformabilità trasversali. Chiaramente, al diminuire dei carichi verticali, l'influenza dell'azione del vento sui parametri di deformabilità verticali aumenta.

Il modello numerico utilizzato nelle analisi non prevede l'uso dei vincoli di ritegno della carreggiata, come esposto nel Capitolo 3. Le analisi mostrano chiaramente uno spostamento al

giunto superiore a quello consentito, per cui un vincolo di ritegno è necessario e deve essere adeguatamente dimensionato.

Ulteriori valutazioni in campo statico portano a ritenere adeguati dei dispositivi di ritegno in grado di permettere un movimento di  $\pm 30\text{ cm}$  per i dispositivi trasversali e di  $\pm 50\text{ cm}$  per i dispositivi longitudinali, così come descritti nel Capitolo 3. La figura e la tabella seguente ne riassumono le proprietà meccaniche.



**Figura 5.17:** Legame forza assiale – spostamento relativo dei dispositivi di ritegno, trasversale (a sinistra) e longitudinale (a destra).

Elemento	Area	Gap	E
Disp. longitudinale	1.0 m <sup>2</sup>	±0.5 m	1000000 kN/m <sup>2</sup>
Disp. trasversale	1.0 m <sup>2</sup>	±0.3 m	1000000 kN/m <sup>2</sup>

**Tabella 5.4:** Proprietà meccaniche dei dispositivi di ritegno.

Il paragrafo successivo prevede l'utilizzo del modello con i vincoli di ritegno così dimensionati.

## 5.2 COMPORTAMENTO SOTTO AZIONE SISMICA

### 5.2.1 Cenni ai metodi di risoluzione dei problemi dinamici non lineari

Le analisi sismiche vengono condotte col codice di calcolo ADINA utilizzando un metodo di integrazione diretta. Brevemente, l'equazione che governa l'equilibrio dinamico delle strutture è:

$$\underline{\underline{M}} \cdot \underline{\underline{\ddot{U}}} + \underline{\underline{C}} \cdot \underline{\underline{\dot{U}}} + \underline{\underline{K}} \cdot \underline{\underline{U}} = \underline{\underline{R}} \quad (5.9)$$

Dove  $\underline{\underline{M}}$ ,  $\underline{\underline{C}}$ ,  $\underline{\underline{K}}$  sono le matrici delle masse, dello smorzamento e delle rigidezze mentre  $\underline{\underline{\ddot{U}}}$ ,  $\underline{\underline{\dot{U}}}$ ,  $\underline{\underline{U}}$  rappresentano i vettori delle accelerazioni, delle velocità e degli spostamenti. Il vettore  $\underline{\underline{R}}$  raccoglie i valori assemblati dei carichi esterni.

Dal punto di vista meccanico l'Equazione 5.9 rappresenta un'equazione di equilibrio, ed i suoi termini possono essere riscritti come:

$$F_I(t) + F_v(t) + F_e(t) = \underline{\underline{R}}(t) \quad (5.10)$$

in cui si sono messe in evidenza le forze d'inerzia, le forze viscosse, le forze elastiche e le forze esterne.

Dal punto di vista matematico, l'Equazione 5.10 rappresenta un sistema lineare di equazioni differenziali del secondo ordine. Differenti metodi numerici possono essere utilizzati per la ricerca della soluzione. Tuttavia i procedimenti più utilizzati si possono dividere in due categorie [Bathe 1996]: i metodi di integrazione diretta ed i metodi di sovrapposizione modale. In questo lavoro si prenderanno in considerazione solamente i metodi di integrazione diretta.

Nei metodi di integrazione diretta dell'equazione del moto, l'Equazione 5.9 è integrata utilizzando una procedura numerica al passo. Questi metodi si basano essenzialmente su due concetti [Bathe 1996]: 1) l'Equazione 5.10 non viene soddisfatta ad ogni istante  $t$  ma solo in un numero discreto di istanti temporali, 2) viene assunta una legge di variazione per gli spostamenti, le velocità e le accelerazioni all'interno dei passi temporali  $\Delta t$ . Le leggi di variazione di queste quantità definiranno le caratteristiche del procedimento risolutivo ed in particolare la sua accuratezza e la sua stabilità.

Uno schema risolutivo frequentemente impiegato (*metodo delle differenze centrali*) si basa sulle seguenti assunzioni:

$$\underline{\ddot{U}} = \frac{1}{\Delta t^2} (\underline{U}^{t-\Delta t} - 2 \cdot \underline{U}^{t+\Delta t} + \underline{U}^{t+\Delta t}) \quad (5.11)$$

$$\underline{\dot{U}} = \frac{1}{2 \cdot \Delta t} (\underline{U}^{t-\Delta t} + \underline{U}^{t+\Delta t}) \quad (5.12)$$

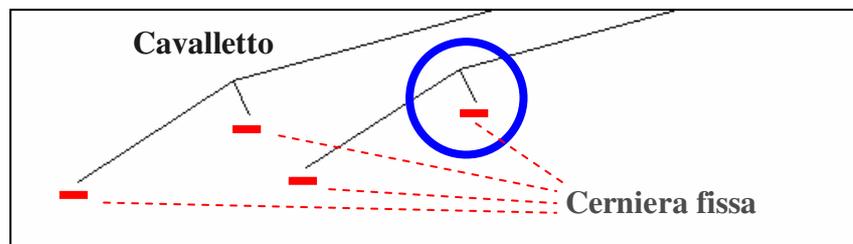
L'Equazione 5.9 di equilibrio dinamico si riduce alla:

$$\left( \frac{1}{\Delta t^2} \underline{M} + \frac{1}{2 \cdot \Delta t} \underline{C} \right) \cdot \underline{U}^{t+\Delta t} = \underline{R}^t - \left( \underline{K} - \frac{2}{\Delta t^2} \underline{M} \right) \cdot \underline{U}^t - \left( \frac{1}{\Delta t^2} \underline{M} - \frac{1}{2 \cdot \Delta t} \underline{C} \right) \cdot \underline{U}^{t-\Delta t} \quad (5.13)$$

Si può notare che gli spostamenti incogniti al passo  $t+\Delta t$  dipendono da quantità note dai passi precedenti. Per questo motivo questo metodo viene definito un metodo di integrazione esplicita. Sfortunatamente il metodo non gode della proprietà di stabilità incondizionata ed è dimostrato [Belytschko 2000] che il passo di integrazione temporale deve essere minore di:

$$\Delta t \leq \Delta t_{crit} = \frac{T_n}{\pi} \cdot \left( \sqrt{\xi_n^2 + 1} - \xi_n \right) \quad (5.14)$$

per non incorrere in fenomeni di instabilità numerica. Nell'Equazione 5.14,  $T_n$  indica il più piccolo periodo di vibrazione presente nel modello numerico mentre con  $\xi_n$  si è indicato il relativo smorzamento. Come si nota dall'Equazione 5.14, uno smorzamento non nullo diminuisce il valore del passo di integrazione critico. In strutture a telaio, composte da aste di diversa rigidezza, la condizione di stabilità può divenire particolarmente gravosa se all'interno del modello numerico sono presenti elementi di notevole rigidezza.



**Figura 5.18:** Modello del cavalletto (elemento di elevata rigidezza assiale).

Nel modello numerico del ponte in questione, sono ad esempio presenti dei cavalletti nelle zone di ancoraggio dei cavi (Figura 5.18). Questi cavalletti possiedono un'elevata rigidità in quanto hanno il compito di deviare i cavi principali per permetterne l'apertura a ventaglio ed il relativo ancoraggio nel blocco di fondazione. In un'analisi eseguita col metodo delle differenze centrali, l'elevata rigidità di questi elementi comporta una drastica riduzione del passo temporale per avere un'adeguata stabilità numerica. Benché la loro presenza non sia necessaria per una valutazione del comportamento globale della struttura, essi governano il passo temporale, costringendo l'analista a scegliere dei valori di  $\Delta t$  molto severi.

L'utilizzo del metodo alle differenze centrali può essere indicato in problemi di dinamica in cui la tipologia stessa del problema richieda un piccolo passo temporale (urti, esplosioni) ovvero in problemi di grandi dimensioni e di elevata non linearità [Cook 1995]. Utilizzando una modellazione a masse concentrate ed uno smorzamento modellato come proporzionale alle masse, l'Equazione 5.13 diviene diagonale e non è necessaria la soluzione del sistema lineare. Questa caratteristica rende il metodo attraente anche per i problemi di propagazione delle onde [Cook 1995].

Altri metodi di integrazione diretta, usualmente presenti nei codici di calcolo commerciali, sono i così chiamati *Metodi di Newmark*. Essi si basano sulle seguenti assunzioni [Cook 1974]:

$$\underline{\dot{U}}_{t+\Delta t} = \underline{\dot{U}}_t + \Delta t \cdot [\gamma \cdot \underline{\ddot{U}}_{t+\Delta t} + (1-\gamma) \cdot \underline{\ddot{U}}_t] \quad (5.15)$$

$$\underline{U}_{t+\Delta t} = \underline{U}_t + \Delta t \cdot \underline{\dot{U}}_t + \frac{1}{2} \cdot \Delta t^2 \cdot [2 \cdot \beta \cdot \underline{\ddot{U}}_{t+\Delta t} + (1-2 \cdot \beta) \cdot \underline{\ddot{U}}_t] \quad (5.16)$$

Utilizzando le equazioni precedenti si può ricavare la seguente espressione per la matrice di rigidità effettiva:

$$\underline{\underline{K}}^{eff} = \frac{1}{\beta \cdot \Delta t^2} \underline{\underline{M}} + \frac{\gamma}{\beta \cdot \Delta t} \underline{\underline{C}} + \underline{\underline{K}} \quad (5.17)$$

ed il seguente sistema risolvibile:

$$\underline{\underline{K}}^{eff} \cdot \underline{U}_{t+\Delta t} = \underline{R}_{t+\Delta t} + \underline{\underline{M}} \cdot \left[ \frac{1}{\beta \cdot \Delta t^2} U_t + \frac{1}{\beta \cdot \Delta t} \dot{U}_t + \left( \frac{1}{2 \cdot \beta} - 1 \right) \ddot{U}_t \right] + \underline{\underline{C}} \cdot \left[ \frac{\gamma}{\beta \cdot \Delta t} U_t + \left( \frac{\gamma}{\beta} - 1 \right) \dot{U}_t + \Delta t \cdot \left( \frac{\gamma}{2 \cdot \beta} - 1 \right) \ddot{U}_t \right]$$

(5.18)

Come si può notare dall'Equazione 5.18, la matrice di rigidezza effettiva non possiede forma diagonale, per cui ad ogni passo è necessaria la soluzione di un sistema lineare. Benché la soluzione ad ogni passo temporale risulta più lenta se confrontata col metodo delle differenze centrali, i metodi di Newmark possono risultare incondizionatamente stabili e permettere quindi di adottare un passo temporale più ampio. L'ampiezza di questo ultimo dovrà essere dettata da considerazioni riguardanti l'accuratezza della soluzione. Perché il metodo risulti incondizionatamente stabile, i parametri  $\beta$  e  $\gamma$  devono soddisfare la proprietà [Hughes 1983]:

$$2 \cdot \beta \geq \gamma \geq \frac{1}{2} \quad (5.19)$$

Entrambi i metodi di integrazione possono essere generalizzati facilmente per tenere conto delle non linearità del problema. In questo caso la matrice di rigidezza del modello numerico risulterà somma di vari contributi derivanti dai vari tipi di non linearità.

Nelle analisi numeriche svolte, si è adottato un metodo di integrazione di Newmark coi seguenti parametri:

$$\begin{cases} \beta = 0.25 \\ \gamma = 0.5 \end{cases} \quad (5.20)$$

e la convergenza del problema non lineare è stato valutato utilizzando un'opportuna norma sull'energia.

## 5.2.2 Caratterizzazione dell'input sismico

### 5.2.2.1 Generazione degli accelerogrammi artificiali

Un'analisi sismica coerente deve prevedere l'esame di un numero elevato di eventi sismici, da un lato per conferire significato statistico ai risultati, dall'altro per controllare le numerose incertezze coinvolte nella definizione dell'input sismico. La necessità di eseguire un elevato numero di analisi impone di costruire un numero elevato di scenari sismici. Il codice SIMQKE permette di generare in modo artificiale un numero prefissato di accelerogrammi statisticamente indipendenti facenti riferimento ad uno specificato spettro di risposta [Gasparini 1976].

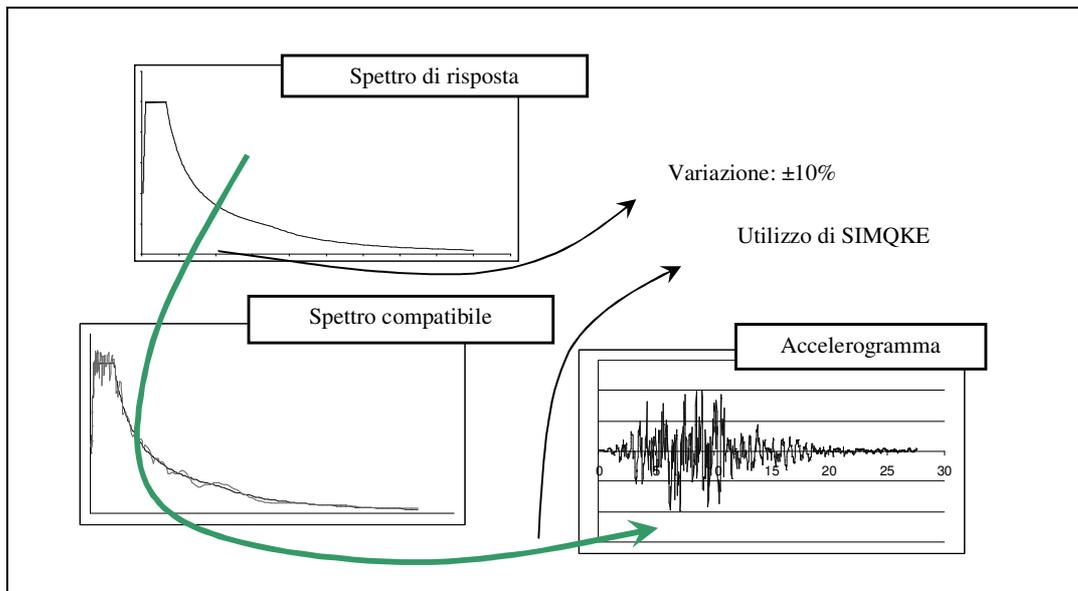
L'accelerogramma artificiale viene generato come sommatoria di funzioni sinusoidali:

$$Z(t) = I(t) \cdot \sum_n A_n \cdot \sin(\omega_n \cdot t + \Phi_n) \quad (5.21)$$

dove  $A_n$  rappresenta l'ampiezza dell'oscillazione di frequenza  $\omega_n$ . I valori di  $A_n$  vengono ottimizzati durante il processo di generazione del sisma in modo da ottenere un accelerogramma con spettro di risposta vicino a quello definito dall'utente.

Gli angoli  $\Phi_n$  rappresentano gli angoli di fase e vengono scelti in modo casuale, mentre con  $I(t)$  si è indicata una legge involuppo, necessaria per modellare la fase crescente, stazionaria e decrescente del sisma. In letteratura vengono proposte differenti leggi involuppo; le più utilizzate sono la legge trapezoidale di Hou (1968), l'esponenziale di Liu (1969) e la composta di Jennings (1968).

La Figura 5.19 mostra qualitativamente il procedimento di generazione di un accelerogramma artificiale. Durante questo procedimento numerico si è giunti ad un accelerogramma con uno spettro di risposta variato, rispetto allo spettro di normativa, di un  $\pm 10\%$ . Data la piccola variazione (differente per ogni accelerogramma generato) lo spettro del sisma può definirsi compatibile con quello di normativa.



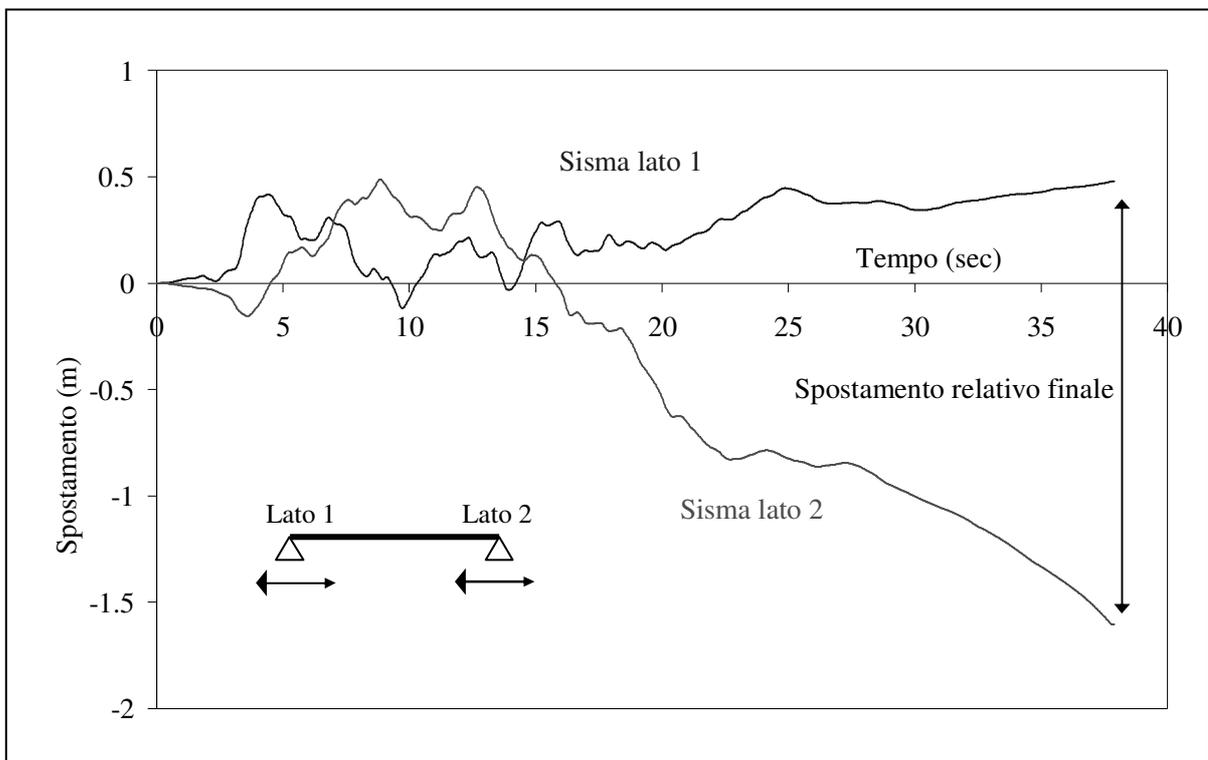
**Figura 5.19:** Generazione artificiale di un accelerogramma artificiale.

Utilizzando questo procedimento è possibile ricavare un numero opportuno di accelerogrammi definibili come spettro-compatibili per simulare l'evento sismico.

Le dimensioni dell'opera sono tali che non è realistico utilizzare un solo accelerogramma per la descrizione di un evento sismico (moto sincrono) ma devono essere previste delle differenziazioni nell'evento sismico a seconda del punto della struttura interessata (moto asincrono). Il codice di calcolo ADINA non permette di simulare un moto asincrono utilizzando delle storie temporali di accelerazioni, per cui le stesse devono essere adeguatamente integrate per ricavare delle storie temporali di spostamento (spostogramma).

### 5.2.2.2 Correzione degli accelerogrammi

In generale, l'integrazione diretta degli accelerogrammi porta a degli spostogrammi non realistici con fenomeni di *shift* sulle velocità e sugli spostamenti finali. Il motivo di tale errore numerico è da attribuirsi a diverse cause: il deterioramento del segnale registrato, il troncamento di parti iniziali del segnale, approssimazioni nel processo di digitalizzazione o una non corretta formulazione matematica per gli accelerogrammi generati artificialmente.



**Figura 5.20:** *Shift* relativo finale non realistico in uno scenario sismico asincrono.

Questo fenomeno, benché non realistico, spesso non influenza i risultati delle analisi [Borsoi 1985]. Gli spostogrammi, o gli accelerogrammi, vengono difatti applicati alla struttura con lo scopo di far acquisire alla massa un carico inerziale. Anche se i punti di applicazione subiscono uno *shift* finale non realistico, questo può non influire sugli spostamenti relativi e sulle azioni interne in gioco.

Tuttavia, in caso di analisi con scenari sismici asincroni, uno *shift* sulle velocità e sugli spostamenti differente in differenti parti della struttura, può portare a carichi e comportamenti strutturali drasticamente errati.

Per questo tipo di analisi gli spostogrammi devono essere opportunamente corretti. Esistono numerosi metodi di correzione, la maggior parte rientra nei così detti *base line correction*. Questi metodi effettuano uno *shift* del segnale iniziale, la cui ampiezza può essere calcolata con un'analisi di regressione.

Lo *shift* può essere eseguito sull'accelerogramma nel dominio del tempo, oppure cancellando un certo numero di basse frequenze presenti nel segnale. E' importante far notare che il codice SIMQKE utilizzato per generare artificialmente gli accelerogrammi dispone di un metodo di correzione *baseline correction* in modo da generare accelerogrammi che una volta integrati forniscano una velocità finale nulla. Tuttavia si è riscontrato che errori numerici dovuti al processo di integrazione numerica conducono a degli *shifts* sia in termini di velocità ultime che in termini di spostamenti ultimi.

Si è constatato che l'entità dello *shift* da apportare nella correzione diminuisce aumentando la precisione con cui si effettua l'integrazione numerica (metodo dei trapezi, metodo di Cavalieri-Simpson, metodo di Weddle [Comincioli 1995]). Tuttavia uno *shift* non trascurabile risulta comunque presente. Si è perciò condotta un'ulteriore correzione agli accelerogrammi artificiali allo scopo di ottenere degli spostogrammi fisicamente corretti.

In questa sede si adotta un metodo di correzione basato sul soddisfacimento di alcuni vincoli fisici relativi all'andamento dell'accelerogramma corretto ed imposti tramite dei *Moltiplicatori di Lagrange* [Borsoi 1985]. L'accelerogramma iniziale ( $a$ ) viene corretto imponendo le seguenti tre condizioni: velocità ( $v$ ) finale nulla; spostamento ( $d$ ) finale nullo; spostamento medio ( $e$ ) nullo. Utilizzando il metodo di integrazione dei trapezi, queste tre condizioni possono scriversi come funzioni lineari dell'accelerogramma discretizzato.

- Condizione sulla velocità finale:

$$v_n = \sum_{i=1}^N \alpha_i \cdot a_i \quad \text{con} \quad \begin{cases} \alpha_i = h & \text{per } i=1, N-1 \\ \alpha_i = h/2 & \text{per } i=N \end{cases} \quad (5.22)$$

- Condizione sullo spostamento finale:

$$d_n = \sum_{i=1}^N \beta_i \cdot a_i \quad \text{con} \quad \begin{cases} \beta_i = h^2 \cdot (N-i) & \text{per } i=1, N-1 \\ \beta_i = h^2 / 4 & \text{per } i=N \end{cases} \quad (5.23)$$

- Condizione sullo spostamento medio:

$$e_n = \sum_{i=1}^N \gamma_i \cdot a_i \quad \text{con} \quad \gamma_i = \beta_i \cdot \frac{h}{2} + \sum_{j=1}^N \beta_j \cdot h \quad (5.24)$$

Definendo con  $a^*$  l'accelerogramma corretto, è possibile definire la distanza Euclidea tra l'accelerogramma corretto e quello iniziale:

$$D = \sum_{i=1}^N (a_i^* - a_i)^2 \quad (5.25)$$

Dovendo essere l'accelerogramma corretto il più vicino possibile a quello iniziale perché possa definirsi sempre spettro-compatibile, il problema di ricerca di  $a^*$  può essere posto come un problema di minimizzazione vincolata della seguente forma quadratica:

$$\min_{a_i^*} D = \sum_{i=1}^N (a_i^* - a_i)^2 \quad \text{con} \quad \begin{cases} \sum \alpha_i \cdot a_i = 0 \\ \sum \beta_i \cdot a_i = 0 \\ \sum \gamma_i \cdot a_i = 0 \end{cases} \quad (5.26)$$

Utilizzando i Moltiplicatori di Lagrange ( $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ ), lo stesso problema può essere posto nella forma:

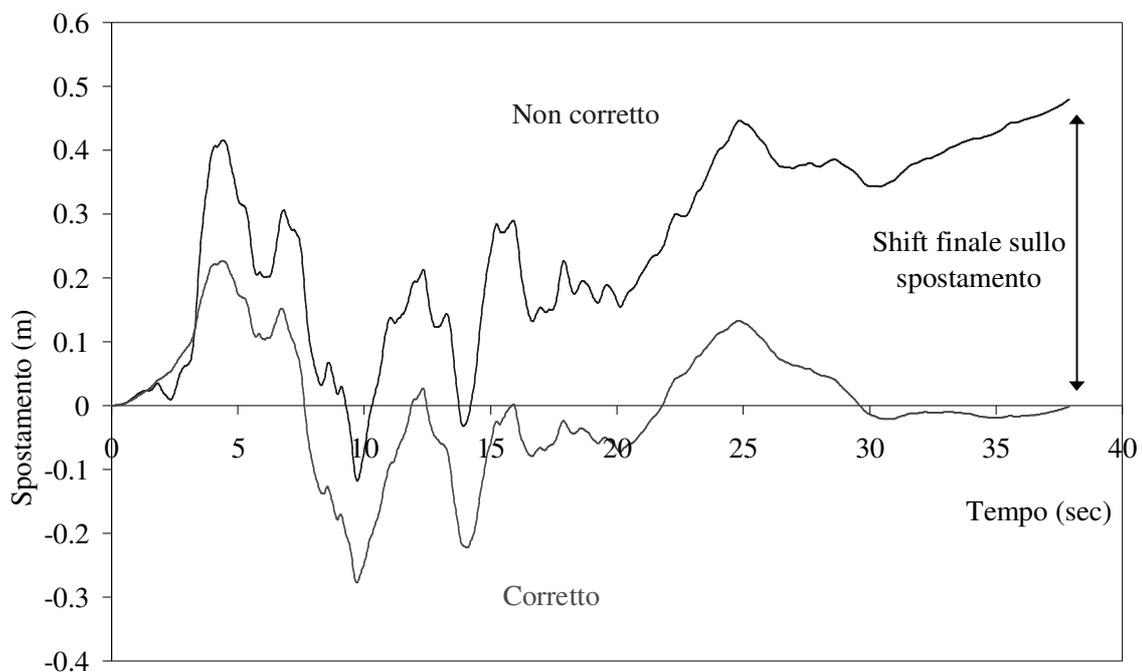
$$\min(F) = \frac{1}{2} D + \lambda_1 \cdot \sum \alpha_i \cdot a_i + \lambda_2 \cdot \sum \beta_i \cdot a_i + \lambda_3 \cdot \sum \gamma_i \cdot a_i \quad (5.27)$$

Risolviendo il problema di minimo posto dall'Equazione 5.27 si ottengono le equazioni risolventi:

$$\begin{cases} \sum \alpha_i \cdot a_i - \lambda_1 \cdot \sum \alpha_i^2 - \lambda_2 \cdot \sum \alpha_i \cdot \beta_i - \lambda_3 \cdot \sum \alpha_i \cdot \gamma_i = 0 \\ \sum \beta_i \cdot a_i - \lambda_1 \cdot \sum \alpha_i \cdot \beta_i - \lambda_2 \cdot \sum \beta_i^2 - \lambda_3 \cdot \sum \beta_i \cdot \gamma_i = 0 \\ \sum \gamma_i \cdot a_i - \lambda_1 \cdot \sum \alpha_i \cdot \gamma_i - \lambda_2 \cdot \sum \beta_i \cdot \gamma_i - \lambda_3 \cdot \sum \gamma_i^2 = 0 \end{cases} \quad (5.28)$$

$$a_i^* = a_i - \lambda_1 \cdot \alpha_i - \lambda_2 \cdot \beta_i - \lambda_3 \cdot \gamma_i \quad (5.29)$$

La soluzione delle Equazioni 5.28 e 5.29 permette di valutare l'accelerogramma corretto che una volta integrato fornisce una storia di spostamento in coerenza col fenomeno fisico.



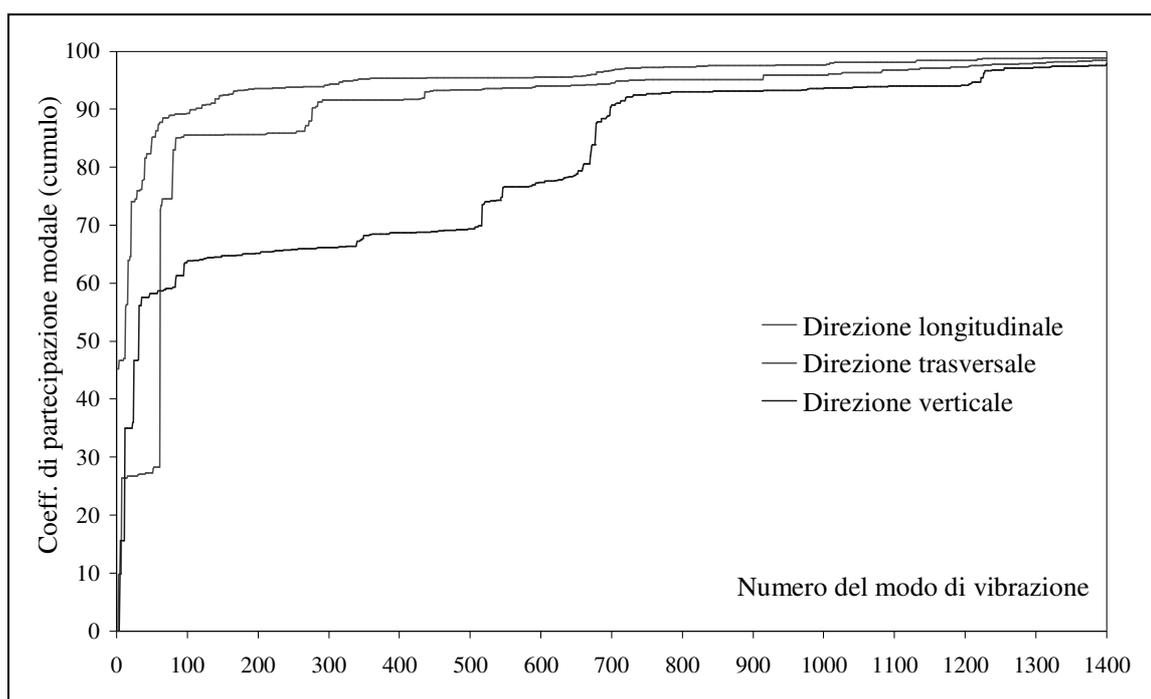
**Figura 5.21:** Risultato della correzione sullo spostogramma.

Definite le storie di spostamento relative ad un certo numero di eventi sismici compatibili con lo spettro di normativa, i singoli eventi sismici vengono simulati mediante l'applicazione di più storie di spostamento sul modello numerico come descritto nel Paragrafo 5.2.4.

Prima di esaminare l'impostazione numerica delle analisi che verranno svolte tramite un metodo di integrazione diretta, si ritiene utile esaminare la struttura anche dal punto di vista modale.

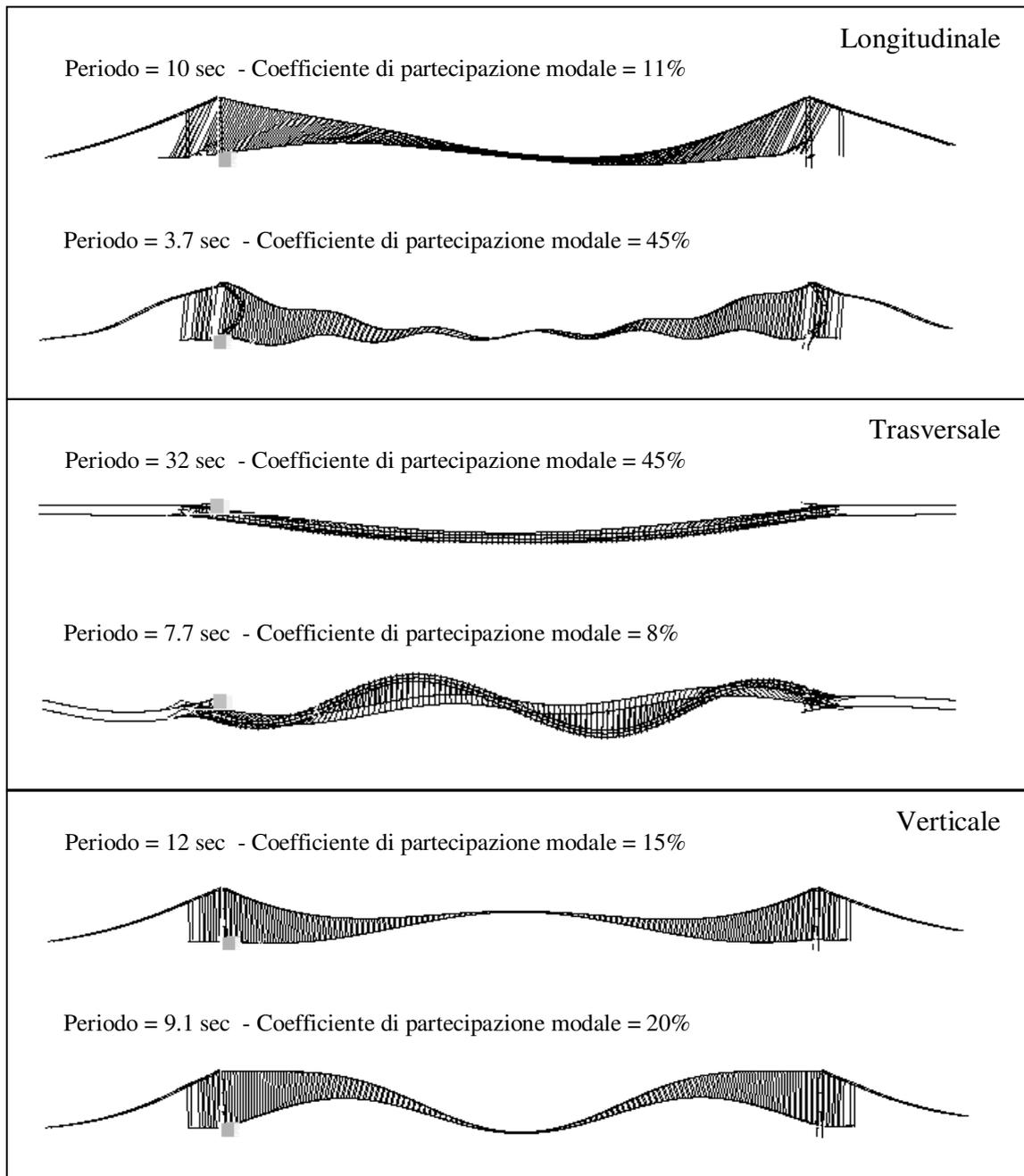
### 5.2.3 Caratterizzazione modale della struttura

Benché le analisi dinamiche vengano successivamente eseguite con un metodo di integrazione diretta di Newmark per tenere in conto le varie non linearità, l'analisi modale della struttura è sempre utile per caratterizzarne il comportamento e definirne la sensibilità alle sollecitazioni dinamiche [Cook 1995]. In Figura 5.22 viene riportato l'andamento dei coefficienti di partecipazione modale per le tre direzioni Cartesiane considerando i primi 1400 modi di vibrazione del modello numerico.



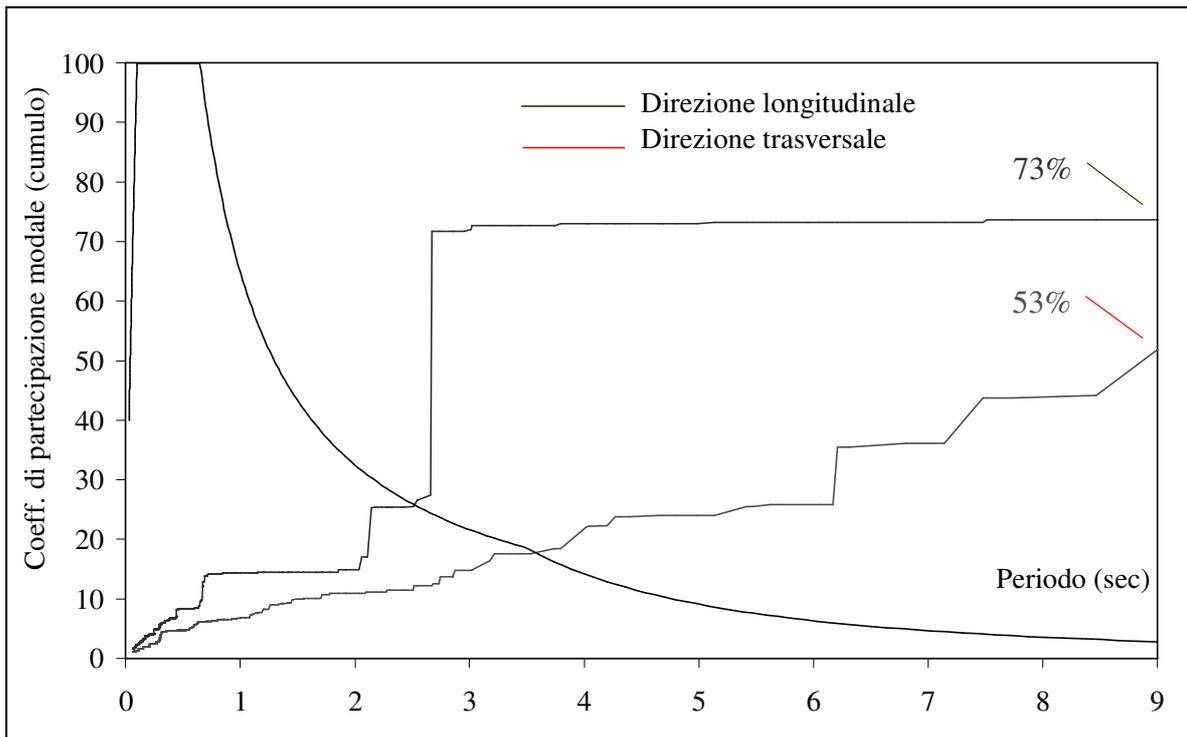
**Figura 5.22:** Andamento dei coefficienti di partecipazione modale cumulativi.

Come si evince dal grafico in questione, un'analisi dinamica basata sulla sovrapposizione modale risulterebbe molto dispendiosa, rispetto ai metodi di integrazione diretta, dato l'elevato numero di modi di vibrazione da dover considerare per rendere rappresentativa la risposta. In Figura 5.22 è diagrammato il rapporto tra la massa modale del modello e l'effettiva massa totale, in funzione del numero di modi con cui viene rappresentato il modello. Per ottenere un rapporto del 90% di massa eccitata si devono considerare almeno i primi 700 modi di vibrazione. Il tempo di calcolo richiesto da questa operazione rende il metodo più oneroso rispetto ad un metodo di integrazione implicita. Tuttavia, la possibilità di analizzare più scenari sismici riutilizzando la stessa decomposizione modale può rendere il metodo di sovrapposizione attraente una volta che se ne sia provata l'accuratezza in campo non lineare.

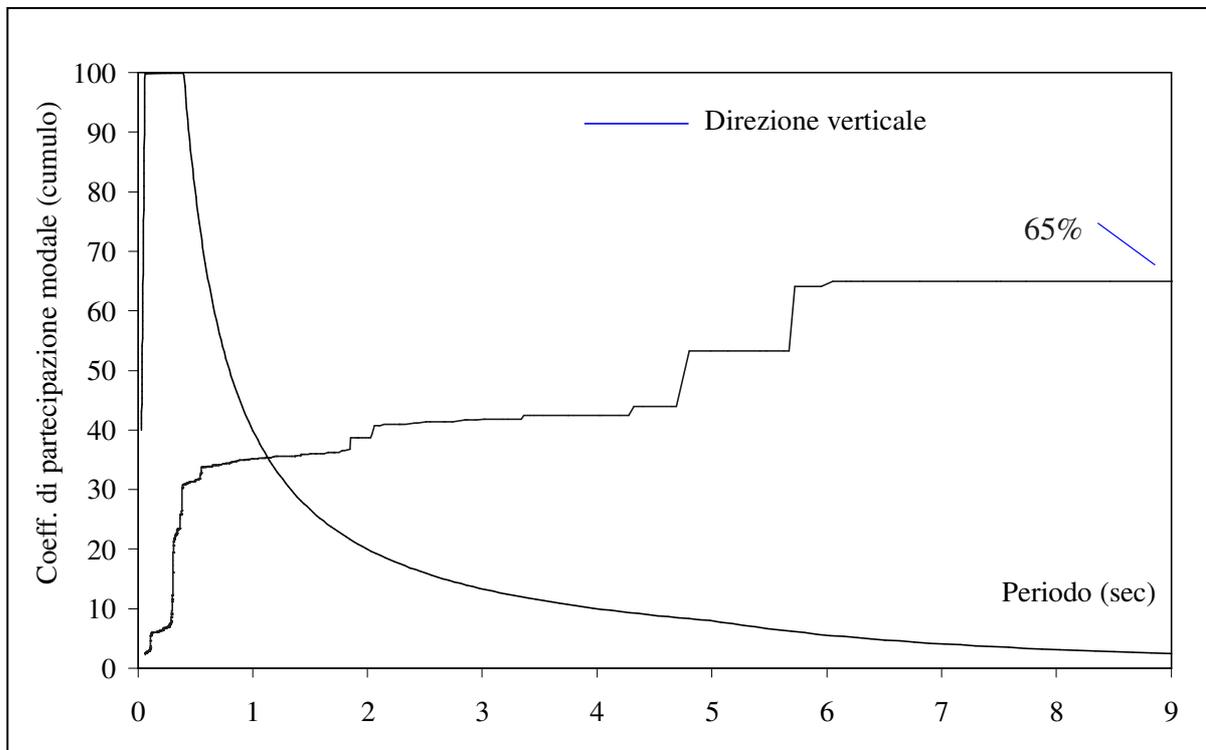


**Figura 5.23:** Modi di oscillazione più importanti nelle tre direzioni.

In Figura 5.23 vengono riportate le deformate qualitative dei due modi di vibrare con il più elevato coefficiente di partecipazione modale, per ogni direzione. E' interessante sovrapporre il grafico di Figura 5.22 con l'andamento dello spettro di risposta ad un'eccitazione sismica tipica del luogo ove deve sorgere la struttura. Questa sovrapposizione viene eseguita nei grafici riportati nella Figura 5.24.



**Figura 5.24:** Confronto tra i coefficienti di partecipazione modale cumulativi e lo spettro di risposta.

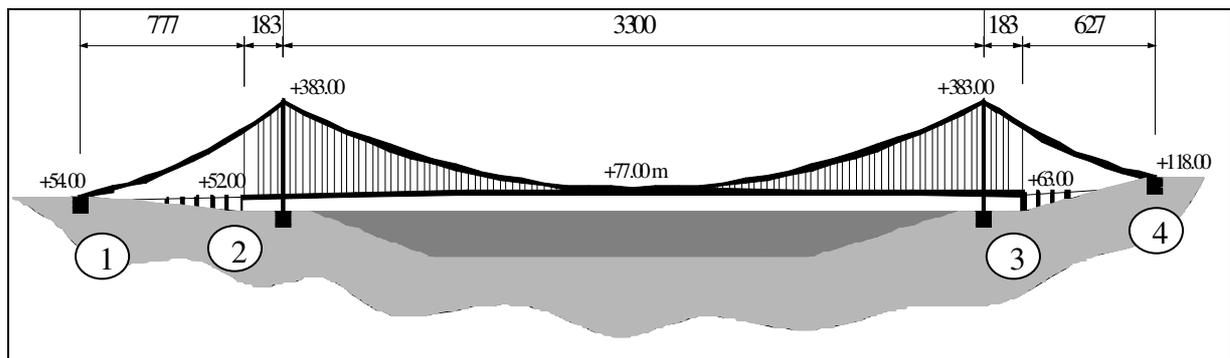


**Figura 5.25:** Confronto tra i coefficienti di partecipazione modale cumulativi e lo spettro di risposta.

### 5.2.4 Impostazione numerica delle analisi sismiche

L'azione sismica è stata considerata asincrona ed è stata simulata utilizzando una serie di spostogrammi definiti come nei paragrafi precedenti, applicati alle quattro zone in cui l'opera viene a contatto col terreno:

- Zona 1 e Zona 4: ancoraggi dei cavi.
- Zona 2 e Zona 3: fondazione della torre e tratto terminale dell'impalcato.



**Figura 5.26:**Le quattro zone di applicazione dell'azione sismica asincrona nel modello numerico.

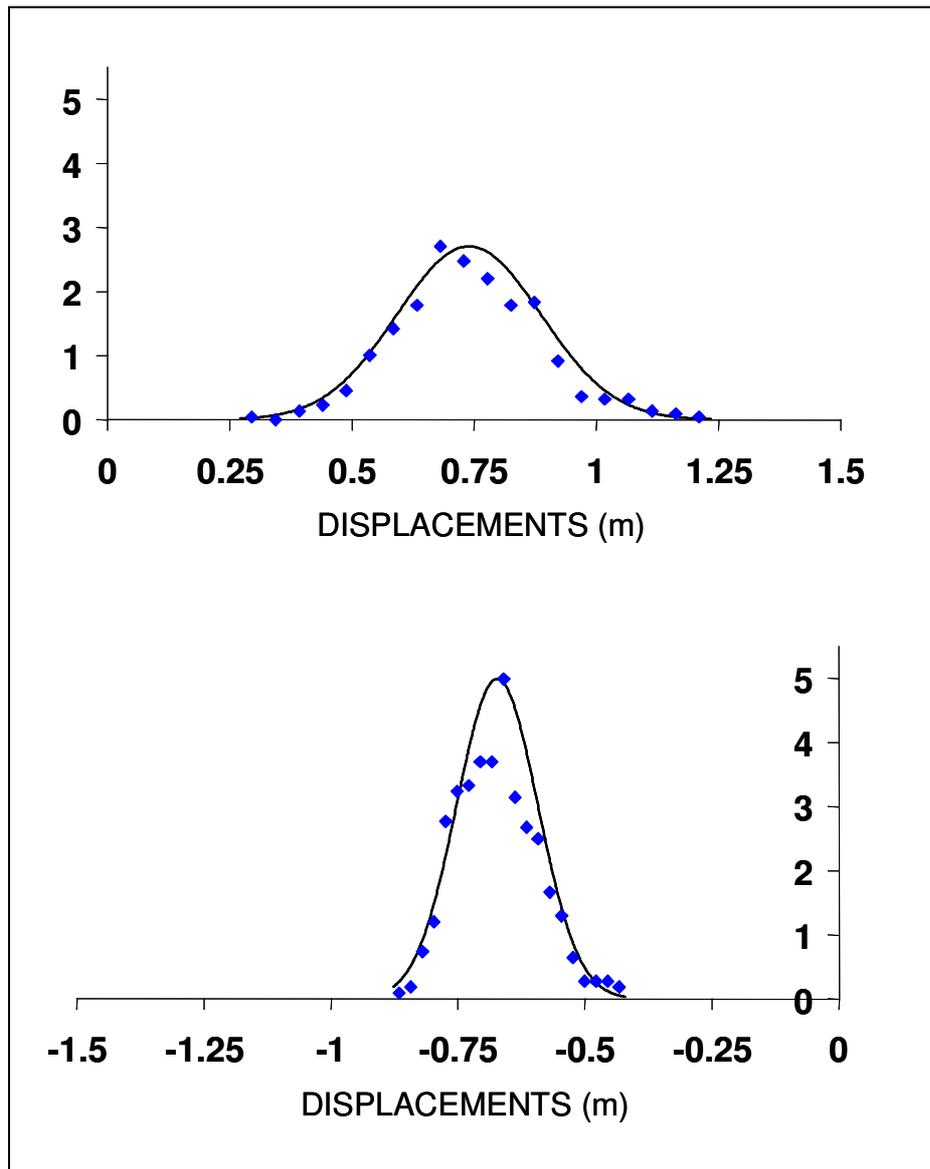
In generale, in questi quattro punti le azioni sismiche possiedono differente tempo di arrivo, differente intensità e differente forma dell'accelerogramma base. Si è considerata la variabilità dell'azione sismica scegliendo in modo random gli spostogrammi da applicare da un insieme di 100 spostogrammi spettro-compatibili.

La struttura è stata sottoposta a 50 simulazioni sismiche per differenti gradi dell'accelerazione di picco del terreno (PGA). In particolare si sono considerati i seguenti valori:

- $PGA = 1.80 \text{ m/sec}^2$
- $PGA = 2.60 \text{ m/sec}^2$
- $PGA = 5.70 \text{ m/sec}^2$

Per ogni tipologia di PGA si sono sviluppate 50 simulazioni sismiche differenti ed i risultati sono stati trattati in modo statistico, estraendo alcuni indici di posizione, quali la media ed il frattile al 95%, nonché la varianza dei risultati.

Nella parte finale del capitolo vengono riprodotti graficamente questi risultati, utilizzando delle curve gaussiane rappresentative.



**Figura 5.27:** Definizione delle curve gaussiane rappresentatrici dei risultati numerici.

La Figura 5.27 mostra un esempio di sovrapposizione tra una curva di distribuzione di Gauss (curva continua) ed i risultati numerici ottenuti ordinati in un istogramma discreto (curva punteggiata). Si noti la buona corrispondenza tra la generalizzazione eseguita con la curva gaussiana ed i risultati numerici [Cipolla 2004]. Nelle successive curve rappresentative dei risultati numerici si è riportata per comprensibilità dei grafici, la sola curva di distribuzione gaussiana.

I risultati riprodotti si riferiscono ad alcuni punti di misura specifici, che sono:

- Spostamento longitudinale al giunto di Sicilia
- Spostamento trasversale dell'impalcato in corrispondenza della torre di Sicilia
- Spostamento trasversale dell'impalcato in corrispondenza del quarto di ponte lato Sicilia
- Spostamento verticale dell'impalcato in corrispondenza del quarto di ponte lato Sicilia
- Spostamento trasversale dell'impalcato in corrispondenza della mezzeria del ponte
- Spostamento verticale dell'impalcato in corrispondenza della mezzeria del ponte
- Spostamento trasversale dell'impalcato in corrispondenza del quarto di ponte lato Calabria
- Spostamento verticale dell'impalcato in corrispondenza del quarto di ponte lato Calabria
- Spostamento trasversale dell'impalcato in corrispondenza della torre di Calabria
- Spostamento longitudinale al giunto di Calabria
- Spostamento longitudinale in sommità alla torre lato Sicilia
- Spostamento trasversale in sommità alla torre lato Sicilia
- Spostamento longitudinale in sommità alla torre lato Calabria
- Spostamento trasversale in sommità alla torre lato Calabria

Oltre a queste grandezze cinematiche, si sono prese in considerazione anche i valori tensionali presenti nelle torri. Non conoscendo la geometria esatta della sezione si è riportato un valore caratteristico calcolato come:

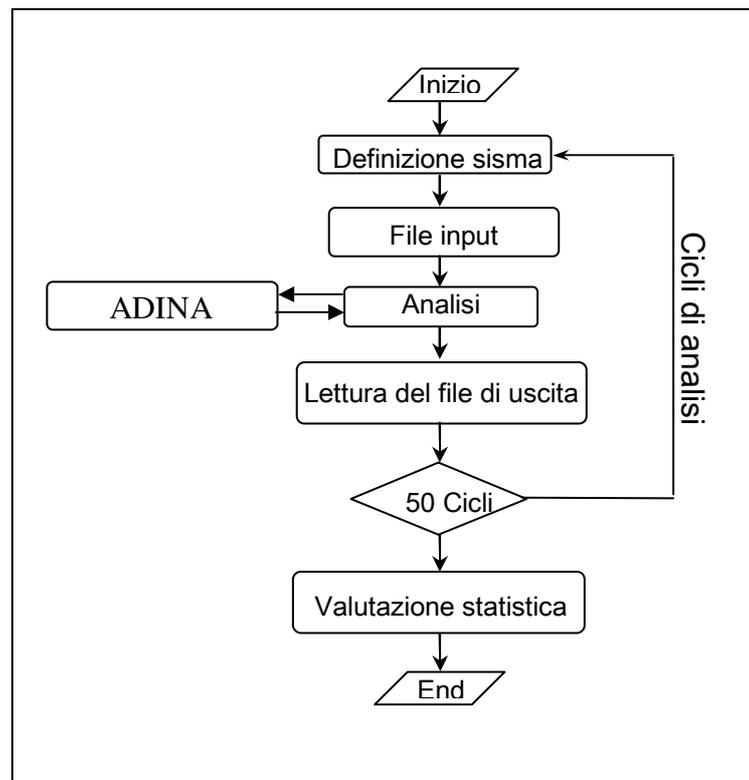
$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} \cdot b_x + \frac{M_y}{I_y} \cdot b_y \quad (5.30)$$

Come valori di  $b_x$  e  $b_y$  si sono assunti  $12\text{ m}$  e  $16\text{ m}$  essendo la sezione inscritta in un rettangolo di questa forma. L'assunzione risulta forse eccessivamente cautelativa, in quanto la sezione è di forma ottagonale e l'Equazione 5.30 fornisce una tensione in uno spigolo non esistente.

Per il cavo principale la tensione è stata calcolata come:

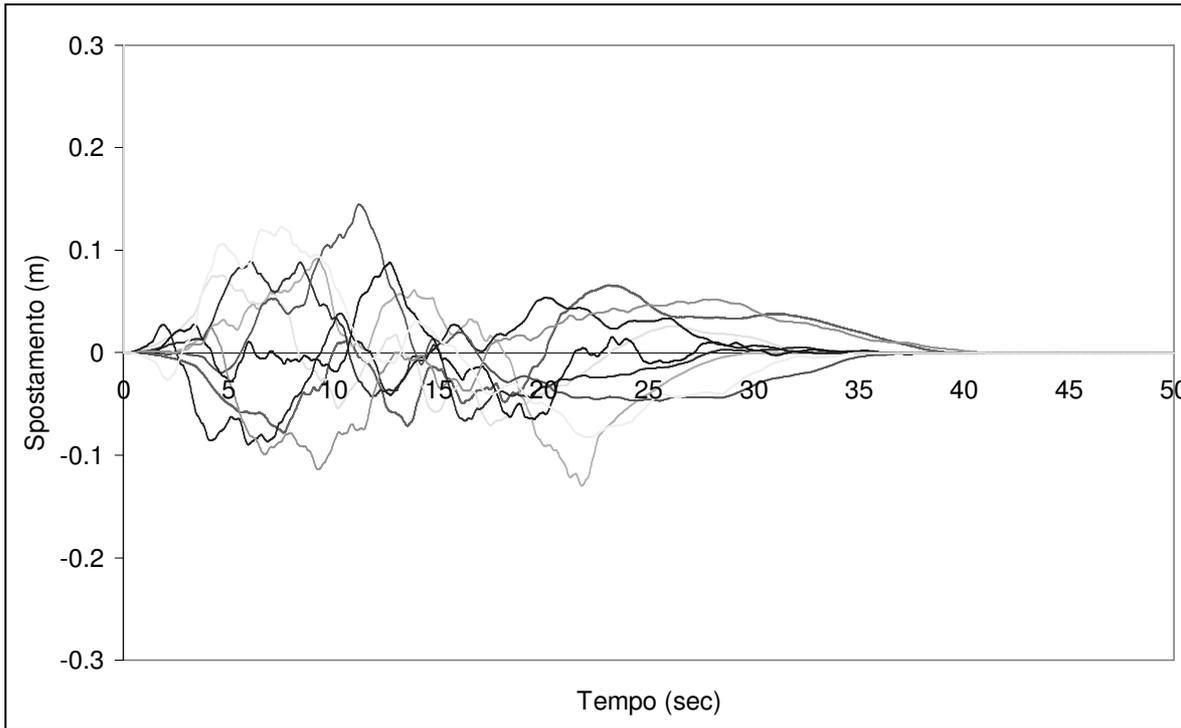
$$\sigma = \frac{N}{A} \quad (5.31)$$

Prima di esaminare i risultati, si evidenzia come le analisi sono state rese possibili dall'implementazione in nel codice FORTRAN di un programma di servizio in grado di costruire il file di input di ADINA e di leggerne e trattare statisticamente i risultati. Lo schema a blocchi di tale codice è riportato in Figura 5.28.

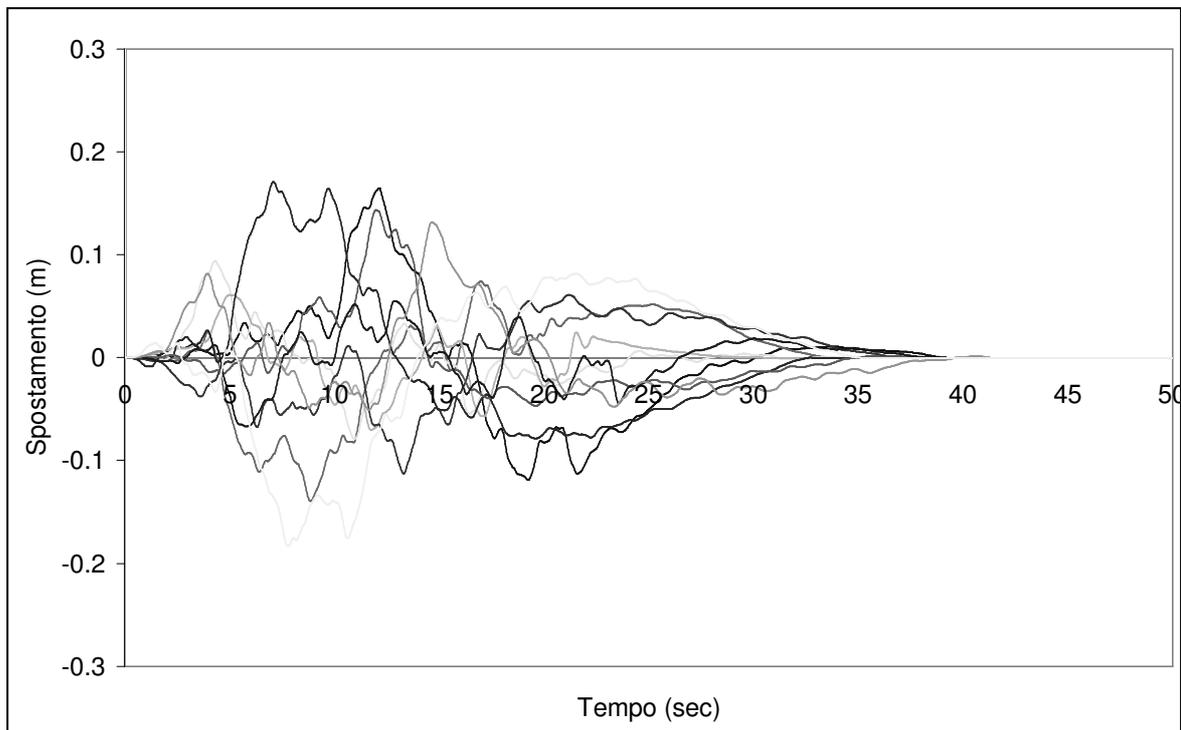


**Figura 5.28:** Diagramma di flusso del codice utilizzato per governare le analisi numeriche.

Le Figure 5.29 e 5.30 mostrano alcuni degli spostogrammi utilizzati nelle analisi, mentre successivamente verranno riportati in forma grafica i risultati delle analisi svolte.



**Figura 5.29:** Alcuni spostogrammi utilizzati (normalizzati a PGA = 1).



**Figura 5.30:** Alcuni spostogrammi utilizzati (normalizzati a PGA = 1).

### 5.2.5 Alcuni risultati delle analisi svolte

In questo paragrafo si evidenziano alcuni risultati delle analisi sismiche svolte. Le analisi sono state condotte utilizzando 50 eventi differenti in modo da controllare l'incertezza relativa all'input sismico di cui si è parlato nei paragrafi precedenti.

Dalla Figura 5.36 alla 5.49 vengono evidenziati i risultati in termini di spostamento delle analisi effettuate, per i punti di misura prescelti. Sono stati riportati i valori medi degli spostamenti rinvenuti durante le analisi numeriche, nonché la varianza della relativa distribuzione gaussiana ed il frattile al 95%. Questi valori sono riportati in forma tabellare per le tre intensità sismiche precedentemente definite. Nelle due colonne di destra delle figure in questione, si riportano anche i rapporti tra le varie grandezze relative ad intensità sismiche differenti, in modo da verificare l'incremento di spostamento sulla grandezza in funzione dell'incremento dell'intensità sismica.

Le Figure dalla 5.31 alla 5.34 riportano le curve di convergenza dei valori medi dello spostamento e della varianza per alcuni dei punti di misura considerati. In particolare, le Figure 5.31 e 5.32 si riferiscono alla convergenza del valore di spostamento trasversale dell'impalcato in corrispondenza della torre di Calabria, mentre le Figure 5.33 e 5.34 si riferiscono alla convergenza dello spostamento trasversale dell'impalcato in corrispondenza del quarto di ponte lato Calabria.

Da questa analisi si evince come la variabile rappresentante lo spostamento medio possiede una convergenza molto buona, tale per cui 20 analisi risultano sufficienti per descriverne il valore in modo corretto. La variabile che rappresenta la varianza della distribuzione, possiede invece una convergenza più lenta e più irregolare (Figura 5.32 e Figura 5.34) tale per cui anche 50 analisi possono risultare, in alcuni casi, non sufficienti per riprodurre il valore in modo corretto.

I risultati in termini di varianza riportati nei grafici successivi sono quindi da ritenersi meno accurati dei risultati presentati in termini di valore medio.

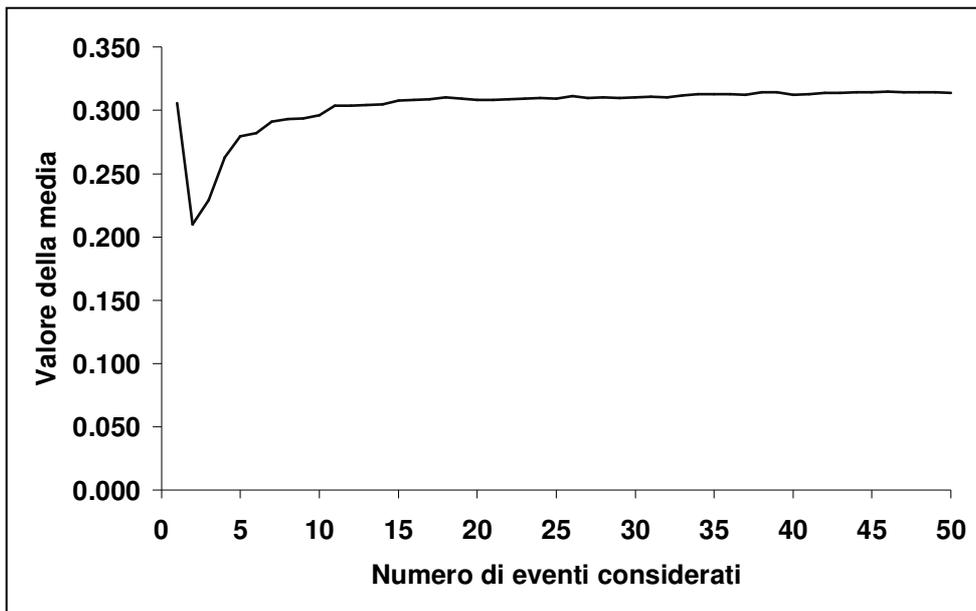


Figura 5.31: Convergenza del valore medio dello spostamento trasversale per il punto di misura di Figura 5.38 per PGA pari ad 1.80.

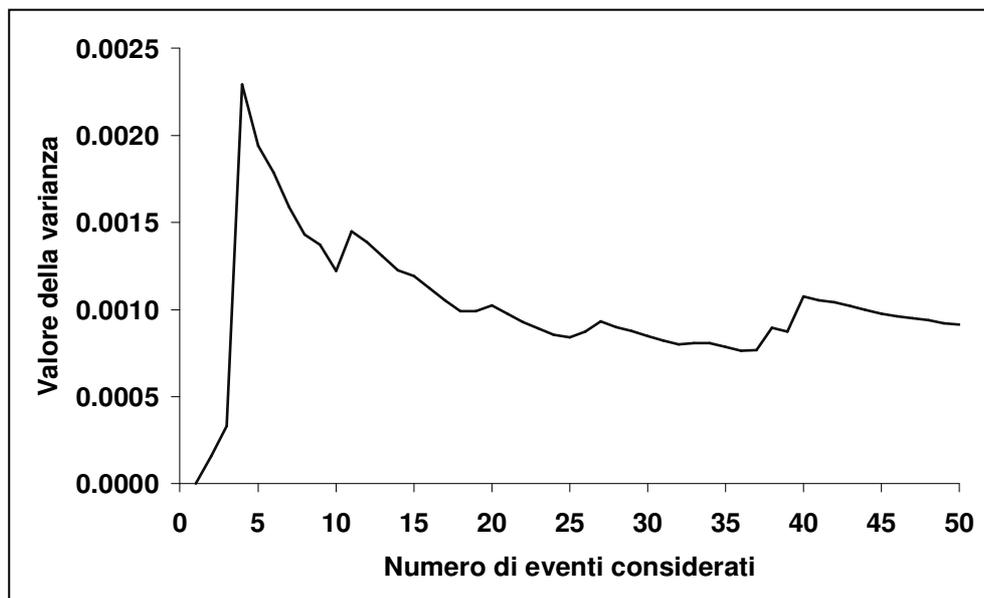
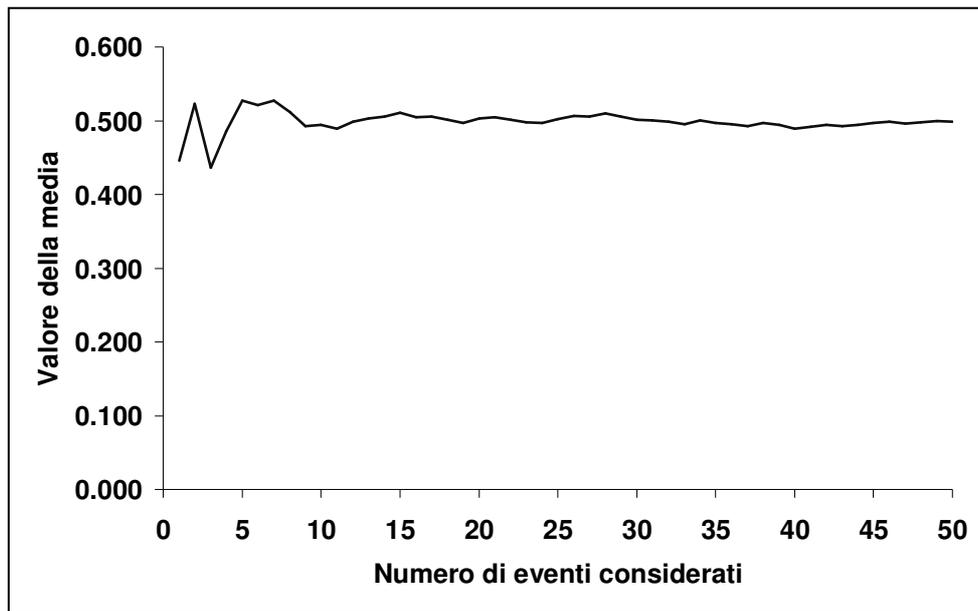
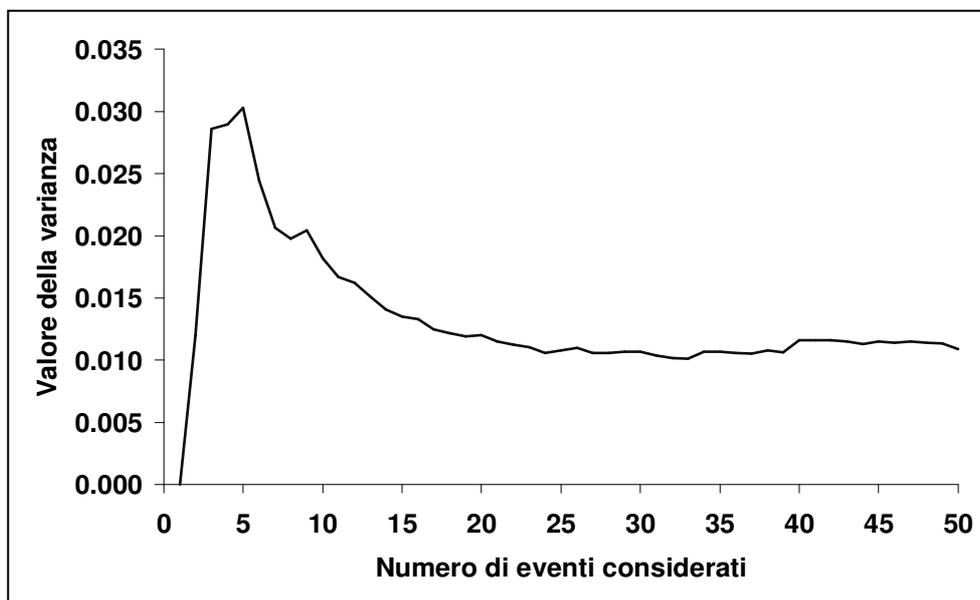


Figura 5.32: Convergenza del valore della varianza dello spostamento trasversale per il punto di misura di Figura 5.38 per PGA pari ad 1.80.



**Figura 5.33:** Convergenza del valore medio dello spostamento trasversale per il punto di misura di Figura 5.40 per PGA pari ad 1.80.



**Figura 5.34:** Convergenza del valore della varianza dello spostamento trasversale per il punto di misura di Figura 5.40 per PGA pari ad 1.80.

Benché per gli eventi sismici simulati sulle due sponde sono stati utilizzati spostogrammi differenti e non correlati, i risultati delle analisi riportati nelle figure seguenti mostrano un risultato abbastanza simmetrico, almeno in termini statistici.

Considerando per brevità il solo sisma con PGA pari a 5.70, si evidenzia uno spostamento longitudinale al giunto pari a 0.864 m sulla sponda Sicula e di 0.870 m sulla sponda Calabria. Entrambi questi spostamenti medi risultano inferiori al vincolo di progetto definito nel Capitolo 2 che fissa lo spostamento longitudinale massimo al valore di 1 m. Il valore limite è raggiunto per un frattile di circa il 75%. Tuttavia, essendo il frattile una grandezza influenzata dalla varianza della distribuzione, è auspicabile un numero superiore di analisi sismiche per migliorare l'accuratezza di questi parametri in base a quanto esposto nelle pagine precedenti.

I risultati vengono riassunti per mezzo di figure simili alla Figura 5.35, in cui si sono inseriti dei commenti per migliorare la comprensibilità delle successive rappresentazioni.

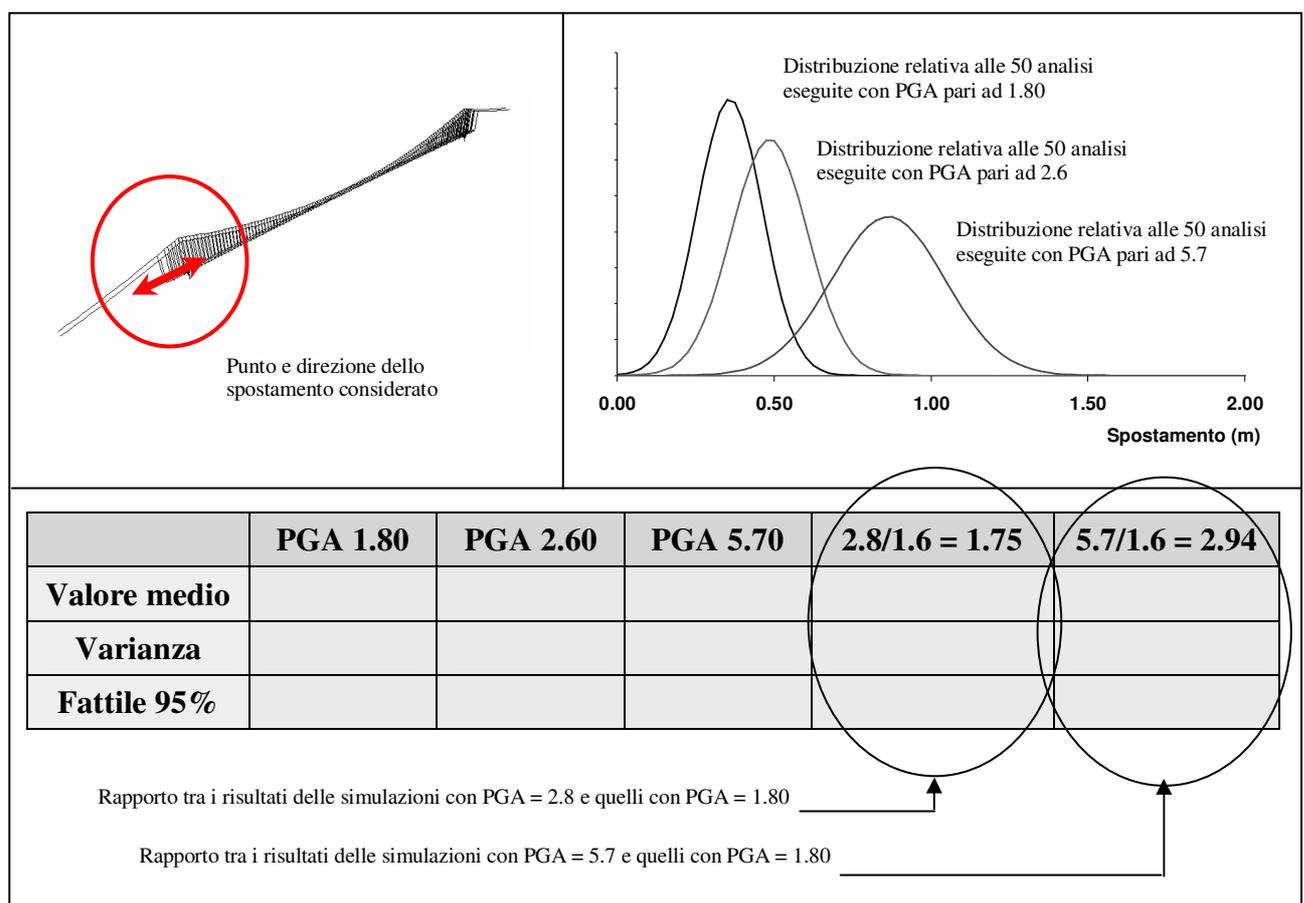


Figura 5.35: Esempio di figura rappresentatrice dei risultati.

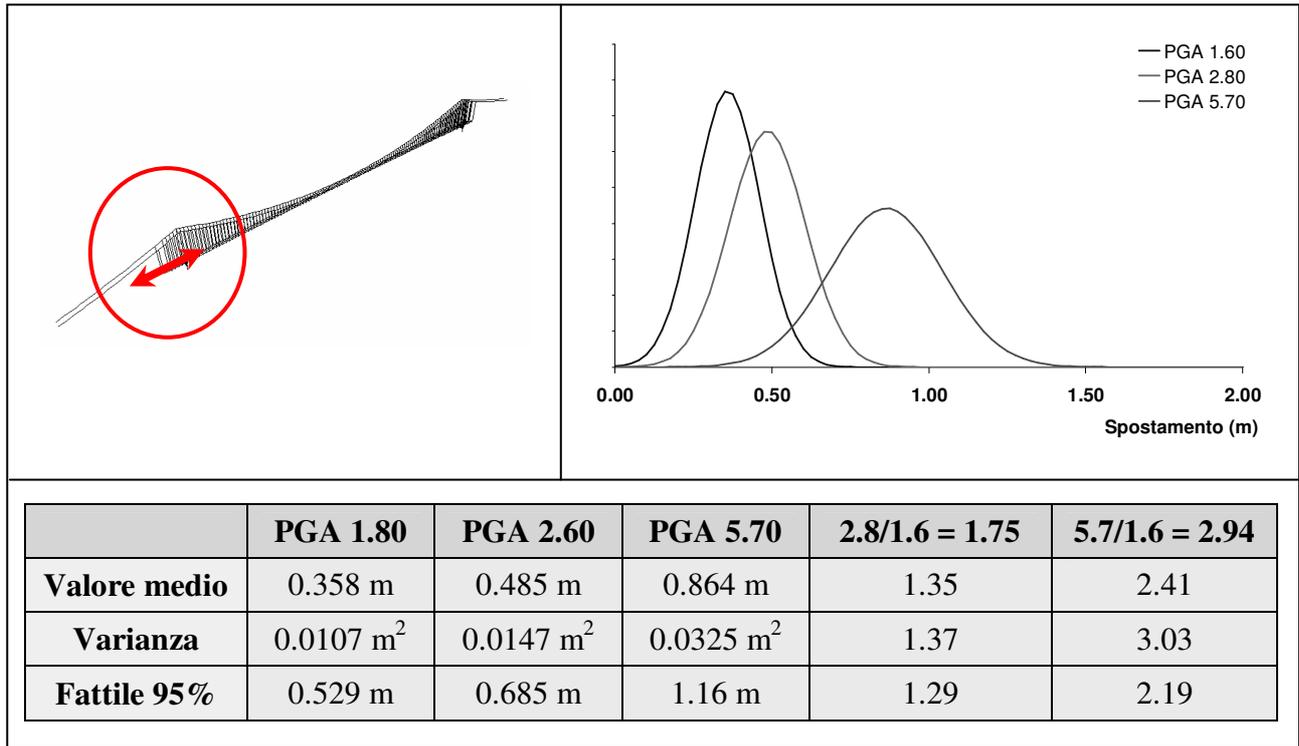


Figura 5.36: Risultati in termini di spostamento longitudinale al giunto di dilatazione (Sicilia).

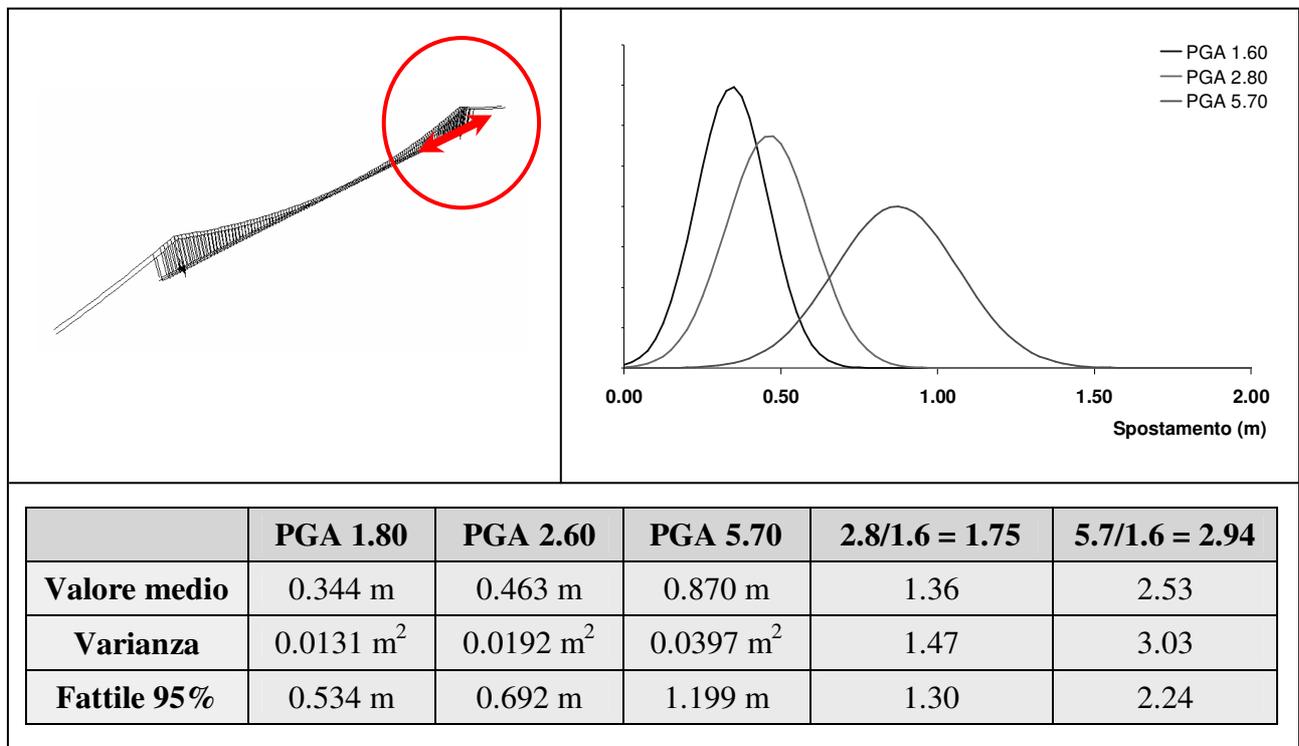


Figura 5.37: Risultati in termini di spostamento longitudinale al giunto di dilatazione (Calabria).

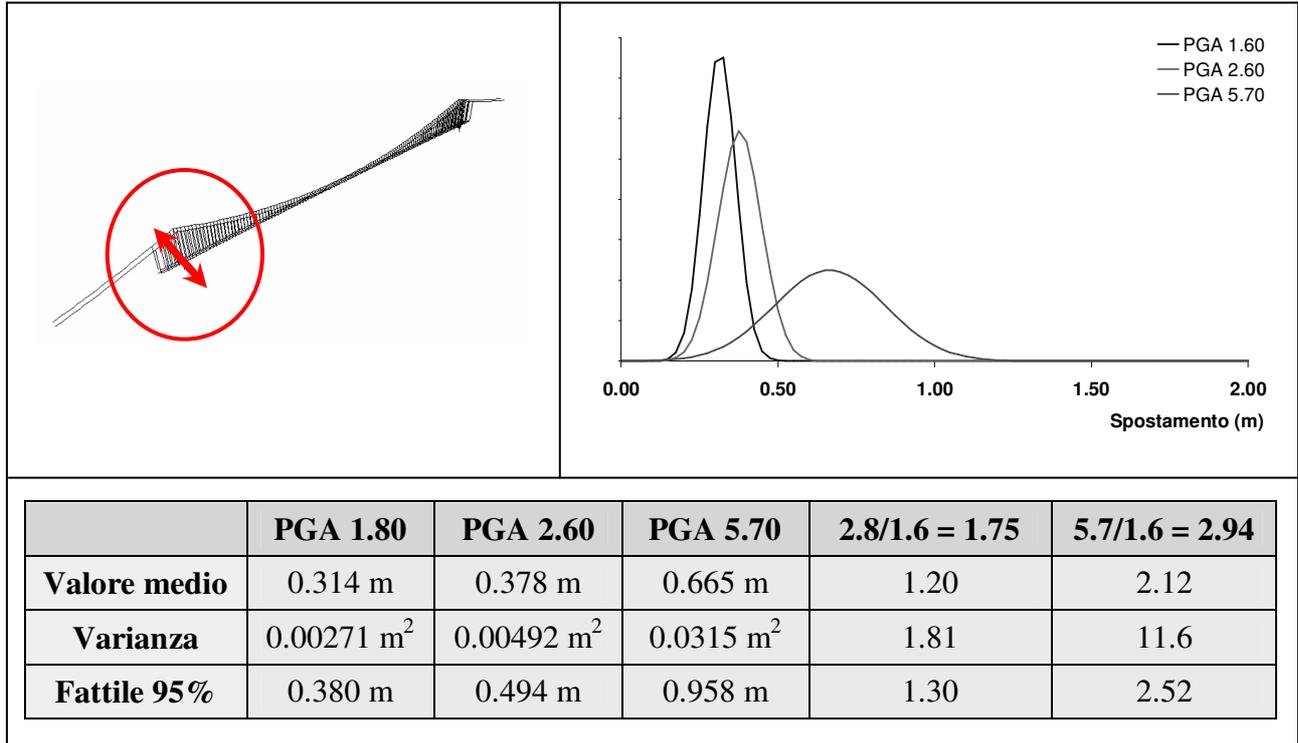


Figura 5.38: Risultati in termini di spostamento trasversale sul cassone nella zona della torre (Sicilia).

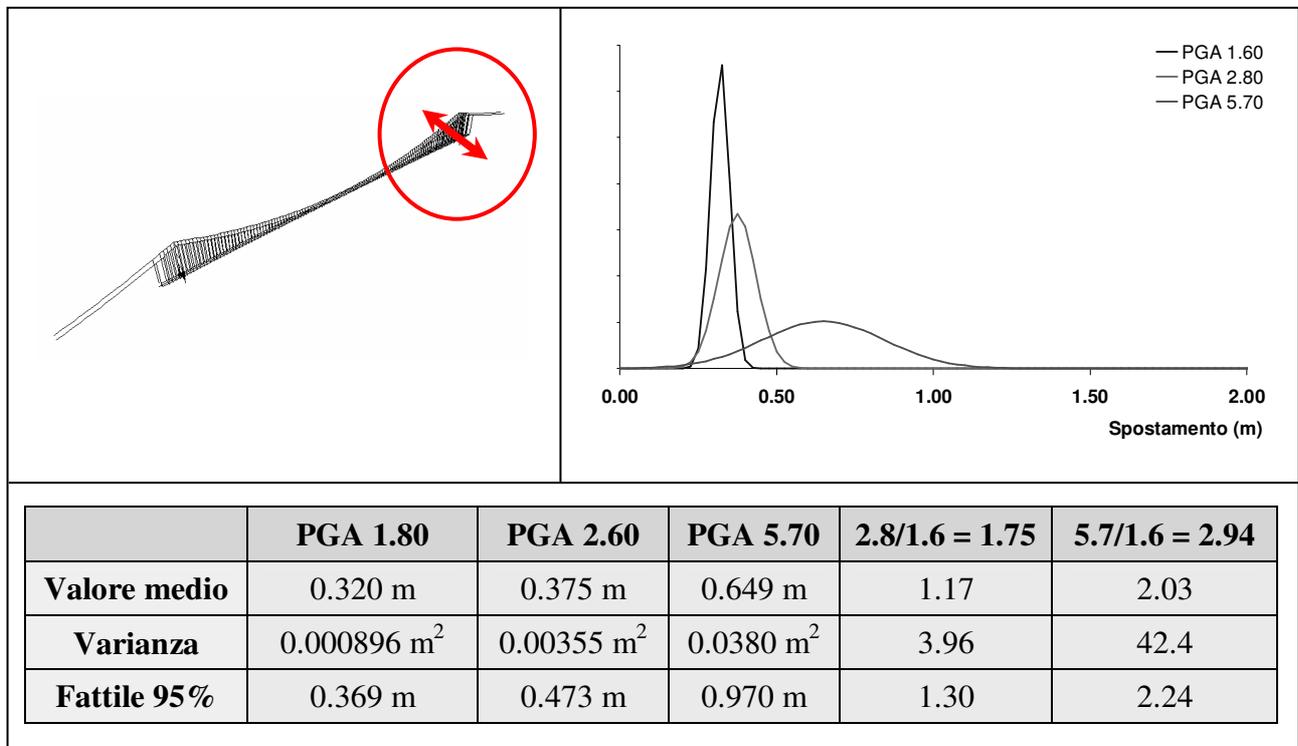


Figura 5.39: Risultati in termini di spostamento trasversale sul cassone nella zona della torre (Calabria).

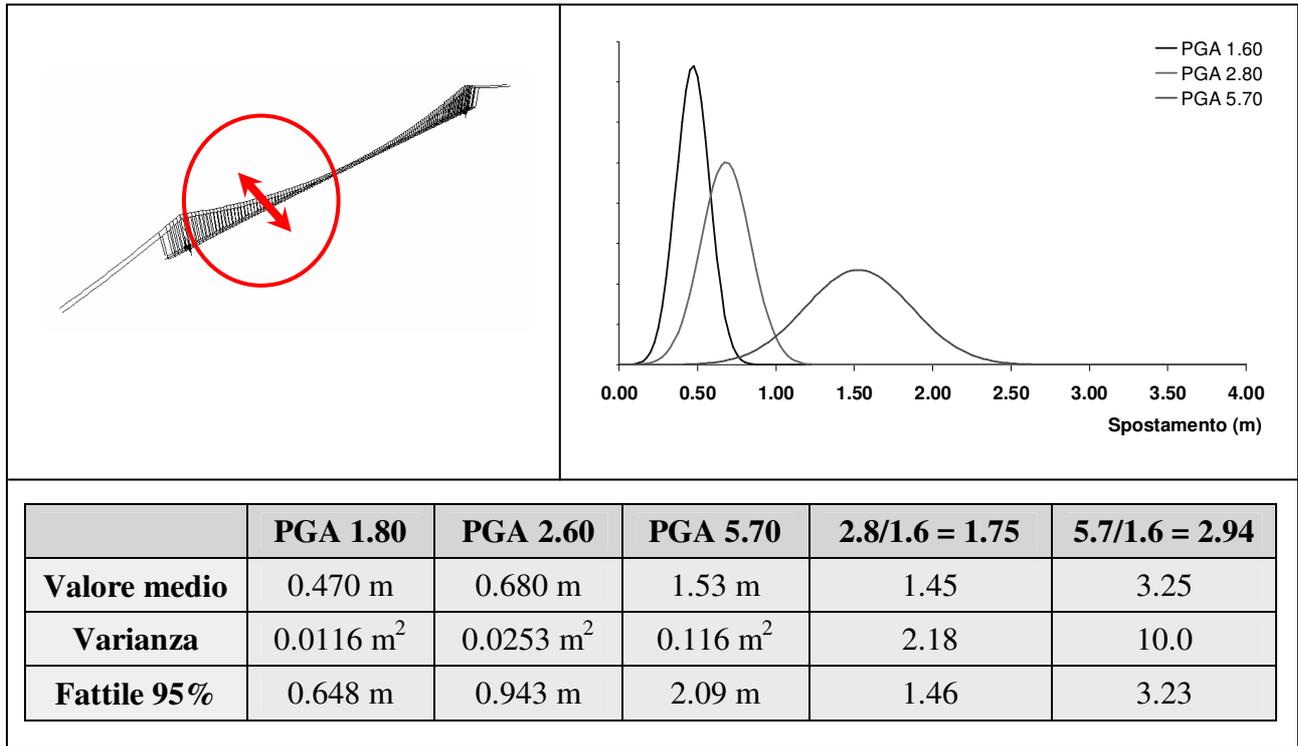


Figura 5.40: Risultati in termini di spostamento trasversale sul cassone nella zona del quarto di ponte (Sicilia).

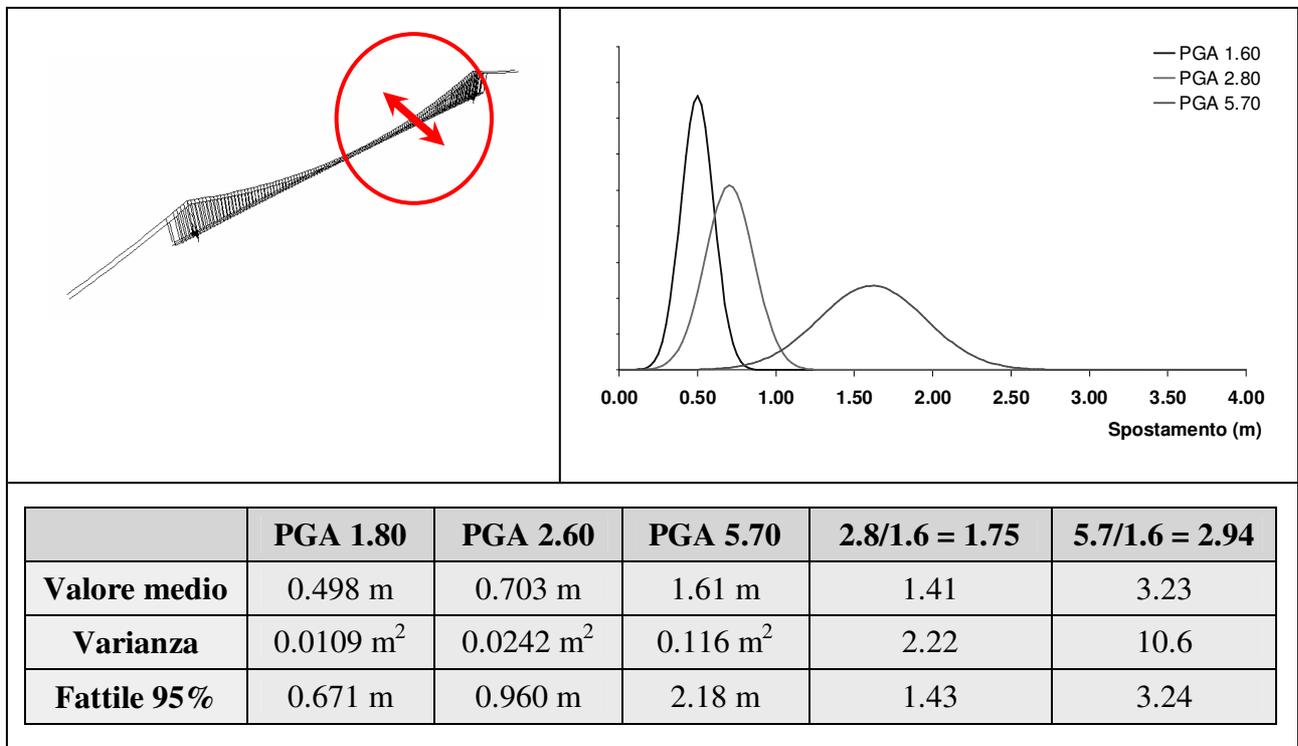


Figura 5.41: Risultati in termini di spostamento trasversale sul cassone nella zona del quarto di ponte (Calabria).

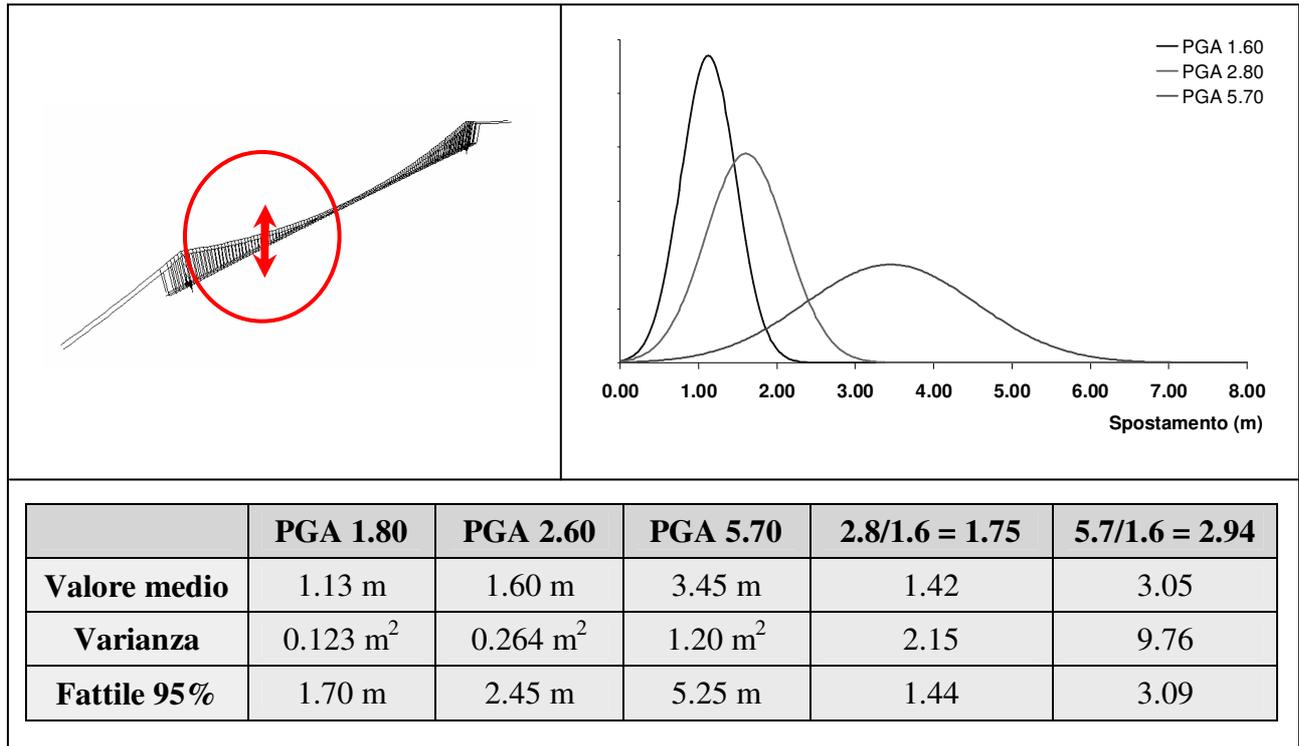


Figura 5.42: Risultati in termini di spostamento verticale sul cassone nella zona del quarto di ponte (Sicilia).

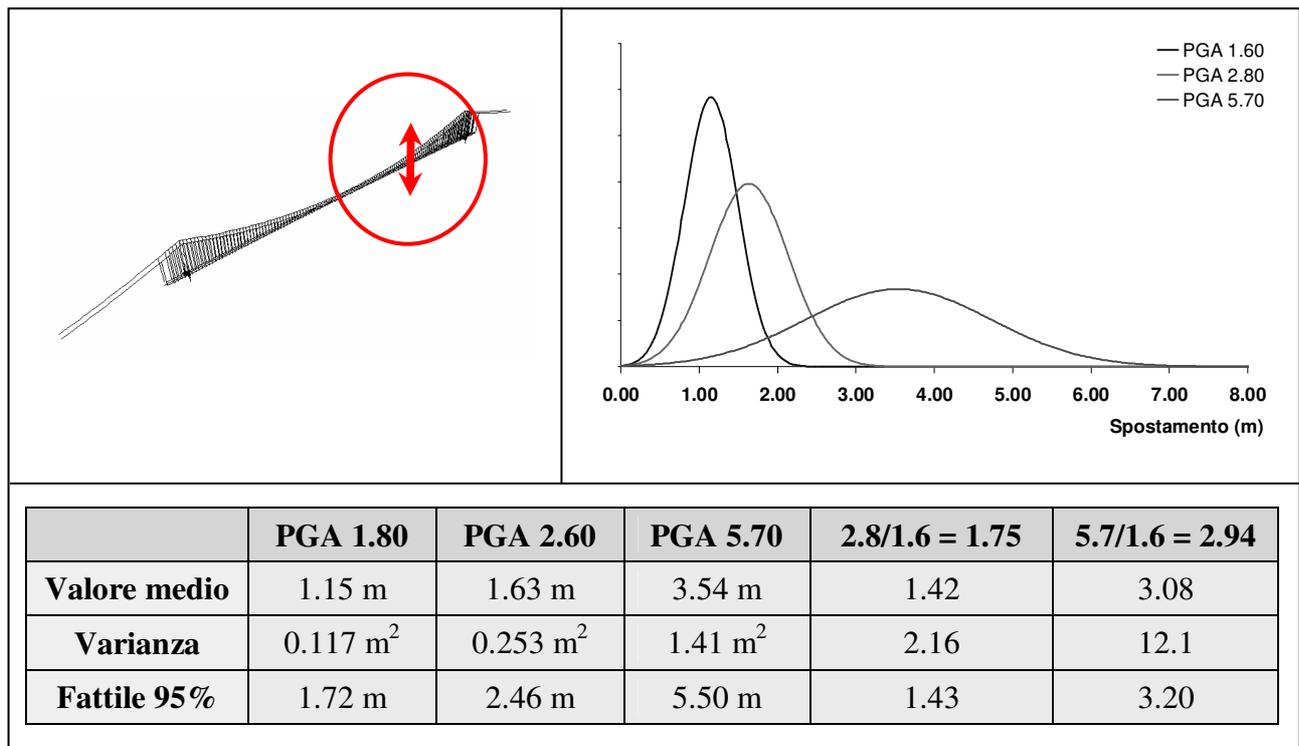


Figura 5.43: Risultati in termini di spostamento verticale sul cassone nella zona del quarto di ponte (Calabria).

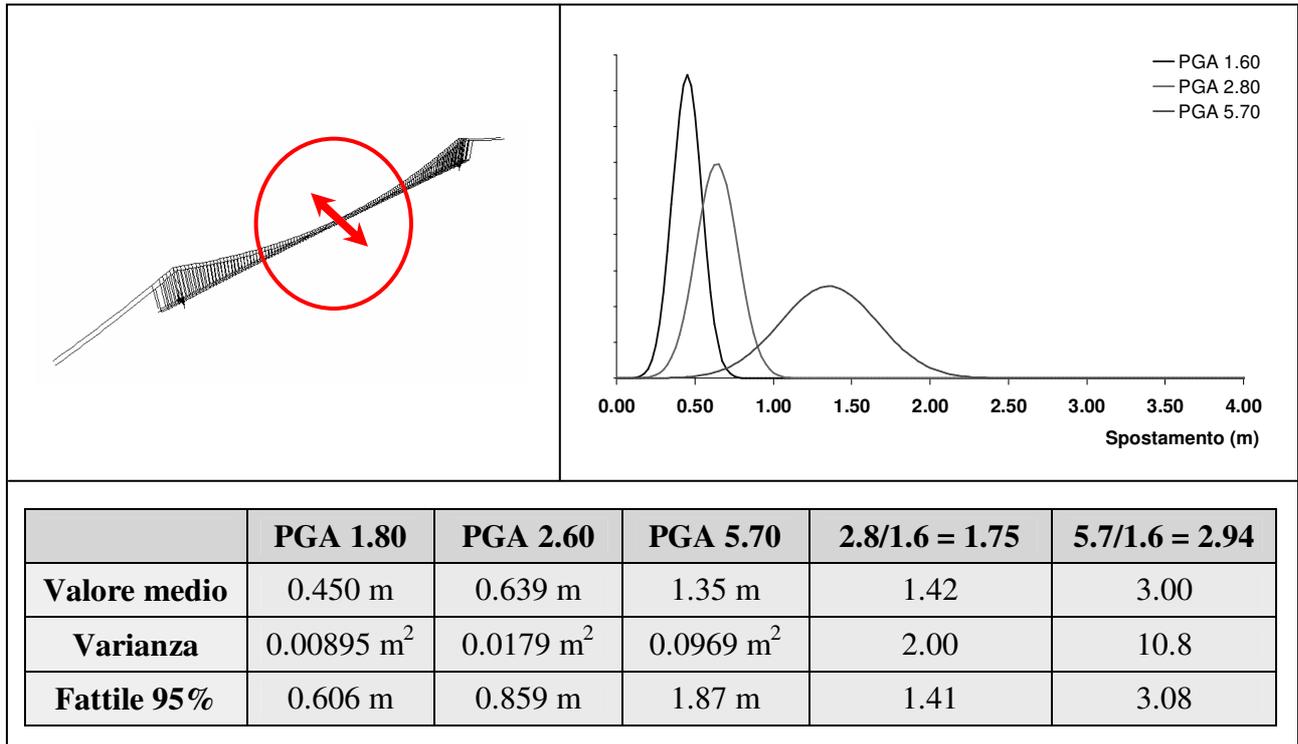


Figura 5.44: Risultati in termini di spostamento trasversale sul cassone nella zona di mezzeria.

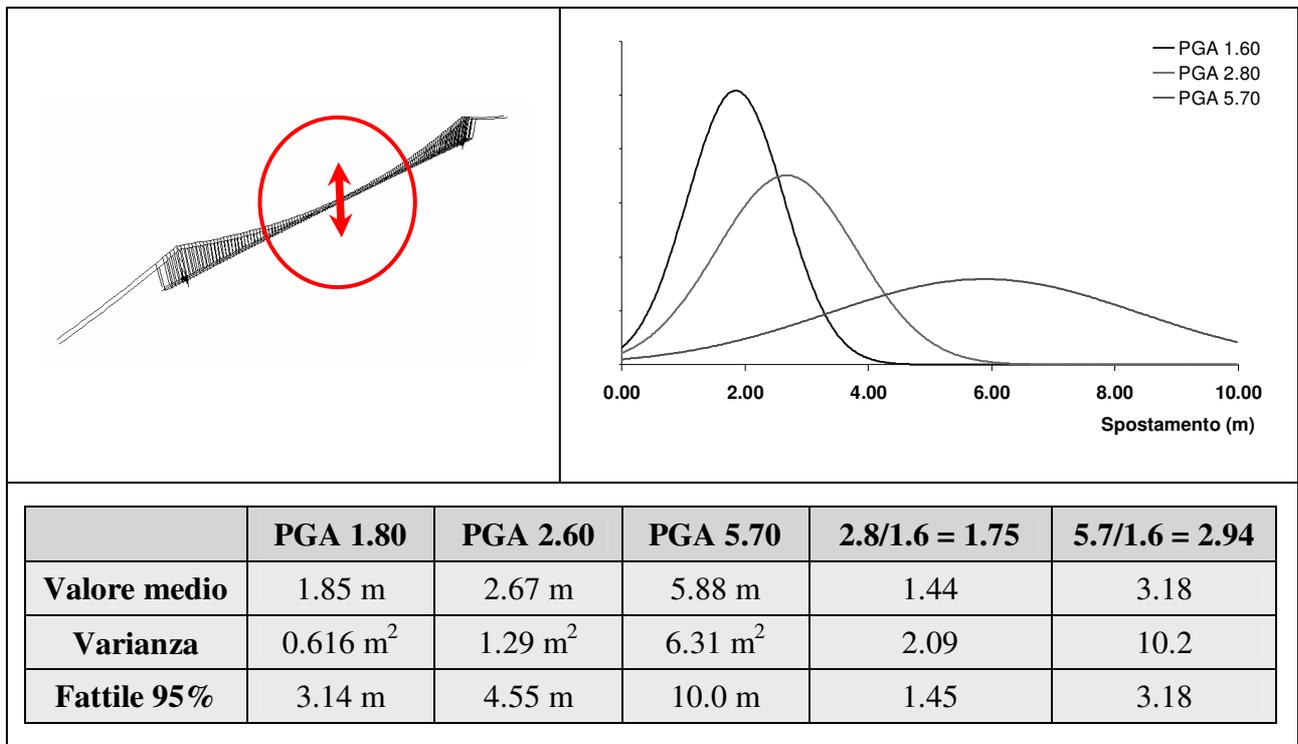


Figura 5.45: Risultati in termini di spostamento trasversale sul cassone nella zona di mezzeria.

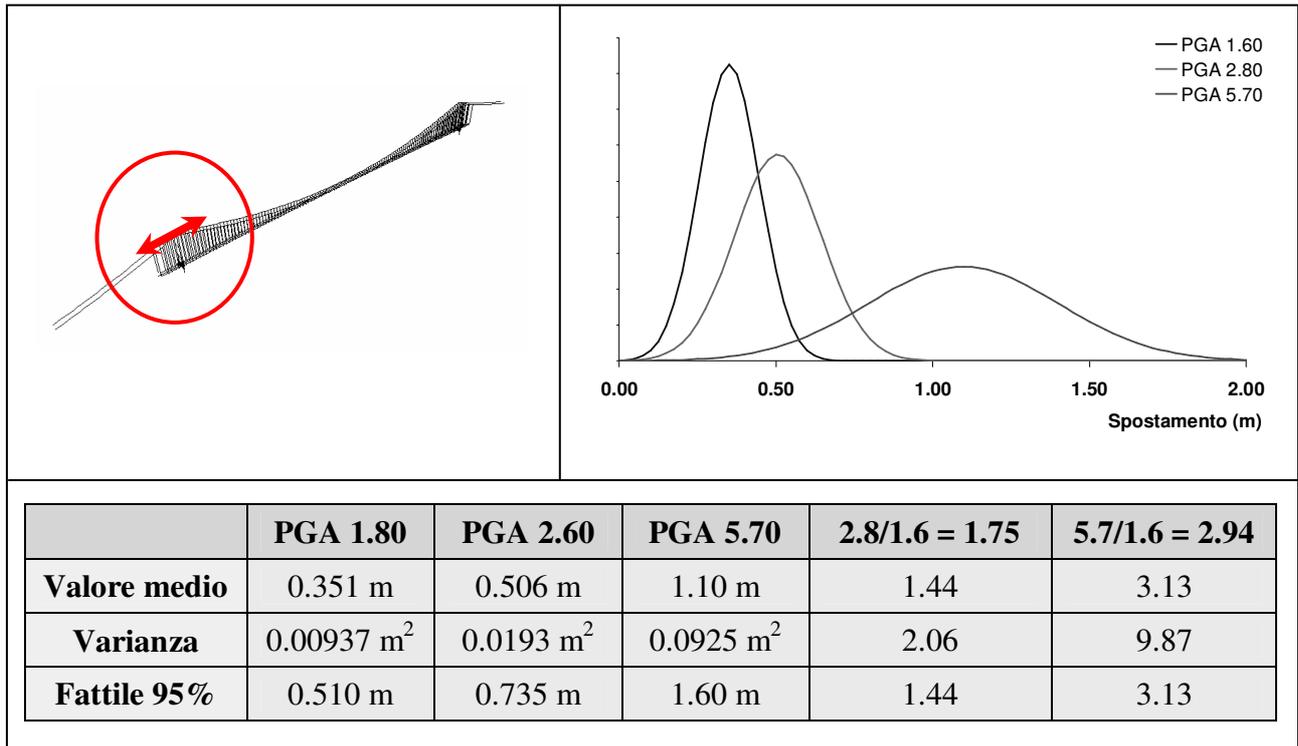


Figura 5.46: Risultati in termini di spostamento longitudinale alla sella della torre (Sicilia).

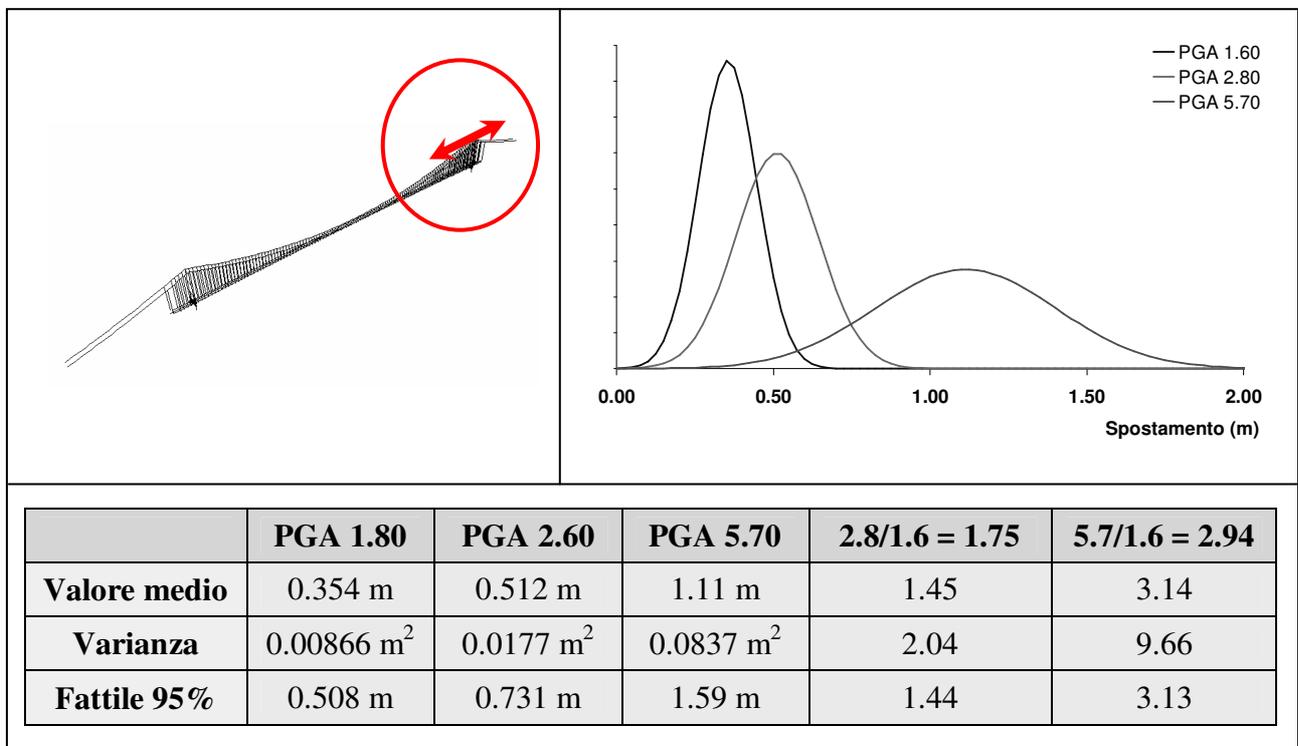


Figura 5.47: Risultati in termini di spostamento trasversale longitudinale alla sella della torre (Calabria).

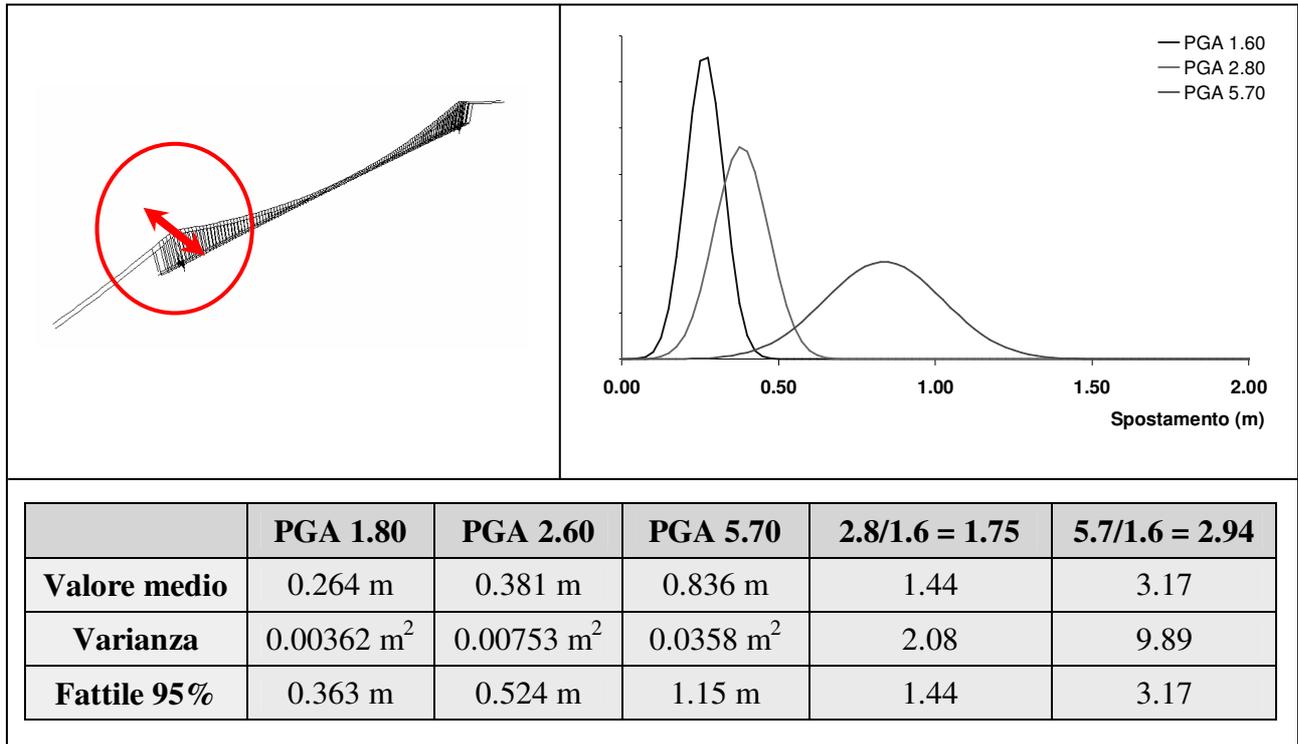


Figura 5.48: Risultati in termini di spostamento trasversale alla sella della torre (Sicilia).

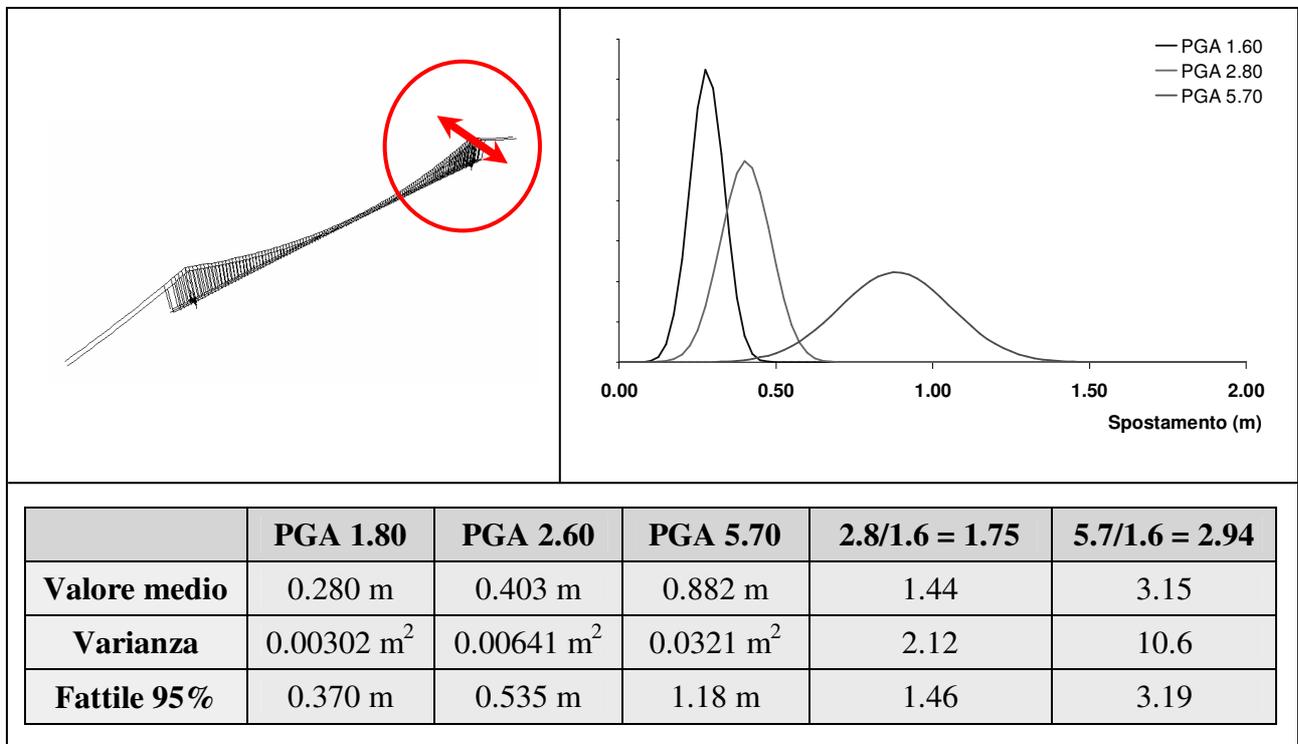


Figura 5.49: Risultati in termini di spostamento trasversale alla sella della torre (Calabria).

I risultati numerici riportati nelle pagine precedenti evidenziano quindi uno spostamento medio al giunto di dilatazione inferiore al limite richiesto ed evidenziato nel Capitolo 2. Se si considerano i frattili al 95% degli eventi analizzati, i risultati mostrano come il suddetto limite sia rispettato per eventi sismici con PGA pari ad  $1.8 \text{ m/sec}^2$  e  $2.6 \text{ m/sec}^2$ , ma venga superato per gli eventi sismici con PGA pari  $5.7 \text{ m/sec}^2$ . In questa sede la verifica viene comunque intesa secondo il valore medio, per cui i vincoli di ritegno longitudinale introdotti nel capitolo precedente risultano adeguatamente dimensionati.

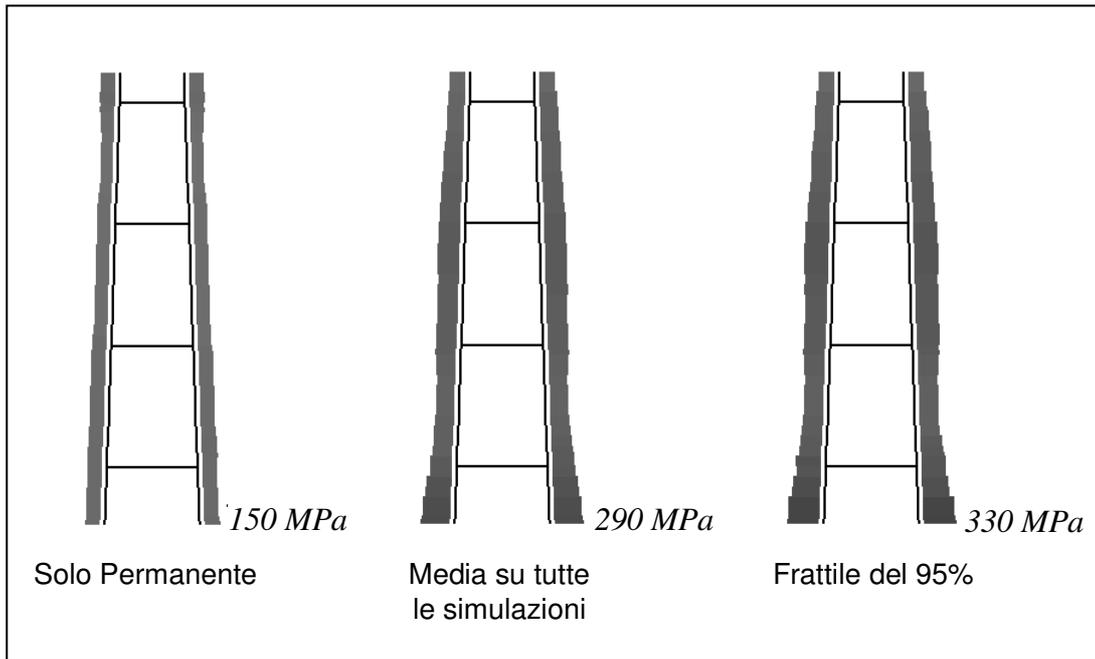
Si noti inoltre che per quanto evidenziato negli studi sulla convergenza delle variabili, i termini relativi alla varianza ed al frattile risultano meno accurati del termine relativo alla media, per cui è auspicabile un maggior numero di analisi nel caso si renda necessario valutare accuratamente questi termini.

Le Figure 5.50 – 5.52 mostrano i risultati in termini tensionali (i valori massimi che si sono verificati durante le simulazioni) valutati secondo le Equazioni 5.30 e 5.31 sulle gambe delle torri e sul cavo principale. Oltre ai risultati delle simulazioni sismiche viene riportata anche la tensione prodotta dal solo carico permanente in modo da poter eseguire un raffronto con l'aumento di tensione dovuta all'evento sismico.

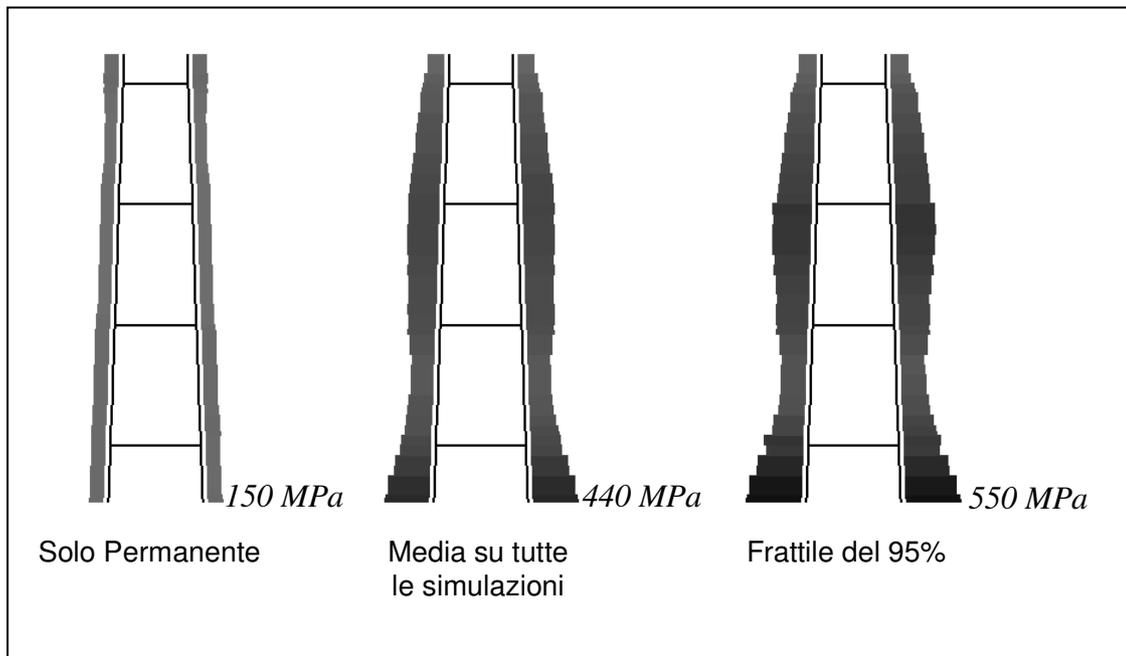
Per quanto riguarda le torri, le Figure 5.50 e 5.51 mostrano chiaramente come la tensione sia fortemente influenzata dalla presenza dell'azione sismica. Si evidenzia difatti un passaggio dai  $150 \text{ MPa}$  dovuto al carico permanente ad un valore medio di  $440 \text{ MPa}$  nel caso di eventi sismici con PGA pari a  $5.70 \text{ m/sec}^2$ . Da notare che il valore massimo tensionale nelle torri, si rileva al vincolo di incastro, ove il modello non contempla le strutture di rinforzo fondazionali, per cui in questa zona il modello andrebbe sicuramente reso più realistico nel momento in cui sarà necessario svolgere delle analisi sismiche volte alla definizione della sicurezza dell'opera. Si richiama che il modello implementato possiede come scopo principale l'analisi delle caratteristiche di deformabilità globale del ponte (Capitolo 3).

Il valore tensionale relativo al frattile al 95% risulta elevato, soprattutto nel caso di PGA pari a  $5.70 \text{ m/sec}^2$ . Tuttavia si ricorda come il frattile abbia una convergenza più lenta rispetto al valore di media per cui, come evidenziato nei risultati in termini di spostamento, andrebbero considerate più simulazioni per ottenere un valore affidabile di questa grandezza.

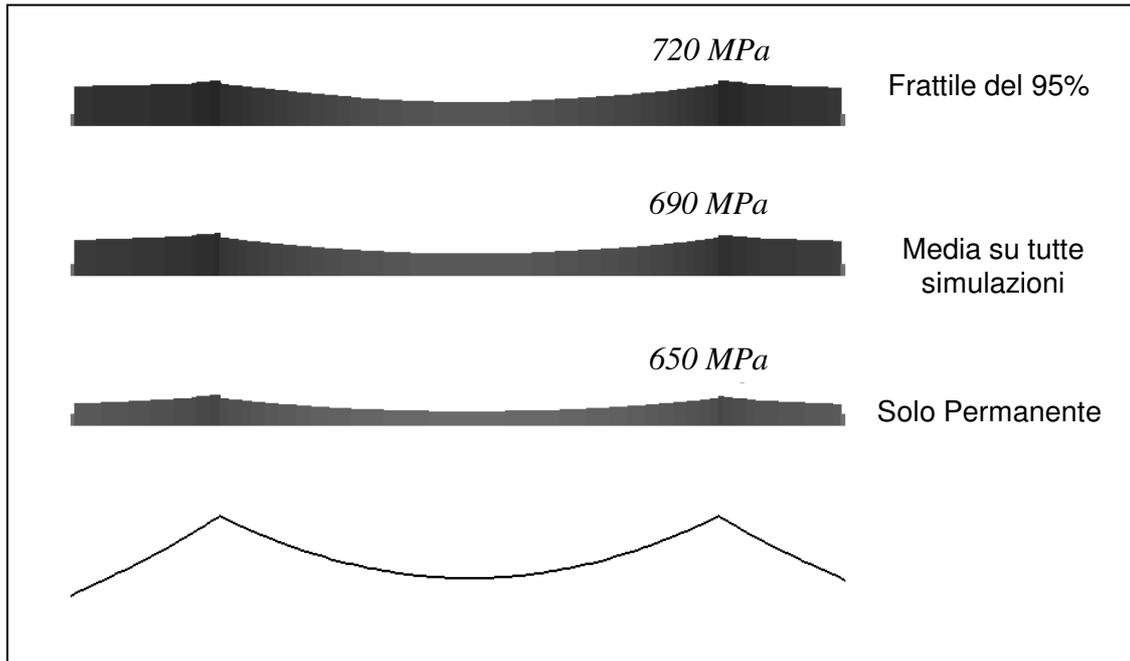
E' interessante notare che per quanto riguarda la tensione dovuta al solo peso proprio sulle gambe delle torri, questa è approssimativamente costante; mentre l'evento sismico produce un picco di tensione sia al livello delle fondazioni della torre sia in corrispondenza del terzo trasverso della torre stessa.



**Figura 5.50:** Risultati tensionali lungo le gambe della torre per le analisi sismiche con  $PGA = 2.60$ .



**Figura 5.51:** Risultati tensionali lungo le gambe della torre per le analisi sismiche con  $PGA = 5.70$ .



**Figura 5.52:** Risultati tensionali lungo i cavi principali per le analisi sismiche con  $PGA = 5.70$ .

Per quanto riguarda i cavi principali, la Figura 5.52 mette in evidenza come l'incremento di tensione che si verifica durante un evento sismico risulta poco elevato e contenuto nel 10% (per il valore medio) della tensione derivante dai soli carichi permanenti.

Il valore massimo della tensione si verifica in corrispondenza delle selle delle torri, mentre il livello tensionale minimo si verifica in mezzeria al ponte. Da notare che le zone del cavo maggiormente impegnate dall'evento sismico sono quelle in corrispondenza delle campate laterali, dove l'andamento della tensione massima assume un andamento quasi costante.

# Capitolo VI

## *Applicazioni dei metodi di soft-computing*

---

Contenuto del capitolo:

- *L'utilizzo di una rete neurale per migliorare le prestazioni del modello tridimensionale a trave*
- *L'utilizzo degli algoritmi genetici per aumentare l'affidabilità delle analisi statiche*
- *L'utilizzo dei metodi fuzzy per il controllo dell'incertezza nelle analisi sismiche*

## 6.1 UTILIZZO DEI METODI DI SOFT-COMPUTING

I metodi di soft-computing esposti nel Capitolo 4 possono essere efficacemente utilizzati per migliorare la qualità delle analisi numeriche sull'opera. In questo capitolo si presentano alcune applicazioni di tali metodi, la prima utilizza le reti neurali, la seconda gli algoritmi genetici e la terza la metodologia fuzzy.

Lo scopo della prima applicazione è di migliorare il comportamento numerico del modello tridimensionale dell'opera identificando, tramite una rete neurale, le caratteristiche di un modello numerico di impalcato modellato con elementi di tipo trave rispetto ad una modellazione eseguita con elementi finiti di tipo guscio (una modellazione più concreta rispetto alla modellazione a trave, come esposto nel Capitolo 3). Il problema dell'identificazione viene posto come problema inverso che può essere risolto tramite l'uso di una rete neurale multistrato [Arangio 2004].

Nella seconda applicazione si presentano delle analisi strutturali in campo statico svolte tramite l'utilizzo di un algoritmo genetico. Gli algoritmi genetici sono metodi di ottimizzazione che si rifanno a tecniche evolutive. L'utilizzo di un metodo di ottimizzazione durante le analisi strutturali ha permesso di trattare il problema di definizione della posizione delle stese di carico come un problema di ottimizzazione e quindi di ricercare le posizioni del carico più gravose per la struttura in relazione ad una prefissata variabile prestazionale.

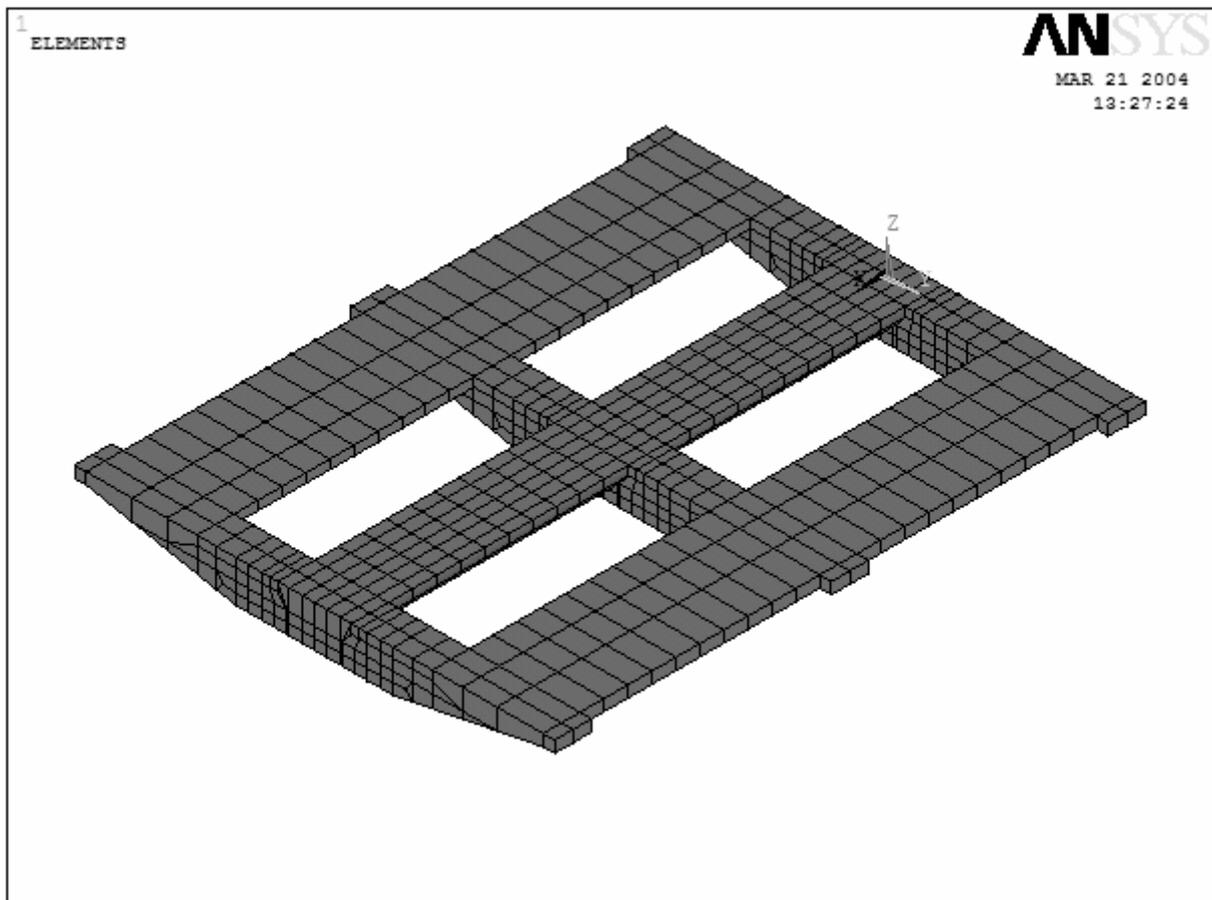
L'uso degli algoritmi genetici permette non solo di ottenere una risposta affidabile su determinate prestazioni (come le analisi svolte nel Capitolo 5) ma anche di conseguire una visione più completa della deformabilità dell'opera, tramite il tracciamento di diagrammi di involucro che riassumono tutte le soluzioni esaminate dall'algoritmo durante la sua fase evolutiva.

Come si è esposto nel Capitolo 4, l'utilizzo delle metodologie fuzzy sono un utile strumento per trattare gran parte dei problemi affetti da incertezza. Nella terza applicazione presentata si utilizzerà un procedimento di analisi basato sulle teorie fuzzy per effettuare delle analisi sismiche che tengano in conto dell'incertezza legata ad alcuni parametri che definiscono l'input sismico.

## 6.2 MIGLIORAMENTO DEL MODELLO A TRAVE

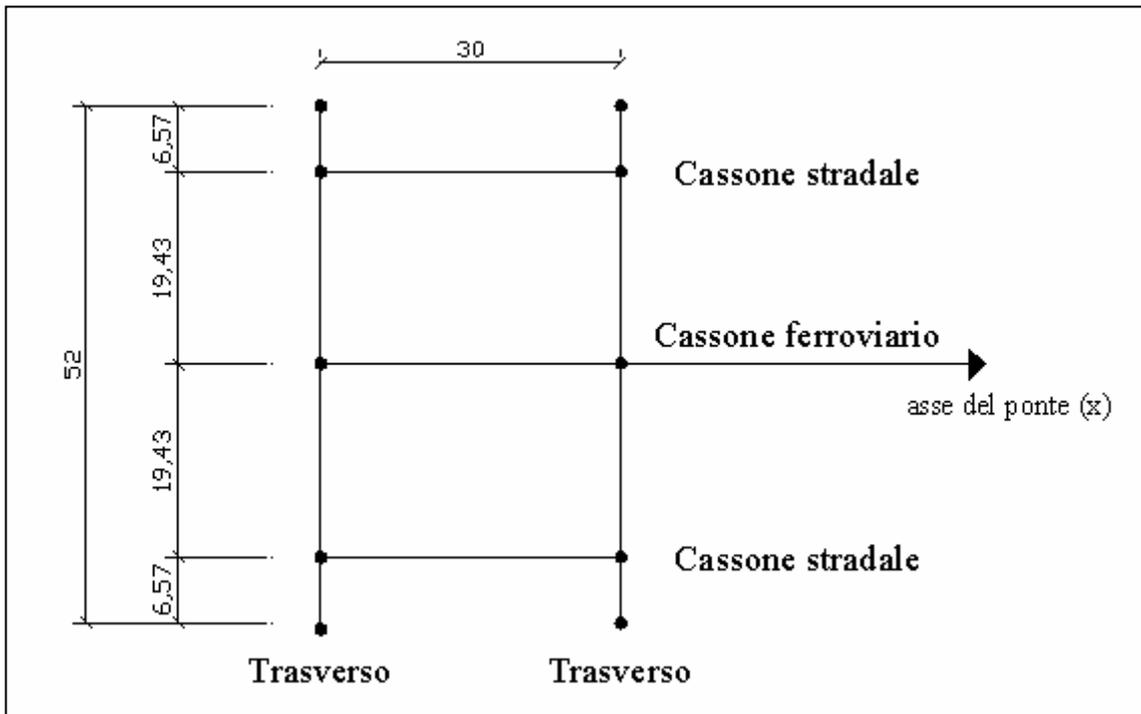
Lo scopo dell'applicazione effettuata è quello dell'identificazione di un modello numerico ad elementi trave che fosse equivalente ad uno realizzato ad elementi di guscio, essendo noti i comportamenti meccanici di quest'ultimo. Il problema trattato è un problema di tipo inverso (Figura 6.3) in quanto i dati di partenza sono le misure di risposta desiderate e le incognite sono le caratteristiche meccaniche in grado di generare tali risposte.

Il problema è stato risolto mediante l'addestramento di una rete neurale in grado di identificare tali caratteristiche (aree  $A_i$ , momenti d'inerzia  $I_{xi}$  e  $I_{yi}$ , momenti torcenti  $J_{ti}$  e aree di taglio  $A_{tx}$  e  $A_{ty}$ ) per i singoli elementi costituenti il modello, a partire da alcune caratteristiche dinamiche (frequenze dei primi 10 modi di vibrare) del modello ad elementi di guscio riprodotto in Figura 6.1.



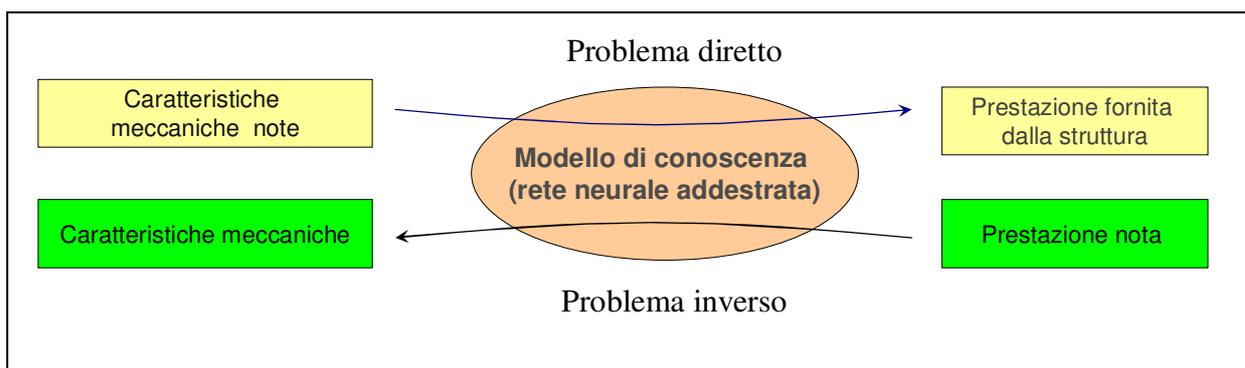
**Figura 6.1:** Modello ad elementi di guscio dell'impalcato [DalleMolle 2003].

In Figura 6.2 è invece riportato un ingrandimento del modello ad elementi trave di cui si andranno ad identificare le proprietà meccaniche.



**Figura 6.2:** Caratteristiche geometriche del modello.

Il problema è stato quindi quello di identificare le caratteristiche meccaniche da assegnare ai tre diversi elementi trave (cassone stradale, cassone ferroviario e traverso) in modo che questo modello risulti equivalente a quello realizzato con elementi di guscio.



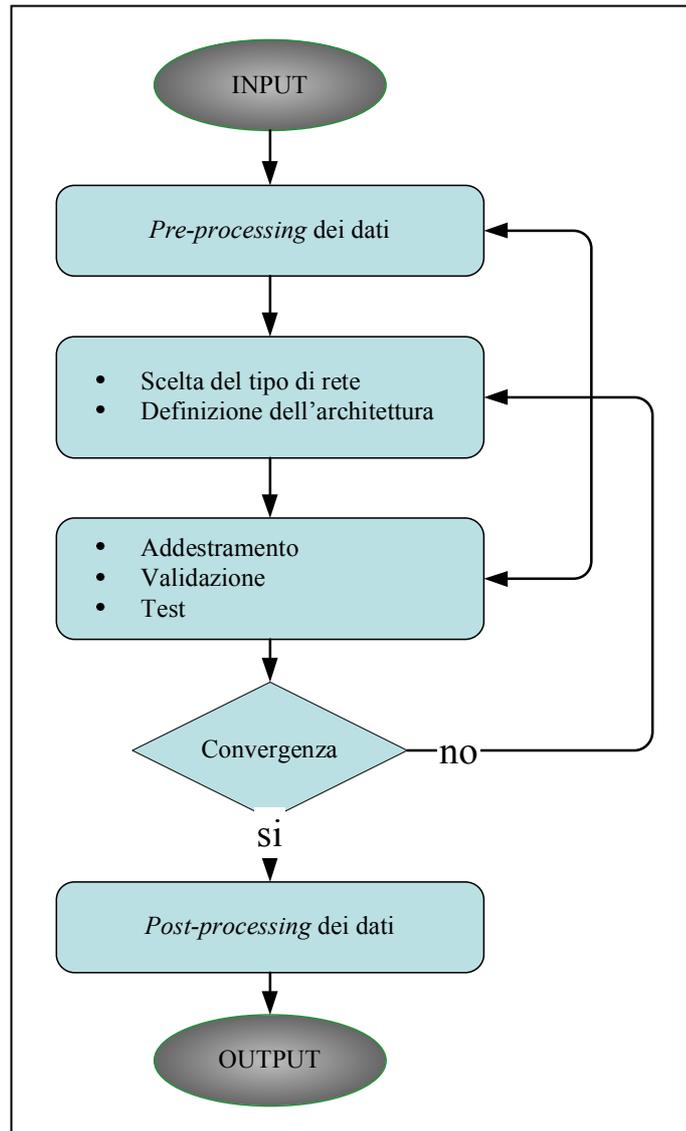
**Figura 6.3:** Schematizzazione grafica del problema diretto e del problema inverso.

### 6.2.1 Fasi del processo di identificazione

Il processo di risoluzione di un problema di questo tipo è affrontato attraverso una rete neurale e può essere schematizzato nelle cinque fasi che compaiono in Figura 6.4, brevemente descritte come segue:

- Il processo ha inizio con la definizione e la raccolta dei dati di input. In questa fase vengono definite le variabili di input e di output e si raccolgono, o si costruiscono, una serie di esempi da utilizzare nell'addestramento della rete.
- Successivamente, si passa al progetto vero e proprio della rete neurale. Il tipo di rete più adatto alla risoluzione del problema in esame deve essere valutato attentamente. Esso viene scelto in base alla capacità della rete di apprendere dagli esempi precedentemente selezionati. I parametri che si possono variare per ottenere reti più o meno adatte al problema in esame sono molteplici: funzioni di attivazione, algoritmi di apprendimento, tasso di apprendimento ma anche il numero di strati ed il numero di neuroni per ogni strato. Differenti tipologie di reti si comporteranno in maniera diversa. L'adeguatezza di una rete neurale al problema in esame viene caratterizzata da un opportuna funzione di errore che considera le differenze tra le previsioni fornite dalla rete e le variabili di output esatte degli esempi selezionati nella fase precedente.
- Come evidenziato nel Capitolo 4, l'apprendimento avviene mediante la presentazione ripetuta degli esempi contenuti nell'insieme d'addestramento (*fase di training*). Dopo un certo numero di presentazioni è consigliabile presentare alla rete nuovi esempi (*fase di validazione*) non utilizzati nella fase di apprendimento. Se la rete è riuscita ad apprendere, riuscirà a dare soluzioni adeguatamente accurate anche a questi esempi che non le erano stati presentati precedentemente (*proprietà di generalizzazione*).
- Nel caso in cui i livelli di apprendimento e di generalizzazione vengano ritenuti adeguati (*convergenza della rete*), si procede a presentare alla rete gli esempi di cui non si conoscono i risultati per ottenere gli output desiderati (*post-processing dei dati*)
- Nel caso invece che la soluzione ottenuta non sia soddisfacente è possibile intervenire su una o più fasi del processo: si può agire sui dati di partenza, sui parametri della rete o sulla fase di addestramento, a seconda di cosa sia più facile e conveniente da modificare.

La Figura 6.4 di pagina seguente, mostra schematicamente i cicli di costruzione e validazione di una rete neurale.



**Figura 6.4:** Fasi del processo di identificazione mediante l'uso di una rete neurale.

#### 6.2.1.1 Raccolta dei dati pre-processing per l'applicazione effettuata

Nell'applicazione trattata, l'insieme dei dati utilizzato per l'addestramento della rete neurale è stato ottenuto mediante la risoluzione di un problema diretto di analisi strutturale. E' stato fissato un *range* di variabilità per le caratteristiche meccaniche da assegnare alle varie sezioni e sono state create una serie di situazioni possibili. Attraverso un processo di simulazione realizzato con il codice di calcolo ADINA sono state ottenute le caratteristiche modali (frequenze e forme modali) corrispondenti a varie combinazioni dei parametri.

Le variabili da identificare per assegnare le caratteristiche meccaniche desiderate alle sezioni sono dodici e rappresentano l'area, e le inerzie del cassone stradale, del cassone ferroviario e del trasverso.

Conservando la geometria delle sezioni è possibile effettuare un processo di riduzione delle variabili. Per ogni sezione è stata quindi fissata una sola variabile indipendente da cui è possibile derivare le altre. In particolare, come variabile indipendente, è stato scelto il valore dello spessore della sezione.

Per addestrare la rete sono stati creati numerosi casi campione. Tramite il codice di calcolo ADINA ed il modello ad elementi di trave, sono state ricavate le prime dieci frequenze di vibrazione dell'impalcato al variare delle tre variabili indipendenti. Si è ipotizzato che gli spessori potessero assumere valori pari ad  $1, 2, 3$  o  $4$  cm, in questo modo si sono ottenuti  $4^3 = 64$  casi campione.

Questi casi campione, ricavati in maniera diretta tramite un codice di calcolo, sono stati utilizzati per addestrare la rete a risolvere il problema inverso. La rete è stata quindi progettata per ricevere come input i dieci valori di frequenza e fornire in output i valori degli spessori corrispondenti.

I  $64$  casi campione sono stati suddivisi in due gruppi: un primo gruppo di  $50$  esempi adibiti all'addestramento della rete ed un secondo gruppo di  $14$  esempi adibiti alla fase di validazione.

### 6.2.1.2 Progetto della rete neurale

Per risolvere il problema assegnato è stata scelta una rete multistrato (con due strati nascosti) costituita da unità caratterizzate da funzioni di attivazione sigmoidali ed utilizzando la back-propagation per correggere i pesi sinaptici.

E' stata fatta una scelta del genere perché una rete multistrato, al contrario delle reti con un solo strato di connessioni, non è soggetta alle condizioni di indipendenza lineare e di separabilità lineare dei campioni di input (Capitolo 4). Queste reti possiedono uno o più strati di unità interne che rielaborano i campioni di input, formando delle rappresentazioni interne che permettono alle unità di output di fornire la risposta esatta.

Una volta stabiliti i parametri fondamentali della rete (tipo di rete e algoritmo di apprendimento), gli altri fattori che devono essere presi in considerazione per la fase di

addestramento sono il *numero dei neuroni* degli strati intermedi e il *numero delle epoche* di addestramento.

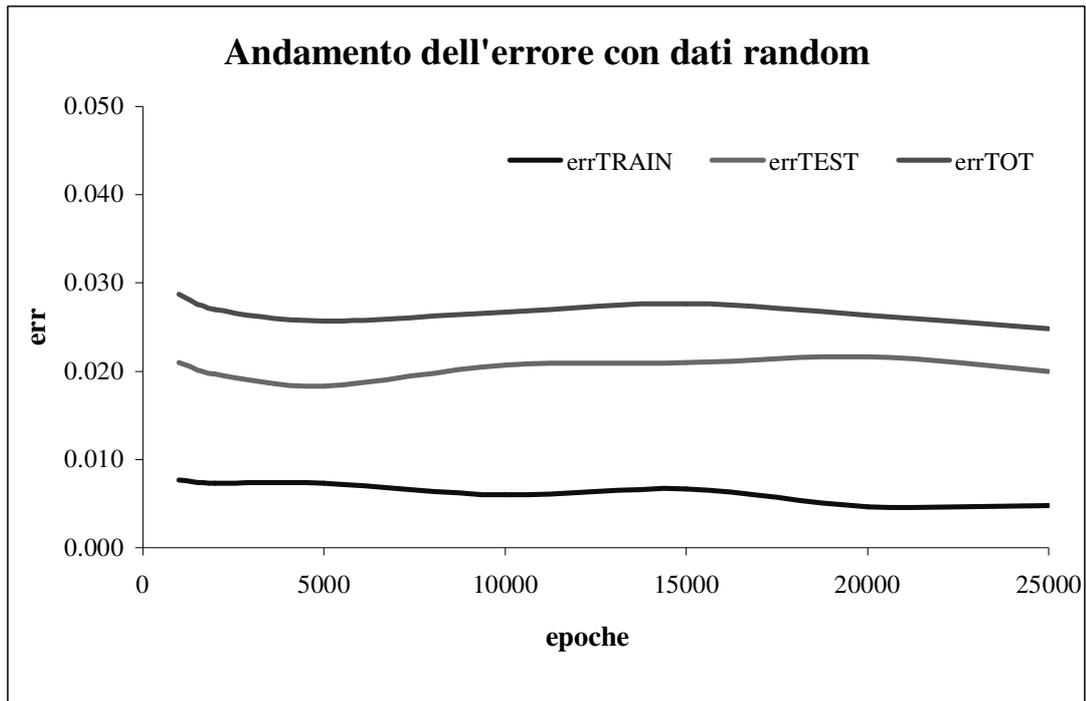
Per individuare la giusta quantità di neuroni degli strati intermedi e il numero delle epoche di addestramento necessarie per risolvere il problema in esame sono state effettuate varie prove che hanno portato a individuare i valori ottimali.

Dalla Figura 6.5 alla

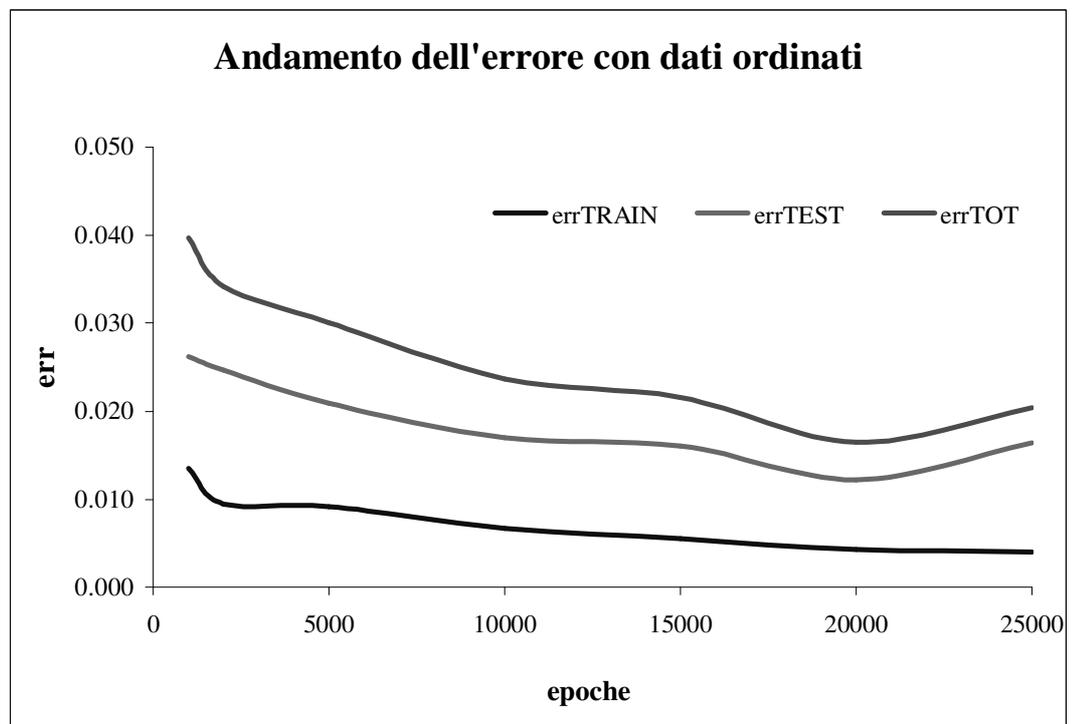
Figura 6.10 sono riportati gli andamenti degli errori finali per le varie tipologie di rete e di metodi di addestramento delle stesse. In particolare si sono considerate reti neurali con un numero di neuroni nascosti variabili tra 3 e 30, presentando gli esempi di addestramento sia in modo ordinato che casuale, ed effettuando un addestramento con un numero di epoche variabile tra 1000 e 20000 epoche.

Nei grafici viene plottato l'andamento dell'errore calcolato come descritto nel Capitolo 4, sia per gli esempi relativi alla fase di addestramento (*errTRAIN*), sia per quelli relativi alla fase di test (*errTEST*). Chiaramente l'errore relativo agli esempi proposti nella fase di addestramento risulta minore, poiché viene calcolato utilizzando gli stessi esempi forniti alla rete per apprendere.

In fase di generalizzazione la curva degli errori (*errTEST*) mostra che la risposta della rete a nuovi esempi che non conosce è ancora buona. Nei grafici è presente anche la curva *errTOT* che rappresenta la somma delle due curve precedentemente esaminate. La curva *errTOT* indica quindi l'errore complessivo della rete su tutti gli esempi ad essa proposta, sia in fase di addestramento che in fase di test.



**Figura 6.5:** Andamento dell'errore con dati random.



**Figura 6.6:** Andamento dell'errore con dati ordinati.

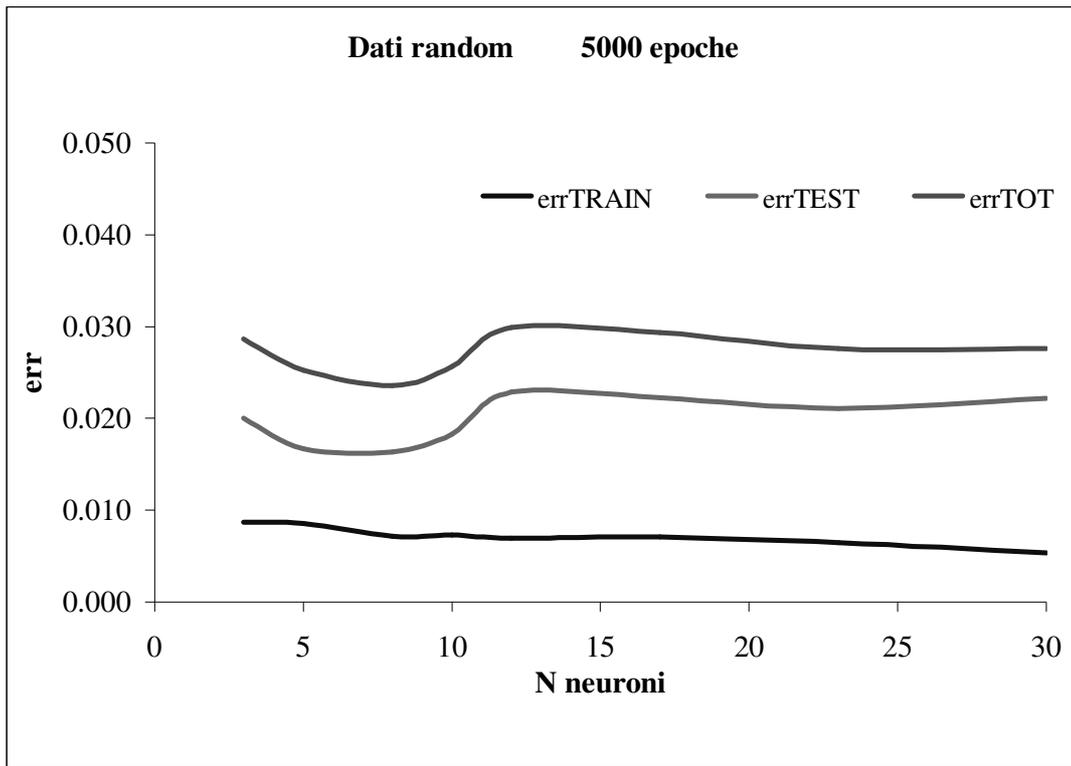


Figura 6.7: Andamento dell'errore al variare del numero di neuroni.

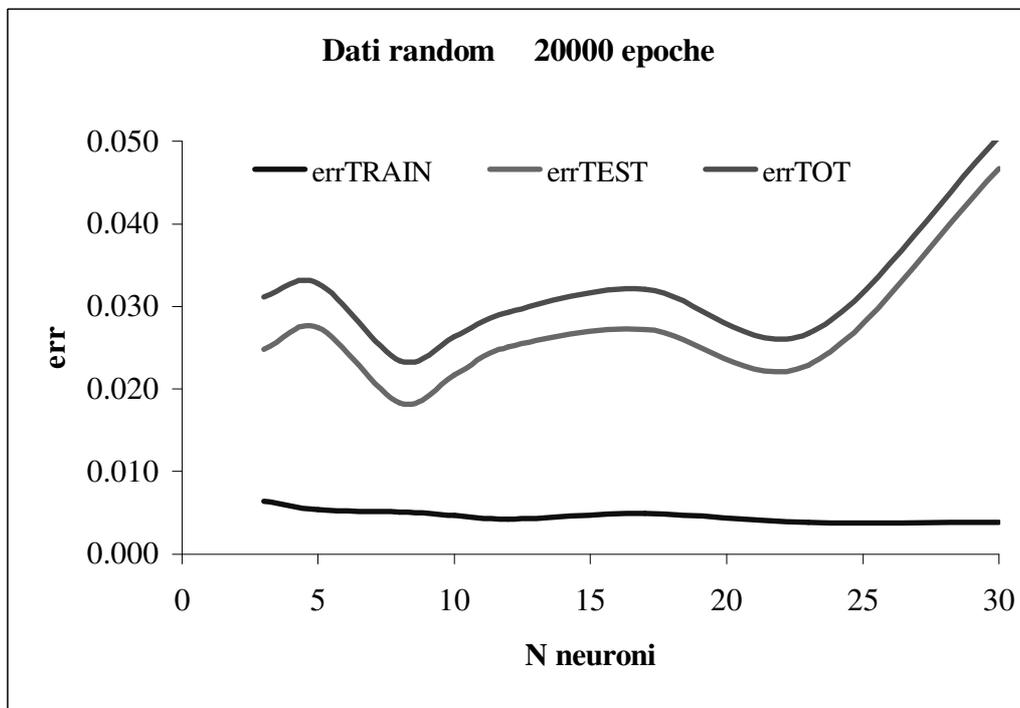


Figura 6.8: Andamento dell'errore al variare del numero di neuroni.

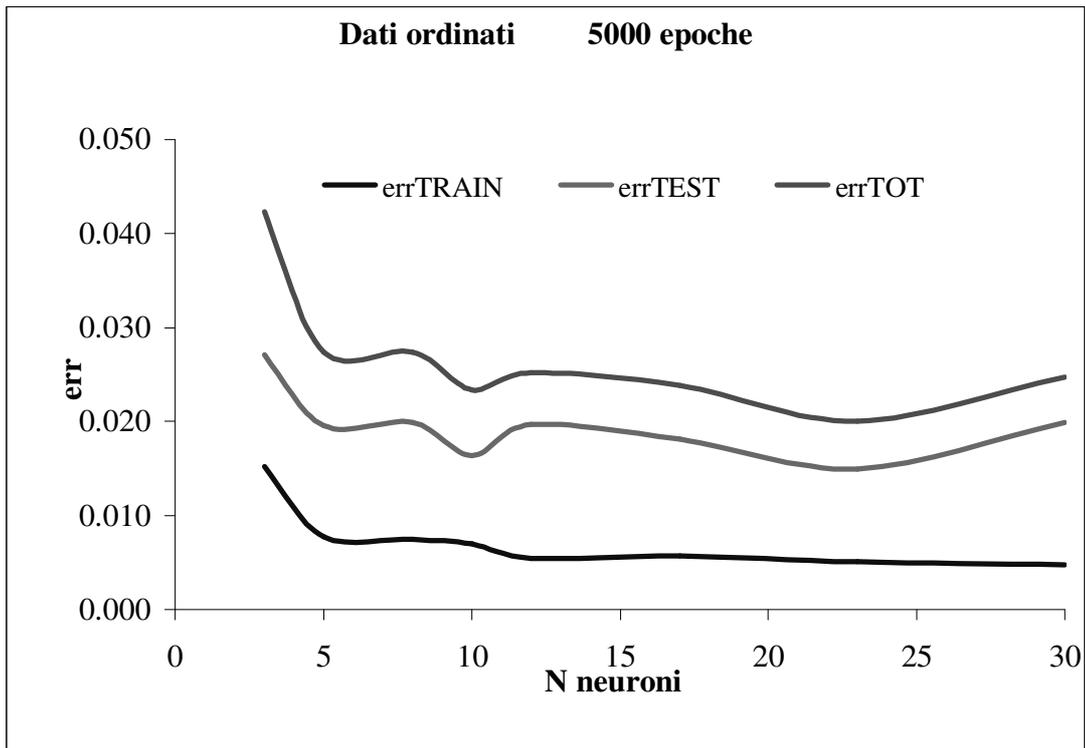


Figura 6.9: Andamento dell'errore al variare del numero di neuroni.

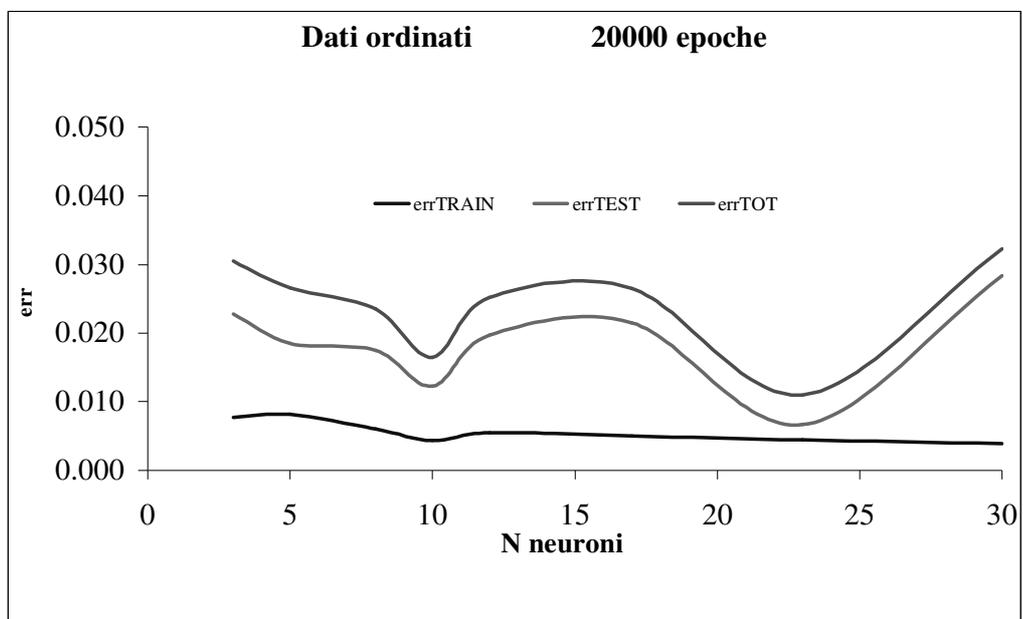


Figura 6.10: Andamento dell'errore al variare del numero di neuroni.

Dai grafici precedenti si noti anche la notevole influenza dei parametri che sono stati fatti variare sull'errore totale della rete. In base al comportamento delle reti esaminate si definisce come rete ottimale per il problema in esame, una rete con 10 neuroni negli strati nascosti ed avente una strategia di addestramento basata sulla presentazione casuale degli esempi di addestramento per 5000 epoche.

Dopo aver identificato il tipo di rete ottimale per la risoluzione del problema in esame, alla rete neurale è stato presentato il vettore contenente i 10 valori di frequenza dei primi modi del modello di impalcato derivanti dalla modellazione ad elementi finiti di guscio [DalleMolle 2003]. Dai 3 valori di spessore ottenuti come variabili di uscita della rete neurale si sono ricavati i valori di area ed inerzia flessionale da assegnare agli elementi del modello a trave.

### 6.2.2 Validazione del modello ad elementi di trave

Il problema affrontato riguarda l'identificazione delle caratteristiche meccaniche da assegnare a tre tipologie di elementi trave per arricchire la risposta meccanica del modello. Le caratteristiche meccaniche ottenute attraverso la rete neurale sono state quindi assegnate alle rispettive sezioni ed è stata svolta un'analisi dinamica del modello così realizzato.

Dalla Figura 6.11 alla Figura 6.20 vengono riportate le prime 10 forme modali del modello a trave affiancate dalle rispettive forme modali del modello ad elementi di guscio. Queste ultime sono state selezionate in modo qualitativo in base alla deformata della struttura e chiaramente non corrispondono ai primi 10 modi deformativi del modello costruito con elementi finiti di guscio. Questo ultimo, utilizzando un numero notevolmente superiore di gradi di libertà (e quindi di forme modali) risulterà comunque, per qualche aspetto, più raffinato e più ricco del modello a trave.

Nella Tabella 6.1 vengono riportati i valori di frequenza dei modi propri esaminati sia per il modello ad elementi di trave sia per quello ad elementi di guscio.

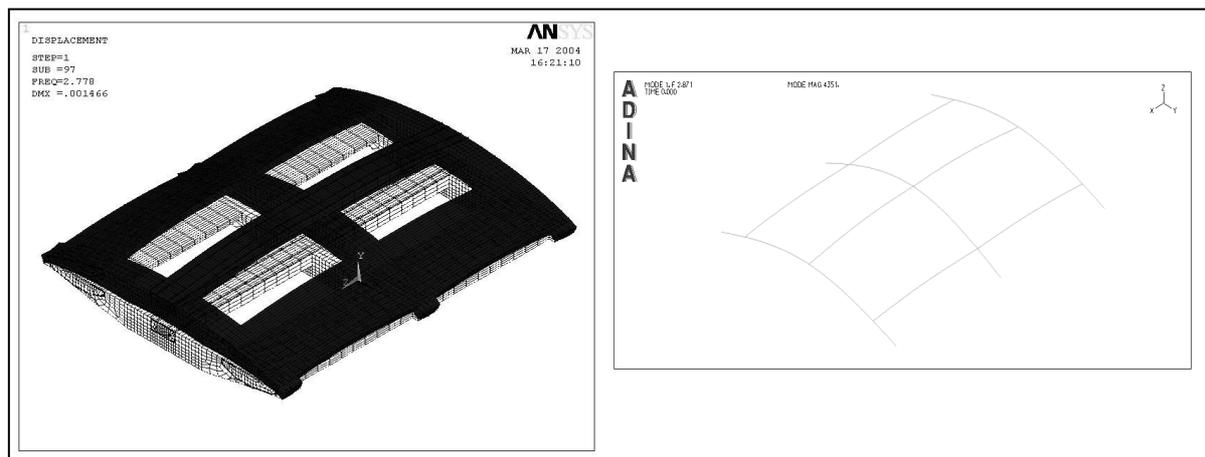


Figura 6.11: Confronto del primo modo di vibrare.

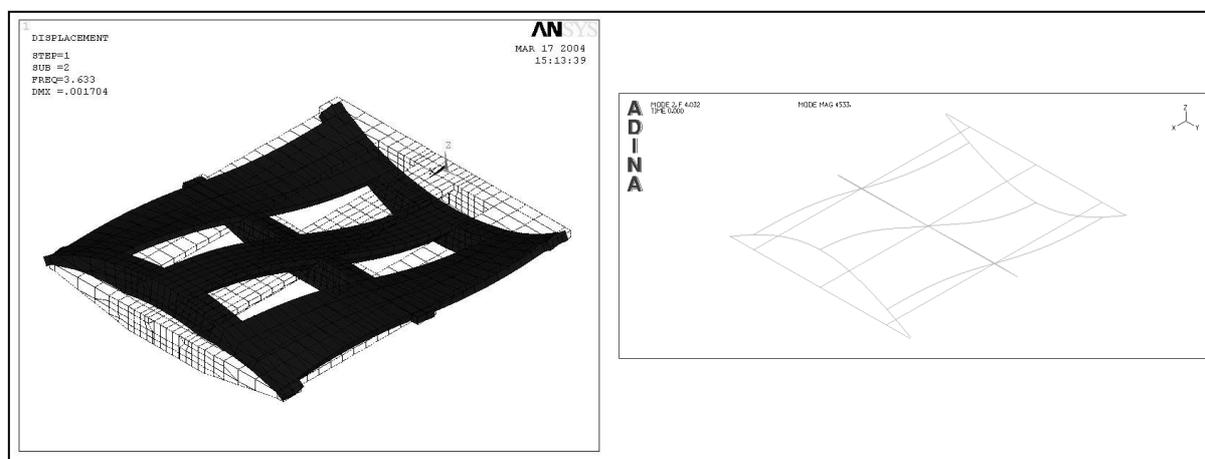


Figura 6.12: Confronto del secondo modo di vibrare.

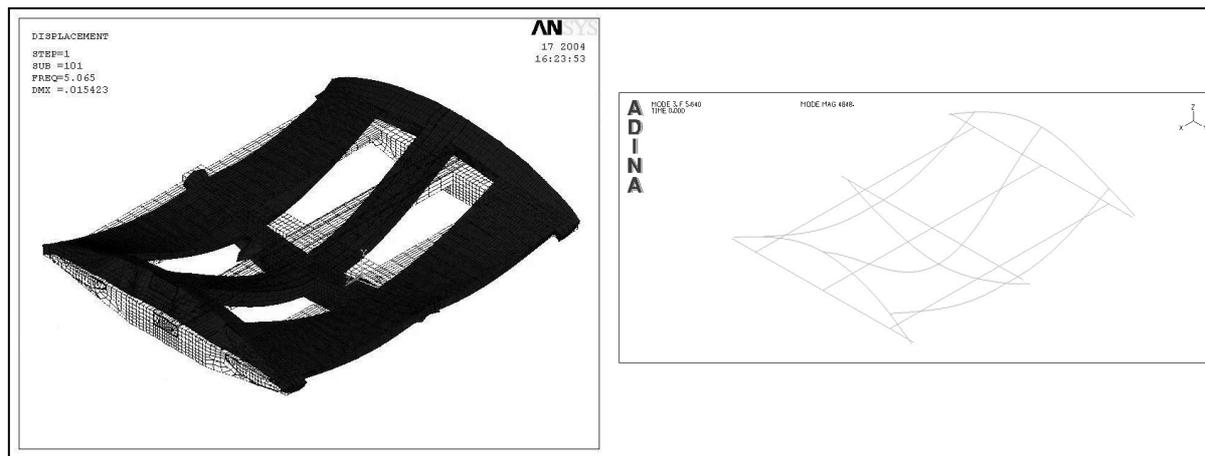


Figura 6.13: Confronto del terzo modo di vibrare.

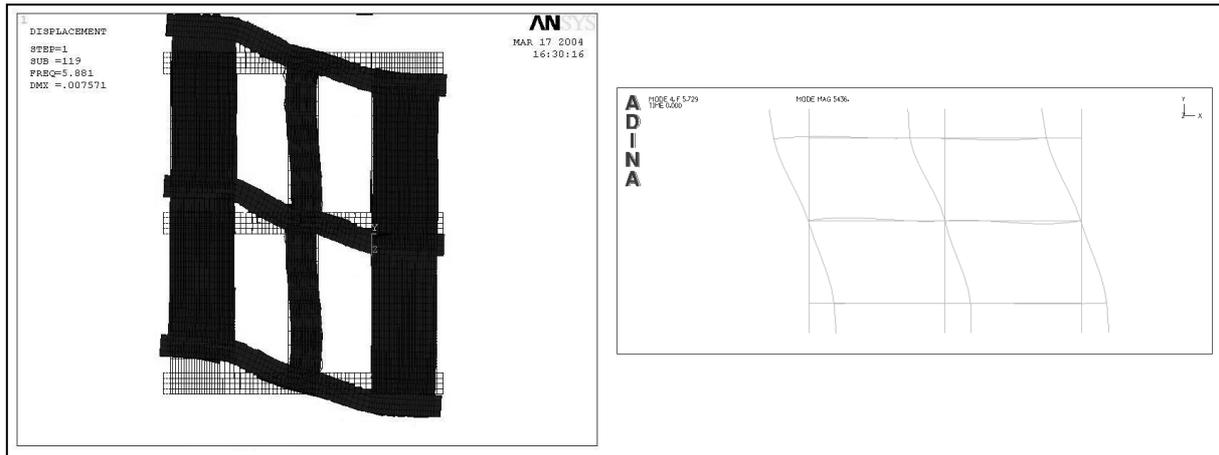


Figura 6.14: Confronto del quarto modo di vibrare.

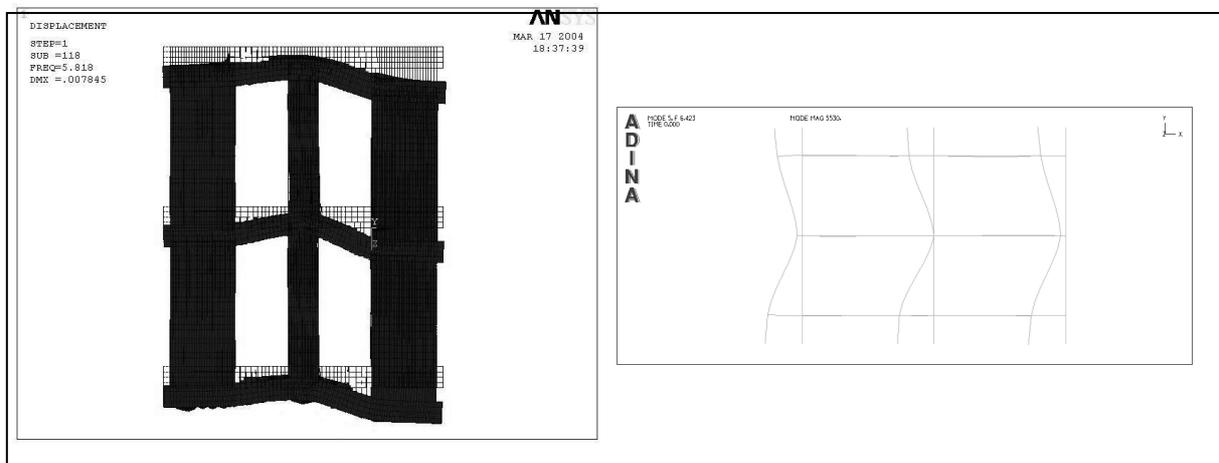


Figura 6.15: Confronto del quinto modo di vibrare

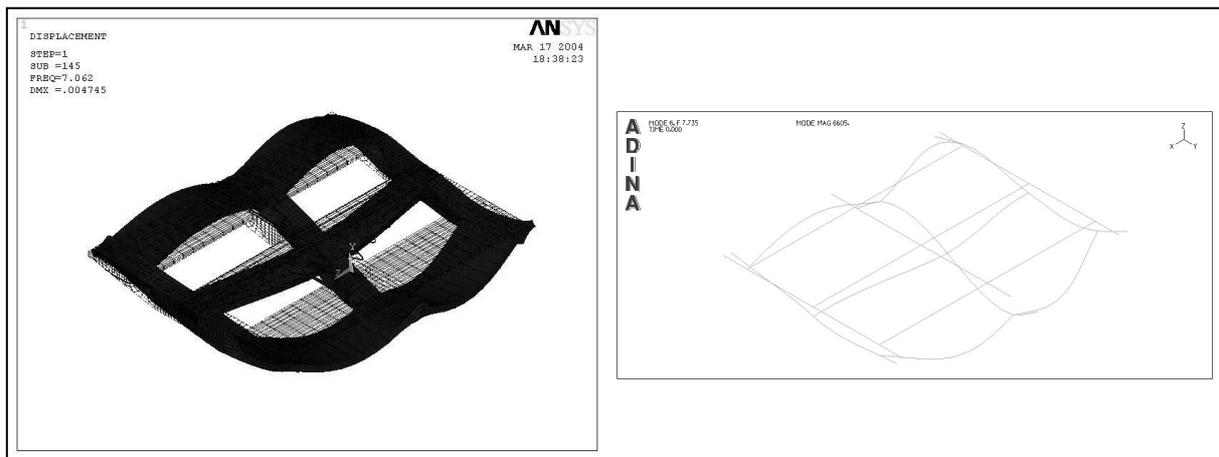


Figura 6.16: Confronto del sesto modo di vibrare.

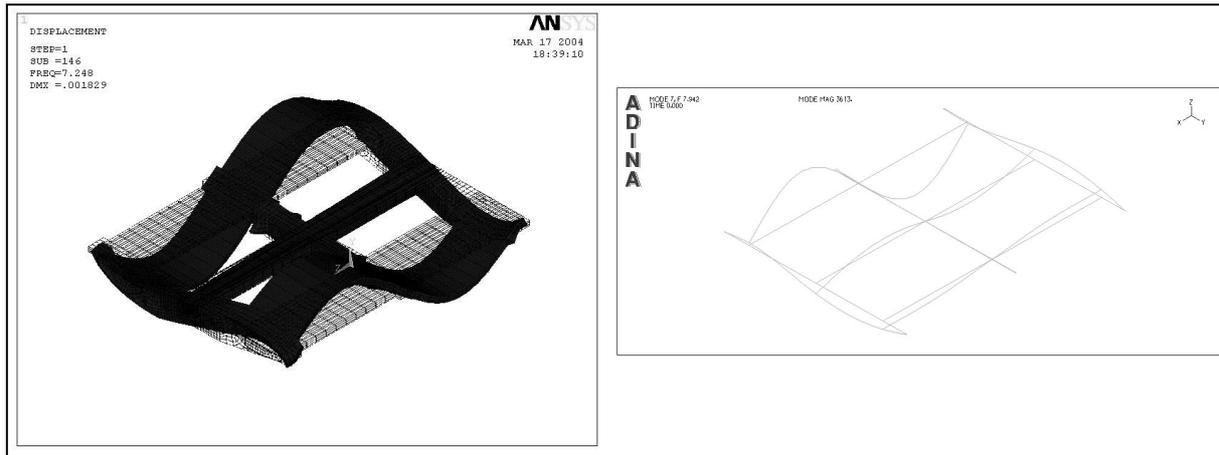


Figura 6.17: Confronto del settimo modo di vibrare.

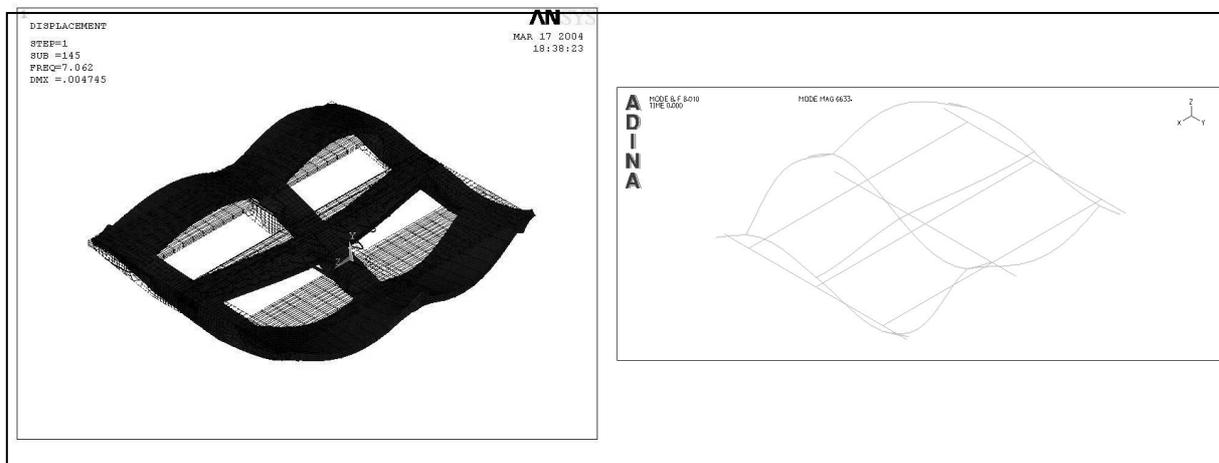


Figura 6.18: Confronto dell'ottavo modo di vibrare.

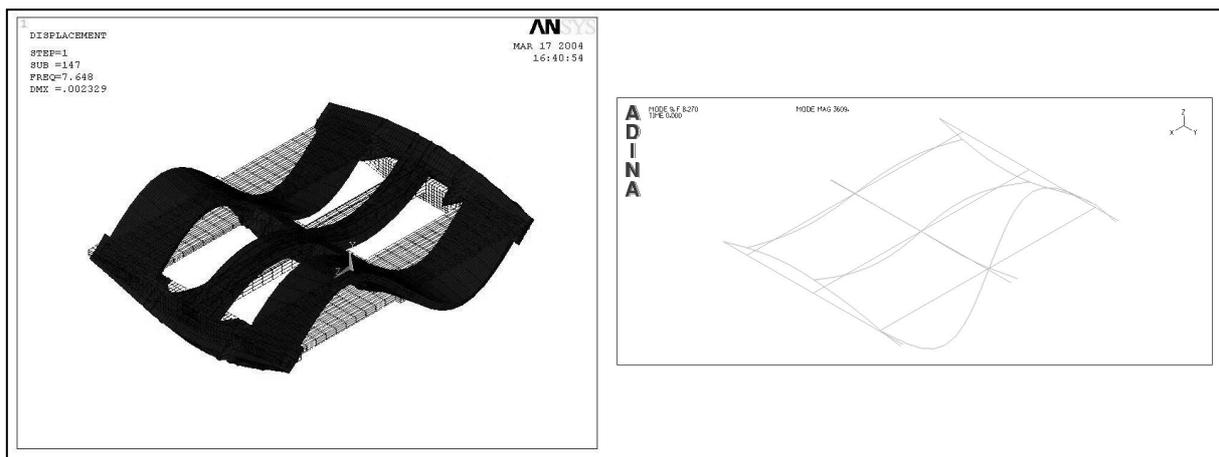
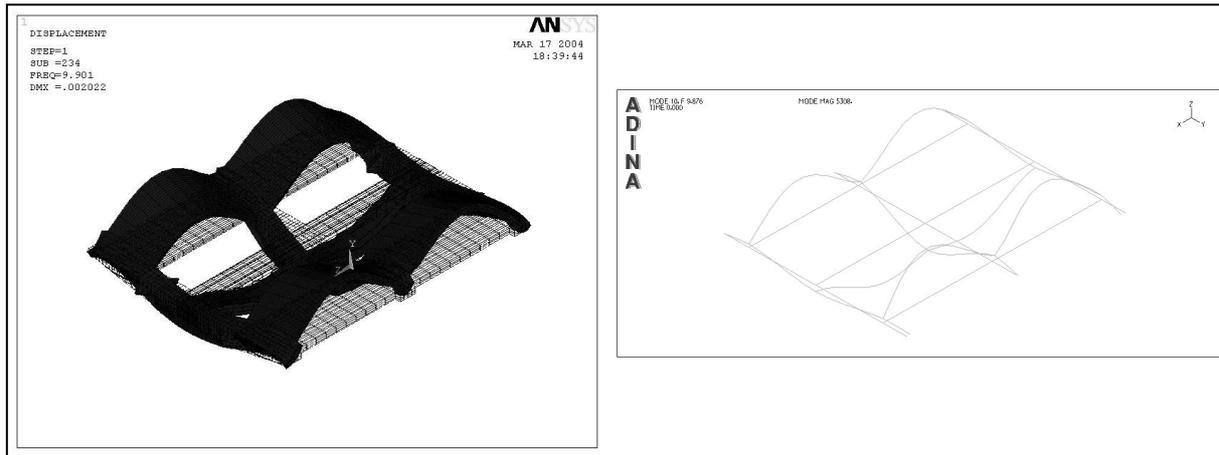


Figura 6.19: Confronto del nono modo di vibrare.



**Figura 6.20:** Confronto del decimo modo di vibrare.

Come si nota dalle figure precedenti, il confronto qualitativo dei modi di vibrare mostra delle notevoli somiglianze tra i due modelli. In Tabella 6.1 sono riportati i valori delle frequenze proprie derivanti dai calcoli. Si noti una discrepanza media inferiore al 10%.

No. Modo	Modello ad elem. di trave	Modello ad elem. di guscio	No. Modo	Modello ad elem. di trave	Modello ad elem. di gu.cio
1	2.871	2.778	<b>6</b>	7.735	7.142
2	4.032	3.663	<b>7</b>	7.942	7.248
3	5.640	5.065	<b>8</b>	8.010	7.062
4	5.729	5.881	<b>9</b>	8.270	7.648
5	6.423	5.818	<b>10</b>	9.876	9.901

**Tabella 6.1:** Confronto tra le frequenze dei primi 10 modi di vibrare del modello ad elementi finiti di trave con i rispettivi modi del modello ad elementi finiti di guscio.

Nel procedimento eseguito vi è la possibilità di migliorare l’arricchimento del modello ad elementi finiti di trave utilizzando più variabili indipendenti delle tre assunte in questo esempio. Difatti, più variabili indipendenti si assumono, più sarà alto il contenuto di informazione che è possibile traslare dal modello ad elementi finiti di guscio a quello ad elementi di trave.

### 6.3 ANALISI STATICHE CON GLI ALGORITMI GENETICI

L'utilizzo di algoritmi genetici nelle analisi strutturali può incrementare notevolmente l'affidabilità dei risultati. In questo paragrafo si presentano delle analisi statiche atte a definire le prestazioni dell'opera, governate da un algoritmo genetico per ottimizzare le combinazioni di carico.

Per utilizzare gli algoritmi genetici bisogna anzitutto identificare lo spazio delle variabili nel quale il metodo di ricerca dovrà selezionare le soluzioni. Questo primo passo viene affrontato nei paragrafi successivi, identificando i seguenti meccanismi di carico elementari:

- Carico ferroviario
- Carico stradale pesante
- Carico stradale leggero
- Carico da vento

I carichi ferroviari e stradali vengono considerati sia in termini di azione verticale, dovuta al peso proprio dell'utenza, sia come carico longitudinale considerando o meno la presenza di forze di accelerazione o di frenatura come riportato nel Capitolo 2.

Successivamente, le prestazioni del ponte verranno indagate utilizzando un algoritmo genetico che ottimizzi le precedenti variabili in modo da ottenere le peggiori configurazioni di carico relative alle seguenti prestazioni:

- Massimo spostamento verticale positivo
- Massimo spostamento verticale negativo
- Massima pendenza longitudinale
- Massima pendenza trasversale
- Massima tensione presente nei cavi longitudinali
- Massima tensione presente nelle gambe delle torri

I risultati vengono presentati nei successivi paragrafi in forma di diagrammi involuppo delle grandezze considerate, mettendo in evidenza la configurazione di carico peggiore individuata di volta in volta dall'algoritmo genetico. Dai diagrammi involuppo è possibile reperire informazioni sia sul valore massimo della grandezza considerata ma anche un primo andamento approssimato dei valori massimi delle grandezze sull'opera in esame. Questa seconda informazione rappresenta una conoscenza di livello maggiore (Capitolo 3) e può essere assunta come indicatore del comportamento globale del ponte.

### 6.3.1 Definizione dei meccanismi elementari

#### 6.3.1.1 Carico ferroviario

In seguito a quanto esposto nel Capitolo 2 il carico ferroviario (Figura 6.21) viene identificato assumendo come incognite le variabili riportate in Tabella 6.2.

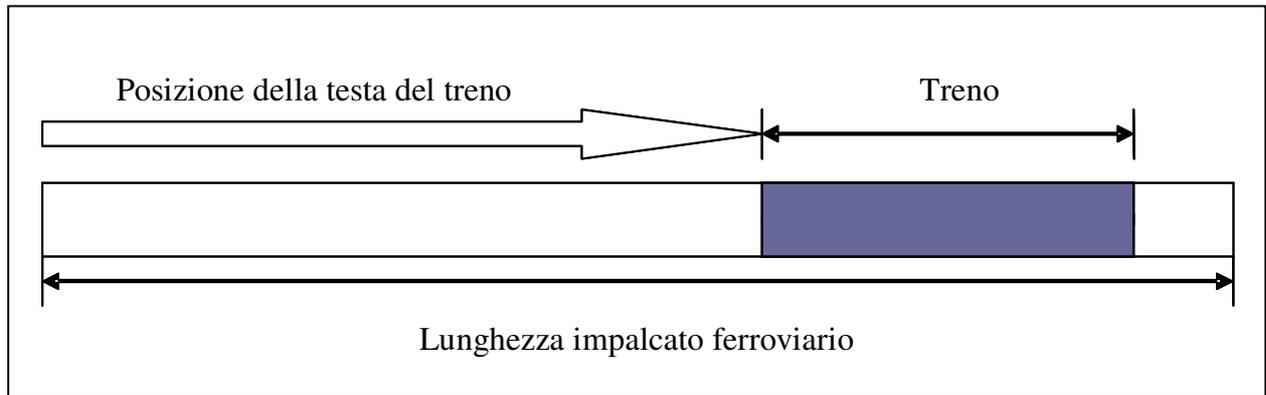


Figura 6.21: Schematizzazione grafica del carico ferroviario.

Per identificare il carico derivante dal generico convoglio che viaggia sull'impalcato ferroviario sono quindi necessari i seguenti parametri:

<b>Posizione della testa del treno</b>	<i>Incognita</i>
<b>Carico verticale</b>	$q_{iv} = 80 \text{ kN/m}$
<b>Coefficiente di adattamento</b>	$\alpha = 1.3 \rightarrow q_{iv} = \alpha \times q_{iv} = 104 \text{ kN/m}$
<b>Eccentricità del carico rispetto al baricentro del cassone ferroviario</b>	$e = 2 \text{ m}$
<b>Azione di frenatura o di accel.</b>	<i>Incognita</i>

Tabella 6.2: Caratteristiche del carico ferroviario.

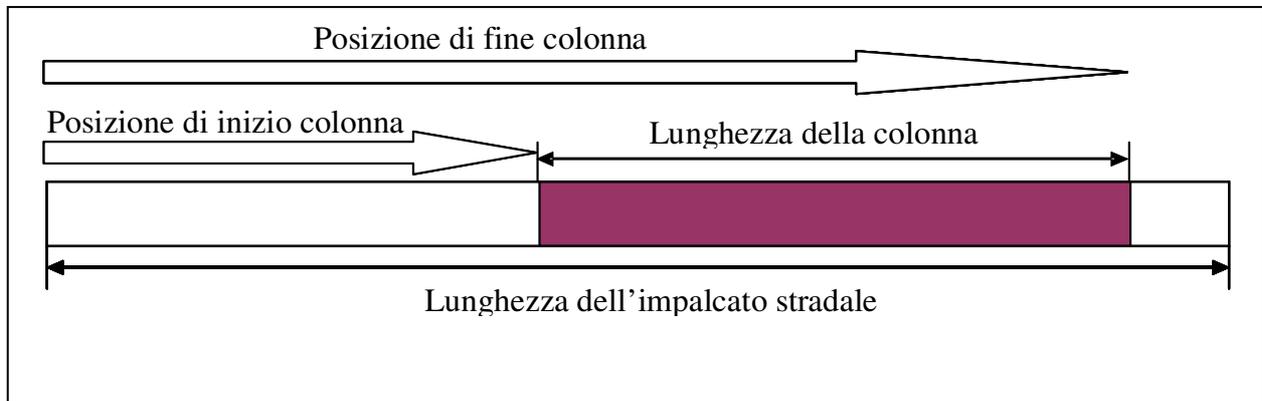
Ai fini delle analisi eseguite si identificano le seguenti variabili atte a definire il carico elementare dovuto al convoglio ferroviario:

<b>Variabile X1</b>	Posizione della testa del locomotore
<b>Variabile X2</b>	Azione di frenatura o di accelerazione del carico ferroviario

Tabella 6.3: Incognite assunte per identificare il carico ferroviario.

### 6.3.1.2 Carico stradale di tipo pesante

In seguito a quanto esposto nel Capitolo 2 la colonna di carico stradale di tipo pesante può essere identificata dalla sua posizione di inizio e di fine, come da Figura 6.22.



**Figura 6.22:** Schematizzazione grafica del carico stradale pesante.

Per identificare il carico derivante dalla generica colonna di carico pesante che viaggia su una delle due corsie comprese sull'impalcato stradale sono quindi necessari i seguenti parametri:

<b>Posizione di inizio della colonna</b>	<i>Incognita</i>
<b>Posizione di fine della colonna</b>	<i>Incognita</i>
<b>Carico verticale</b>	$q_{iv} = 3.75 \text{ kN/m}$
<b>Azione di frenatura o di accel.</b>	<i>Incognita</i>

**Tabella 6.4:** Caratteristiche del carico stradale pesante.

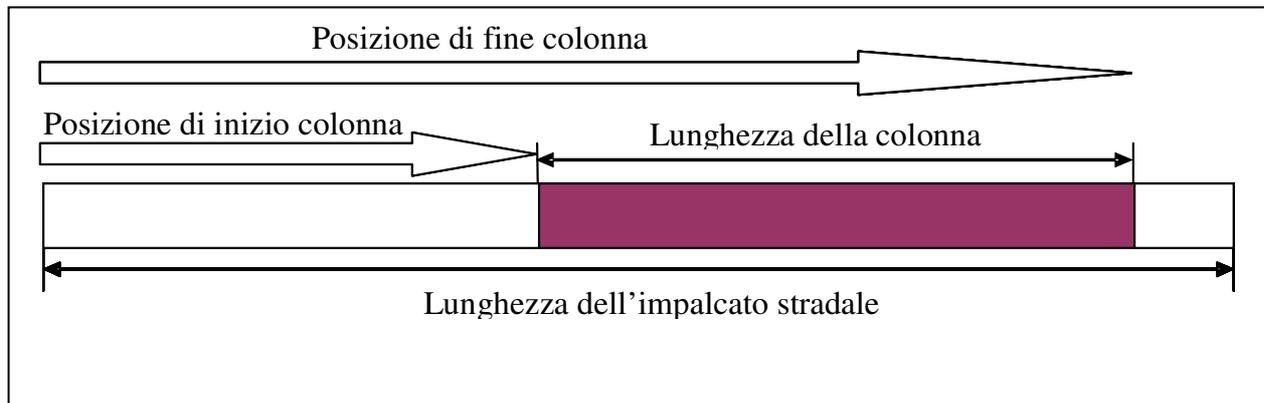
Si identificano perciò le seguenti tre variabili (per carreggiata) atte a definire il carico elementare dovuto alla colonna di traffico pesante:

<b>Variabile X3</b>	Posizione di inizio della colonna – Prima carreggiata
<b>Variabile X4</b>	Posizione di fine della colonna – Prima carreggiata
<b>Variabile X5</b>	Azione di frenatura o di accelerazione del traffico pesante
<b>Variabile X6</b>	Posizione di inizio della colonna – Seconda carreggiata
<b>Variabile X7</b>	Posizione di fine della colonna – Seconda carreggiata
<b>Variabile X8</b>	Azione di frenatura o di accelerazione del traffico pesante

**Tabella 6.5:** Incognite assunte per identificare il carico stradale pesante.

### 6.3.1.3 Carico stradale di tipo leggero

Il carico stradale di tipo leggero, viene identificato in modo simile a quanto fatto per il carico di tipo pesante. La sua posizione viene individuata dalle due variabili di posizione evidenziate in Figura 6.23.



**Figura 6.23:** Schematizzazione grafica del carico stradale leggero.

Si evidenziano quindi le tre incognite riportate in Tabella 6.6 necessarie a definire la posizione della colonna di carico e l'eventuale presenza di un'azione longitudinale di accelerazione o di frenatura.

<b>Posizione di inizio della colonna</b>	<i>Incognita</i>
<b>Posizione di fine della colonna</b>	<i>Incognita</i>
<b>Carico verticale</b>	$q_{iv} = 1.75 \text{ kN/m}$
<b>Azione di frenatura o di accel.</b>	<i>Incognita</i>

**Tabella 6.6:** Caratteristiche del carico stradale pesante.

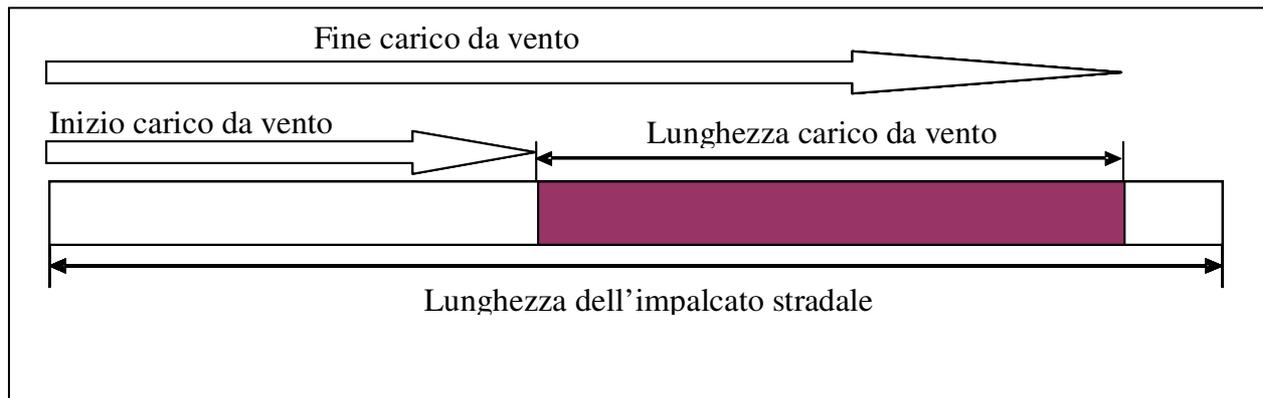
Per cui, considerando entrambe le carreggiate si ottengono le 6 incognite di Tabella 6.7:

<b>Variabile X9</b>	Posizione di inizio della colonna – Prima carreggiata
<b>Variabile X10</b>	Posizione di fine della colonna – Prima carreggiata
<b>Variabile X11</b>	Azione di frenatura o di accelerazione del traffico leggero
<b>Variabile X12</b>	Posizione di inizio della colonna – Seconda carreggiata
<b>Variabile X13</b>	Posizione di fine della colonna – Seconda carreggiata
<b>Variabile X14</b>	Azione di frenatura o di accelerazione del traffico leggero

**Tabella 6.7:** Incognite assunte per identificare il carico stradale leggero.

### 6.3.1.4 Carico statico da vento

L'azione del vento, considerata staticamente in queste analisi, comprende un'azione trasversale di *drag*, un azione verticale di *lift* ed una componente *torcente* secondo quanto definito nel Capitolo 2. Il vento viene considerato agente in direzione trasversale sull'impalcato, e la sua presenza può essere definita dalle due variabili di posizione descritte in Figura 6.24.



**Figura 6.24:** Schematizzazione grafica del carico statico da vento.

L'azione del vento può quindi essere definita dai seguenti parametri:

<b>Forza di lift</b>	<i>1.88 kN/m</i>
<b>Forza di drag</b>	<i>3.33 kN/m</i>
<b>Momento torcente</b>	<i>36.45 kNm/m</i>
<b>Inizio della zona interessata dall'azione</b>	<i>Incognita</i>
<b>Fine della zona interessata dall'azione</b>	<i>Incognita</i>

**Tabella 6.8:** Caratteristiche del carico stradale pesante.

Si identificano perciò 2 variabili atte a definire la zona interessata dal carico da vento:

<b>Variabile X15</b>	Inizio della zona interessata dall'azione del vento
<b>Variabile X16</b>	Fine della zona interessata dall'azione del vento

**Tabella 6.9:** Incognite assunte per identificare il carico da vento.

Da quanto esposto nelle pagine precedenti le variabili utilizzate nella definizione degli scenari di contingenza sono 16 e si possono riassumere nella tabella seguente:

<b>Variabile X1</b>	Posizione del carico ferroviario
<b>Variabile X2</b>	Azione di frenatura o di accelerazione del carico ferroviario
<b>Variabile X3</b>	Inizio della colonna del traffico pesante – Prima carreggiata
<b>Variabile X4</b>	Fine della colonna del traffico pesante – Prima carreggiata
<b>Variabile X5</b>	Azione di frenatura o di accelerazione del traffico pesante
<b>Variabile X6</b>	Inizio della colonna del traffico pesante – Seconda carreggiata
<b>Variabile X7</b>	Fine della colonna del traffico pesante – Seconda carreggiata
<b>Variabile X8</b>	Azione di frenatura o di accelerazione del traffico pesante
<b>Variabile X9</b>	Inizio della colonna del traffico leggero – Prima carreggiata
<b>Variabile X10</b>	Fine della colonna del traffico leggero – Prima carreggiata
<b>Variabile X11</b>	Azione di frenatura o di accelerazione del traffico leggero
<b>Variabile X12</b>	Inizio della colonna del traffico leggero – Seconda carreggiata
<b>Variabile X13</b>	Fine della colonna del traffico leggero – Seconda carreggiata
<b>Variabile X14</b>	Azione di frenatura o di accelerazione del traffico leggero
<b>Variabile X15</b>	Inizio del carico statico da vento
<b>Variabile X16</b>	Fine del carico statico da vento

**Tabella 6.10:** Incognite assunte per identificare gli scenari di carico.

Tutte le grandezze sono codificate ad 8 bit. Le grandezze che si sono valutate al guardo della deformabilità dell'impalcato sono:

- Massimo spostamento verticale positivo
- Massimo spostamento verticale negativo
- Massima pendenza longitudinale
- Massima pendenza trasversale

Si sono inoltre indagate anche le due grandezze tensionali seguenti:

- Massima tensione nei cavi principali
- Massima tensione nelle gambe delle torri

Nelle pagine successive verranno mostrate le soluzioni ottenute relative a questi parametri. L'algoritmo genetico funziona tramite un codice scritto appositamente in linguaggio FORTRAN che permette di utilizzare il software ADINA come codice di calcolo strutturale.

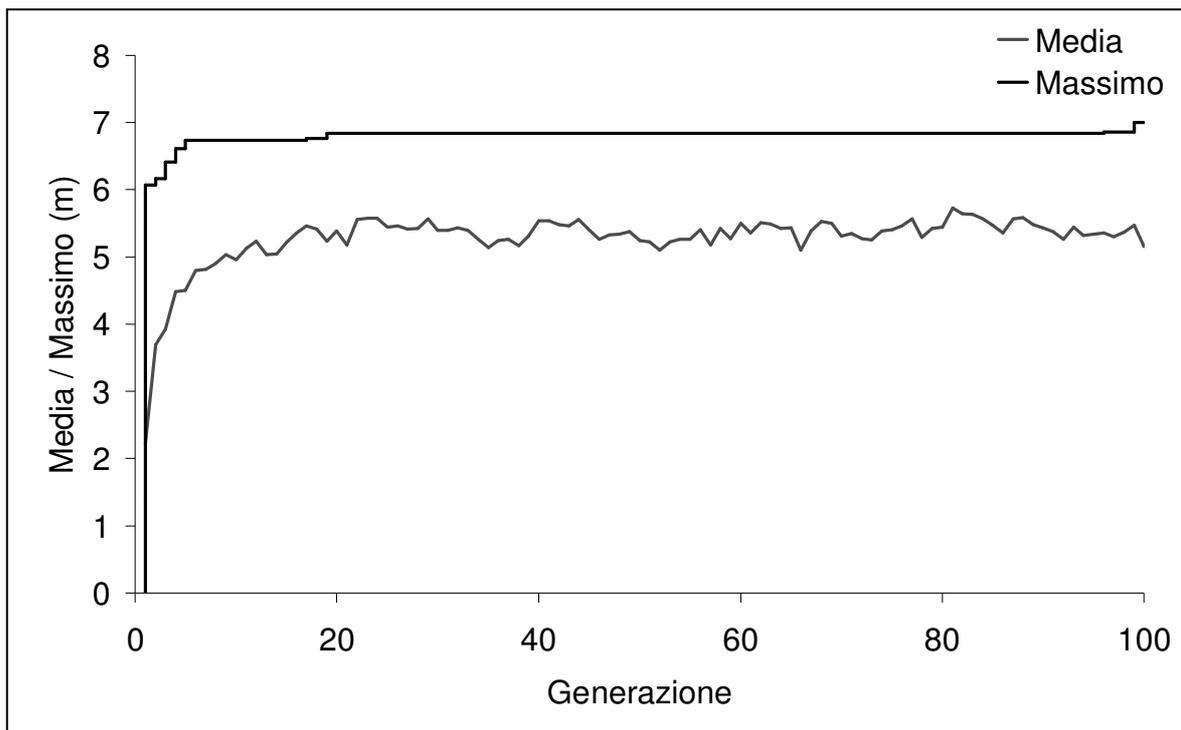
### 6.3.2 Risultati relativi al massimo spostamento verticale negativo

In questa analisi la funzione di fitness viene definita in modo da massimizzare lo spostamento verticale negativo dell'impalcato. Le caratteristiche dell'algoritmo genetico utilizzato sono:

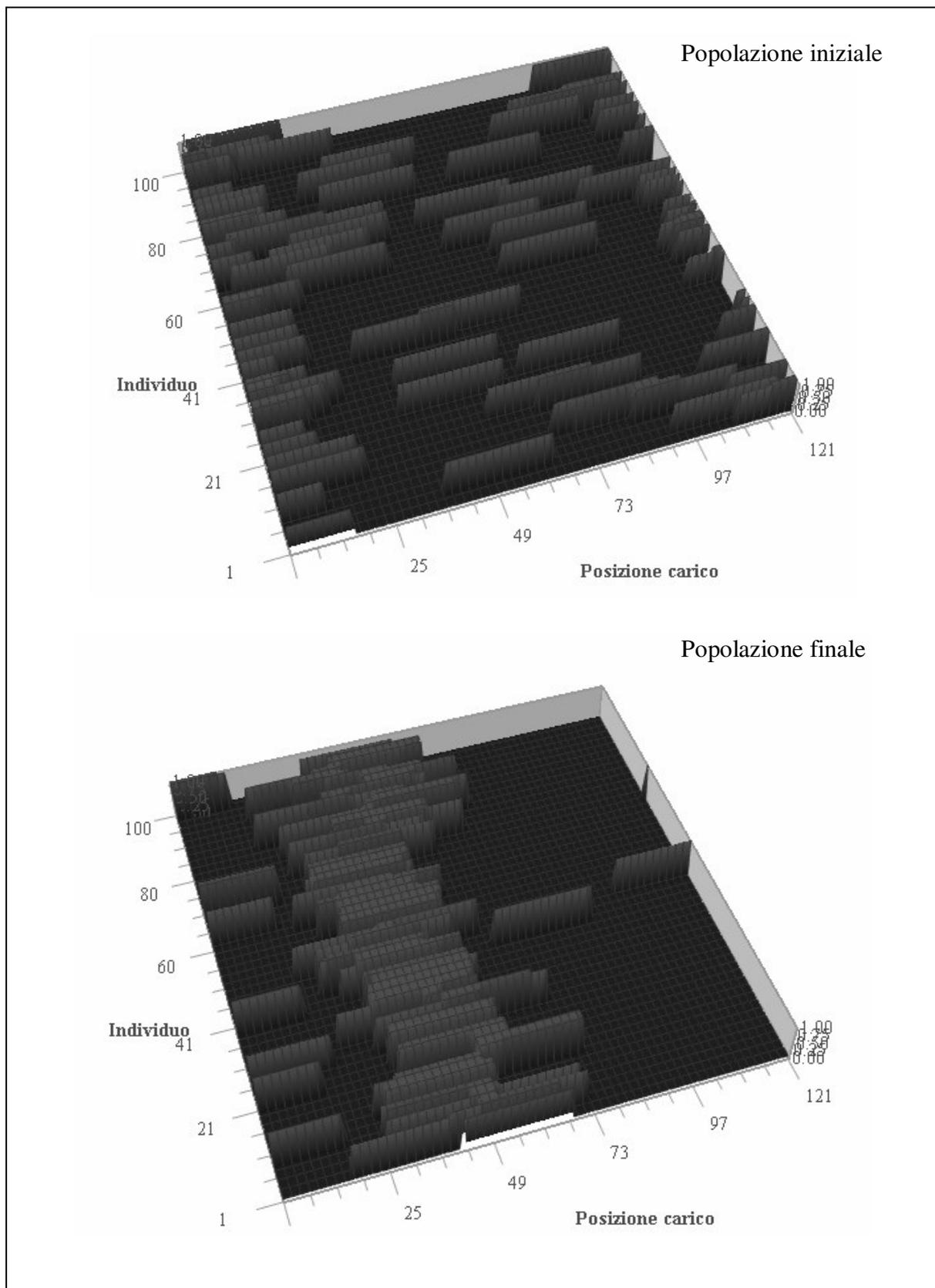
<b>Numero di individui della popolazione</b>	100
<b>Numero di rigenerazioni</b>	100
<b>Probabilità di crossover</b>	80%
<b>Probabilità di mutazione</b>	1%

**Tabella 6.11:** Parametri utilizzati per governare l'algoritmo genetico.

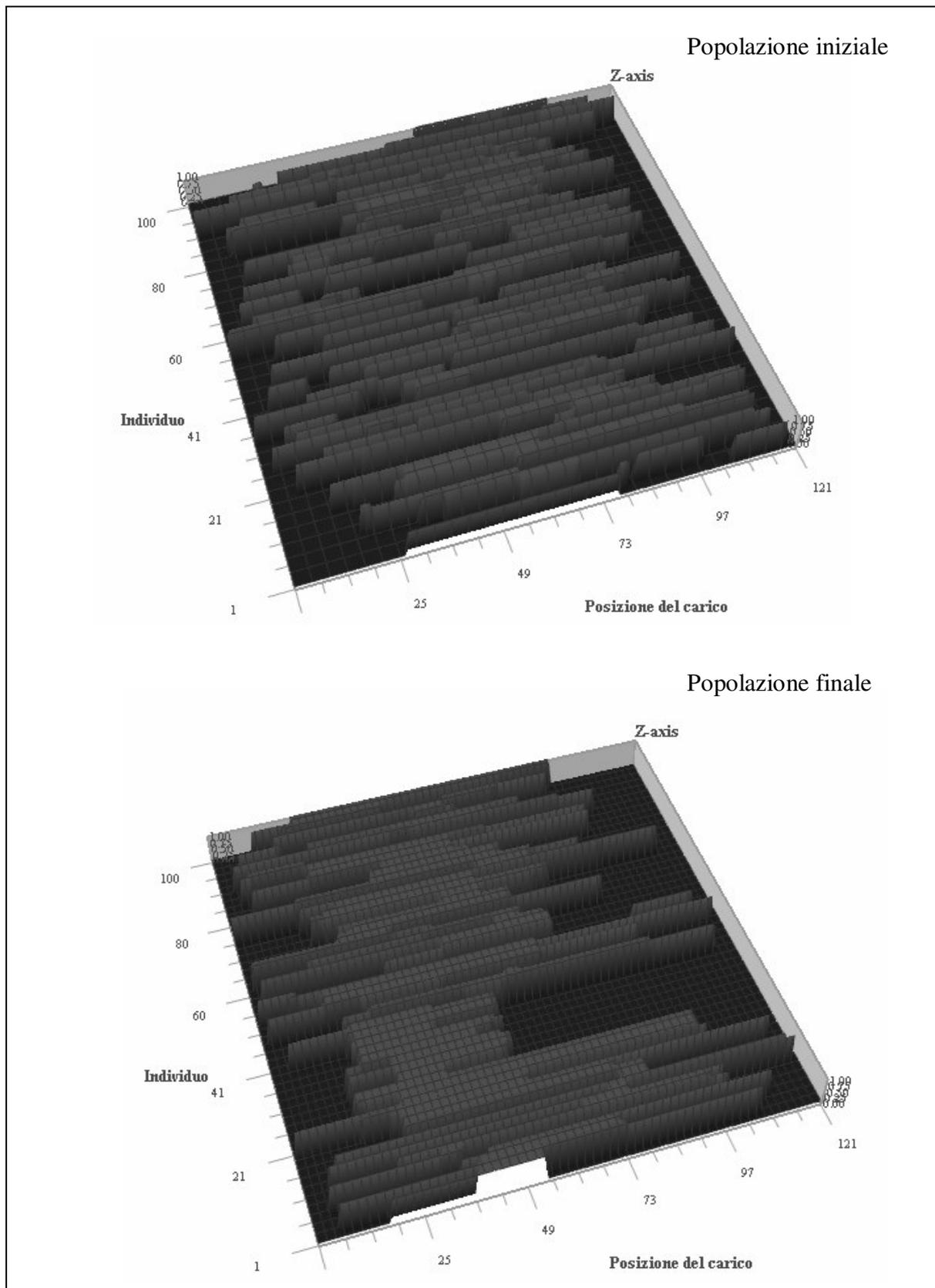
Si noti dalla Tabella 6.11, che durante il processo evolutivo vengono esplorate *10.000* condizioni di carico in modo automatico. La figura successiva mostra la convergenza del processo in termini della media e del massimo valore della funzione di fitness (spostamento verticale dell'impalcato).



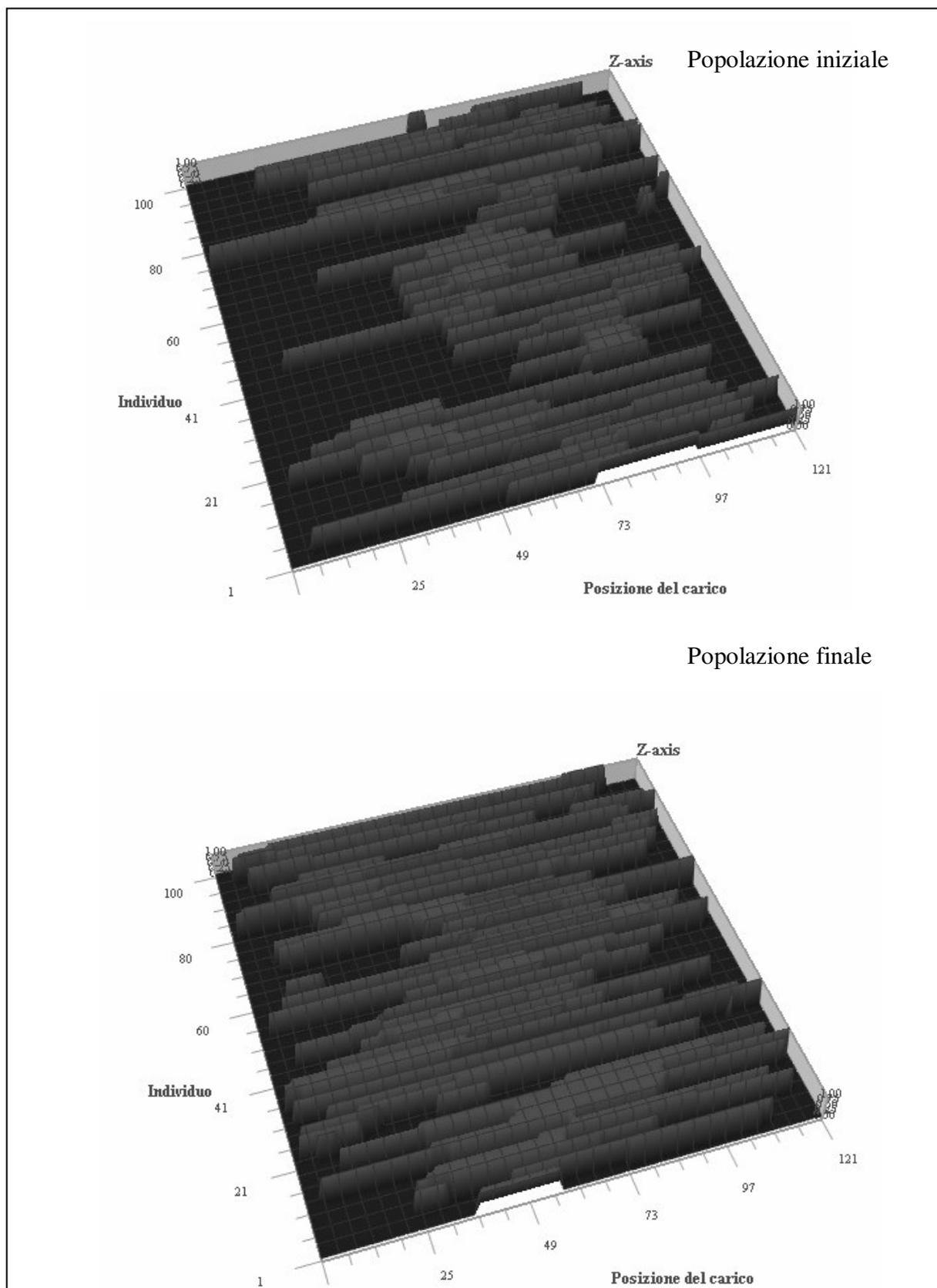
**Figura 6.25:** Curve di convergenza dell'algoritmo genetico.



**Figura 6.26:** Convergenza della posizione del treno (popolazione iniziale in alto, popolazione finale in basso).



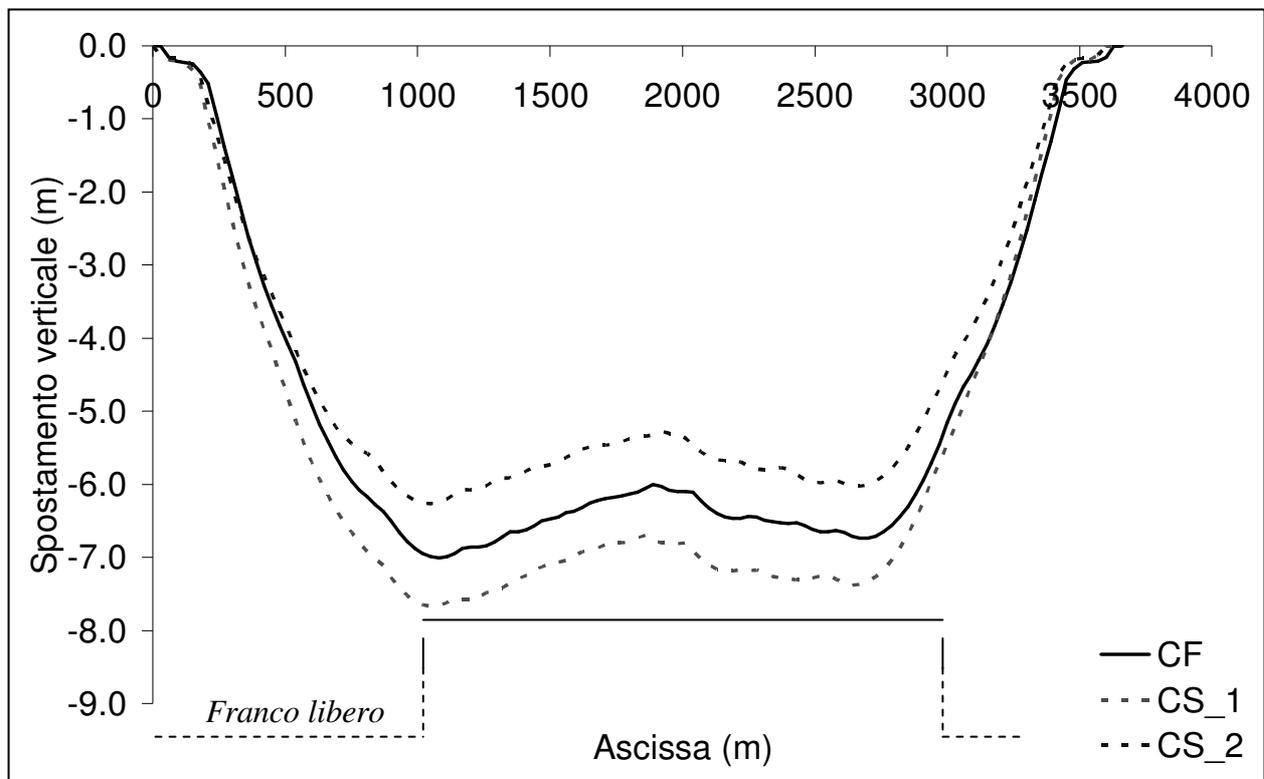
**Figura 6.27:** Convergenza di una colonna di traffico stradale (popolazione iniziale in alto, popolazione finale in basso).



**Figura 6.28:** Convergenza del carico da vento (popolazione iniziale in alto, popolazione finale in basso).

Dalla Figura 6.26 alla Figura 6.28 si sono rappresentate le popolazioni iniziali e finali del carico ferroviario, di una colonna di traffico pesante e del carico da vento. Com'è visibile anche qualitativamente dalle figure, la convergenza del carico ferroviario è molto migliore rispetto agli altri carichi. Rispetto ad uno spostamento verticale dell'impalcato, il carico ferroviario è il carico principale, che governa buona parte della risposta.

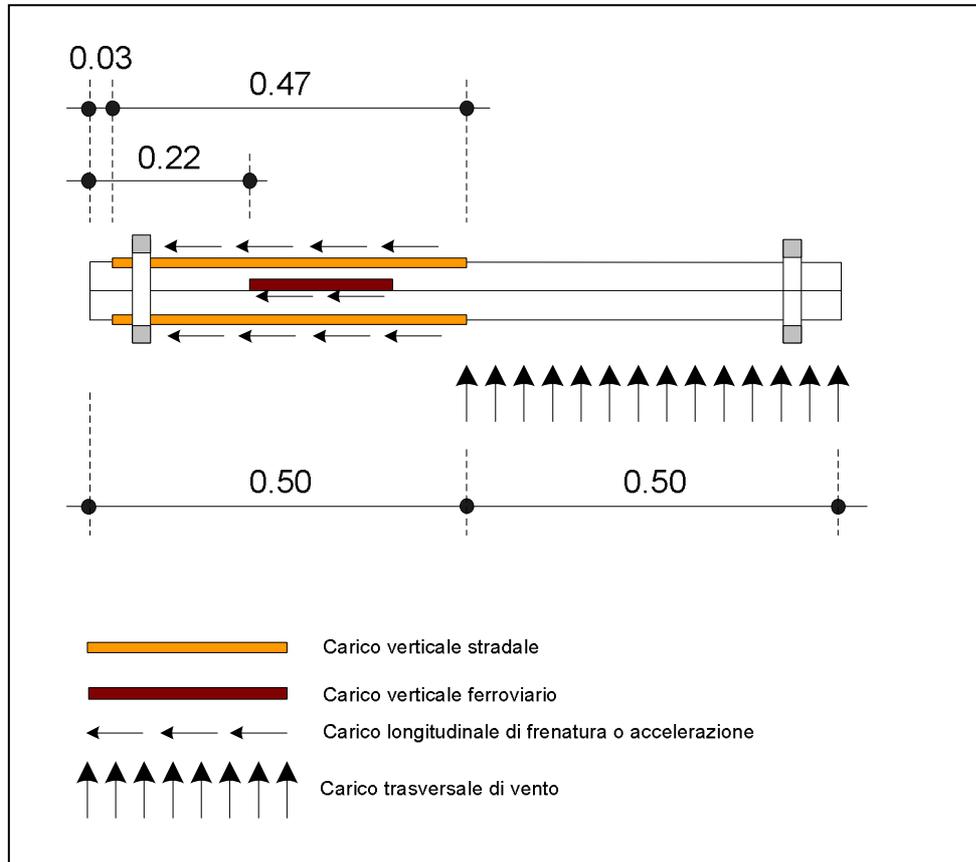
In Figura 6.29 si presenta l'involuppo dello spostamento verticale dell'impalcato sulle 10.000 condizioni di carico riportate (CF = cassone ferroviario, CS\_1 = primo cassone stradale, CS\_2 = secondo cassone stradale).



**Figura 6.29:** Involuppo delle deformate verticali negative dei tre cassoni.

Dal diagramma involuppo è possibile, tramite un confronto con la linea delimitante il franco libero necessario alla navigazione (Capitolo 2), ottenere un'informazione visiva sulla rispettabilità di suddetto limite. Si noti la non simmetria del diagramma involuppo, dovuta sia ad una non perfetta simmetria della struttura ma anche ad una non esaustiva analisi delle condizioni di carico. Durante la procedura evolutiva, le analisi si concentrano nelle zone dello spazio delle variabili che massimizzano la variabile indagata.

In Figura 6.30 viene fornita una rappresentazione della configurazione di carico che fornisce il massimo spostamento verticale negativo dell'impalcato. Le misure riportate in figura sono adimensionalizzate alla lunghezza totale dell'impalcato stesso.



**Figura 6.30:** Rappresentazione schematica della configurazione di carico che fornisce il massimo spostamento verticale negativo.

Lo spostamento verticale massimo negativo, dovuto ai carichi considerati disposti nella condizione peggiore, risulta di  $7.06\text{ m}$ .

Da notare come il carico da vento trasversale, per effetto della forza di *lift*, contribuisca ad aumentare lo spostamento verticale negativo quando agisce solamente lungo la parte di impalcato non caricata dalle azioni verticali del traffico.

L'azione longitudinale contribuisce allo spostamento verticale negativo in maniera meno diretta, pressando l'impalcato nella zona di ponte in cui si verifica lo spostamento verticale massimo.

Chiaramente i carichi considerati contribuiscono alla formazione dello spostamento massimo con importanza differente. Per evidenziare l'importanza di ciascun carico rispetto alla grandezza cinematica indagata, si esamina il comportamento della struttura sottoposta alle tre tipologie di carico considerate fatte agire singolarmente. Si ricava che:

- massimo spostamento verticale dovuto al carico ferroviario =  $4.49\ m$
- massimo spostamento verticale dovuto al carico stradale =  $2.64\ m$
- massimo spostamento verticale dovuto al carico da vento =  $0.0795\ m$

Da notare che la somma dei tre spostamenti così ricavati risulta di  $7.21\ m$ , maggiore del valore precedentemente ricavato facendo agire contemporaneamente i carichi. La differenza di spostamento è da attribuirsi alla presenza di non linearità geometrica che invalida il principio di sovrapposizione degli effetti.

Tuttavia, utilizzando i valori di spostamento calcolati singolarmente, è possibile definire in maniera sufficientemente accurata il contributo percentuale allo spostamento verticale fornito da ciascun carico, che risulta essere di:

- contributo dovuto al carico ferroviario =  $62\%$
- contributo dovuto al carico stradale =  $37\%$
- contributo dovuto al carico da vento =  $1\%$

Risulta evidente come il carico ferroviario rivesta il ruolo di azione principale nella definizione della grandezza cinematica indagata mentre il contributo dovuto al carico da vento risulta trascurabile.

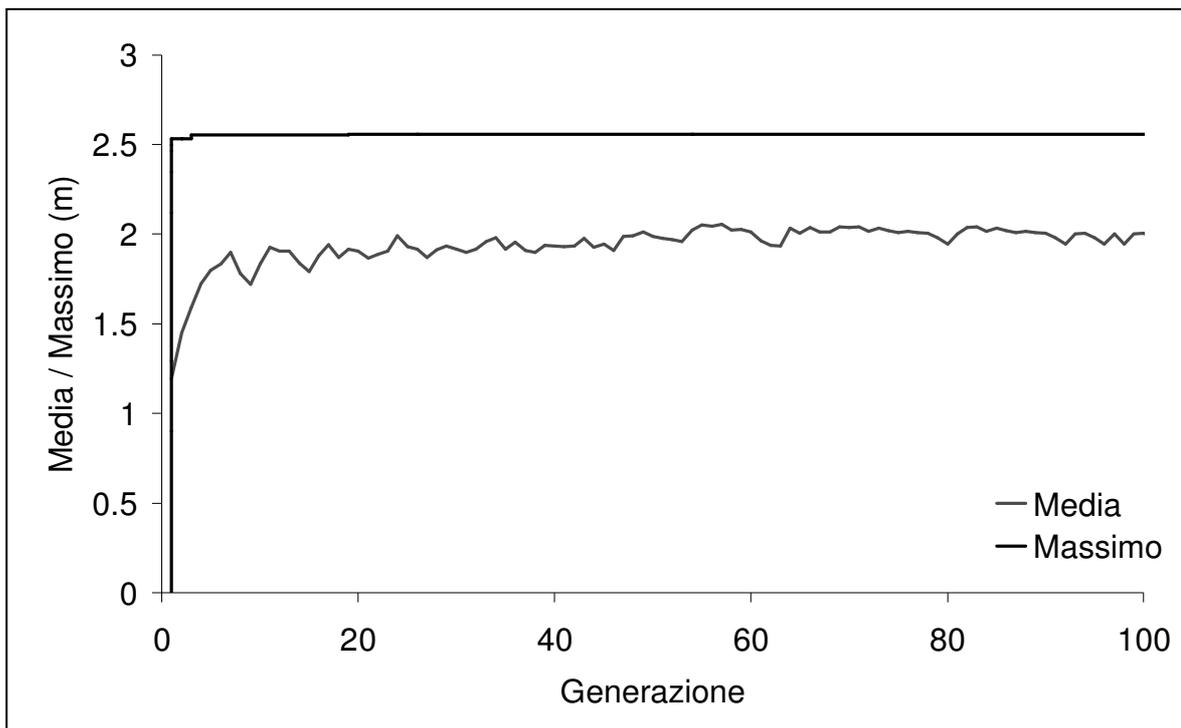
### 6.3.3 Risultati relativi al massimo spostamento verticale positivo

In quest'analisi la funzione di fitness è definita in modo da massimizzare lo spostamento verticale positivo dell'impalcato. Le caratteristiche dell'algorithm genetico utilizzato sono:

<b>Numero di individui della popolazione</b>	100
<b>Numero di rigenerazioni</b>	100
<b>Probabilità di crossover</b>	80%
<b>Probabilità di mutazione</b>	1%

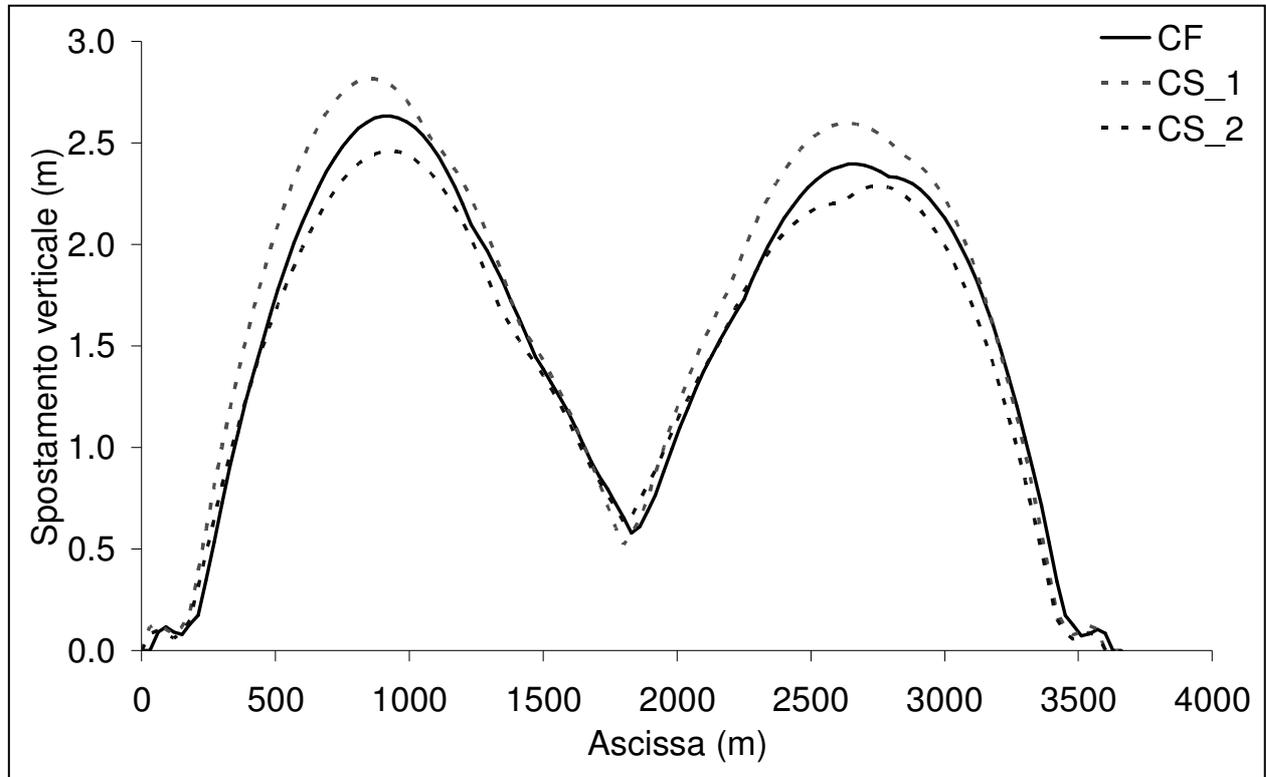
**Tabella 6.12:** Parametri utilizzati per governare l'algorithm genetico.

Si noti, dalla Tabella 6.12 che durante il processo evolutivo vengono esplorate *10.000* condizioni di carico in modo automatico, differenti dalle precedenti. La figura successiva mostra la convergenza del processo in termini della media e del massimo valore della funzione di fitness (spostamento verticale dell'impalcato).



**Figura 6.31:** Curve di convergenza dell'algorithm genetico.

In Figura 6.32 si presenta l'involuppo dello spostamento verticale dell'impalcato sulle 10.000 condizioni di carico riportate (CF = cassone ferroviario, CS\_1 = primo cassone stradale, CS\_2 = secondo cassone stradale).



**Figura 6.32:** Involuppo delle deformate verticali positive dei tre cassoni.

Il diagramma di Figura 6.32 mostra i massimi spostamenti verso l'alto dei tre impalcati. Questa grandezza non è necessaria alle verifiche tuttavia è utile per migliorare la conoscenza relativa all'opera in oggetto. In particolare si evidenzia che la zona in cui si verificano i massimi spostamenti negativi (Figura 6.29) coincide con la zona in cui si presentano anche i massimi spostamenti positivi, e si presenta a circa  $1/4 - 1/3$  della campata centrale.

La distribuzione dei carichi e l'influenza delle singole tipologie di carico alla definizione dello spostamento massimo verticale positivo, risultano uguali a quelli definiti nel paragrafo precedente nell'analisi del massimo spostamento verticale negativo.

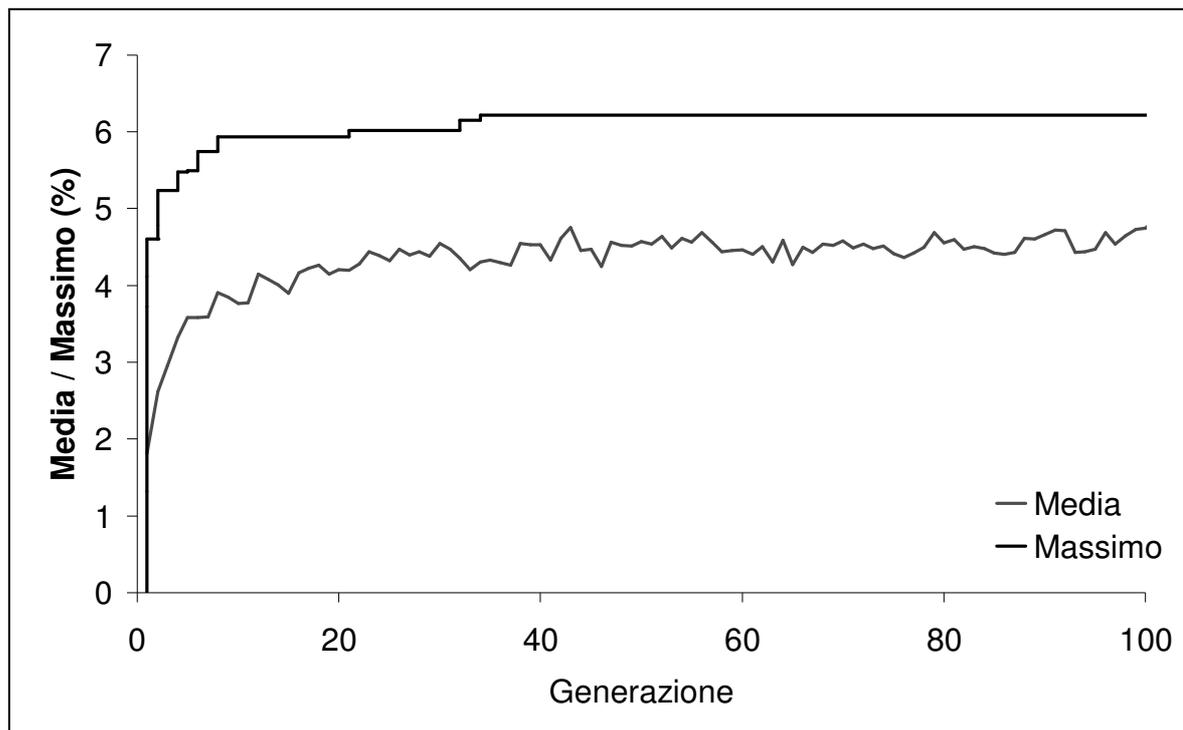
### 6.3.4 Risultati relativi alla massima pendenza trasversale

In quest'analisi la funzione di fitness è definita in modo da massimizzare la pendenza trasversale dell'impalcato. Le caratteristiche dell'algoritmo genetico utilizzato sono:

<b>Numero di individui della popolazione</b>	100
<b>Numero di rigenerazioni</b>	100
<b>Probabilità di crossover</b>	80%
<b>Probabilità di mutazione</b>	1%

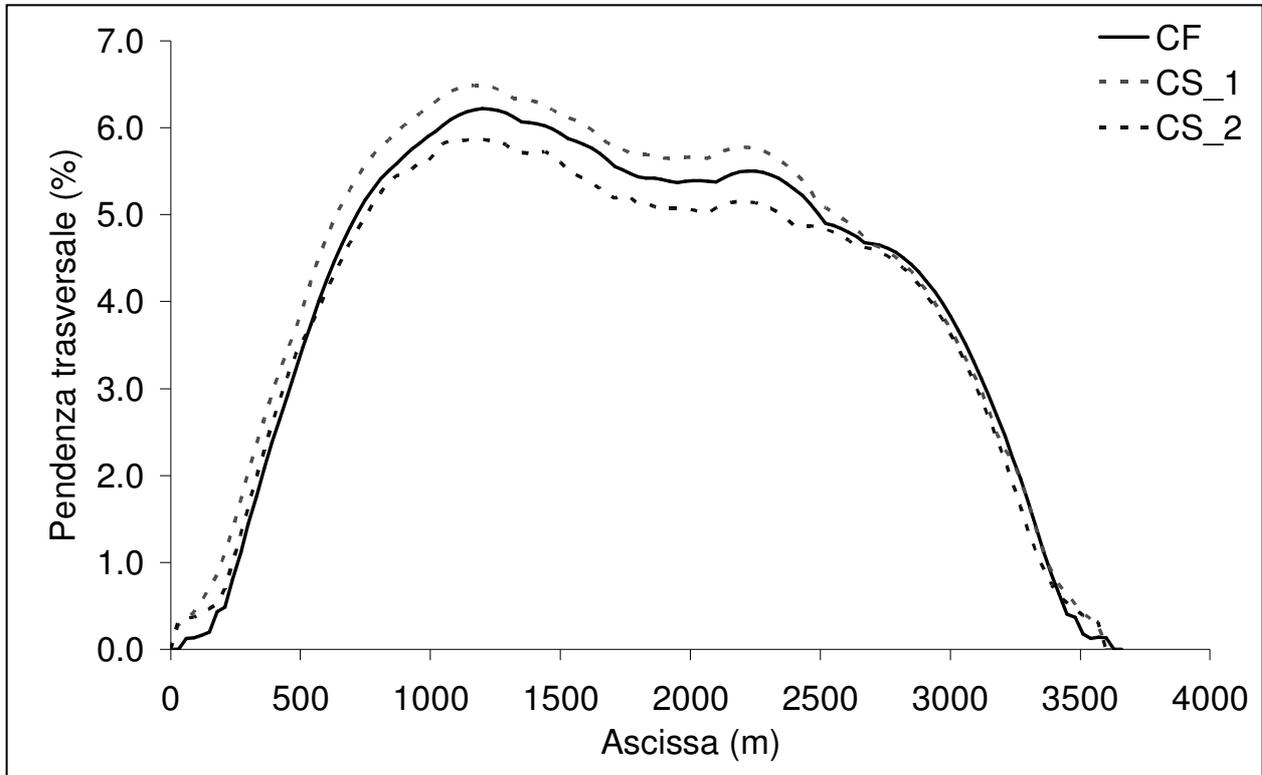
**Tabella 6.13:** Parametri utilizzati per governare l'algoritmo genetico.

Anche in quest'analisi durante il processo evolutivo vengono esplorate *10.000* condizioni di carico in modo automatico, differenti dalle precedenti. La figura successiva mostra la convergenza del processo in termini della media e del massimo valore della funzione di fitness (pendenza trasversale dell'impalcato).



**Figura 6.33:** Curve di convergenza dell'algoritmo genetico.

In Figura 6.34 si presenta l'inviluppo della pendenza trasversale dell'impalcato sulle 10.000 condizioni di carico riportate (CF = cassone ferroviario, CS\_1 = primo cassone stradale, CS\_2 = secondo cassone stradale).

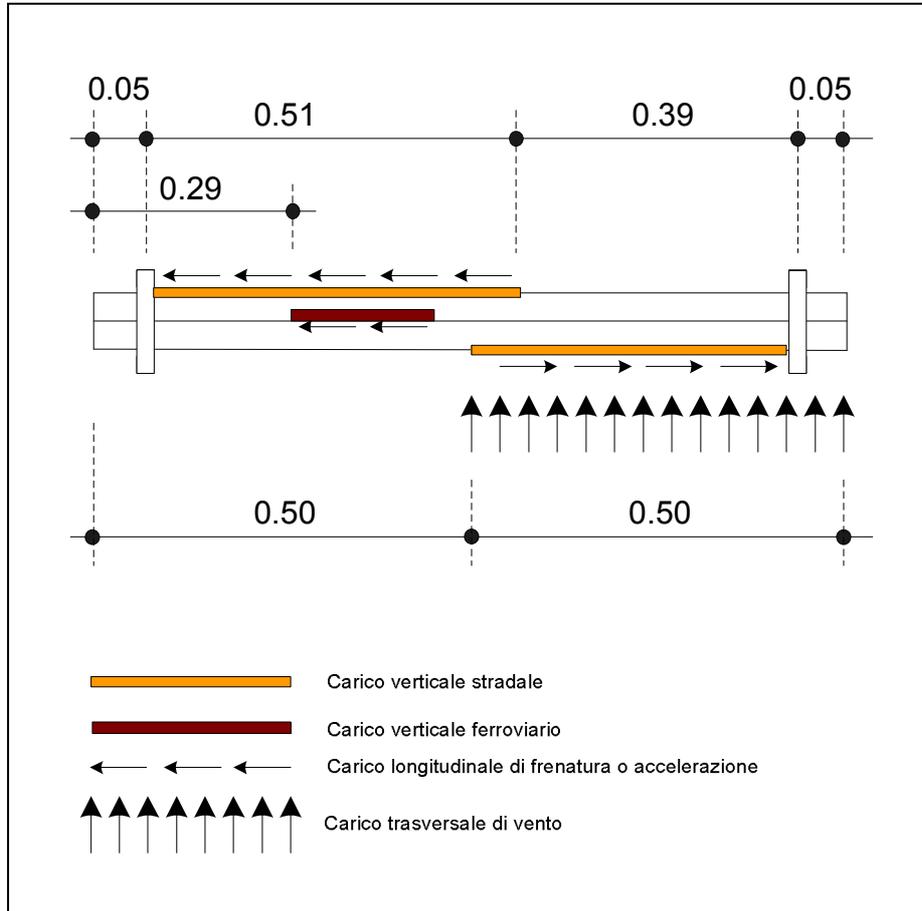


**Figura 6.34:** Inviluppo della pendenza trasversale dell'impalcato.

La pendenza massima ammessa per il traffico stradale (Capitolo 2) è del 7%, dalle analisi svolte risulta che le pendenze longitudinali sui cassoni stradali sono inferiori al limite imposto, per cui il traffico stradale e ferroviario assunto risulta adeguato alla struttura.

Anche la pendenza massima per un convoglio ferroviario, assunta pari al 8% (Capitolo 2) risulta soddisfatta. Da notare che il valore della pendenza trasversale per la verifica di percorribilità del convoglio ferroviario andrebbe rilevata durante l'analisi genetica solamente nei punti in prossimità del treno, mentre il grafico di Figura 6.34 è stato ottenuto considerandone la variabilità sull'intero cassone. In questo caso si ottiene una stima per eccesso del valore della prestazione, in favore di sicurezza.

La configurazione dei carichi individuata dall’algoritmo genetico è riportata in Figura 6.35, in cui le misure di posizionamento dei carichi sono adimensionalizzate rispetto alla lunghezza dell’impalcato.



**Figura 6.35:** Rappresentazione schematica della configurazione di carico che fornisce la massima pendenza trasversale.

La massima pendenza trasversale, individuata dall’algoritmo genetico, risulta pari a 6.22%. Da notare la differenziazione delle lunghezze delle colonne di carico stradale sui due cassoni ed il contributo dovuto al carico da vento agente su metà impalcato.

Anche in questo caso è possibile analizzare singolarmente i contributi delle varie tipologie di carico:

- massima pendenza dovuta al carico ferroviario =  $1.07\%$
- massima pendenza dovuta al carico stradale =  $5.17\%$
- massima pendenza dovuta al carico da vento =  $0.417\%$

e definire il contributo percentuale di ogni tipologia:

- contributo dovuto al carico ferroviario =  $16\%$
- contributo dovuto al carico stradale =  $78\%$
- contributo dovuto al carico da vento =  $6\%$

Il contributo dominante ai fini della pendenza trasversale è dato dal carico stradale che agisce con un notevole braccio rispetto all'asse longitudinale del ponte. Il carico ferroviario, di notevole intensità rispetto allo stradale, agisce con un braccio notevolmente inferiore, producendo comunque un apprezzabile contributo. Abbastanza rilevante risulta anche essere il contributo fornito dall'azione del vento che con la componente torcente (Capitolo 2) può determinare un aumento della pendenza trasversale.

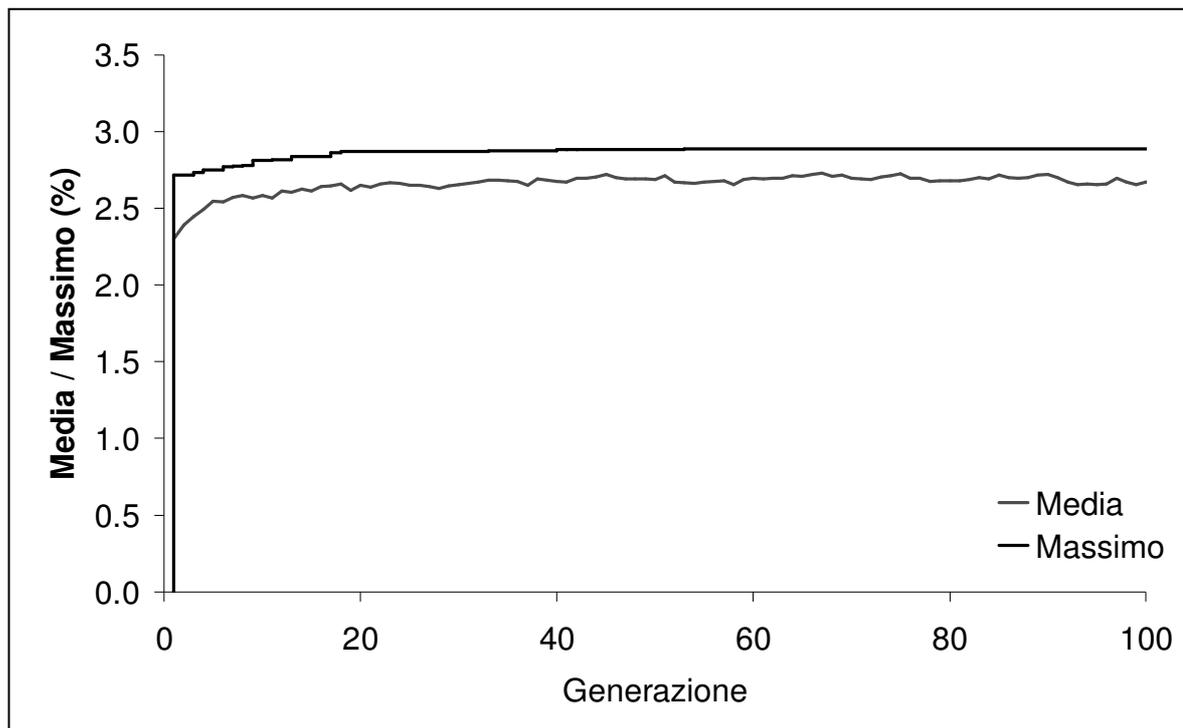
### 6.3.5 Risultati relativi alla massima pendenza longitudinale

In quest'analisi la funzione di fitness è definita in modo da massimizzare la pendenza longitudinale dell'impalcato. Le caratteristiche dell'algoritmo genetico utilizzato sono:

<b>Numero di individui della popolazione</b>	100
<b>Numero di rigenerazioni</b>	100
<b>Probabilità di crossover</b>	80%
<b>Probabilità di mutazione</b>	1%

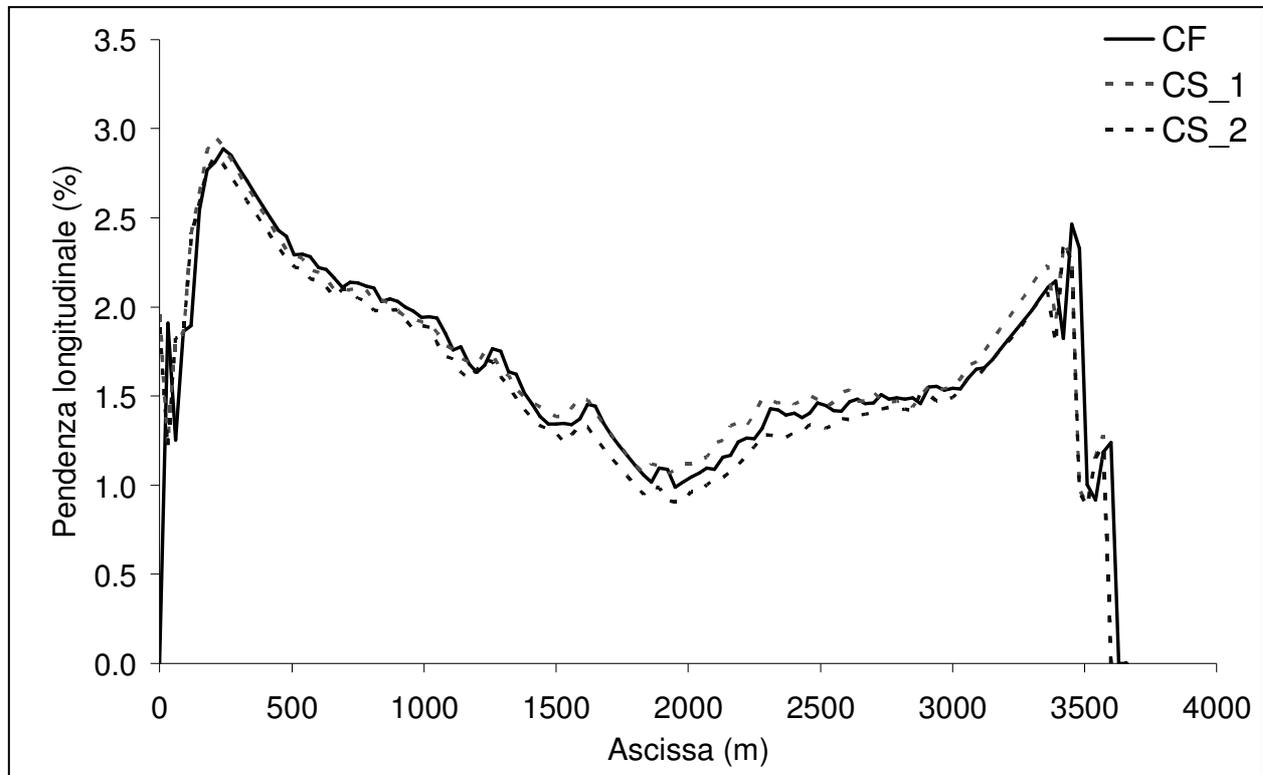
**Tabella 6.14:** Parametri utilizzati per governare l'algoritmo genetico.

Anche in quest'analisi durante il processo evolutivo vengono esplorate *10.000* condizioni di carico in modo automatico, differenti dalle precedenti. La figura successiva mostra la convergenza del processo in termini della media e del massimo valore della funzione di fitness (pendenza longitudinale dell'impalcato).



**Figura 6.36:** Curve di convergenza dell'algoritmo genetico.

In Figura 6.37 si presenta l'involuppo della pendenza longitudinale sulle 10.000 condizioni di carico riportate (CF = cassone ferroviario, CS\_1 = primo cassone stradale, CS\_2 = secondo cassone stradale).



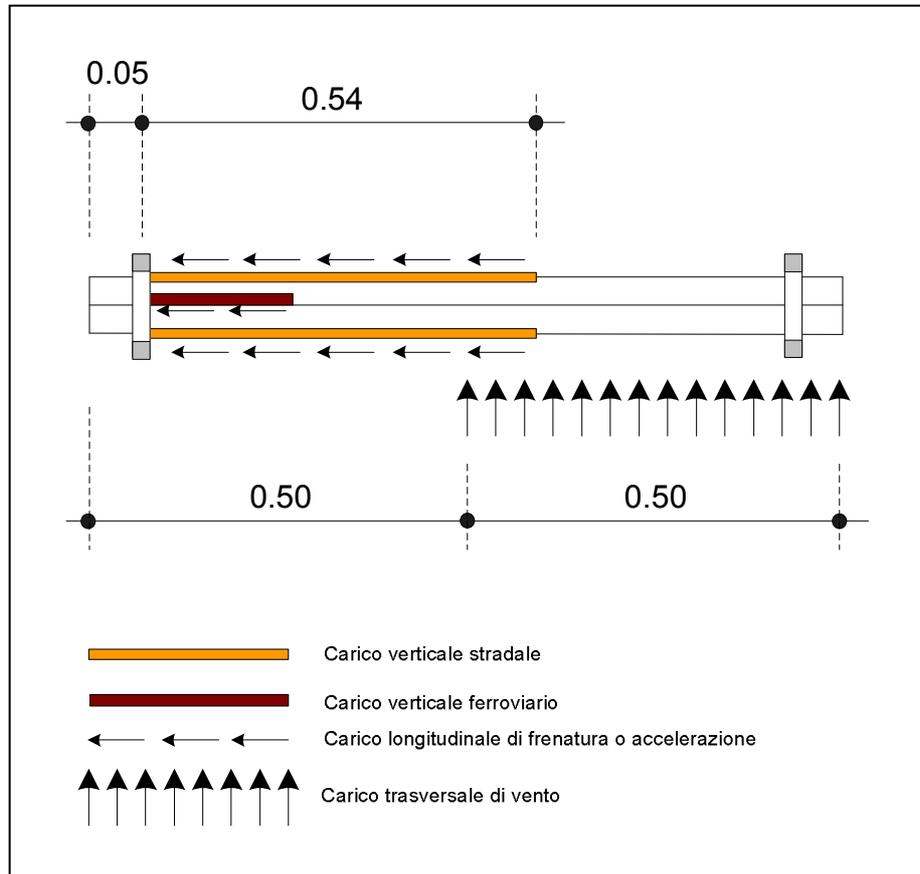
**Figura 6.37:** Involuppo delle pendenze longitudinali dell'impalcato.

La pendenza massima ammessa per il traffico stradale (Capitolo 2) è del 5%, dalle analisi svolte risulta che le pendenze longitudinali sui cassoni stradali sono abbastanza inferiori al limite imposto, per cui il traffico stradale e ferroviario assunto risulta adeguato alla struttura.

Anche la pendenza massima per un convoglio ferroviario, assunta pari al 2.9% (Capitolo 2) risulta soddisfatta. Da notare che il valore della pendenza longitudinale per la verifica di percorribilità del convoglio ferroviario andrebbe rilevata durante l'analisi genetica solamente nei punti in prossimità del treno, mentre il grafico di Figura 6.33 è stato ottenuto considerandone la variabilità sull'intero cassone. In questo caso si ottiene una stima per eccesso del valore della prestazione, in favore di sicurezza.

Nella curva di Figura 6.37 la non simmetria del risultato, accennata nel Paragrafo 6.3.2, risulta più evidente.

La configurazione del carico che fornisce il massimo valore della pendenza longitudinale viene riportata in Figura 6.38. La pendenza longitudinale massima, associata a questa configurazione di carico risulta del 2.8%.



**Figura 6.38:** Rappresentazione schematica della configurazione di carico che fornisce la massima pendenza longitudinale.

Anche in questo caso è possibile analizzare singolarmente i contributi delle varie tipologie di carico e definire il contributo percentuale di ogni tipologia, che risulta di:

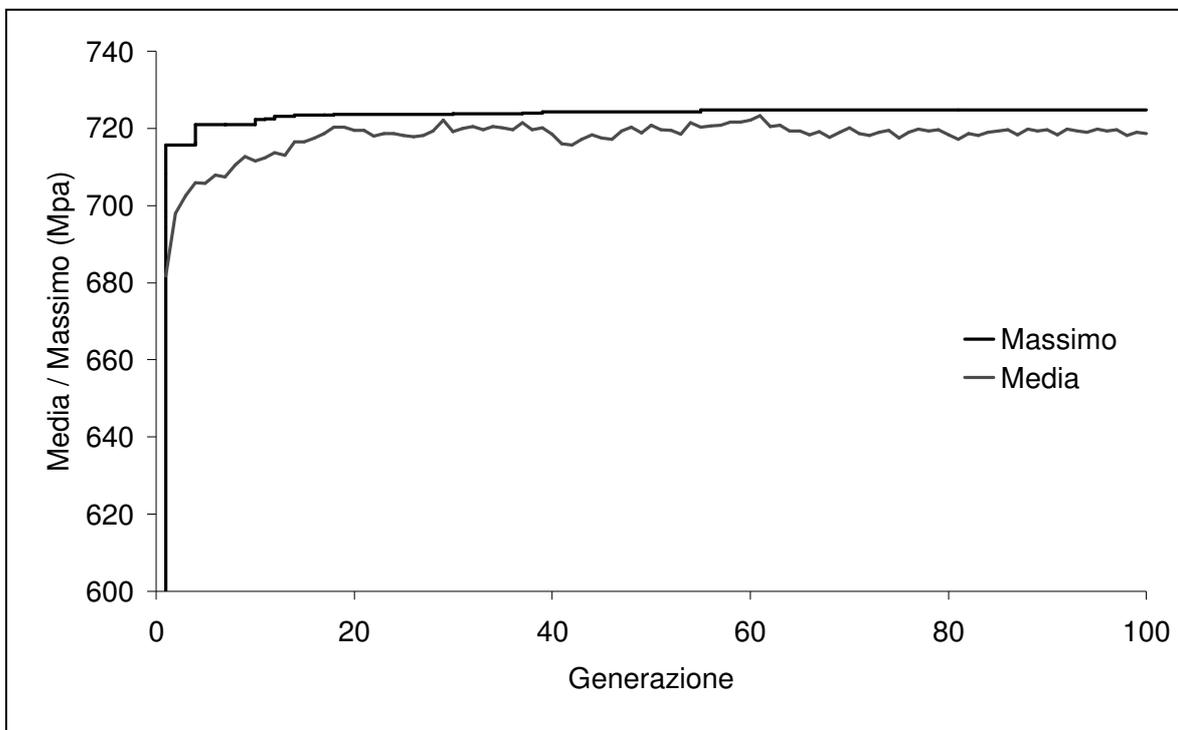
- contributo dovuto al carico ferroviario = 47%
- contributo dovuto al carico stradale = 44%
- contributo dovuto al carico da vento = 9%

Da notare che il carico ferroviario ed il carico stradale contribuiscono quasi in uguale misura alla definizione del valore di massima pendenza longitudinale.

### 6.3.6 Risultati relativi alla massima tensione nei cavi principali

In quest'analisi la funzione di fitness viene definita in modo da massimizzare le tensione presente nei cavi principali. L'analisi è eseguita considerando le stesse tipologie di carico utilizzate nelle analisi precedenti e l'algoritmo genetico è usato con gli stessi parametri in precedenza definiti.

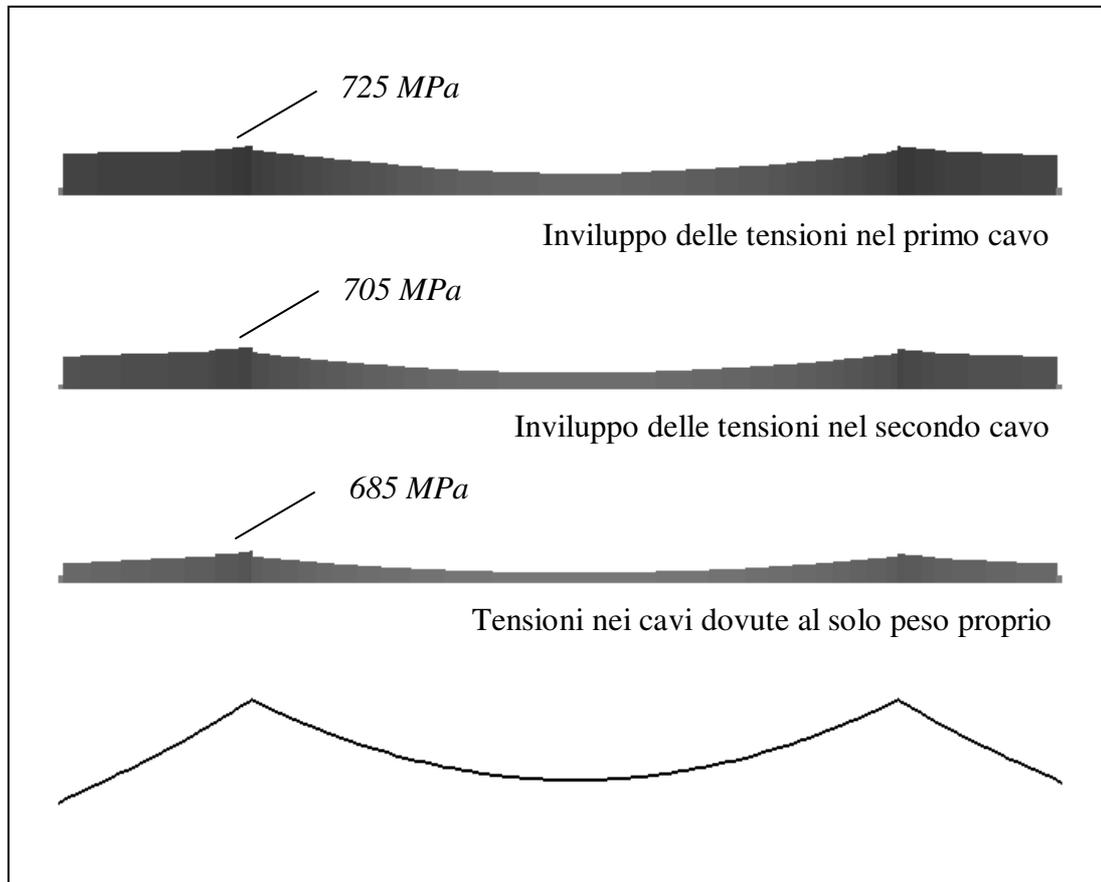
Il massimo valore della funzione di fitness viene ricercato lungo tutto lo sviluppo dei cavi. La Figura 6.39 mostra la convergenza del processo evolutivo in termini della media e del valore massimo della tensione nei cavi durante le 10.000 condizioni di carico sviluppate (durante ogni generazione vengono analizzati 100 individui).



**Figura 6.39:** Curve di convergenza dell'algoritmo genetico.

La Figura 6.39 mostra la convergenza dell'algoritmo in termini di valori massimi e medi della funzione di fitness, mentre la Figura 6.40 mostra il diagramma involuppo delle tensioni sui cavi principali. La tensione massima risulta di 725.7 MPa e si verifica in corrispondenza della sella di una delle torri. Da notare come le tensioni nei cavi laterali siano in genere superiori alle tensioni presenti nei cavi della parte centrale dell'opera.

La Figura 6.40 mostra l'involuppo delle tensioni in entrambi i cavi principali del ponte e le tensioni dovute al peso proprio. Da notare la leggera asimmetria dei valori di tensione tra il primo cavo (posizionato a sinistra rispetto l'asse del ponte) ed il secondo cavo (posizionato a destra rispetto l'asse del ponte).

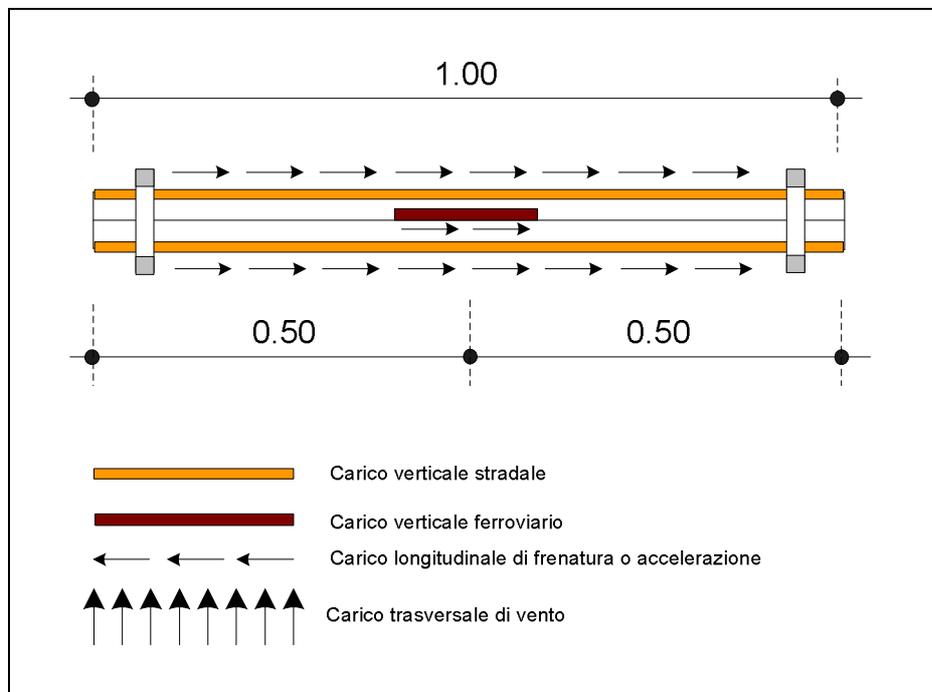


**Figura 6.40:** Involuppo delle tensioni nei cavi principali.

L'asimmetria delle tensioni tra i cavi è dovuta alla configurazione non simmetrica (rispetto l'asse del ponte) del carico ferroviario. La configurazione che fornisce la massima tensione, precedentemente riportata, è descritta in Figura 6.41.

Da notare che l'algoritmo genetico ha trovato una configurazione di massimo per una combinazione di carichi che prevede l'assenza del carico da vento. Difatti questo carico partecipa alla tensione nei cavi con diversi contributi. Tende ad aumentarne la tensione poiché cerca di spostare trasversalmente l'impalcato con la componente di *drag*, ma la componente di *lift* tende a far diminuire la tensione nei cavi, essendo diretta in maniera opposta al carico da peso proprio dell'impalcato. Valutando i differenti contributi alla tensione nei cavi principali, l'algoritmo converge su di una combinazione di carico in assenza di vento.

Un ulteriore contributo alla tensione massima nei cavi viene fornito dalle forze longitudinali di frenatura o di accelerazione, a cui si oppongono i dispositivi di ritegno longitudinali e la rigidità dei cavi principali.



**Figura 6.41:** Rappresentazione schematica della configurazione di carico che fornisce la massima tensione nei cavi principali.

La massima tensione, individuata dall'algoritmo genetico, risulta pari a  $725.7 \text{ MPa}$ . Gran parte di questa tensione è dovuta al carico da peso proprio della struttura e degli elementi non strutturali. Analizzando i singoli contributi si deduce che:

- massima tensione dovuta al peso proprio =  $685 \text{ MPa}$
- massimo incremento di tensione dovuto al carico ferroviario =  $40.5 \text{ MPa}$
- massima incremento di tensione dovuto al carico stradale =  $24.6 \text{ MPa}$

Per cui è possibile definire i seguenti contributi percentuali:

- contributo dovuto al peso proprio =  $91\%$
- contributo dovuto al carico ferroviario =  $3\%$
- contributo dovuto al carico stradale =  $6\%$

Come già precedentemente notato, il contributo maggiore alla tensione nel cavo deriva dal carico di peso proprio dell'opera. Si noti ancora che dalle analisi il carico da vento considerato è risultato a favore di sicurezza rispetto alla variabile analizzata, per cui l'algoritmo genetico ha proceduto ad eliminarlo dalle analisi con l'evoluzione della popolazione di individui.

L'eventuale presenza di vento trasversale sull'impalcato modificherebbe comunque di poco il valore della tensione massima presente nel cavo, portandola a  $725.2 \text{ MPa}$  con una diminuzione inferiore di un punto percentuale.

### 6.3.7 Risultati relativi alla massima tensione nelle gambe delle torri

La funzione di fitness viene ora definita in modo da massimizzare le tensione presente nelle gambe delle torri. La tensione viene definita considerando sia l'azione assiale sia la coppia di momenti flettenti agenti sulla sezione:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} \cdot b_x + \frac{M_y}{I_y} \cdot b_y \quad (6.1)$$

In modo analogo a quanto fatto nel capitolo precedente si assume come  $b_x$  e  $b_y$  i valori di  $12\text{ m}$  e  $16\text{ m}$  essendo la sezione inscrivibile in un rettangolo di questa forma.

L'analisi è eseguita considerando le stesse tipologie di carico utilizzate nelle analisi precedenti e l'algoritmo genetico è usato con gli stessi parametri in precedenza definiti.

Il massimo valore della funzione di fitness viene ricercato lungo tutto lo sviluppo delle 4 gambe. La Figura 6.42 mostra la convergenza del processo evolutivo in termini della media e del valore massimo durante il procedimento evolutivo sviluppato.

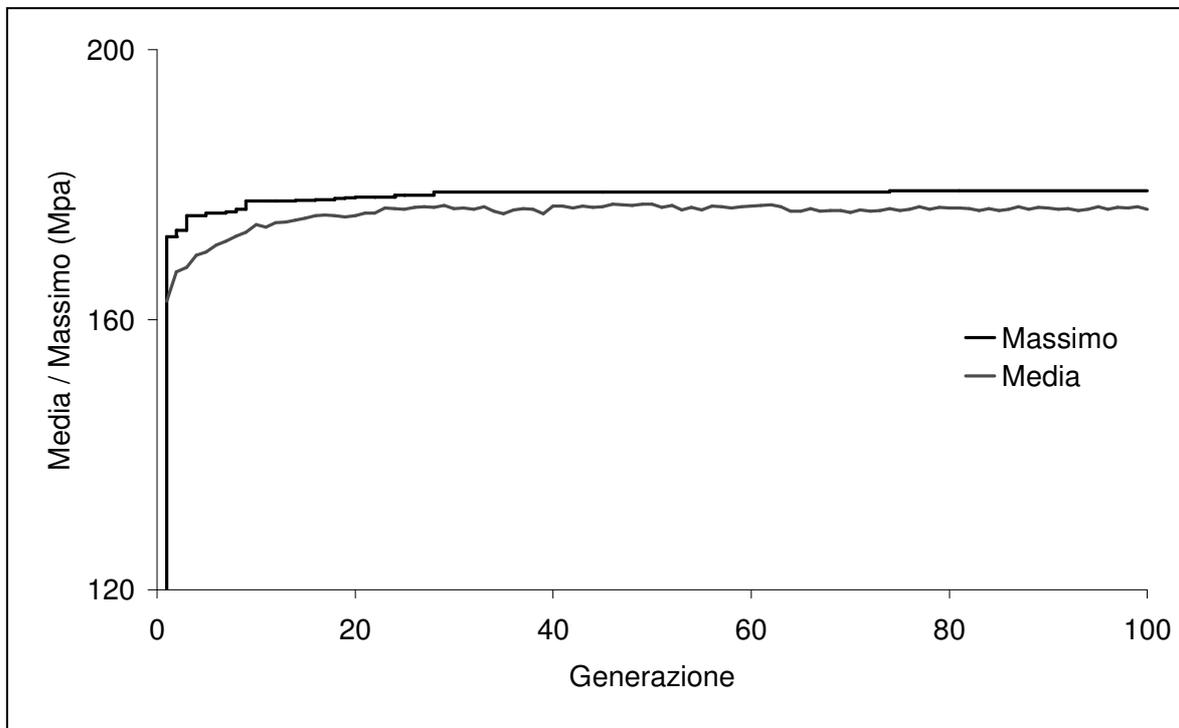
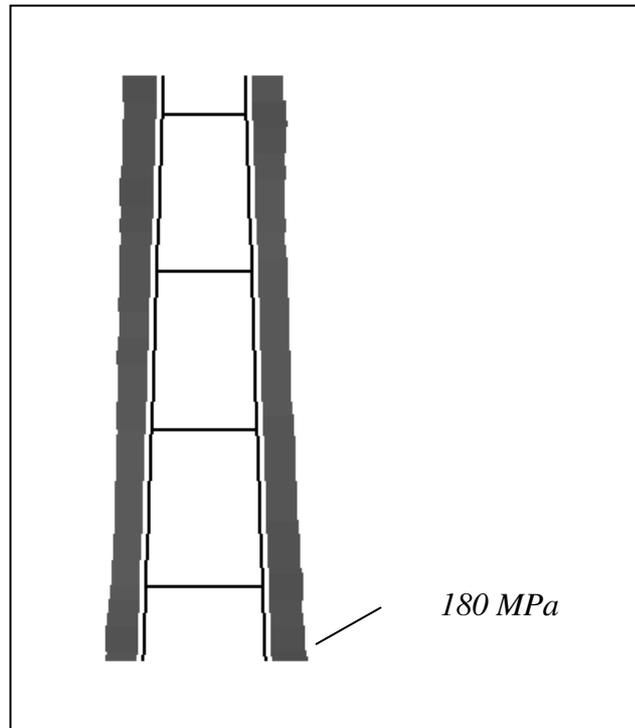


Figura 6.42: Curve di convergenza dell'algoritmo genetico.

Il massimo valore di tensione, relativo a queste tipologie di carico, risulta essere di  $180\text{ MPa}$ , ed i digrammi involuppo delle tensioni sono riportati in Figura 6.43 per la torre in cui si verifica la massima tensione.

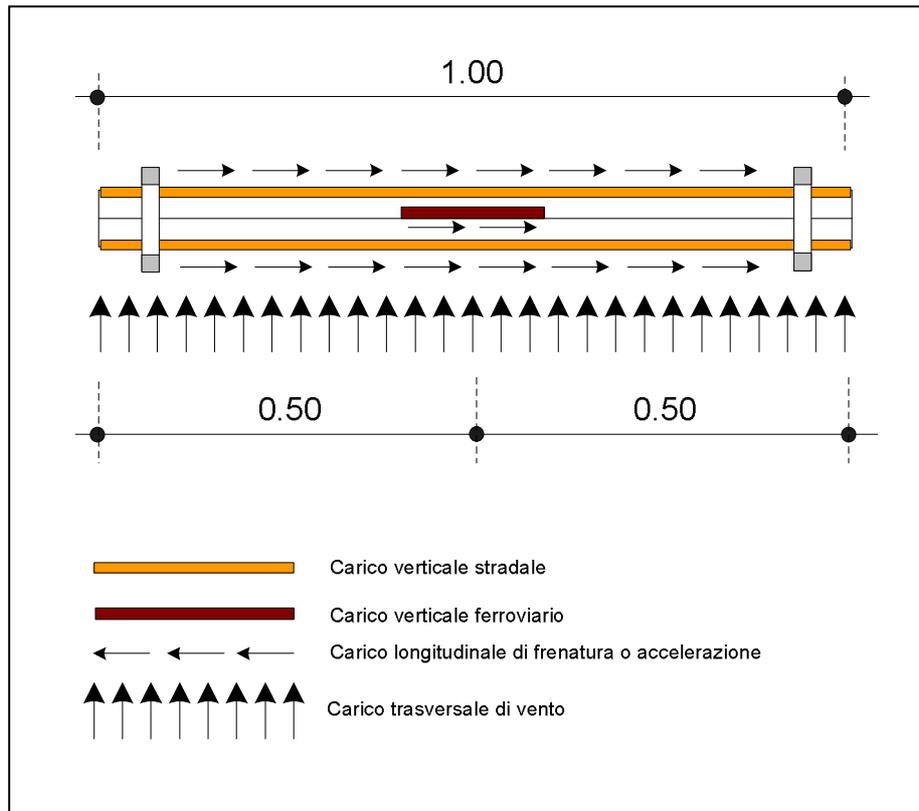


**Figura 6.43:** Inviluppo delle tensioni nelle gambe di una torre.

Da notare come il valore della tensione non presenta grandi variazioni lungo l'altezza della torre, in quanto gran parte della tensione è dovuta al carico da peso proprio dell'opera. La Figura 6.44 mostra la combinazione di carico peggiore in relazione alla variabile indagata.

La massima tensione, individuata dall'algoritmo genetico con queste tipologie di carico, risulta pari a  $180.0\text{ MPa}$ . Anche in questo caso, gran parte della tensione è dovuta al carico da peso proprio della struttura e degli elementi non strutturali. Analizzando i contributi singolarmente si deduce che:

- massima tensione dovuta al peso proprio =  $156\text{ MPa}$
- massimo incremento di tensione dovuto al carico ferroviario =  $6.80\text{ MPa}$
- massimo incremento di tensione dovuto al carico stradale =  $12.2\text{ MPa}$
- massimo incremento di tensione dovuto al carico da vento =  $4.8\text{ MPa}$



**Figura 6.44:** Rappresentazione schematica della configurazione di carico che fornisce la massima tensione nelle gambe delle torri.

Anche per questo caso è possibile definire i seguenti contributi percentuali:

- contributo dovuto al peso proprio = 86%
- contributo dovuto al carico ferroviario = 4%
- contributo dovuto al carico stradale = 7%
- contributo dovuto al carico da vento = 3%

Il carico principale risulta essere anche in questo caso il carico da peso proprio. Rispetto all'analisi riportata nel paragrafo precedente, riguardante i cavi principali, il contributo alla tensione del peso proprio è tuttavia leggermente inferiore ma in ogni caso di un ordine di grandezza superiore ai contributi degli altri carichi.

## 6.4 ANALISI FUZZY DELLA RISPOSTA SISMICA

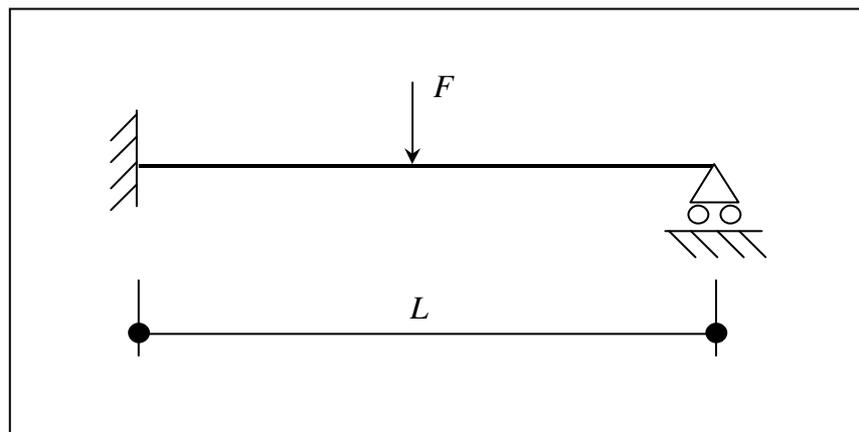
### 6.4.1 Utilizzo dei metodi Fuzzy

I metodi fuzzy descritti nel Capitolo 4 possono essere utilmente impiegati per analizzare il comportamento strutturale di un'opera in cui alcuni parametri risultano incerti. Nel Capitolo 4 si è descritto un sistema di inferenza fuzzy composto dai seguenti passaggi:

- Fuzzificazione della variabile di ingresso
- Applicazione delle regole di inferenza *if – then*
- Aggregazione dei risultati fuzzy derivanti dall'applicazione delle regole in un'unica variabile fuzzy di uscita
- Defuzzificazione della variabile fuzzy di uscita in un valore scalare

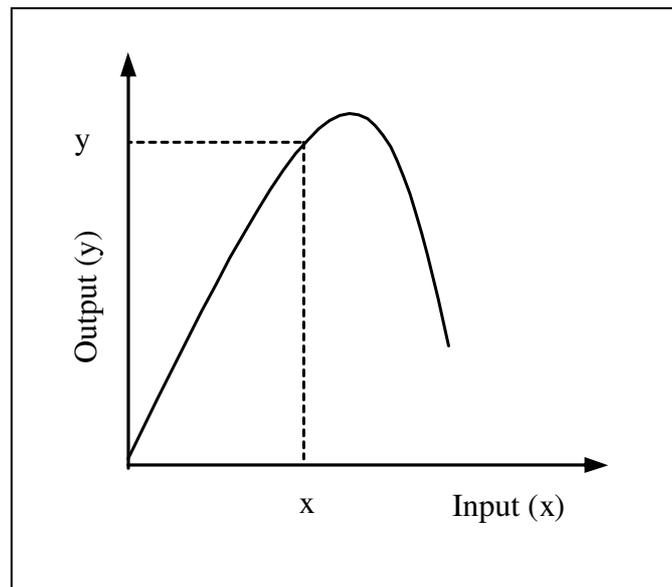
Nelle applicazioni presentate in questo paragrafo le regole di inferenza *if – then* non compaiono in modo esplicito, ma la variabile fuzzy di ingresso è legata alla variabile fuzzy di uscita attraverso una o più curve che descrivono il comportamento della struttura.

Si consideri ad esempio un problema strutturale che prevede come dato d'ingresso la variabile  $x$  e come dato d'uscita la variabile  $y$ . La variabile  $x$  potrebbe, ad esempio, essere la luce  $L$  della trave di Figura 6.45, mentre la variabile di uscita  $y$  potrebbe essere il valore dello spostamento in mezzzeria della trave stessa.



**Figura 6.45:** Trave semplicemente appoggiata.

La variabile di ingresso e la variabile di uscita sono legate da una relazione riproducibile mediante delle simulazioni numeriche e schematicamente rappresentata in Figura 6.46. Questa relazione può essere lineare o non lineare e la sua forma determina l'importanza dell'incertezza della variabile di ingresso sulla variabile di uscita. Nel Capitolo 3 si è difatti mostrato come la risposta della struttura può essere o meno sensibile all'incertezza su determinati parametri e come un'analisi di sensibilità sulle variabili incerte può mettere in evidenza un'esplosione o una riduzione dell'incertezza passando dalla variabile di ingresso alla variabile di uscita.



**Figura 6.46:** Relazione di collegamento tra la variabile di ingresso e la variabile di uscita.

Se la risposta della struttura è lineare, è facile prevedere un aumento o una diminuzione dell'incertezza a seconda della pendenza della retta che lega le due variabili. La non linearità nella risposta può tuttavia dare adito a fenomeni non sempre prevedibili e spiegabili in maniera intuitiva. Proprio quando il comportamento è di tipo non lineare, appare interessante l'utilizzo di metodologie fuzzy per l'analisi della risposta in regime di incertezza.

Si noti che la non linearità che lega le variabili di ingresso con le variabili di uscita, non deve essere necessariamente legata ad uno dei tipi di non linearità messi in evidenza nel Capitolo 3: non linearità di materiale, non linearità geometrica, non linearità di contatto.

La non linearità può scaturire anche in altri modi. Se la variabile incerta, per il problema della trave di Figura 6.45 è la luce della trave o il grado di vincolo dell'incastro di sinistra, il legame tra la variabile di input incerta (luce della trave) e la variabile di output (spostamento in mezzera) è intrinsecamente non lineare, anche se non vi è la presenza di nessuna delle 3 non linearità precedentemente elencate. Esplorando la risposta della variabile di uscita al variare della variabile di ingresso, è possibile costruire la curva di legame tra di esse (Figura 6.46). La relazione che collega queste variabili può essere una curva bidimensionale, una superficie o una iper-superficie a seconda del numero di variabili considerate.

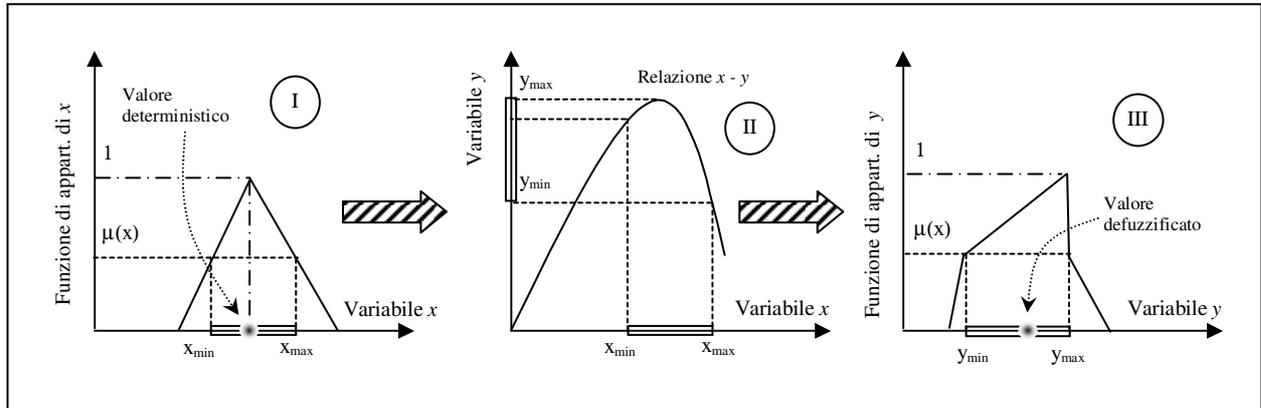
Il procedimento per ricavare la variabile di uscita fuzzy è simile a quello illustrato nel Capitolo 4, ove al posto delle regole *if – then* viene utilizzata la relazione di collegamento precedentemente vista.

L'analisi fuzzy, inizia comunque con la fuzzificazione delle variabili di ingresso. Considerando un'incertezza massima del 30% sulla variabile di ingresso deterministica  $\bar{x}$ , nel caso di un'unica variabile di ingresso è fuzzificare la variabile considerando la funzione di appartenenza  $\mu(x)$  triangolare avente i seguenti gradi:

- per  $x = \bar{x} - 30\%$  viene assegnato un grado di appartenenza  $\mu(x) = 0$
- per  $x = \bar{x}$  viene assegnato un grado di appartenenza  $\mu(x) = 1$
- per  $x = \bar{x} + 30\%$  viene assegnato un grado di appartenenza  $\mu(x) = 0$

Si noti che la funzione di appartenenza così creata possiede un valore unitario in corrispondenza del valore deterministico della variabile di ingresso, mentre l'intervallo di incertezza creato risulta di  $\pm 30\%$ . All'interno di questo intervallo la variabile di ingresso assume un valore di appartenenza variabile tra 0 ed 1.

La forma della funzione di appartenenza della variabile di uscita può essere ricavata sezionando la funzione di appartenenza della variabile di ingresso e trasformando l'intervallo  $x_{max} - x_{min}$  nell'intervallo  $y_{max} - y_{min}$  come mostrato in Figura 6.47.



**Figura 6.47:** Costruzione della funzione di appartenenza della variabile di uscita.

Ripetendo la procedura per un numero sufficiente di sezioni sulla funzione di appartenenza della variabile di ingresso si ottiene una descrizione abbastanza accurata della funzione di appartenenza della variabile di uscita.

La curva che lega la variabile di ingresso con la variabile di uscita spesso non è nota in modo esplicito, ma può essere valutata tramite un numero opportuno di simulazioni numeriche.

Il procedimento descritto è basato sul passaggio da un intervallo della variabile di ingresso  $x$  ad un intervallo della variabile di uscita  $y$ . Si noti che non sempre il massimo valore dell'intervallo della variabile di uscita ( $y_{max}$  in Figura 6.47) coincide con il massimo valore dell'intervallo della variabile di ingresso ( $x_{max}$  in Figura 6.47). Quando il comportamento è altamente non lineare, con la presenza di massimi e minimi nella curva che lega le due variabili, il massimo dell'intervallo della variabile di uscita può corrispondere ad un valore interno all'intervallo della variabile di ingresso.

Non è quindi sufficiente indagare il comportamento della struttura nei soli due punti rappresentativi degli estremi dell'intervallo della variabile di ingresso, ma l'intervallo deve essere discretizzato in un numero sufficiente di sottointervalli di valutazione. Più il comportamento della struttura è non lineare più è necessario suddividere l'intervallo di ingresso.

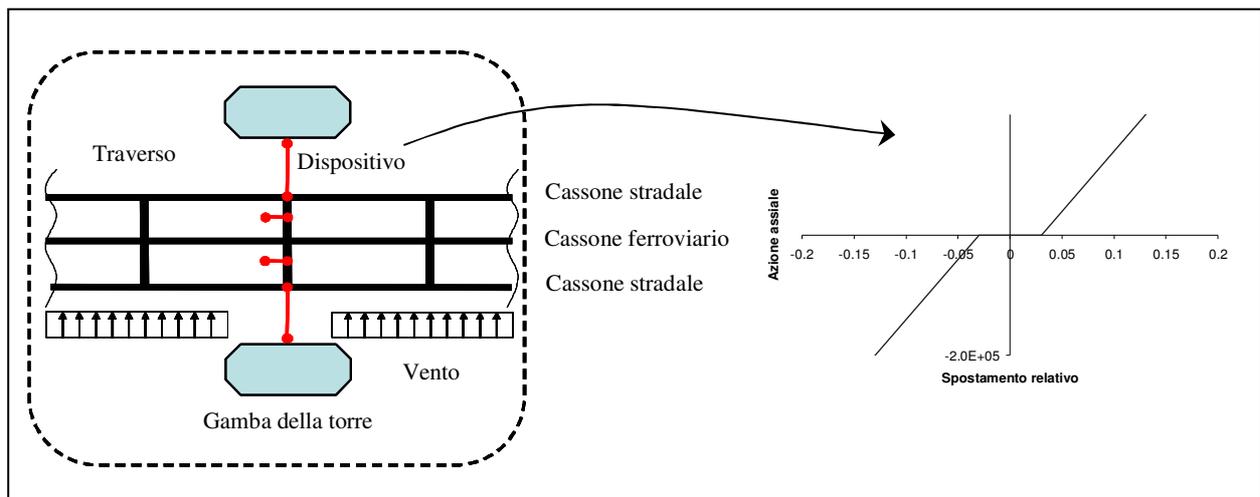
### 6.4.2 Comportamento non lineare nella risposta sismica

Le analisi strutturali sui ponti sospesi di grande luce, devono essere eseguite considerando la non linearità geometrica poiché è grazie al contributo irrigidente dei cavi tesi che la struttura riesce a sorreggere le varie tipologie di carico che gli si presentano. Questo tipo di non linearità è spesso linearizzabile nell'intorno della configurazione di equilibrio, assumendo come rigidità della struttura il valore della rigidità tangente.

Le analisi di sensibilità eseguite nel Capitolo 3, mostrano che le incertezze legate ai parametri meccanici non possiedono un'elevata influenza sulla risposta, essendo questa governata essenzialmente dal comportamento dei cavi principali.

Come evidenziato nel paragrafo precedente, l'analisi delle incertezze diviene interessante quando vi siano delle non linearità marcate che legano le variabili di ingresso alle variabili di uscita. Queste non linearità possono essere fornite dal comportamento meccanico della struttura o possono essere delle non linearità intrinseche al problema analizzato che legano la variabile di ingresso alla variabile di uscita.

In questo paragrafo si esaminerà la risposta ad un'azione sismica di un ponte sospeso di grande luce tenendo conto dell'incertezza legata all'intensità dell'azione stessa. Come struttura di riferimento si assume quella descritta nei capitoli precedenti, utilizzando come elementi di collegamento trasversali tra l'impalcato e le torri dei dispositivi aventi un *gap* di 5 cm.

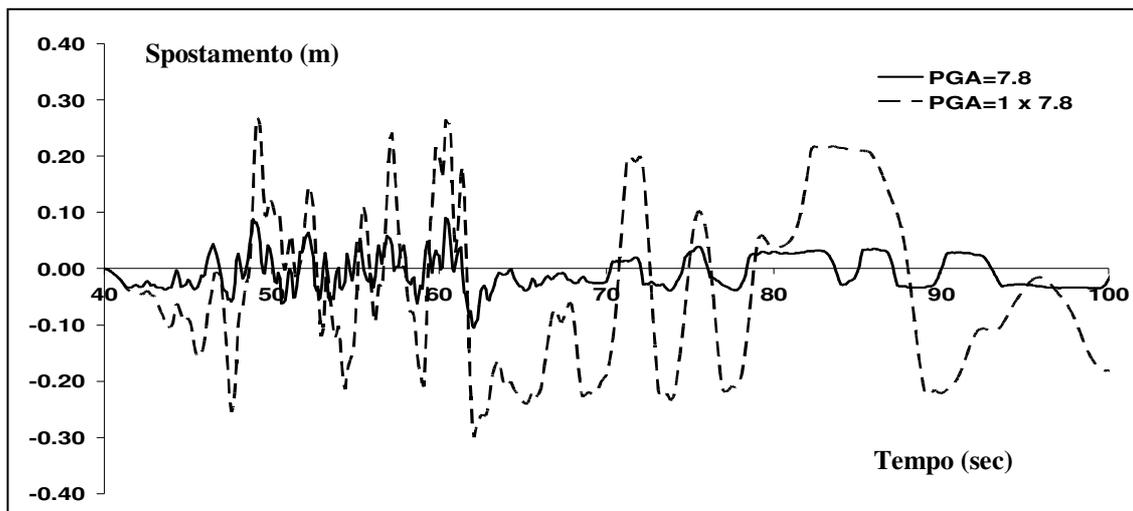


**Figura 6.48:** Schematizzazione dei dispositivi longitudinali e trasversali.

In Figura 6.48 è riproposta un immagine del Capitolo 3 che evidenzia il comportamento non lineari dei dispositivi di ritegno trasversale e longitudinale dell'impalcato. Per quanto riguarda i dispositivi di ritegno longitudinali viene assunto un *gap* di 50 *cm*.

La struttura presenta quindi una non linearità geometrica, dovuta al comportamento non lineare dei cavi ed una marcata non linearità di contatto, per la presenza dei dispositivi di ritegno trasversali che permettono una traslazione libera dell'impalcato di soli 5 *cm*. Chiaramente l'influenza di questa non linearità possiede una grande rilevanza per la parte di struttura nell'intorno delle torri, rilevanza che diminuisce spostandosi verso il centro dell'opera.

Visivamente è possibile mostrare l'importanza delle non linearità in campo sismico eseguendo una prima analisi in cui la massima accelerazione di picco del terreno è posta pari ad  $1 \text{ m/sec}^2$  ed una seconda analisi in cui viene posta pari ad un numero  $n$  volte maggiore, ad esempio  $7.8 \text{ m/sec}^2$ . Se non vi fossero non linearità, nella validità del principio di sovrapposizione degli effetti si potrebbe ricavare la risposta al secondo sisma moltiplicando per il valore di  $n$  la risposta ottenuta dalla prima analisi.



**Figura 6.49:** Non validità del principio di sovrapposizione degli effetti.

La Figura 6.49 rappresenta lo spostamento trasversale dell'impalcato nel punto in corrispondenza con una delle due torri e mostra la non validità del procedimento descritto per la struttura in questione. In particolare si evidenzia come gli spostamenti calcolati utilizzando la sovrapposizione degli effetti siano notevolmente maggiori poiché non tengono conto né dell'aumento dell'effetto irrigidente del sistema di sospensione, né del limite dei 5 *cm* imposto sullo spostamento relativo tra l'impalcato e la torre dai dispositivi di ritegno trasversali.

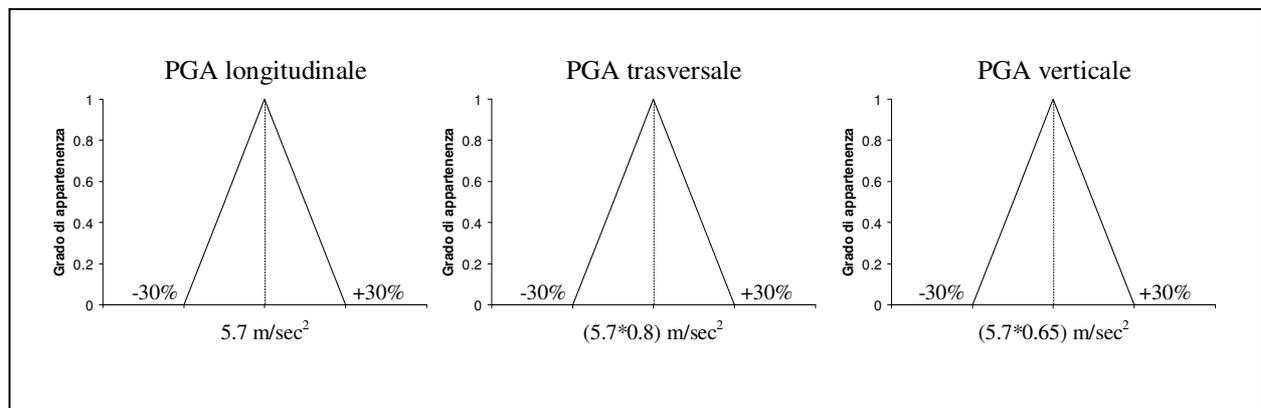
### 6.4.3 Incertezze nella risposta sismica

Come evidenziato nelle analisi sviluppate nel Capitolo 5, l'analisi sismica di un ponte sospeso di grande luce presenta molte aspetti affetti da incertezza. In questo paragrafo si vuole applicare l'analisi fuzzy precedentemente illustrata per modellare l'incertezza relativa all'intensità sismica.

L'analisi sismica viene sempre sviluppata tenendo conto della asincronicità del segnale, assoggettando l'opera ad eccitazioni sismiche differenti a seconda della posizione in cui viene a contatto col terreno, così come indicato nel Capitolo 5.

Le analisi sismiche precedentemente svolte prevedevano l'uso di un'accelerazione di picco in direzione longitudinale di  $1.8$ ,  $2.6$  o  $5.7 \text{ m/sec}^2$  mentre in direzione trasversale ed in direzione verticale sono stati assunti valori pari all'80% e al 65% dell'accelerazione di picco longitudinale.

Si consideri l'evento sismico con una  $PGA$  pari a  $5.7 \text{ m/sec}^2$  in direzione longitudinale. L'incertezza relativa all'intensità di questo evento sismico può essere tenuta in conto fuzzificando le accelerazioni di picco relative alle tre direzioni cartesiane, considerando un'incertezza massima del 30% (Figura 6.50).



**Figura 6.50:** Fuzzificazione delle accelerazioni massime del terreno.

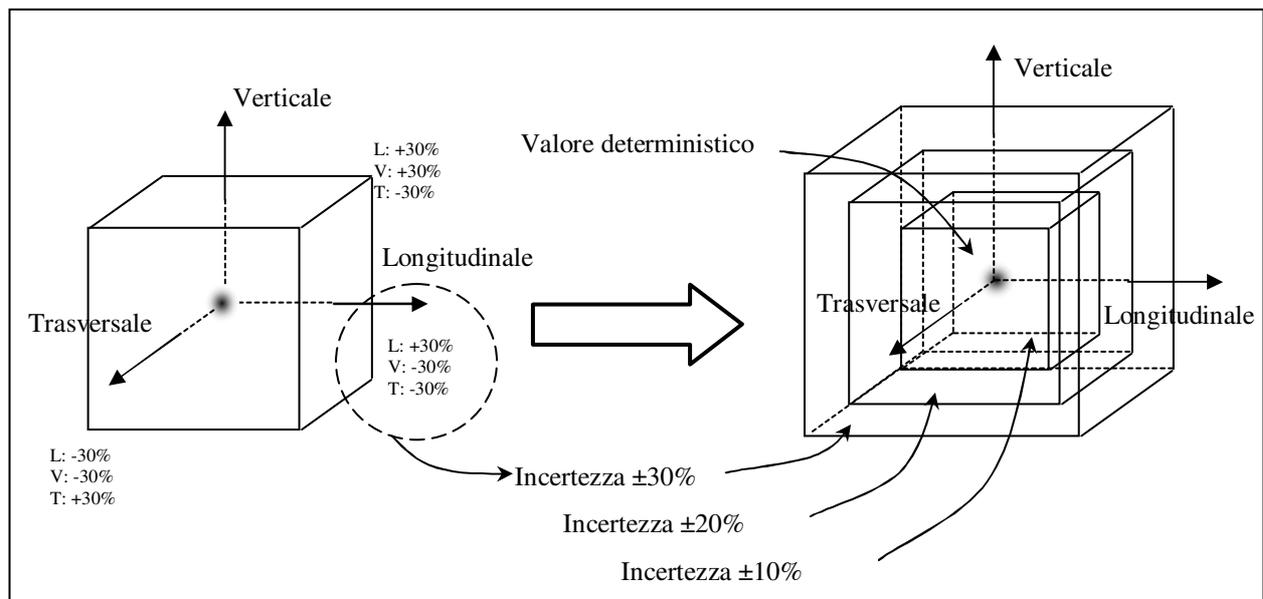
Una volta definite le variabili di uscita, con un procedimento simile a quello illustrato in Figura 6.47 è possibile sviluppare le analisi tenendo conto delle funzioni di appartenenza dell'intensità sismica. A differenza del procedimento illustrato, in questo caso si sono selezionate 3 variabili di ingresso fuzzificate, ognuna delle quali influisce sul comportamento della struttura.

La funzione di appartenenza della generica variabile di uscita viene ancora ricercata sezionando le funzioni di appartenenza delle variabili di input, in particolare vengono considerate le seguenti sezioni:

Livello della sezione sul grado di appartenenza	Grado di incertezza associato
1.00	$\pm 0\%$ (valore deterministico)
0.67	$\pm 10\%$
0.33	$\pm 20\%$
0.00	$\pm 30\%$

**Tabella 6.15:** Livelli delle sezioni eseguite sulle funzioni di appartenenza.

Tuttavia, potendo un'incertezza del 20% in direzione longitudinale essere associata ad un'incertezza di  $\pm 20\%$  in direzione trasversale e  $\pm 20\%$  in direzione verticale, le dimensioni dell'intervallo della funzione di appartenenza della variabile di uscita vanno cercate all'interno di *iper-intervalli*, ognuno associato ad una precisa sezione eseguita sulle funzioni di appartenenza delle variabili di ingresso. Naturalmente, il valore deterministico viene a posizionarsi al centro dell'*iper-intervalli*, mentre le superfici più lontane dal centro sono associate a valori di incertezza superiori (Figura 6.51).



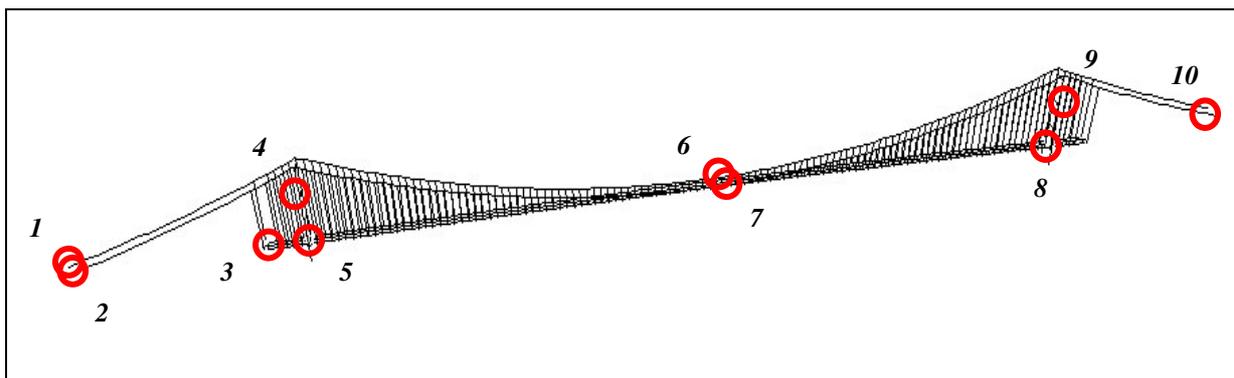
**Figura 6.51:** Iper-intervallo della variabile di uscita.

La dimensione dell'*iper-intervallo* aumenta all'aumentare del numero di variabili in ingresso. In particolare per una variabile fuzzy di ingresso si ha un intervallo uni-dimensionale come quello mostrato in Figura 6.47, per due variabili si deve considerare un intervallo bi-dimensionale, per tre variabili l'intervallo assume la forma solida di un cubo.

Il valore massimo ed il valore minimo presente all'interno dell'*iper-intervallo* costituiscono gli estremi del corrispondente intervallo della funzione di appartenenza della variabile di uscita, secondo quanto illustrato nel Paragrafo 6.4.1

#### 6.4.4 Punti di misura della risposta sismica

La risposta strutturale dell'opera, sottoposta ad eccitazione sismica incerta, viene indagata in alcuni punti, definiti come punti di misura della risposta. Essi sono rappresentati in Figura 6.52.



**Figura 6.52:** Punti di misura della risposta sismica.

In questi punti vengono indagate alcune caratteristiche della risposta riguardanti le sollecitazioni o la cinematica della struttura. Più specificatamente in Tabella 6.16 vengono riassunte le quantità indagate per ogni punto di misura evidenziato in Figura 6.52.

Si è scelto di riprodurre la risposta della struttura nei termini dell'azione assiale nei cavi agli ancoraggi (punti 1, 2, 10), dell'azione assiale nei cavi in mezzogiorno (punto 6), nell'azione assiale nei pendini (punti 4, 9), dello spostamento longitudinale al giunto (punto 3), dello spostamento trasversale e verticale dell'impalcato nella zona delle torri (punti 5, 8) e dello spostamento trasversale e verticale in mezzogiorno del ponte (punto 7).

Per ogni grandezza viene fornita un'etichetta di riferimento, mostrata nella prima colonna della Tabella 6.16 che richiama il punto di misura e la grandezza statica o cinematica indagata.

<b>Punto di misura</b>	<b>Parametro</b>
<i>1 – TC</i>	Azione nel cavo principale
<i>2 – TC</i>	Azione nel cavo principale
<i>3 – LD</i>	Spostamento longitudinale
<i>4 – TH</i>	Azione nel pendino
<i>5 – TD</i>	Spostamento trasversale
<i>5 – VD</i>	Spostamento verticale
<i>6 – TC</i>	Azione nel cavo principale
<i>7 – TD</i>	Spostamento trasversale
<i>7 – VD</i>	Spostamento verticale
<i>8 – TD</i>	Spostamento trasversale
<i>8 – VD</i>	Spostamento verticale
<i>9 – TH</i>	Azione nel pendino
<i>10 – TC</i>	Azione nel cavo principale

**Tabella 6.16:** Grandezze indagate nei vari punti di misura disposti sulla struttura.

Le grandezze riportate in Tabella 6.16 vengono trattate utilizzando le teorie fuzzy in modo da valutare nella risposta anche l'incertezza sui parametri iniziali riguardanti l'intensità sismica. Delle grandezze evidenziate verranno indagati i valori massimi. Tuttavia non è corretto assumere come variabile di uscita del trattamento fuzzy direttamente i valori massimi richiesti, poiché eventi sismici differenti potrebbero fornire valori massimi delle grandezze in istanti temporali differenti. La procedura di fuzzificazione e di defuzzificazione deve tenere in conto l'evoluzione temporale della risposta.

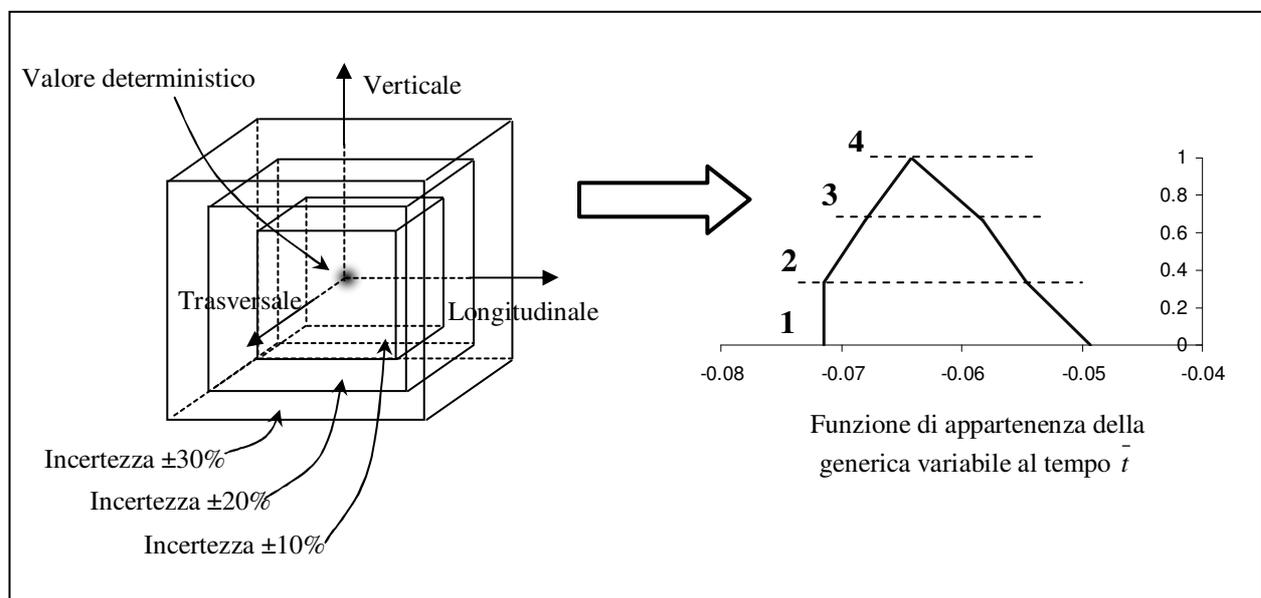
### 6.4.5 Analisi temporale della risposta fuzzy

L'analisi fuzzy eseguita si basa sull'indipendenza delle risposte temporali affette da incertezza, ovvero:

la risposta della struttura sottoposta ad un azione sismica avente un grado di incertezza  $X$  non influisce sulla risposta della struttura quando è sottoposta ad un azione sismica avente un grado di incertezza  $Y$ .

Tuttavia, il procedimento di costruzione della funzione di appartenenza della variabile di uscita deve avvenire con coerenza sui tempi di accadimento. Motivo per cui, la funzione di appartenenza della variabile di uscita deve essere valutata ad ogni passo temporale con il procedimento evidenziato nel Paragrafo 6.4.1.

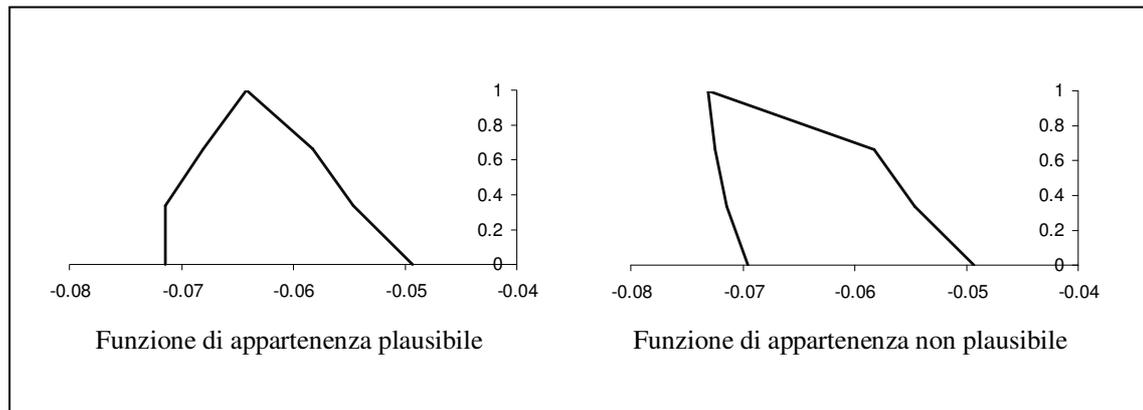
Ad ogni passo temporale, in base ai valori di incertezza adottati sull'intensità dell'evento sismico, è possibile valutare i vari iper-intervalli delle variabili di entrata e procedere nella costruzione per sezioni della funzione di appartenenza della variabile di uscita ad un dato passo temporale (tempo  $\bar{t}$ ).



**Figura 6.53:** Costruzione della funzione di appartenenza della variabile di uscita.

Ad ogni passo temporale, la funzione di appartenenza della variabile di uscita (una qualsiasi grandezza della Tabella 6.16) viene costruita considerando 4 sezioni (intervalli) in relazione ai gradi di appartenenza riportati nella Tabella 6.15. La funzione di appartenenza della variabile di uscita risulta così essere composta da una spezzata di 6 linee formanti una figura

triangolare distorta a seconda dell'importanza dell'incertezza considerata. Da notare che, per come si costruisce la funzione di appartenenza della variabile di uscita, gli intervalli associati ad un grado di appartenenza minore devono sempre comprendere gli intervalli associati ad un grado di appartenenza maggiore. Per cui, in Figura 6.54 la funzione di appartenenza di sinistra risulta plausibile mentre non lo è la funzione di destra.



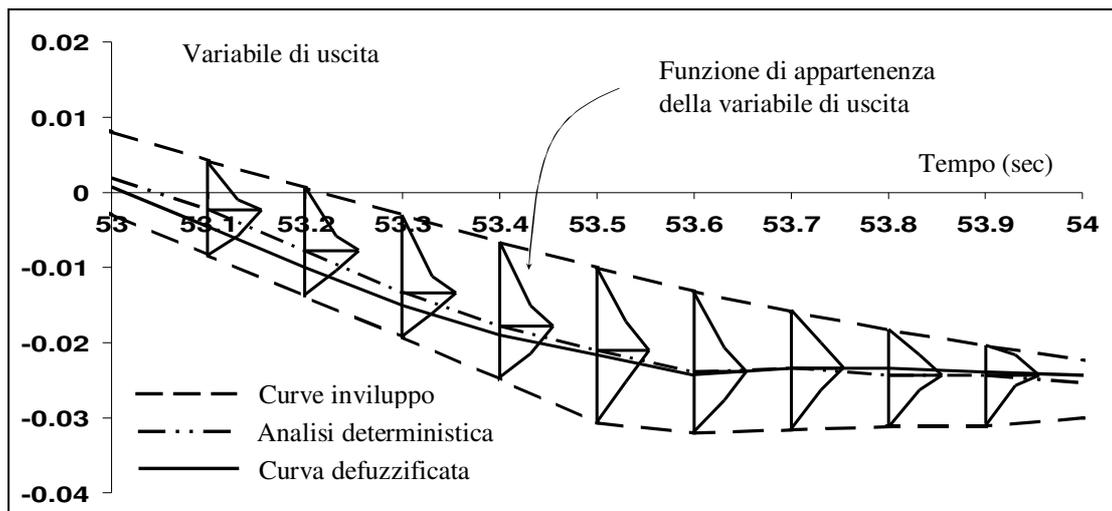
**Figura 6.54:** Funzioni di appartenenza della variabile di uscita, plausibili e non plausibili.

Ad ogni passo temporale dell'analisi è quindi nota la funzione di appartenenza della variabile di uscita. Ad ogni passo temporale è quindi nota la base della funzione di appartenenza della variabile di uscita, che fornisce l'intervallo in cui la risposta strutturale viene a trovarsi per tutti i valori di incertezza precedentemente assunti.

Per questo motivo le curve temporali fornite dall'interpolazione lineare dei punti rappresentativi della base della funzione di appartenenza della variabile di uscita verranno in seguito indicate come curve involuppo della risposta.

Ad ogni passo temporale, la funzione di appartenenza della variabile di uscita può essere defuzzificata utilizzando, ad esempio, il metodo del centro di gravità illustrato nel Capitolo 4. L'interpolazione lineare nel tempo dei punti rappresentativi della variabile defuzzificata rappresenta la risposta della struttura valutata tenendo conto dell'incertezza dei parametri iniziali.

In Figura 6.55 vengono evidenziate le curve involuppo e la curva relativa alla variabile defuzzificata. Da notare che l'interpolazione lineare dei valori della variabile di uscita associati ad un grado di incertezza nullo (grado di appartenenza pari ad 1) forniscono l'andamento della variabile in un'analisi in cui non vi è incertezza sui parametri iniziali.



**Figura 6.55:** Curve inviluppo della risposta e curva defuzzificata.

Dalla Figura 6.56 alla Figura 6.61 vengono riportati i fasci delle curve rappresentanti le risposte strutturali di alcune delle variabili analizzate. I fasci di curve comprendono tutte le analisi eseguite per analizzare l'influenza delle incertezze sui parametri iniziali e da essi vengono ricavate le curve inviluppo e le curve delle variabili defuzzificate riportate dalla Figura 6.62 alla Figura 6.67. Tutte le curve, sia quelle in termini di spostamento sia quelle in termini di azione assiale, rappresentano l'incremento del valore della variabile considerata dovuto all'azione sismica.

Risultano interessanti le curve riportate in Figura 6.57 rappresentanti le storie temporali dello spostamento trasversale dell'impalcato in corrispondenza della torre. L'azione sismica, presente nei primi 40 sec dell'analisi, provoca spostamenti assoluti che raggiungono i 10 cm. Il vincolo di ritegno tra l'impalcato e la torre che consente uno spostamento relativo libero di 3 cm, in questo caso non interviene poiché sia la torre che l'impalcato iniziano ad oscillare in fase. Quando l'evento sismico termina (dopo un tempo di circa 40 sec) la torre tende ad arrestarsi ma l'impalcato continua il suo moto oscillatorio. Il vincolo di ritegno inizia quindi a lavorare bloccando lo spostamento dell'impalcato, dopo i 3 cm di spostamento libero.

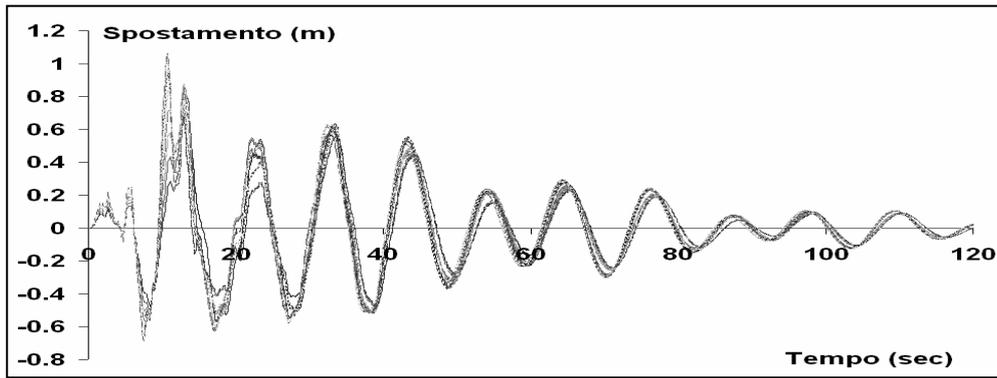


Figura 6.56: Fascio di curve rappresentative di tutte le analisi svolte per il punto di misura 3-LD.

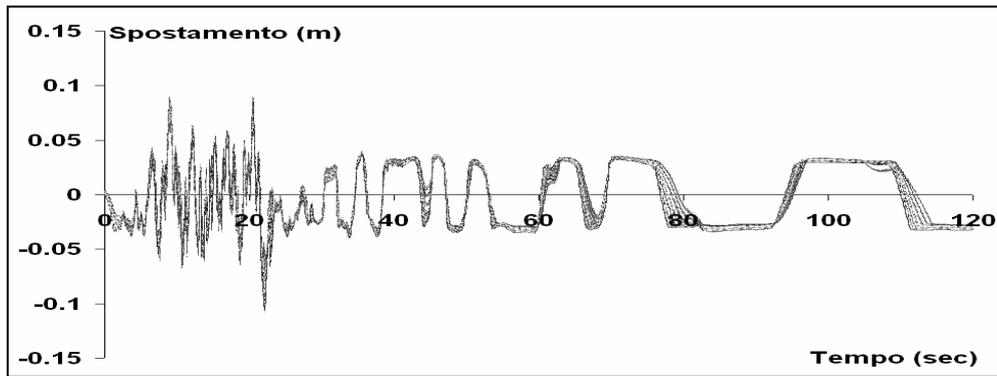


Figura 6.57: Fascio di curve rappresentative di tutte le analisi svolte per il punto di misura 5-TD.

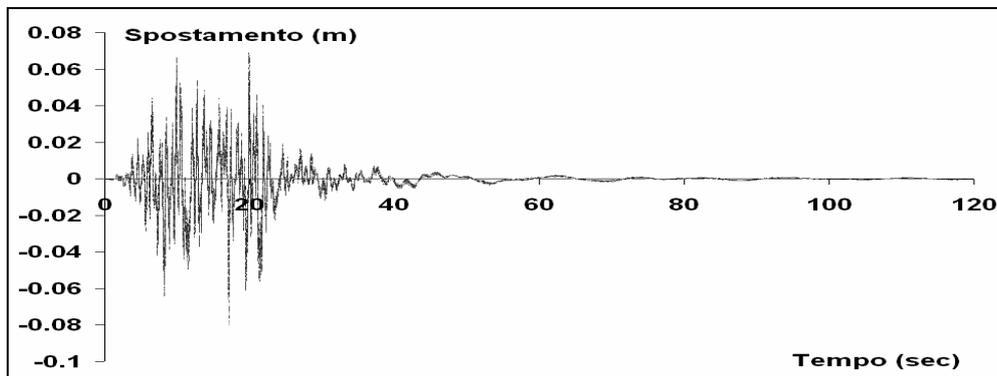
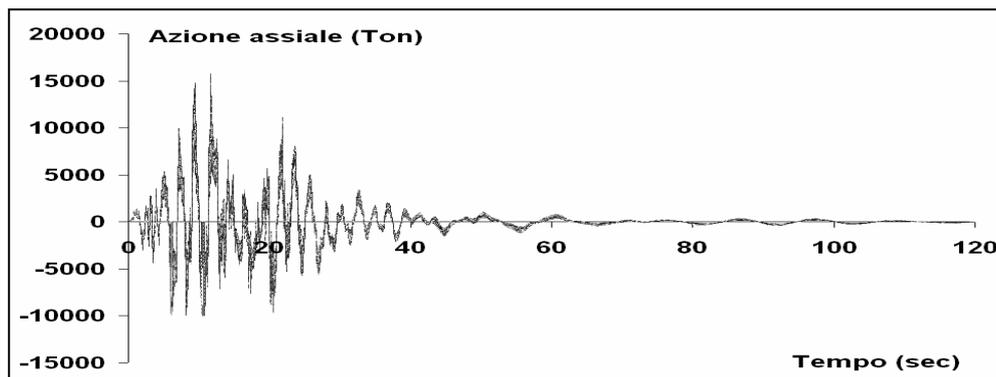
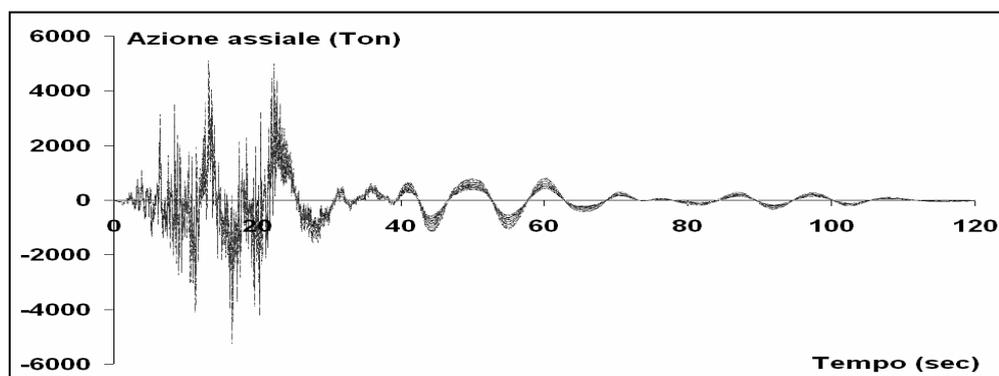


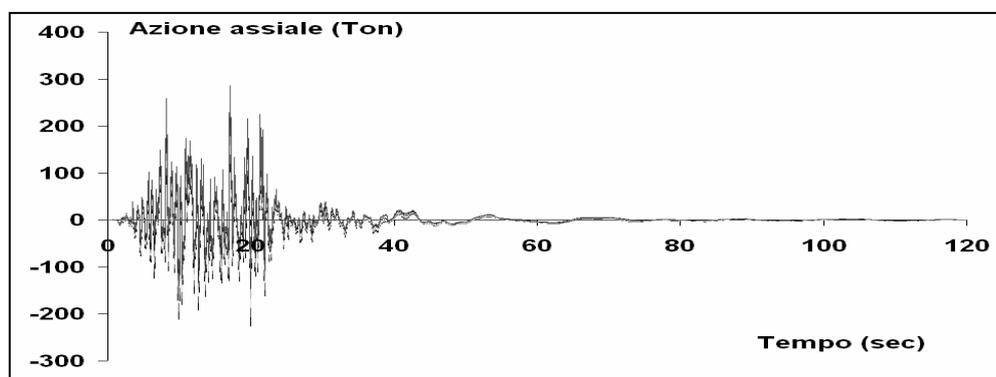
Figura 6.58: Fascio di curve rappresentative di tutte le analisi svolte per il punto di misura 5-VD.



**Figura 6.59:** Fascio di curve rappresentative di tutte le analisi svolte per il punto di misura 1-TC.



**Figura 6.60:** Fascio di curve rappresentative di tutte le analisi svolte per il punto di misura 6-TC.



**Figura 6.61:** Fascio di curve rappresentative di tutte le analisi svolte per il punto di misura 4-TH.

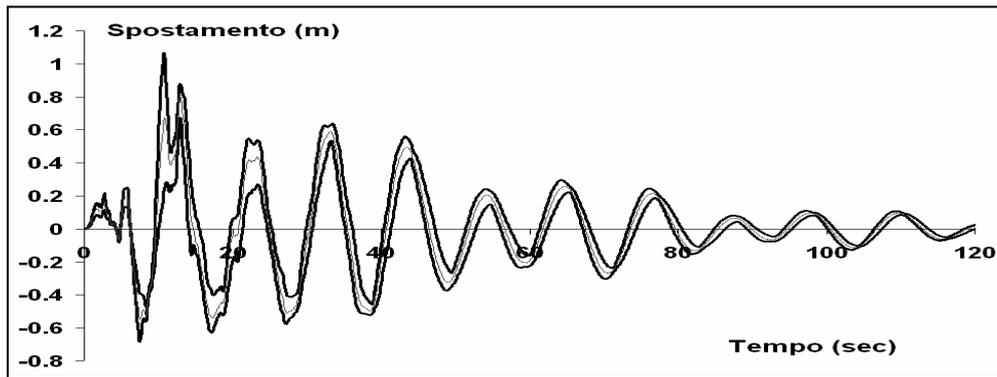


Figura 6.62: Curve involuppo e curva defuzzificata per il punto di misura 3-LD.

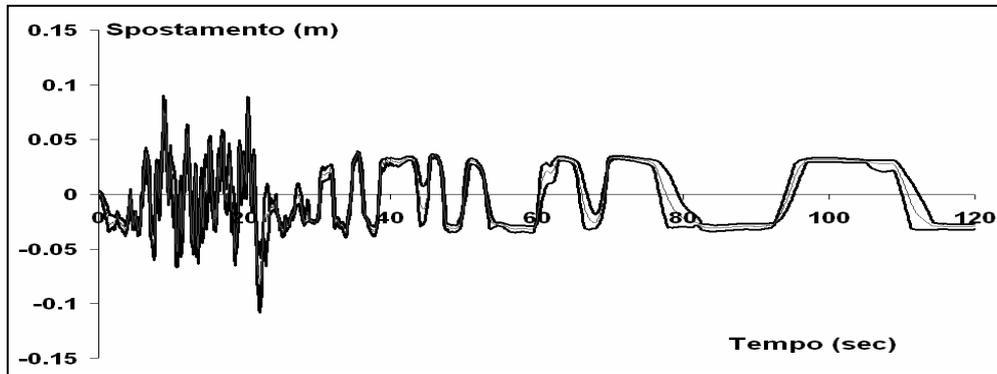


Figura 6.63: Curve involuppo e curva defuzzificata per il punto di misura 5-TD.

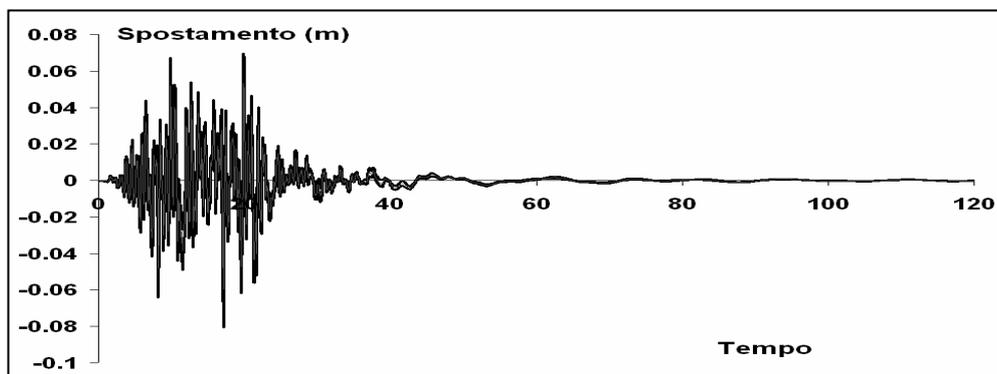


Figura 6.64: Curve involuppo e curva defuzzificata per il punto di misura 5-VD.

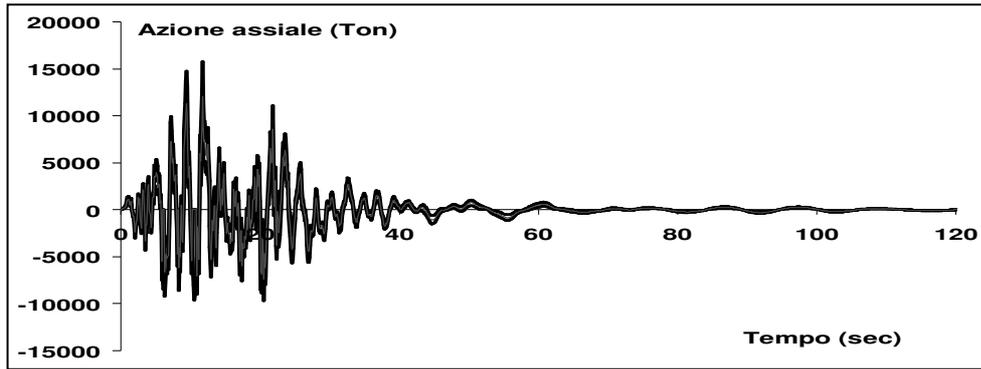


Figura 6.65: Curve involucro e curva defuzzificata per il punto di misura 1-TC.

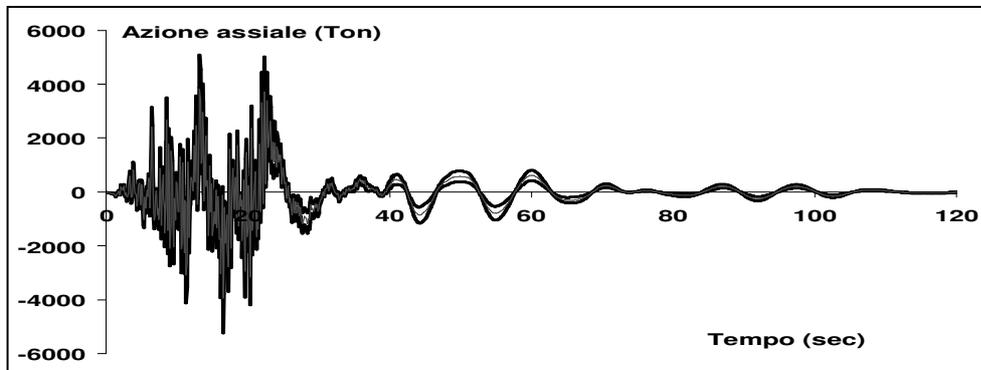


Figura 6.66: Curve involucro e curva defuzzificata per il punto di misura 6-TC.

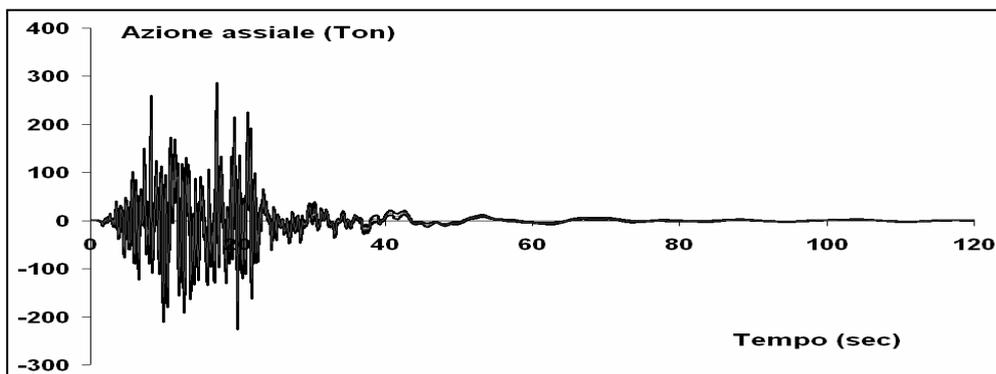
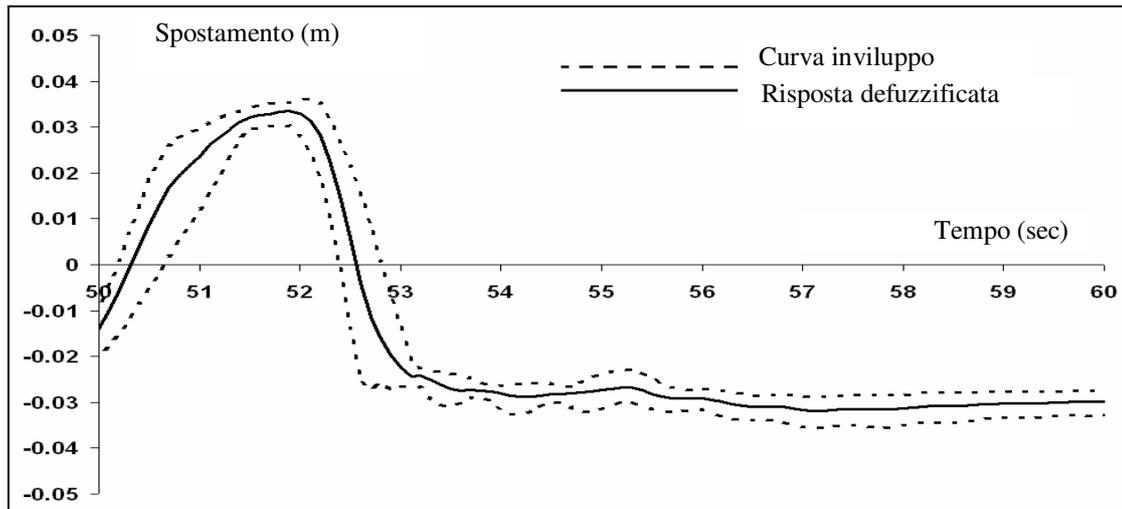


Figura 6.67: Curve involucro e curva defuzzificata per il punto di misura 4-TH.

L'azione assiale presente nel cavo principale dovuta al sisma, è da confrontarsi con l'azione assiale dovuta al peso proprio, di circa *120.000 Ton*. L'evento sismico comporta quindi una sovratensione all'ancoraggio contenuta nel *15%*.

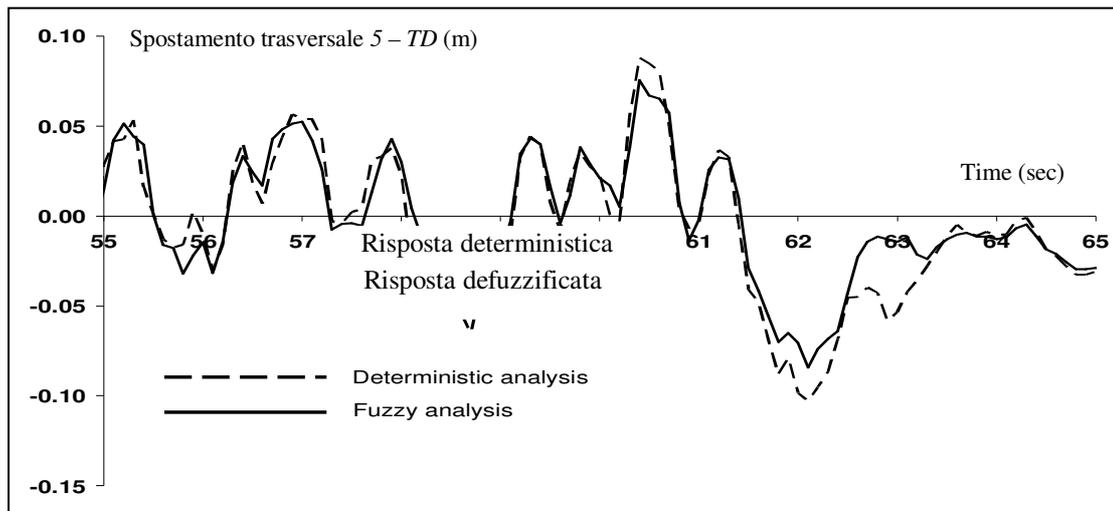
La curva rappresentatrice della variabile defuzzificata, in rosso nei grafici precedenti, risulta chiaramente compresa tra le due curve inviluppo. La sua posizione all'interno di questo intervallo (Figura 6.68) è fornita dal processo di defuzzificazione che tiene in conto l'importanza delle incertezze nella risposta strutturale.



**Figura 6.68:** Ingrandimento della curva di risposta defuzzificata.

All'interno delle curve inviluppo è presente anche la risposta deterministica, associata ad un valore di incertezza nullo. Se il problema strutturale non presenta non linearità, le funzioni di appartenenza delle variabili di uscita risultano amplificate o ridotte da un fattore di scala, rispetto alle funzioni di appartenenza delle variabili di input. In questo caso le variabili di uscita defuzzificate produrrebbero una curva temporale sovrapponibile in ogni punto con la risposta calcolata in assenza di incertezza.

La Figura 6.69, mostra la sovrapposizione di queste due curve per la variabile rappresentante lo spostamento trasversale dell'impalcato nella zona della torre. Come è possibile notare dalla sovrapposizione delle due curve, benché in alcuni punti esse si assomiglino, in altri punti assumono valori molto differenti evidenziando la presenza di non linearità nel comportamento strutturale.



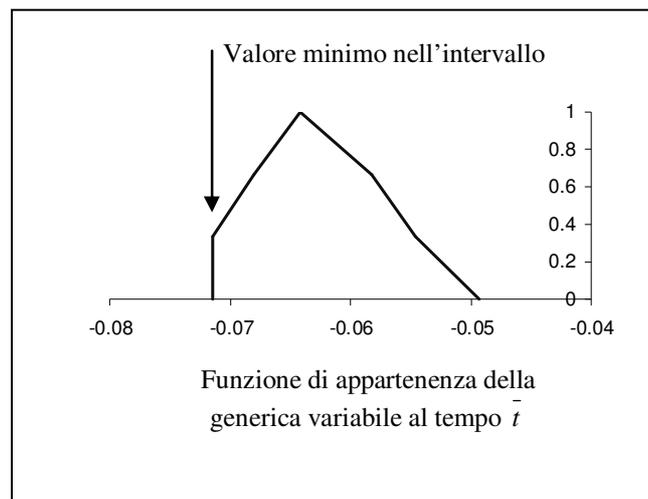
**Figura 6.69:** Confronto tra la risposta deterministica e la risposta defuzzificata.

Tutte le curve di risposta ricavate nei punti di misura selezionati, sono state defuzzificate col metodo del centro di gravità. I valori massimi di tali curve sono riportati in Tabella 6.17. Questi rappresentano gli spostamenti o le sovratensioni massime dovute all'azione sismica di cui si è considerato incerto il valore dell'accelerazione di picco. Naturalmente il procedimento può essere esteso per considerare anche l'incertezza legata ad altri fattori, quali il contributo in frequenza dell'azione sismica o il ritardo della stessa lungo l'opera.

Punto di misura	Parametro	Centro di gravità
1 - TC	Azione nel cavo principale	12020 Ton
2 - TC	Azione nel cavo principale	11990 Ton
3 - LD	Spostamento longitudinale	0.81 m
4 - TH	Azione nel pendino	213 Ton
5 - TD	Spostamento trasversale	0.081 m
5 - VD	Spostamento verticale	0.053 m
6 - TC	Azione nel cavo principale	3815 Ton
7 - TD	Spostamento trasversale	0.64 m
7 - VD	Spostamento verticale	0.62 m
8 - TD	Spostamento trasversale	0.093 m
8 - VD	Spostamento verticale	0.065 m
9 - TH	Azione nel pendino	262 Ton
10 - TC	Azione nel cavo principale	11930 Ton

**Tabella 6.17:** Valori delle variabili nei punti di misura defuzzificati.

Nell'analisi probabilistica eseguita nel Capitolo 5, oltre ai valori medi delle variabili sono stati messi in evidenza anche i frattili delle curve gaussiane. Anche con un procedimento fuzzy è possibile mettere in evidenza delle stime dei valori più conservativi rispetto al valore defuzzificato. Ad esempio, invece di eseguire il procedimento di defuzzificazione che tiene in conto dell'incertezza sia a favore che a sfavore di sicurezza sulle variabili di input, è possibile assumere come variabile di uscita il valore massimo o minimo presente nell'intervallo della funzione di appartenenza della variabile di uscita. Verrà assunto il valore massimo o il valore minimo a seconda se la scelta incrementa o meno la sicurezza (Figura 6.70).



**Figura 6.70:** Valore di uscita della variabile.

In questo modo l'incertezza sulle variabili viene trattata a favore di sicurezza. In Tabella 6.18 i valori delle variabili nei punti di misura vengono calcolati selezionando il massimo valore presente nell'intervallo della funzione di appartenenza della variabile di uscita.

In Tabella 6.19 viene invece riportato l'incremento in termini percentuali dei valori massimi delle variabili calcolate come massimi presenti nell'intervallo di uscita rispetto ai valori massimi delle variabili calcolate con la procedura del centro di gravità della funzione di appartenenza.

Si noti che la maggior parte delle variabili possiede incrementi molto vicini al valore del 30%, pari alla massima incertezza che era stata assegnata alle variabili di ingresso. Tuttavia l'azione assiale nel cavo possiede un aumento superiore al 30% segno di una piccola amplificazione non lineare dell'intervallo di uscita rispetto all'incertezza iniziale. I valori di spostamento trasversale nella zona delle torri possiedono invece delle notevoli riduzioni sull'intervallo di uscita (gli incrementi sono dell'ordine del 15%) dovuto alla presenza dei ritegni

trasversali che limitano il valore dello spostamento libero a 3 cm, qualsiasi sia l'incertezza sui dati di input. Discorso analogo per lo spostamento longitudinale.

Punto di misura	Parametro	Centro di gravità	Massimo nell'intervallo
1 – TC	Azione nel cavo principale	12020 Ton	15780 Ton
2 – TC	Azione nel cavo principale	11990 Ton	15680 Ton
3 – LD	Spostamento longitudinale	0.81 m	1.0 m
4 – TH	Azione nel pendino	213 Ton	286 Ton
5 – TD	Spostamento trasversale	0.081 m	0.090 m
5 – VD	Spostamento verticale	0.053 m	0.070 m
6 – TC	Azione nel cavo principale	3815 Ton	5097 Ton
7 – TD	Spostamento trasversale	0.64 m	0.83 m
7 – VD	Spostamento verticale	0.62 m	0.84 m
8 – TD	Spostamento trasversale	0.093 m	0.110 m
8 – VD	Spostamento verticale	0.065 m	0.085 m
9 – TH	Azione nel pendino	262 Ton	341 Ton
10 – TC	Azione nel cavo principale	11930 Ton	15325 Ton

**Tabella 6.18:** Valori delle variabili nei punti di misura associati alla massima incertezza.

Punto di misura	Parametro	Incremento
1 – TC	Azione nel cavo principale	31%
2 – TC	Azione nel cavo principale	31%
3 – LD	Spostamento longitudinale	23%
4 – TH	Azione nel pendino	34%
5 – TD	Spostamento trasversale	11%
5 – VD	Spostamento verticale	32%
6 – TC	Azione nel cavo principale	34%
7 – TD	Spostamento trasversale	30%
7 – VD	Spostamento verticale	35%
8 – TD	Spostamento trasversale	18%
8 – VD	Spostamento verticale	31%
9 – TH	Azione nel pendino	30%
10 – TC	Azione nel cavo principale	28%

**Tabella 6.19:** Incremento percentuale del valore della variabile massimo nell'intervallo ed il valore defuzzificato.

# *Conclusioni*

La tesi svolta affronta il problema dell'analisi e della progettazione di strutture complesse quali i ponti sospesi di grande luce. Nei primi capitoli viene inquadrato il problema della progettazione come un ragionamento di tipo abduttivo in cui, noto uno stato finale (prestazioni dell'opera) deve essere ricercato quello stato di cose (struttura) in grado di realizzarlo. La progettazione viene quindi scomposta in varie fasi e si è mostrato come la prima fase sia di fondamentale importanza perché da essa devono scaturire le differenti scelte progettuali che saranno in seguito vagliate alla luce dei requisiti richiesti dall'utente finale.

L'organizzazione delle informazioni gioca un ruolo fondamentale per la comprensione e la governabilità del problema, specialmente al riguardo delle azioni e delle prestazioni che la struttura deve garantire. L'informazione deve essere raccolta in vari modi ed organizzata in opportuni diagrammi gerarchici, in modo che il progettista abbia una chiara visione della complessità del problema e possa effettuare le scelte decisionali con maggior consapevolezza. Le scomposizioni presentate nel secondo capitolo hanno fondamentalmente questo scopo.

Le decisioni del progettista si devono basare su dei risultati quantitativi, per questo è di fondamentale importanza lo sviluppo di simulazioni numeriche atte a mostrare il comportamento della struttura nel modo più accurato possibile.

In un campo dove le incertezze sono ovunque presenti (nelle modellazioni matematiche, nelle approssimazioni dei codici di calcolo, nei ragionamenti umani e nella struttura stessa) il ruolo della modellazione e della consapevolezza dei risultati numerici è determinante per la buona riuscita di una simulazione. Nel terzo capitolo la modellazione strutturale viene introdotta come aspetto particolare della categoria più ampia delle rappresentazioni mettendo in evidenza gli aspetti di concretezza e di completezza e arrivando a definire la necessità di modellazioni su più livelli di dettaglio. Aspetto centrale del capitolo è il ruolo delle approssimazioni, degli errori numerici e degli errori umani di ragionamento. La tesi si sofferma soprattutto su questi ultimi, analizzando le diverse cause di errori di ragionamento umano che sono sempre possibili durante una simulazione numerica.

Ponendo l'accento sulle approssimazioni dei modelli di calcolo, dei codici di calcolo e dei modi di ragionare, appare evidente che una modellazione numerica robusta deve essere basata su di una meta-modellazione. Diverse modellazioni devono quindi essere pianificate, con lo scopo di esplorare il comportamento del modello al riguardo delle svariate incertezze in gioco.

In una struttura complessa come un ponte sospeso, la complessità nasce sia dalla presenza di fenomeni non lineari, interazioni e incertezze nel comportamento meccanico della struttura,

ma anche dall'elevato numero di gradi di libertà dei modelli necessari per ottenere una risposta di carattere globale. L'eccessivo tempo di calcolo è, anche al giorno d'oggi, un impedimento per il progettista che volesse eseguire delle analisi esaustive sull'opera rispetto alle tipologie di carico, in modo da possedere dati certi sull'effettiva deformabilità della struttura.

In questo contesto i metodi dell'intelligenza artificiale e di *soft-computing* trovano ampia applicazione e contribuiscono ad aumentare l'affidabilità dei risultati. I metodi di *soft-computing* sono particolarmente utili per introdurre flessibilità in sistemi artificiali, e sono caratterizzati da un'elevata robustezza numerica. Il termine *soft-computing* fu difatti introdotto da Zadeh nel 1965, in riferimento a quei metodi computazionali tolleranti rispetto all'imprecisione e all'incertezza ed in grado di ottenere trattabilità e robustezza a bassi costi computazionali. Al giorno d'oggi le tecniche di *soft-computing* raggruppano la logica fuzzy, le reti neurali, gli algoritmi evolutivi, i metodi di apprendimento e il ragionamento probabilistico.

La possibilità di automatizzare l'esecuzione di alcuni codici di calcolo, tra cui l'ADINA, il LUSAS ed il SAP2000 utilizzati nel presente lavoro, porta quindi alla possibilità di utilizzare le tecniche di *soft-computing* accoppiate con codici di calcolo commerciali di grande diffusione.

Nell'applicazione dei metodi di *soft-computing* si è mostrato come con l'utilizzo di una rete neurale multistrato sia possibile risolvere un problema di identificazione, trasportando parte della conoscenza presente in un modello numerico raffinato ma oneroso (modello dell'impalcato costruito con elementi finiti di guscio) all'interno di un modello di più immediata applicabilità (modello ad elementi finiti di trave). Il modello globale dell'opera risulta in questo modo notevolmente arricchito, poiché possiede al suo interno informazioni derivanti da una modellazione di classe più concreta.

La tesi mostra che l'utilizzo di una formulazione genetica, permette di caratterizzare la deformabilità dell'opera in maniera più robusta, definendo le condizioni di carico peggiori tramite un procedimento di ottimizzazione. L'esplorazione dell'algoritmo genetico durante le sue fasi evolutive porta ad un affinamento della conoscenza sulle prestazioni in quanto le zone di massimo interesse vengono esplorate più a lungo. Le curve di involucro, ottenibili come sottoprodotto dell'esplorazione genetica, risultano strumenti di elevato interesse per il progettista poiché mettono in luce delle informazioni di carattere globale sull'opera.

Infine la tesi considera l'incertezza legata alla definizione dell'input sismico e mostra e mostra come le tecniche di analisi fuzzy possano essere efficacemente utilizzate per incrementare l'affidabilità dei risultati. Considerando l'incertezza relativa all'intensità dell'input sismico, riassunta in tre variabili fuzzy, viene mostrato come sia possibile risalire ad una risposta strutturale sfumata ed estrarre i valori deterministici di interesse progettuale.

# *Riferimenti bibliografici*

[Al-Hakim 2000]	Al-Hakim L., Kusiak A. & Mathew J., 2000. A graph-theoretic approach to conceptual design with functional perspective, <i>Computer-Aided Design</i> , Vol. 32, pp. 867-875.
[Alessi 1993]	Alessi R., Diotallevi P.P., Poluzzi R., Guiducci M.F., Radogna E.F., Calcerano G., Collari B. & Maliardi L., 1993. Sperimentazione dinamica ed identificazione strutturale: premesse teoriche, tecniche operative. Esempi di applicazione ad opere infrastrutturali, <i>Atti delle Giornate AICAP 1993</i> .
[Arangio 2004]	Arangio S., 2004. <i>Risoluzione di problemi strutturali diretti ed inversi mediante tecniche euristiche</i> . Tesi di Laurea in Ingegneria Civile, Università degli Studi di Roma "La Sapienza", Relatore Prof. Franco Bontempi – Correlatore Ing. Luca Sgambi.
[Archer 1969]	Archer L.B., 1969. <i>The Structure of the Design Process</i> , in <i>Design Methods in Architecture</i> , Lund Humphries, London.
[Augusti 2000]	Augusti G. & Ciampoli M., 2000. Heritage Buildings and Seismic Reliability Progress, <i>Structural Engineering and Materials</i> , Vol. 2, No. 2, pp. 225-237.
[Babuska 1998]	Babuska R., 1998. Fuzzy modeling: principles, methods and applications, in <i>Fuzzy Logic Control – Advances in Methodology</i> , World Scientific, pp. 187-218.
[Barker 1999]	Barker R., Meehan A. & Tranter I., 1999. A Knowledge-Level Model for Concurrent Design, <i>Applied Intelligence</i> , Vol. 10, pp.113-122.
[Barton 2001]	Barton R.R., Limayem F., Meckesheimer M. & Yannou B., 2001. <i>Using Metamodels for Modelling the Propagation of Design Uncertainties</i> , <i>AIAA Journal</i> , Vol. 39, pp. 1950-1959.
[Bateson 1979]	Bateson G., 1979, <i>Mind and Nature, A Necessary Unity</i> . Edizione Italiana Adelphi, Milano, 1984.
[Bathe 1996]	Bathe K.J., 1996. <i>Finite Element Procedures</i> . Prentice-Hall, New Jersey.
[Becker 2002]	Becker A.A., 2002. <i>Understanding non-linear finite element analysis through illustrative benchmarks</i> , pubblicazione NAFEMS.
[Belhe 1996]	Belhe U. & Kusiak A., 1996. Quality function Deployment: A Practitioner's Approach, <i>Quality and Reliability Series</i> , Vol. 21, Dekker, New York.
[Belytschko 2001]	Belytschko T., Kam Liu W. & Moran B., 2001. <i>Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures</i> . John Wiley & Sons, Chichester, England.
[Bergmann 1990]	Bergmann M., Moor J., & Nelson J., 1990. <i>The Logic Book</i> . Second Edition, McGraw-Hill.

[Bethke 1980]	Bethke A.D., 1980. <i>Genetic Algorithms as Function Optimizers</i> . Tesi di PhD, University of Michigan, Ann Arbor.
[Betti 1993]	Betti R., Abdel-Ghaffar A.M. & Niazy A.S., 1993. Kinematic soil-structure interaction for long-span cable-supported bridges, <i>Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics</i> , Vol. 22, pp. 415-430.
[Biondini 2000/a]	Biondini F., 2000. <i>Strutture da ponte soggette ad azioni di tipo sismico. Modellazione ed ottimizzazione</i> . Tesi di Dottorato in Ingegneria Sismica, Politecnico di Milano, Relatori Proff. Francesco Martinez y Cabrera, Maria Adelaide Parisi.
[Biondini 2000/b]	Biondini F., Bontempi F. & Malerba P.G., 2000. Fuzzy Theory and Genetically-Driven Simulation in the Reliability Assessment of Concrete Structures, <i>Proceedings of 8-th ASCE Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability</i> , Notre Dame, July 24-26, 2000.
[Blockley 1980]	Blockley D.I., 1980. <i>The nature of structural design and safety</i> , Ellis Horwood Limited.
[Bonet 2001]	Bonet B. & Geffner H., 2001. Planning and control in artificial intelligence, <i>Applied Intelligence</i> , Vol. 14, pp. 237-252.
[Bontempi 1996]	Bontempi F. & Malerba P.G., 1996. Il controllo della formulazione tangente per la soluzione di problemi strutturali non lineari, <i>Studi e Ricerche</i> , Vol.17, Scuola di Specializzazione "F.lli Pesenti", Politecnico di Milano.
[Bontempi 1998/a]	Bontempi F. & Faravelli L., 1998. Lagrangian/Eulerian Description of a Dynamic System, <i>ASCE, Journal of Engineering Mechanics</i> , Vol.8, pp.901-911.
[Bontempi 1998/b]	Bontempi F., Biondini F. & Cervoni G., 1998. Soft-Computing Techniques for Damage Evaluation of Truss Structures, <i>Proceedings of Fifth Pacific Structural Steel Conference PSSC'98</i> , Seoul Korea, pp.1193-1198.
[Bontempi 2000]	Bontempi F., Biondini F. & Malerba P.G., 2000. The Search for Structural Schemes by using Optimality Criteria and Soft-Computing Techniques, <i>Proceedings of Structural Morphology Conference</i> , Delft, The Netherlands.
[Bontempi 2004]	Bontempi F., Catallo L. & Sgambi L., 2004. Performance-based design and analysis of the Messina Strait Bridge, <i>Proceedings of ASRANET 2004</i> , Barcelona, Spain.
[Borsoi 1985]	Borsoi L. & Ricard A., 1985. A Simple Accelerogram Correction Method to Prevent Unrealistic Displacement Shift. <i>Proceedings of the 8th SMIRT Conference</i> , Brussels.
[Brasile 2003]	Brasile S., Formica G. & Casciaro R., 2003. <i>Modellazione FEM di pannelli 3D secondo un approccio iterativo multilivello</i> . Laboratorio di Meccanica Computazionale, Report No. 33.

[Bruno 2002]	Bruno L. & Mancini G., 2002. Importance of Deck Details in Bridge Aerodynamics. <i>Structural Engineering International</i> , Vol. 12, No. 4, pp. 289-294.
[Buchler 1955]	Buchler J., 1955. <i>Philosophical Writings of Peirce</i> . Dover, New York.
[Calzona 1998]	Calzona R., 1998. Il ponte sullo Stretto di Messina: dal progetto alla realizzazione – Aspetti tecnici, <i>Atti del Convegno Il ponte sullo Stretto di Messina: dal progetto alla realizzazione</i> , Centro Culturale Calabrese, Roma.
[Calzona 2001]	Calzona R. & Bontempi F., 2001. Remarks on the approval process of design of structures provided with innovative anti-seismic system in Italy, <i>Proceedings of the Seventh International Seminar on seismic isolation, passive energy dissipation and active control of vibration of structures</i> , Assisi.
[Catallo 2004/a]	Catallo L., Bontempi F., Biondini F. & Frangopol D.M., 2004. Robust reliability-based design optimization of suspension bridges, <i>Proceedings of PSAM 7 - ESREL'04</i> , Berlino.
[Catallo 2004/b]	Catallo L., Sgambi L. & Silvestri M., 2004. General aspects of the structural behavior in the Messina Strait Bridge design, <i>Proceedings of the ISEC02 Conference</i> , Rome.
[Cauvin 1995]	Cauvin A., 1995. “Top Down” Procedure Using Neural Networks for Preliminary Structural Design. <i>Proceeding of the IEA/AIE 1995</i> . Melbourne, Australia.
[Cauvin 1998]	Cauvin A., Passera R. & Stagnitto G., 1998. Integration of expert systems in a structural design office. <i>AI in Structural Engineering</i> , pp. 411-423.
[Chandler 2001]	Chandler M. & Lam N., 2001. Performance-Based Design in earthquake engineering: a multidisciplinary review. <i>Engineering Structures</i> , Vol. 23, pp. 1525-1543.
[Charniak 1985]	Charniak E. & McDermott D., 1985. <i>Introduction to Artificial Intelligence</i> . Addison-Wesley, Reading, MA.
[Ciampoli 1995]	Ciampoli M. & Pinto P.E., 1995. Effects of Soil-Structure Interaction on Inelastic Seismic response of Bridge Piers. <i>ASCE Journal of Structural Engineering</i> , Vol. 121, No. 5, pp.806-814
[Ciancarini 2001]	Ciancarini P., 2001. <i>Appunti su Scacchi e Matematica</i> , Dipartimento di Scienze dell’Informazione dell’Università di Bologna.
[Chiang 2000]	Chiang W., Liu F.R.K. & Lee J., 2000. Bridge Damage Assessment Through Fuzzy Petri Net Based Expert System, <i>Journal of Computing in Civil Engineering</i> , Vol. 14, No. 2, pp. 141-149.

[Cipolla 2004]	Cipolla E., 2004. <i>Analisi ed ottimizzazione del controllo passivo dei ponti sospesi nei riguardi dell'azione sismica</i> . Tesi di Laurea in Ingegneria Civile, Università degli Studi di Roma "La Sapienza", Relatore Prof. Franco Bontempi, Correlatore Ing. Luca Sgambi.
[Cirstea 2002]	Cirstea M.N., Dinu A., Khor J. & McCormick M., 2002. <i>Neural and Fuzzy Logic Control of Drives and Power Systems</i> , Elsevier Science Ltd., Oxford, UK.
[CNR 10024/86]	CNR 10024, 1986. <i>Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo</i> .
[Colla 2003]	Colla V., Vannucci M., Allotta B. & Malvezzi M., 2003. Estimation of train speed via neuro-fuzzy techniques, <i>Proceedings of IWANN 2003 Conference</i> , Menorca.
[Comincioli 1995]	Comincioli V., 1995. <i>Analisi numerica, metodi, modelli, applicazioni</i> . Mc-Graw Hill, Milano.
[Cook 1995]	Cook R.D., 1995. <i>Finite Element Modeling for Stress Analysis</i> , John Wiley & Sons, New York.
[Crocombe 2002]	Crocombe A.D., 2002. <i>How to tackle non-linear finite element analysis</i> , pubblicazione NAFEMS.
[Cybenko 1988]	Cybenko G., 1988. <i>Continuos valued neural networks with two hidden layers are sufficient</i> . Rapporto Tecnico, Department of Computer Science, Tuft University, Medford, MA.
[Cybenko 1989]	Cybenko G., 1989. Approximation by superpositions of a sigmoidal function. <i>Mathematics of Control, Signal and Systems</i> , Vol. 2, pp. 303-314.
[D'Asdia 1993]	D'asdia P., Materazzi A.L. & Radogna E.F., 1993. Non-linear model of wind-induced vibrations of slender structures with circular cross-section. <i>Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics</i> , Vol. 48, No. 2-3.
[D'Asdia 1998]	D'Asdia P. & Sepe V., 1998. Aeroelastic instability of long span suspended bridges: a multi-mode approach, <i>Journal of Wind Engineering &amp; Industrial Aerodynamics</i> , Vol. 74-76, pp. 849-857.
[DeAngelis 2000]	De Angelis M., Sepe V. & Vestroni F., 2000. Identificazione dei parametri modali di una struttura eccitata alla base, <i>Ingegneria Sismica</i> , Vol. 3, pp. 42-50.
[DalleMolle 2003]	Dalle Molle F., 2003. <i>Problemi di instabilita' e complessita' geometrica nei ponti a cassone in acciaio</i> , Tesi di Laurea in Ingegneria Civile, Università degli Studi di Roma "La Sapienza", Relatore Prof. Franco Bontempi.
[Davis 2001]	Davis P.K., 2001. Exploratory Analysis Enabled by Multiresolution, Multiperspective Modeling, <i>Proceedings of the 2000 Winter Simulation Conference</i> .

[Davis 2003]	Davis P.K. & Bigelow J.H., 2003. <i>Motivated Metamodels: Synthesis of cause-effect reasoning and statistical metamodeling</i> , United States Air Force, Santa Monica, CA.
[DeJager 2001]	De Jager P., 2001. Reversals and Decomposition, <i>Innovative Leader</i> , Vol. 10.
[DelMonaco 2002]	Del Monaco C.L., 2002. <i>Analisi strutturale con elaboratore elettronico a supporto del Performance-Based Design di un ponte sospeso di grande luce</i> , Tesi di Master di II livello in Costruzioni in Cemento Armato, Politecnico di Milano, Relatore Prof. Franco Bontempi, Correlatore Ing. Luca Sgambi.
[DeMarco 1979]	De Marco T., 1979. <i>Structured Analysis and System Specification</i> , Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
[Dennet 1985]	Dennet D. & Hofstadter D., 1985. <i>L'io della mente</i> , Adelphi, Milano.
[DeRouin 1991]	DeRouin E., Brown J., Beck H., Fausett L. & Schneider M., 1991. Neural Network Training and Unequally Represented Classes. In <i>Intelligent Engineering Systems through Artificial Neural Networks</i> , a cura di Dagli C.H., Kumara S.R.T. & Shi Y.C., ASME Press, pp. 135-141.
[Downes 1995]	Downes Stephen, 1995. <i>Stephen's guide to the logical fallacies</i> . <a href="http://datanation.com/fallacies/">http://datanation.com/fallacies/</a>
[Driankov 1993]	Driankov D., Hellendorn H. & Reinfrank M., 1993. <i>An introduction to fuzzy control</i> , Springer-Verlag.
[Easterling 1999]	Easterling, R.G., 1999. <i>A Framework for Model Validation</i> , Report of Sandia National Laboratories.
[Eccles J.C. 1994]	Eccles J.C., 1994. <i>Evolution du cerveau et création de la conscience</i> , Flammarion.
[Edelman 1993]	Edelman G.M., 1993. <i>Sulla materia della mente</i> , Adelphi, Milano.
[Everard 2003]	Everard J., 2003. <i>Introduction to Vladimir Propp</i> . <a href="http://lostbiro.com/Theorists/propp.html">http://lostbiro.com/Theorists/propp.html</a>
[Fausett 1994]	Fausett L., 1994. <i>Fundamental of Neural Networks</i> , Englewood Cliffs, NJ, Prentice-Hall.
[Felippa 1995]	Felippa C.A. & Haugen B.J., 1995. From the individual element test to finite element templates: evolution of the patch test, <i>International Journal of Numerical Methods in Engineering</i> , Vol. 38, pp. 199-229.
[Ferencz 1998]	Ferencz R.M. & Hughes T.J.R., 1998. Iterative finite element solutions in nonlinear solid mechanics, <i>Handbook of Numerical Analysis</i> , Vol. 5, <i>Numerical Methods for Solids</i> , a cura di Ciarlet P.G. & Lions J.L., North-Holland.

[Ferrari 1997]	Ferrari P. & Savoia M., 1997. Stima della resistenza caratteristica del calcestruzzo nell'ambito della teoria dei numeri sfocati, <i>Atti delle Giornate AICAP '97</i> , Roma, pp. 175-184.
[Flood 2001]	Flood I., 2001. Neural networks in civil engineering: a review, <i>Proceedings of the Civil and Structural Engineering Computing 2001</i> .
[Floreato 1996]	Floreato D. & Mattiussi C., 1996. <i>Manuale sulle reti neurali</i> . Il Mulino.
[Floren 2001]	Floren A. & Mohammadi J., 2001. Performance-Based Design Approach in Seismic Analysis of Bridges. <i>Journal of Bridge Engineering</i> , Vol. 6-1, pp. 37-45.
[Forouraghi 2000]	Forouraghi B., 2000. A Genetic Algorithm for Multiobjective Robust Design, <i>Applied Intelligence</i> , Vol. 12, pp.151-161.
[Forzano 1998]	Forzano P. & Castagna P., 1998. <i>Dal disegno dei grafi all'analisi strutturata dei problemi</i> , Franco Angeli Editore.
[Fusco 1993]	Fusco A. & Cervera M., <i>Coupled Solid/Pore Fluid Problems Solved by Finite Element</i> , Monografia CIMNE N.22 Barcellona, Spain.
[Gabbay 1998]	Gabbay D.M., 1998. Soft computing, labels and granulation, <i>Soft Computing</i> , Vol. 2, pp. 12-13.
[Gabbay 1999]	Gabbay D.M., d'Avila Garzez A., Broda K. & Souza A.F., 1999. Knowledge Extraction from Trained Neural Networks: a position paper, <i>Proceedings of 6th IEEE International Conference on Neural Information Processing</i> , Vol. II, pp. 685-691, Perth, Australia.
[Gabbay 2004]	Gabbay D.M., d'Avila Garzez A. & Lamb L., 2004. Argumentation Neural Networks. <i>Proceedings of 11th International Conference on Neural Information Processing</i> , Calcutta, India.
[Galle 2002]	Galle P., 2002. Philosophy of design: an editorial introduction, <i>Design Studies</i> , Vol. 23, pp.211-218.
[Garavaglia 1990]	Garavaglia E., Grandori G. & Petrini V., 1990. An Artificial Seismic Catalogue for Methodological Research, <i>Proc. of the 9th European Conference on Earthquake Engineering</i> , Moscow, Vol. 9, pp. 385-392.
[Garrett 1994]	Garrett J.H., 1994. Where and why artificial neural networks are applicable in civil engineering, Editoriale in <i>ASCE Journal of Computing in Civil Engineering</i> , Vol. 8, No. 2.
[Gasparini 1976]	Gasparini D. & Vanmarcke E.H., 1976. <i>Simulated Earthquake Motions Compatible with Prescribed Response Spectra</i> , M.I.T. Department of Civil Engineering, Research Report R76-4.
[Gavarini 1999/a]	Gavarini C., Bruno S., Di Stefano A. & Padula A., 1999. An expert system for the seismic protection of architectural building heritage, <i>Proceedings of ERES 99, Earthquake Resistant Engineering Structures 99</i> , Catania, Italy.

[Gavarini 1999/b]	Gavarini C., Bruno S., Padula A. & Vittori F., 1999. Applicazioni di Intelligenza Artificiale alla Ingegneria Sismica e alla Sismicità Storica. <i>Proceedings del IX Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia"</i> , Torino.
[George 1970]	George F.H., <i>Models of thinking</i> , London: George Allen & Unwin, 1970.
[Ghobarah 2001]	Ghobarah A., 2001. Performance-Based Design in Earthquake engineering: State of development. <i>Engineering Structures</i> , Vol. 23, pp. 878-884.
[Gimsing 1983]	Gimsing N.J., 1983. <i>Cable Supported Bridges, concept and design</i> . John Wiley & Sons, New York.
[Giudici 2001]	Giudici P., 2001. <i>Data Mining</i> . McGraw-Hill, Milano.
[Giusti 2003]	Giusti D., 2003. <i>Modellazione del processo costruttivo per fasi nei ponti</i> . Tesi di Laurea in Ingegneria Civile, Università degli Studi di Roma "La Sapienza", Relatore Prof. Franco Bontempi, Correlatore Ing. Luca Sgambi.
[Goldberg 1987]	Goldberg D.E., 1987. Simple genetic algorithms and the minimale deceptive problem. In <i>Genetic Algorithms and Simulated Annealing</i> . Morgan Kaufmann.
[Grossberg 1969]	Grossberg S., 1969. Some networks that can learn, remember and reproduce any number of complicated space-time patterns. <i>Journal of Mathematics and Mechanics</i> , Vol. 19, pp.53-91.
[Grossberg 1987]	Grossberg S., 1987. Competitive learning: From interactive activation to adaptive resonance. <i>Cognitive Science</i> , Vol. 2, pp. 23-63.
[Grossberg 1988]	Grossberg S., 1988. <i>Neural Networks and Natural Intelligence</i> . Cambridge, MA, Bradford Books, MIT Press.
[Haslinger 1996]	Haslinger J. & Jedelsky D., 1996. Genetic Algorithms and Fictitious Domain Based Approaches in Shape Optimization. <i>Structural Optimization</i> , Vol. 12, pp. 257-264.
[Haugeland 1985]	Haugeland J. (a cura di), 1985. <i>Artificial Intelligence: The Very Idea</i> . MIT Press, Cambridge, MA.
[Hofstadter 1980]	Hofstadter D., 1980. <i>Gödel, Escher, Bach: un'eterna ghirlanda brillante</i> , Adelphi, Milano.
[Hong 2002]	Hong K.H., Chang S.P. & Lee S.C., 2002. Development of ANN-based preliminary structural design systems for cable-stayed bridges, <i>Advances in Engineering Software</i> , Vol. 33, pp. 85-96.
[Hopfield 1982]	Hopfield J.J., 1982. Neural networks and physical systems with emergent collective computational abilities. <i>Proceedings of the National Academy of Science</i> , Vol. 79, pp. 2554-2558
[Hopfield 1985]	Hopfield J.J. & Tank D.W., 1985. Neural computation of decision in optimization problems. <i>Biological Cybernetics</i> , vol 52, pp. 141-152.

[Hornik 1990]	Hornik K., Stinchcombe M., & White H. 1990. Universal Approximation of an Unknown Mapping and its Derivatives Using Multilayer Feedforward Networks, <i>Neural Networks</i> , Vol. 3, No. 5, pp. 551-560.
[Hornik 1991]	Hornik K., 1991. Approximation Capabilities of Multilayer Feedforward Networks, <i>Neural Networks</i> , Vol. 4, No. 2, pp. 251-257.
[Hsu 1996]	Hsu W., Lim A. & Lee C.S.G., 1996. Conceptual level design for assembly analysis using state transitional approach, <i>Proceedings of the IEEE International Conference of Robotics and Automation</i> , Piscataway, NJ.
[Hsu 1998]	Hsu W. & Irene M.Y.W., 1998. Current research in the conceptual design of mechanical products, <i>Computer-Aided Design</i> , Vol. 30, No. 5.
[Hume 1978]	Hume D., 1978. <i>A Treatise of Human Nature</i> . Oxford University Press (seconda edizione), Oxford.
[Idelsohn 1998]	Idelsohn S.R., Ognate E. & Dvorkin E.N., 1998. Computational Mechanics - New Trends and Applications, <i>Proceedings of 4<sup>th</sup> World Congress on Computational Mechanics</i> , Buenos Aires, Argentina.
[Issa 2002]	Issa R.R., Flood I. & Abi Shdid C., 2002. Dynamic-neural modelling of the thermal behaviour of buildings, <i>Proceedings of the Third International Conference on Engineering Computational Technology 2002</i> .
[Jacobs 1988]	Jacobs R.A., 1988. Increased Rates of Convergence Through Learning Rate Adaptation. <i>Neural Networks</i> , Vol. 1, pp. 295-307.
[Kao 1997]	Kao D. & Norman P.A. 1997. Abstraction in conceptual model design, <i>International Journal of Human-Computer Studies</i> , Vol. 46, pp. 125-150.
[Kiryama 1989]	Kiryama T., Kurumatami K., Tomiyama T. & Yoshikawa H., 1989. Metamodel: an integrated framework for intelligent CAD. <i>Artificial Intelligence in Design</i> , pp. 429-449.
[Kitano 1990]	Kitano H., 1990. Design neural networks using genetic algorithm with graph generation system. <i>Complex Systems</i> , Vol. 4, pp. 461-476.
[Krishnamoorthy 2002]	Krishnamoorthy C.S., Prasanna Venkatesh P.& Sudarshan R., 2002. Object-Oriented Framework for Genetic Algorithms with Application to Space Truss Optimization, <i>Journal of Computing in Civil Engineering</i> , Vol. 16, No. 1, pp. 66-75.
[Kohonen 1989]	Kohonen T., 1989. <i>Self-Organization and Associative Memory</i> . Springer-Verlag (terza edizione), Berlin.
[Kohonen 1990]	Kohonen T., 1990. The self-organizing map. <i>Proceedings of the IEEE</i> , Vol. 78, pp. 1464-1480.
[Kolmogorov 1965]	Kolmogorov A.N., 1965. Three approaches to the quantitative definition of information. <i>Problems in Information Transmission</i> , Vol. 1, pp. 1-7.

[Kosko 1992]	Kosko B., 1992. <i>Neural Networks for signal Processing</i> . Englewood Cliffs, NJ, Prentice Hall.
[Kulkarni 1995]	Kulkarni A.D., 1995. <i>Artificial Neural Networks for Image Understanding</i> . New York, ITP Van Nostrand.
[Kusiak 1994]	Kusiak A., Larson T.N. & Wang J., 1994. Reengineering of design and manufacturing processes. <i>Computer and Industrial Engineering</i> , Vol. 26, pp. 521-536.
[Kusiak 1996]	Kusiak A. & Zakarian A., 1996. Reliability Evaluation of Process Models, <i>IEEE Transactions on Components, Packaging and Manufacturing Technology</i> , Vol. 19, No. 2.
[Kusiak 1997 (1)]	Kusiak A. & David W., 1997. Design of assembly systems for modular products, <i>IEEE Transaction on Robotics and Automation</i> , Vol. 13-5, pp. 646-655.
[Kusiak 1997 (2)]	Kusiak A. & Zakarian A., 1997. Modeling Manufacturing dependability, <i>IEEE Transaction on Robotics and Automation</i> , Vol. 13, pp. 161-168.
[Kusiak 1999]	Kusiak A., 1999. <i>Engineering Design, Products, Processes and Systems</i> , Academic Press.
[Kusiak 2000]	Kusiak A., Kern J.A., Kemp H.K. & Tseng B.T.L., 2000. Autonomous Decision-Making: A Data Mining Approach. <i>IEEE Transaction on Information Technology in Biomedicine</i> , Vol. 4, No. 4.
[Kusiak 2002]	Kusiak A., 2002. Integrated product and process design: a modularity perspective, <i>Journal of Engineering Design</i> , Vol. 13, No.3, pp. 223-231.
[Labossiere 1995]	Labossiere Michael, 1995. <i>Fallacy Tutorial Pro 3.0</i> , <a href="http://www.nizkor.org/features/fallacies/">http://www.nizkor.org/features/fallacies/</a>
[Lehane 1997]	Lehane M.S., 1997. <i>The use of case-based reasoning for decision in engineering design</i> . PhD thesis, University of Wales.
[Lenat 1991]	Lenat D.B. & Feigenbaum E.A., 1991. On the thresholds of knowledge. <i>Artificial Intelligence</i> , Vol. 47, pp. 185-250.
[Lévi-Strauss 1960]	Lévi-Strauss C., 1960. <i>La Structure et la Forme. Réflexions sur un ouvrage de Vladimir Propp</i> . Cahiers de l'Institut de Science Economique Appliquée.
[Lewis 1989]	Lewis W. & Samuel A., 1989. <i>Foundamentals of engineering design</i> , Prentice Hall.
[Li 1996]	Li C.L, Tan S.T. & Chan K.W., 1996. A qualitative and heuristic approach to the conceptual design of mechanism. <i>Engineering Application of Artificial Intelligence</i> , Vol. 9, pp. 17-31.
[Lippmann 1987]	Lippmann R.P., 1987. An introduction to computing with neural nets. <i>IEEE Transactions to Acoustics, Speech and Signal Processing</i> , Vol. 32, pp. 4-22.

[Liu 2002]	Liu H., Tang M. & Frazer J.H., 2002. Supporting evolution in a multi-agent cooperative design environment, <i>Advances in Engineering Software</i> , Vol. 33, pp. 319-329.
[Lopez 1998]	Lopez S., Fortino S. & Casciaro R., 1998. An adaptive multigrid solver for plate vibration and buckling problems, <i>Computers &amp; Structures</i> Vol. 69, No. 5, pp. 625-637.
[Lotter 1986]	Lotter B., 1986. <i>Manufacturing Assembly Handbook</i> . Butterworths, Boston, MA.
[Lucas 1961]	Lucas J.R., 1961. Minds, machines and Gödel. <i>Philosophy</i> , vol 36.
[Luckman 1969]	Luckman J., 1969. <i>An approach to the management of design</i> , in <i>Design Methods in Architecture</i> , Lund Humphries, London.
[Luger 1993]	Luger G.F. & Stubblefield W.A., 1993. <i>Artificial Intelligence: Structures and Strategies for Complex Problem Solving</i> . Benjamin/Cummings, Redwood City, CA.
[MacNeal 1985]	MacNeal R.H. & Harder R.L., 1985. A proposed set of problems to test finite element accuracy, <i>Finite Elements Analysis and Design</i> , Vol. 1 pp. 3-20.
[Mallikarjuna 2001]	Mallikarjuna Rao K. & Shrinivasa U., 2001. A set of pathological tests to validate new finite elements. <i>Sadhana</i> , Vol. 26, No. 6, pp. 549-590.
[Mamdani 1976]	Mamdani E.H., 1976. Advances in linguistic synthesis of fuzzy control, <i>International Journal of Man Machines Studies</i> , Vol. 8.
[Mamdani 1977]	Mamdani E.H. & King P.J., 1977. The application of fuzzy control system to industrial process, <i>Automatica</i> , Vol. 13, pp. 235-242.
[Maniezzo 1994]	Maniezzo V., 1994. Genetic evolution of the topology and weight distribution of neural networks, <i>IEEE Transactions on Neural Networks</i> , Vol. 5, pp. 39-53.
[McCarthy 1977]	McCarthy J., 1977. Epistemological problems in artificial intelligence. <i>Proceedings of the Fifth International Joint Conference on Artificial Intelligence</i> , Cambridge, MA.
[McCulloch 1943]	McCulloch W.S. & Pitts W., 1943. A logical calculus of the ideas immanent in nervous activity. <i>Bulletin of Mathematical Biophysics</i> , Vol. 5, pp. 115-137.
[McDermott 1976]	McDermott D., 1976. Artificial intelligence meets natural stupidity. <i>SIGART Newsletter</i> , Vol. 57.
[McDermott 1987]	McDermott D., 1987. A critique of pure reason. <i>Computational Intelligence</i> , Vol. 3, pp. 151-237.
[Migliacci 2000]	Migliacci A, Acito M. & Ponzone A., 2000. La fuzzy sets theory nella misura di sicurezza di costruzioni esistenti in C.A., <i>Atti del 13° Congresso CTE</i> , Pisa.

[Minsky 1969]	Minsky M. & Papert S., 1969. <i>Perceptron: An Introduction to Computational Geometry</i> . Cambridge, MA, MIT Press.
[Mitcham 2001]	Mitcham C., 2001. Dasein Versus Design: The Problematics of Turning Making Into Thinking, <i>International Journal of Technology and Design Education</i> , Vol. 11, pp. 27-36.
[Monti 2002]	Monti, G. & Nisticò N., 2002. Simple probability-based assessment of bridges under scenario earthquakes. <i>Journal of Bridge Engineering</i> , Vol. 7-2.
[Moore 1996]	Moore C.J., Miles J.C. & Evans S.J.N., 1996. Establishing a knowledge base for bridge aesthetics, <i>Structural Engineering Review</i> , Vol. 8, No. 2/3, pp. 247-258.
[Muller 2001]	Muller K.R., 2001. An introduction to kernel-based learning algorithms, <i>IEEE Transactions on Neural Networks</i> , Vol. 12, pp. 181-200.
[Nachtmann 2003]	Nachtmann H. & Chimka J., 2003. Fuzzy Reliability in Conceptual Design, <i>Proceedings Annual Reliability and Maintainability Symposium</i> .
[Newell 1972]	Newell A. & Simon H.A., 1972. <i>Human Problem Solving</i> . Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
[Newell 1982]	Newell A., 1982. The knowledge level. <i>Artificial Intelligence</i> , Vol. 18, No. 1, pp. 82-127.
[Newell 1990]	Newell A., 1990. <i>Unified Theories of Cognition</i> . Harvard University Press, Cambridge, MA.
[Nilsson 1990]	Nilsson N.J., 1990. <i>The Mathematical Foundations of Learning Machines</i> . Morgan Kaufmann, San Mateo, CA.
[Norman 1998]	Norman E., 1998. The Nature of Technology for Design, <i>International Journal of Technology and Design Education</i> , Vol. 8, pp. 67-87.
[Osborn 1957]	Osborn A., 1957. <i>Applied Imagination</i> . Charles Scribner's Sons, New York.
[Pessa 2004]	Pessa E., 2004. <i>Statistica con le reti neurali</i> , Di Renzo Editore.
[Phillips 1990]	Phillips, D.V. 1990. <i>Benchmark tests for the non-linear finite element analysis of reinforced concrete</i> , NAFEMS Report Edition.
[Piacentini 2002]	Piacentini Adriano, 2002. <i>Tra il cristallo e la fiamma, Le Lezioni americane di Italo Calvino</i> , Firenze Atheneum Editore.
[Pirita S.H. 2001]	Pirita S.H., Henna L. & Kai H., 2001. Computer support for collaborative design, <i>International Journal of Technology and Design Education</i> , Vol. 11, pp. 181-202.

[Pisani 2002]	Pisani N., 2003. <i>Aspetti fondamentali ed analisi di sensitività dell'interazione terreno struttura per ponti sospesi di grande luce</i> , Tesi di Laurea in Ingegneria Civile, Università degli Studi di Roma "La Sapienza", Relatore Prof. Franco Bontempi.
[Plaut 1986]	Plaut D., Nowlan S. & Hinton G., 1986. <i>Experiments on Learning by Back-Propagation</i> , rapporto tecnico CMU-CS-86-126, School of Computer science, Canegie Mellon University, Pittsburgh, PA.
[Popper 1959]	Popper K.R., 1959. <i>The Logic of Scientific Discovery</i> . Basic Books, New York.
[Popper 1962]	Popper K.R., 1962. <i>Conjectures and Refutations: The Growth of Scientific Knowledge</i> . Basic Books, New York.
[Prasad 2004]	Prasad D.T. & Park N.S., 2004. Multiobjective Genetic Algorithms for Design of Water Distribution Networks, <i>Journal of Water Resources Planning and Management</i> , Vol. 130, No. 1, pp. 73-82.
[Propp 1928]	Propp V., 1928. <i>Morfologia della fiaba</i> , Piccola Biblioteca Einaudi, Saggistica letteraria e linguistica.
[Provenzano 2000]	Provenzano P. & Bontempi F., 2000. Impostazione dell'analisi strutturale in presenza di informazioni imprecise attraverso logica fuzzy, <i>Studi e Ricerche</i> , Vol. 21, 2000, Scuola di Specializzazione in Costruzioni in Cemento Armato, Politecnico di Milano.
[Purshouse 2002]	Purshouse R. & Fleming P., 2002. Why use elitism and sharing in a multiojective genetic algorithm? <i>Proceedings of the Genetic and Evolutionary computation Conference 2002</i> . New York, Morgan Kaufmann.
[Quarteroni 2000]	Quarteroni A., 2000. <i>Modellistica Numerica per Problemi Differenziali</i> , Springer-Verlag, Milano.
[Rao 1996]	Rao S.S., 1996. <i>Engineering Optimization. Theory and Practice</i> . John Wiley & Sons, New York.
[Rich 1991]	Rich E. & Knight K., 1991. <i>Artificial Intelligence</i> . MacGraw-Hill, New York.
[Riggs 2001]	Riggs T. & Wilensky R., 2001. An algorithm for automated rating of reviewers. <i>Proceedings of the 1<sup>st</sup> ACM/IEEE-CS joint conference on Digital libraries</i> , Roanoke, Virginia, USA.
[Romanello 2003]	Romanello R., 2003. <i>Fenomeni di instabilità nelle pile dei ponti sospesi</i> , Tesi di Laurea in Ingegneria Civile, Università degli Studi di Roma "La Sapienza", Relatore Prof. Ezio Dolara.
[Rosenblatt 1958]	Rosenblatt F., 1958. The Perceptron: Aprobabilistic model for information storage and organization in brain. <i>Psychology Review</i> , Vol. 65, pp. 386-408.

[Rosenman 2001]	Rosenman M. & Simoff S.J., 2001. Conceptual modeling in design, <i>Artificial Intelligence in Engineering</i> , Vol. 15, pp. 81-82.
[Ruichen 2002]	Ruichen J., Xiaoping D. & Wei C., 2002. The Use of Metamodeling Techniques for Optimization Under Uncertainty, <i>Structural Optimization</i> , Received: August 24 2001.
[Rumelhart 1986]	Rumelhart D.E., McClelland J.L. & the PDP Group, 1986. <i>Parallel Distributed Processing, Vol. I-II</i> . Cambridge, MA, MIT Press.
[Ruspini 1992]	Ruspini E.H., Lowrance J.D. & Strat T.M., 1992. Understanding evidential reasoning. <i>International Journal of Approximate Reasoning</i> , Vol. 6 No. 3, pp. 401-424.
[Russel 1995]	Russel S. & Norvig P., 1995. <i>Artificial Intelligence. A modern approach</i> . Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
[Safi 2004]	Safi M. & Tehranizadeh M., 2004. Artificial intelligence for study of ground motion parameter effects on design spectra, <i>European Earthquake Engineering</i> , Vol. 2.
[Saltelli 2000]	Saltelli A., Chan K. & Scott E.M., 2000. <i>Sensitivity Analysis</i> , John Wiley and Sons, Chichester.
[Savoia 2002]	Savoia M., 2002. Structural reliability analysis through fuzzy number approach, with application to stability, <i>Computer and Structures</i> , Vol. 80, No. 12, pp. 1087-1102.
[Searle 1998]	Searle J., 1998. <i>Il mistero della coscienza</i> , Cortina, Milano.
[Seifert 2001]	Seifert L., 2001. <i>Fairy tales and culture</i> . <a href="http://www.brown.edu/Courses/FR0133/Fairytale_Generator/home.html">http://www.brown.edu/Courses/FR0133/Fairytale_Generator/home.html</a>
[Senouci 2004]	Senouci, A.B. & Eldin N.N., 2004. Use of Genetic Algorithms in Resource Scheduling of Construction Projects, <i>Journal of Construction Engineering and Management</i> , Vol. 130, No. 6, pp. 869-877.
[Sgambi 2004/a]	Sgambi L., 2004. Fuzzy approach in the three-dimensional non linear analysis of reinforced concrete two-blade bridge piers. <i>Computers &amp; Structures</i> , Vol. 82, pp. 1067-1076.
[Sgambi 2004/b]	Sgambi L., Bontempi F., Biondini F. & Frangopol D.M., 2004. Handling Uncertainties in Optimal Design of Suspension Bridges with Special Emphasis on Loads, <i>Proceedings of PSAM 7 - ESREL'04</i> , Berlino.
[Sgambi 2004/c]	Sgambi L. & Bontempi F., 2004. A fuzzy approach in the seismic analysis of long span suspension bridge, <i>Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering</i> , Vancouver, B.C., Canada.
[Sietsma 1988]	Sietsma J. & Dow R.J.F., 1988. Neural Net Pruning – Why and how. <i>Proceedings of the IEEE International Conference on Neural Networks</i> , New York, IEEE Press, Vol. 1, pp. 325-333.

[Silvestri 2002]	Silvestri M., 2002. <i>Gli aspetti concettuali del Performance-Based Design e la loro applicazione nel progetto dei ponti sospesi</i> , Tesi di Laurea in Ingegneria Civile, Università degli Studi di Roma “La Sapienza” Relatore Prof. Franco Bontempi, Correlatore Ing. Luca Sgambi.
[Simon 1973]	Simon H.A., 1973. The Structure of ill-structured problems, <i>Artificial Intelligence</i> , Vol. 4, pp. 181-200.
[SM 1992]	Società per il Ponte sullo Stretto di Messina 1992, <i>Progetto Preliminare</i> . <a href="http://www.strettodimessina.it">www.strettodimessina.it</a>
[Smith 2001]	Smith I., 2001. Increasing knowledge of structural performance, <i>Structural Engineering International</i> , Vol. 12-3, pp. 191-195.
[Strawson, 1961]	Strawson P.F., 1961. <i>Introduzione alla teoria logica</i> , Einaudi, Torino.
[Sven 1993]	Sven G. & Schmid L.J., 1993. Parametric Studies with Genetic Algorithms. <i>Computational Mechanics</i> , Balkema, Rotterdam.
[Takagi 1985]	Takagi T. & Sugeno M., 1985. Fuzzy identification of systems and its application to modelling and control, <i>IEEE Transactions on Systems, Man and Cybernetics</i> , Vol. 15, pp. 116-132.
[Tepedelenliogu 1991]	Tepedelenliogu N., Rezgui A., Scalero R. & Rosario R., 1991. Fast Algorithms for Training Multilayer Perceptrons. In <i>Neural and Intelligent Systems Integration</i> , a cura di B. Soucek, New York, Wiley and Sons.
[Tolson 2004]	Tolson A.B., Maier H.R., Simpson A.R. & Lence B.J., 2004. Genetic Algorithms for Reliability-Based Optimization of Water Distribution Systems, <i>Journal of Water Resources Planning and Management</i> , Vol. 130, No. 1, pp. 63-72.
[Toniolo 1981]	Toniolo G. & Malerba P.G., 1981. <i>Metodi di discretizzazione dell'analisi strutturale</i> , Masson Editore.
[Turing 1936]	Turing A.M., 1936. On computable numbers, with application to the Entscheidungsproblem. <i>Proceedings of the London Mathematical Society</i> , 2 <sup>nd</sup> series, Vol. 42, pp. 230-265 (correzione in Vol. 43, pp. 544-546).
[Turing 1950]	Turing A.M., 1950. Computing machinery and intelligence. <i>Mind</i> , Vol. 59, pp. 433-460.
[U.S. Air Force 1981]	U.S. Air Force, 1981. <i>Integrated Computer Aided Manufacturing Architecture</i> , Part II, Vol. IV (Functional Modeling Manual (IDEF0), AFWAL-tr-81-4023). Air Force Materials Laboratory, Wright-Patterson AFB, OH.
[Vandeingste P. 1987]	Vandeingste P., 1987. <i>La recherche en intelligence artificielle</i> , Société d'éditions scientifiques.
[Von Neumann 1958]	Von Neumann J., 1958. <i>The Computer and the Brain</i> . Yale University Press, New Haven, Connecticut.

[Wang 2002]	Wang L., Shen W., Xie H., Neelamkavil J. & Pardasani A., 2002. Collaborative conceptual design – state of the art and future trends, <i>Computer-Aided Design</i> , Vol. 34, pp. 981-996.
[Wiener 1948]	Wiener N., 1948. <i>Cybernetics</i> . Wiley, New York.
[Wilensky 1990]	Wilensky R., 1990. Extending the lexicon by exploiting subregularities, <i>Proceedings of the 13th conference on Computational linguistics</i> , Helsinki, Finland.
[Wilensky 2000]	Wilensky R., David N.C., Luria M, Martin J., Mayfield J. & Wu D., 2000. The Berkeley UNIX Consultant Project, <i>Artificial Intelligence Review</i> , Vol.14, No. 1-2.
[Wilkins 1990]	Wilkins D.E., 1990. Can AI planners solve practical problems?. <i>Computational Intelligence</i> , Vol.6, No. 4, pp. 232-246.
[Woods 2000]	Woods J.H., Irvine A. & Walton D., 2000. <i>Argument: critical Thinking, Logic and the Fallacies</i> , Prentice Hall, Toronto, Canada.
[Woods 2004]	Woods J.H., 2004. <i>The Death of Argument: Fallacies in Agent-Based Reasoning</i> , Dordrecht and Boston: Kluwer.
[Yang 1997]	Yang J. & Soh C.K., 1997. Structural Optimization by Genetic Algorithms with Tournament Selection, <i>Journal of Computing in Civil Engineering</i> , Vol. 11, No. 3, pp. 195-200.
[Yao 1999]	Yao X., 1999. Evolving artificial neural networks, <i>Proceedings of the IEEE</i> , Vol. 87, pp. 1423-1447.
[Yoo 2001]	Yoo J. & Hajela P., 2001. Fuzzy multicriterion design using immune network simulation, <i>Structural Multidisciplinary Optimization</i> , Vol. 22, pp. 188-197.
[Zadeh 1965]	Zadeh L.A., 1965. Fuzzy sets. <i>Information and Control</i> , Vol. 8, pp. 338-353.
[Zadeh 1968]	Zadeh L.A., 1965. Fuzzy algorithms. <i>Information and Control</i> , Vol. 12, pp. 94-102.
[Zadeh 1978]	Zadeh L.A., 1978. Fuzzy sets as a basis for a theory of possibility. <i>Fuzzy Sets and Systems</i> , Vol. 1, pp. 3-28.
[Zakarian 2000]	Zakarian A. & Kusiak A., 2000. Analysis of Process Models, <i>IEEE Transactions on Electronics Packaging Manufacturing</i> , Vol. 23, No. 2.
[Zani 1997]	Zani S., 1997. <i>Analisi dei dati statistici, volume 1: Osservazioni in una e due dimensioni</i> , Giuffrè, Milano.
[Zani 2000]	Zani S., 2000. <i>Analisi dei dati statistici, volume 2: Osservazioni multidimensionali</i> , Giuffrè, Milano.
[Zitzler 1999]	Zitzler E., 1999. <i>Evolutionary Algorithms for Multiobjective Optimisation: Methods and Applications</i> . PhD Thesis, Swiss Federal Institute of Technology (ETH), Zurich.

