

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile-Strutture

Tesi di Laurea Magistrale



*Monitoraggio strutturale attivo su un viadotto Autofiori
tra Sanremo-Imperia: dalle simulazioni numeriche su
modello FEM alla scelta dei possibili sensori utilizzabili*

Relatore:

Prof. Ing. Chiaia Bernardino

Correlatore:

Prof. Ing. Ventura Giulio

Candidato:

Melania Palamà

Marzo 2021

Sommario

0. Introduzione.....	9
1. MONITORAGGIO STRUTTURALE.....	12
1.1. Monitoraggio Strutturale.....	12
1.1.1. Monitoraggio occasionale e periodico	14
1.1.2. Monitoraggio permanente e continuo	14
1.2. Monitoraggio Tradizionale VS Monitoraggio Attivo.....	16
1.2.1. Ispezioni visive	17
1.2.2. Prove non distruttive o semi-distruttive	18
1.2.3. Monitoraggio statico	19
1.2.4. Monitoraggio dinamico.....	20
1.3. Monitoraggio strutturale dei ponti e viadotti.....	21
2. Evoluzione normativa italiana.....	24
2.1. Circolare Ministeriale LL PP 6736/61A1	24
2.2. Circolare Ministeriale LL PP 220977 02/08/1980	25
2.3. Circolare Ministeriale LL PP 34233 25/02/1991	25
2.4. Norma UNI 10985 “Vibrazioni su ponti e viadotti” 2002	26
2.5. Norma UNI/TR 11634 “Linee Guida per il monitoraggio strutturale” 2016	27
2.6. Decreto Genova 19/11/2018.....	33
2.7. Linea Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti, 17/04/2020.....	34
3. Normative Internazionali.....	40
3.1. Normative Americane	40
3.2. Normative Britanniche	42
3.3. Altre Normative	45
3.4. Confronto legislativo tra Italia e resto del mondo	47
4. Viadotto AutoFiori Savona-Ventimiglia	49
4.1. Descrizione dell’opera	49
4.2. Materiali utilizzati.....	51
4.3. Schematizzazione strutturale	52
4.4. Modellazione strutturale	56
4.4.1. Modellazione travi Longitudinali	56

4.4.2. Modellazione travi trasversali.....	58
4.4.3. Modellazione della soletta	59
4.4.4. Modellazione Pile.....	63
5. Confronto tra Normative	68
5.1. Normativa all'epoca di costruzione.....	68
5.2. Normativa attuale: NTC 2018.....	73
5.3.1. Analisi strutturale carichi 2018.....	75
5.3.2. Risultati finali	79
6. Valutazioni spostamenti e rotazioni.....	81
6.1. Fila di Tir + fila di automobili	85
6.2. Tir isolato.....	87
6.1.1. Tir isolato posto in mezzeria della trave centrale.....	92
6.1.2. Tir isolato mezzeria trave di bordo	93
6.1.3. Tir isolato posto a $x=17,5$ mm : massimizzazione della rotazione all'appoggio sinistro	94
6.1.4. Tir isolato posto a $x=24,5$ m: massimizzazione rotazione appoggio destro.....	97
7. Analisi Dinamica.....	101
7.1. Cenni di dinamica	101
7.2. Analisi dinamica transitoria	103
7.2.1. Metodo implicito (metodo di Newmark).....	105
7.2.2. Metodo esplicito (metodo delle differenze finite).....	105
7.3. Analisi modale sul modello FEM.....	107
7.3.1. Analisi modale sul modello della singola campata.....	107
7.4. Analisi modale con masse concentrate	113
7.5. Analisi IMD (<i>Interactive Modal Dynamics</i>)	121
Time step struttura.....	123
Time step carico	123
Time step calcolato da considerazioni numeriche	125
Caso I: Tir transitante lungo una corsia larga 3 m situata al di sopra della trave principale di centro	128
Caso II: Tir transitante in mezzeria di una corsia di 3 m situata al bordo della carreggiata, con un'eccentricità di 2.785 m	134
7.6. Confronto Risultati Dinamica VS Statica	142

Spostamento massimo in mezzeria.....	142
Rotazioni massime agli appoggi.....	143
Caso I: Tir su corsia centrata	144
Caso II: Tir su corsia eccentrica	146
Deformazioni in mezzeria	149
8. Analisi numeriche di modelli con danneggiamenti.....	150
8.1. Modello con una porzione di traverso mancante.....	150
8.1.1. Analisi statica: confronto spostamenti in mezzeria.....	151
8.1.2. Analisi statica: confronto rotazioni massime agli appoggi	153
8.1.3. Analisi statica: confronto deformazioni in mezzeria	155
8.1.4. Analisi dinamica: frequenze e periodi propri di oscillazione.....	156
8.1.5. Analisi transitorio dinamico: variazioni accelerazioni e spostamenti in mezzeria...158	
8.1.6. Analisi transitorio dinamico: confronto rotazioni agli appoggi	162
8.1.7. Analisi transitorio dinamico: confronto deformazioni in mezzeria	163
8.2. Modello con una porzione di trave longitudinale con rigidità ridotta	163
8.2.1. Analisi statica: confronto spostamenti	165
8.2.2. Analisi statica: confronto rotazioni massime agli appoggi	167
8.2.3. Analisi statica: confronto deformazioni in mezzeria	169
8.2.4. Analisi dinamica: confronto frequenze e periodi propri	170
8.2.5. Analisi transitorio dinamico: variazioni spostamenti e accelerazioni in mezzeria...172	
8.2.6. Analisi transitorio dinamico: variazioni rotazioni agli appoggi.....	175
8.2.7. Analisi transitorio dinamico: confronto deformazioni in mezzeria	176
8.3. Modello con perdita di precompressione di un cavo.....	177
8.3.1. Analisi statica: confronto spostamenti	180
8.3.2. Analisi statica: confronto rotazioni massime agli appoggi	182
8.3.3. Analisi statica: confronto deformazioni in mezzeria	184
8.3.4. Analisi dinamica: confronto frequenze e periodi propri	185
8.3.5. Analisi transitorio dinamico: variazioni spostamenti e accelerazioni in mezzeria...187	
8.3.6. Analisi transitorio dinamico: variazioni rotazioni agli appoggi.....	191
8.3.7. Analisi transitorio dinamico: confronto deformazioni in mezzeria	192
9. Sensori per il monitoraggio	193
9.1. Accelerometri	193

9.1.1. Accelerometri piezoelettrici.....	193
9.1.2. Accelerometri che usano elementi sensibili piezoelettrici.....	194
9.1.3. Accelerometri con estensimetri	195
9.1.4. Servoaccelerometri	196
9.1.5. Vibrometri	196
9.1.6. Accelerometri capacitivi.....	197
9.1.7. Accelerometri piezoresistivi	199
9.2. Inclinometri	200
9.2.1. Servo-inclinometri	201
9.3. Caratteristiche fondamentali degli strumenti di misura	202
9.3.1. Il rumore	202
9.3.2. Accuratezza	205
9.3.3. Risoluzione.....	206
9.3.4. Sensibilità	207
9.3.5. Deriva termica	208
9.3.6. Larghezza di banda.....	208
10. Scelta dei sensori	210
10.1. Range di frequenze richieste.....	210
10.2. Range di rotazioni richieste	210
10.3. Range di accelerazioni richiesto	211
10.4. Schede tecniche accelerometri.....	212
10.4.1. Tipologia 1.....	212
10.4.2. Tipologia 2.....	214
10.4.3. Tipologia 3.....	216
10.4.4. Tipologia 4.....	218
10.4.5. Tipologia 5.....	219
10.4.6. Conclusioni.....	220
10.5. Schede tecniche inclinometri	221
10.5.1. Tipologia 1.....	221
10.5.2. Tipologia 2.....	222
10.5.3. Tipologia 3.....	224
10.5.4. Tipologia 4.....	225

10.5.5. Tipologia 5.....	225
10.5.6. Conclusioni.....	227
10.6. Installazione sensori.....	227
11. Conclusioni.....	229
Bibliografia.....	231
Sitografia.....	232
Indice delle figure.....	233
Ringraziamenti.....	236
APPENDICE I: Modi di vibrare a confronto modello viadotto completo.....	237
APPENDICE II: Modi di vibrare a confronto modello campata singola.....	246

0. Introduzione

Negli ultimi anni, il monitoraggio strutturale in campo civile ha assunto sempre più importanza a causa degli ultimi avvenimenti di collassi strutturali e per l'età prossima alla vita utile delle strutture presenti sul territorio italiano.

Il presente elaborato vuole descrivere come poter progettare un sistema di monitoraggio per un viadotto, partendo da principi teorici e normativi, passando per le simulazioni numeriche su un modello agli elementi finiti, fino ad arrivare ad individuare possibili sensori sulla base dei dati attesi.

Nei primi capitoli vengono citate e commentate le tipologie di monitoraggio ad oggi presenti: di tipo statico o dinamico a seconda dell'obiettivo dell'analisi; oppure di tipo "attivo" in grado di fornire un confronto diretto tra valori rilevati sull'opera e soglie limite, con eventuali segnalazioni, senza la necessità di un tecnico che ne valuti le misurazioni. Si ripercorrono, poi, le leggi e normative fondamentali che hanno regolamentato il tema del "monitoraggio" nel corso degli anni, a partire dalla Circolare Ministeriale del '67 ad oggi, con le norme UNI/TR 10134 (2016) e le Linee Guida per i ponti esistenti (2020).

Per poter progettare un sistema di monitoraggio è necessario studiarne il comportamento ideale utilizzando un modello FEM; il viadotto oggetto di esame è situato tra Sanremo-Imperia e fa parte dell'autostrada dei Fiori, A10. Nei capitoli seguenti vengono descritte le modalità e le semplificazioni adottate nella modellazione del viadotto e le analisi numeriche effettuate; in particolare: analisi statiche su un modello della singola campata valutando la situazione di possibile ingorgo stradale e quella opposta con un singolo tir in posizioni differenti; analisi dinamiche sull'intero viadotto e sulla singola campata confrontando le variazioni delle caratteristiche modali con o senza massa concentrata rappresentativa di un tir o un'auto; analisi dinamiche di tipo transitorio sulla campata singola, valutando le accelerazioni, gli spostamenti e le rotazioni generate dal passaggio di un tir in movimento. Si sono poi analizzate 3 situazioni rappresentative di eventuali danneggiamenti presenti sul viadotto, confrontandole con i risultati del modello ideale, quali: assenza di una porzione di traverso, riduzione della rigidità di una parte di trave longitudinale, perdita di precompressioni di un cavo.

Nell'ultima parte dell'elaborato, attraverso i dati attesi determinati con le analisi numeriche, si sono descritte e analizzate varie tipologie di accelerometri e inclinometri, valutando il più idoneo al viadotto studiato.

1. MONITORAGGIO STRUTTURALE

1.1. Monitoraggio Strutturale

Il monitoraggio strutturale, definito *Structural Health Monitoring*, si basa sull'installazione di reti di sensori in punti strategici della struttura, che inviano dati e segnali a sistemi software/hardware. A seconda del tempo di misura dei sensori il monitoraggio può essere definito: continuo o occasionale. A seguito dei recenti avvenimenti italiani, il sistema SHM è stato reso "intelligente", ossia è in grado di rilevare tempestivamente eventuali anomalie e di inviare un segnale di allarme al software.

Il monitoraggio è, oggi, diventato uno strumento indispensabile per valutare lo stato di salute in cui si trovano le grandi opere, quali dighe, viadotti, gallerie; il loro possibile collasso potrebbe portare a possibili perdite umane e conseguenze sociali ed economiche. Inoltre, molte delle opere presenti sul territorio italiano hanno un'età prossima alla vita utile stimata e sono progettate con carichi inferiori a quelli usati ora in fase di progettazione. Nasce, quindi, l'esigenza di controllarne il comportamento attraverso la sensoristica necessaria per il monitoraggio efficace. Obiettivo dei sistemi SHM è di rilevare e determinare la posizione del danno presente su un'opera e la sua estensione, valutandone lo sviluppo futuro. In questo modo è possibile stimare quale sia la vita utile rimanente della struttura e sviluppare un piano di manutenzione che consenta di incrementare la durata dell'opera. Per poter programmare eventuali interventi su strutture o infrastrutture è indispensabile far riferimento al monitoraggio e alle attività di sorveglianza. I sistemi SHM sono in rapida ascesa, in quanto sono più affidabili delle sole ispezioni visive dei difetti e di prove non distruttive eseguite sull'opera o distruttive eseguite in laboratorio. Queste ultime, affinché siano valide e affidabili, richiedono la conoscenza della struttura e, in particolare: i dati tecnici utilizzati durante la costruzione, le caratteristiche dei materiali, le dimensioni strutturali attuali e le modifiche causate da interventi passati, le Norme vigenti all'epoca della costruzione; la conoscenza della struttura difficilmente è dettagliata, perciò i campioni da testare in laboratorio dovrebbero

essere in quantità elevata a seconda dell'importanza dell'opera e della tipologia di danno. Anche nei metodi SHM, tuttavia, sussistono ancora delle incertezze sull'efficienza e sull'affidabilità dei dati acquisiti, in quanto, a differenza di quanto accade in campo meccanico o aeronautico, le opere analizzate non sono mai uguali. L'ingegneria Civile è in ritardo rispetto ad altri campi poiché vi è l'impossibilità dell'automazione; ogni struttura è concepita con metodologie differenti ed è inserita in un ambiente diverso il quale può interferire con essa causando scenari vasti, come la possibilità di corrosione dell'impalcato o delle pile, lo scalzamento dei fondali, possibili fenomeni franosi o di instabilità aerodinamica. Le strutture civili, inoltre, nel corso della loro vita, sono soggette a numerosi fenomeni degradativi, quali: *ageing*, corrosione e fatica, che modificando le caratteristiche dei materiali vanno a diminuire l'effettiva durabilità dell'opera. I sistemi SHM sono, quindi, progettati accuratamente a seconda dell'opera e delle condizioni al contorno di essa. Un sistema di monitoraggio efficiente è costituito da un'accurata progettazione, valutando: tipo di opera, possibili danneggiamenti, grandezze misurabili (spostamenti, rotazioni, temperatura), strumenti da utilizzare, numero e posizione dei sensori.

Un processo SHM è costituito da quattro step:

1. Valutazione delle operazioni necessarie;
2. Acquisizione dei dati;
3. Determinazione delle caratteristiche della struttura e dei sensori;
4. Sviluppo di modelli statistici.

La presenza di un difetto/danneggiamento è evidenziabile attraverso: un'instabilità del segnale, picchi di spostamento inattesi, valutazione di caratteristiche dinamiche di frequenza, smorzamento e forme modali. I segnali rilevati dai sensori prima di essere valutati dall'ingegnere, occorre che siano osservati per un certo periodo di tempo definito "*Training*", la cui durata varia a seconda del problema e del luogo in cui sorge la struttura. Esso è in grado di rilevare eventuali errori di misurazione non rappresentativi della presenza del danno, ed inoltre, consente l'implementazione di algoritmi e nuovi modelli predittivi.

1.1.1. Monitoraggio occasionale e periodico

Ha una durata limitata, variando da pochi mesi ad anni ed è utilizzato per:

- Interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria;
- Studio di tipologie strutturali ripetitive;
- Situazioni al contorno in vista di interventi futuri;
- Analisi dei fenomeni di degrado/danneggiamento anomali.

La metodologia è valida nel caso in cui si richiede lo studio di problematiche già note durante le ispezioni visive. Gli strumenti utilizzati possono essere di tipo *wireless* di semplice installazione; sono presenti anche attrezzature topografiche quali laser, radar, utilizzo di droni per avere un controllo sugli spostamenti. Talvolta, vengono utilizzati sensori integrati che consentono di rilevare spostamenti, temperatura e accelerazioni. I risultati del monitoraggio sono analizzati, riportati e valutati in rapporti periodici e su un rapporto conclusivo contenente le valutazioni sulla condizione attuale e raccomandazioni future; il tutto è registrato nel BMS (*Bridge Management System*).

Il BMS è un sistema in grado di gestire le opere stradali presenti sul territorio, contiene le informazioni utili a una corretta programmazione di interventi di manutenzione.

1.1.2. Monitoraggio permanente e continuo

È utilizzato per lunghi periodi di tempo, anche per tutta la durata della struttura; è il risultato del vero e proprio SHM. In accordo a quanto indicato nelle “Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”, questo metodo è raccomandato nei seguenti casi:

- Ponti strallati o sospesi di $L > 200\text{m}$;
- Ponti con campate di $L > 50\text{m}$ in c.a.p. con più di 40 anni;
- Ponti non ispezionabili in c.a.p. o in acciaio;
- Ponti con soluzioni strutturali innovative;
- Ponti storici;
- Ponti in ambienti critici.

Il monitoraggio continuo richiede un’analisi sofisticata sui sensori da utilizzare, al fine di garantire durabilità, robustezza e manutenibilità degli stessi. I parametri considerati per

la selezione sono: accuratezza e affidabilità del sistema, ridondanza della rete dei sensori, tipo di alimentazione, frequenza di acquisizione, dimensione dei dati. Per la selezione dei componenti *hardware* e *software* si può far uso delle Linee Guida UNI TR 11634 20160, le quali descrivono passo dopo passo l'intero processo.

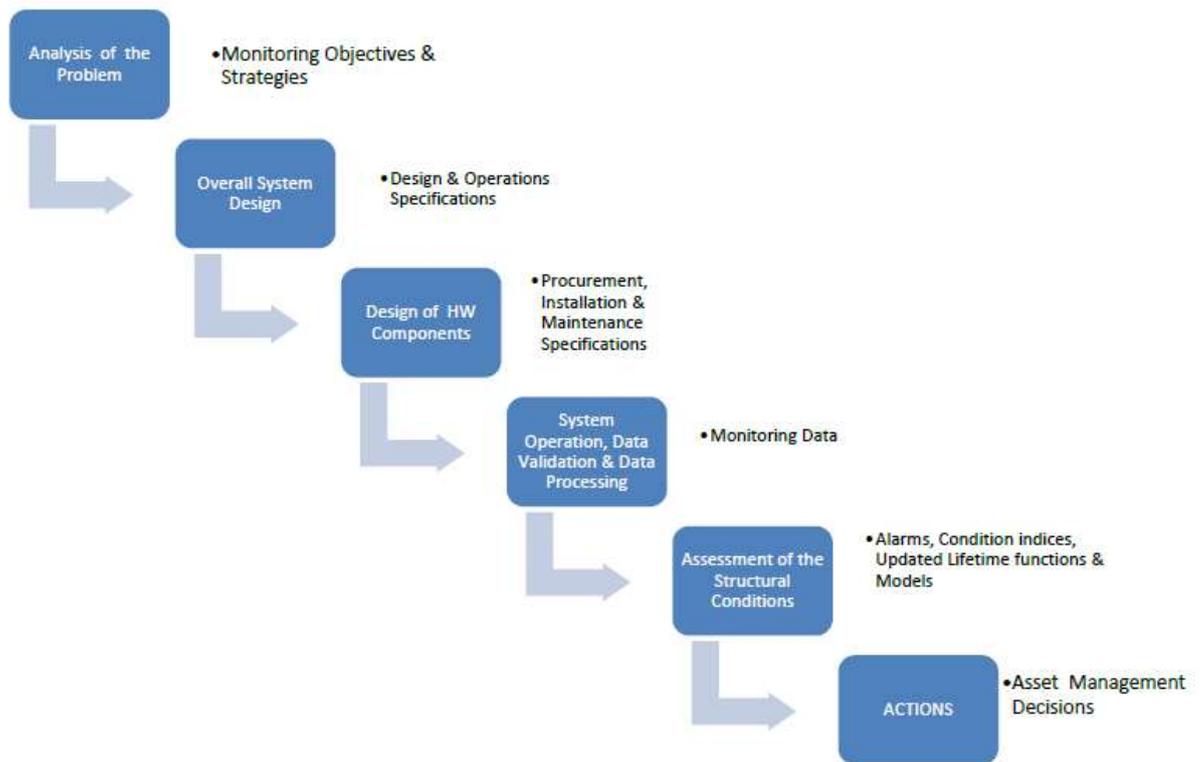


Figure 1.1: Schema approccio SHM

I risultati del monitoraggio devono essere analizzati periodicamente, anche nel caso di eventi eccezionali e registrati nel BMS.

1.2. Monitoraggio Tradizionale VS Monitoraggio Attivo¹

I metodi tradizionali si basano su monitoraggio delle strutture attraverso ispezioni visive periodiche, prove non distruttive o semi-distruttive, misure della risposta statica e dinamica occasionali. Essi richiedono la valutazione di un gran numero di misure, spesso di difficile interpretazione e attuazione (come nel caso di ponti a grande luce o non ispezionabili). I dati rilevati sono in genere memorizzati, ma non automaticamente elaborati; spetta al tecnico valutarne l'autenticità e l'esattezza. I metodi tradizionali non sono automaticamente implementabili ed eventuali soglie di allerta sono prestabilite solo in fase di processamento dei dati. Un grande limite è, quindi, dato dalla mancanza di interconnessione tra dati acquisiti, eventuali criticità e successivi interventi.

L'obiettivo è stato quello di cercare un sistema con una propria "mente", capace di rilevare dati, processarli e valutare autonomamente la possibilità di un evento critico, con conseguente intervento di manutenzione. Il monitoraggio è detto "attivo" ed è implementato attraverso speciali algoritmi in grado di identificare i modi di crisi della struttura e segnalando la necessità di controlli. Esso, supera i limiti del monitoraggio tradizionale ed aggiunge:

- Algoritmi di analisi continua dei dati;
- Verifiche in tempo reale del comportamento strutturale dell'opera rispetto ad un modello di calcolo;
- Individuazione dell'attivazione di meccanismi di crisi locali o globali.²

Sono determinanti allo studio dell'opera non solo i segnali "forti", spesso indicatori di fenomeni già in atto, ma soprattutto i segnali deboli, i quali sebbene inizialmente non siano apprezzabili, tendono a moltiplicarsi e a influenzare il comportamento strutturale. Il monitoraggio attivo è visto come analogia al nostro sistema di neurotrasmettitori, i quali attraverso un segnale di dolore, danno un campanello d'allarme al nostro organismo. A differenza dei modelli tradizionali, i quali misurano grandezze fisiche e le confrontano con soglie d'allarme, il monitoraggio attivo analizza la struttura in maniera continua, in

¹ "Monitoraggio attivo del viadotto Marchetti" Le Strade 7/2014

² "Sistemi di monitoraggio attivo", ARCOS Engineering, Prof. Ing. Ventura G.

tempo reale, valutando i meccanismi di contro-reazione della struttura, al fine di evidenziare l'origine e la causa delle letture. I dati ottenuti sono in numero ridondante al fine di poter assicurare un monitoraggio continuo anche a seguito di malfunzionamenti locali e per poter ridurre il numero di errori e distorsioni nelle misurazioni.

1.2.1. Ispezioni visive

Le ispezioni sono il più semplice e reperibile sistema di monitoraggio; esse consentono una rapida individuazione dei difetti causati dal degrado del materiale o da eventi esterni, quali frane, alluvioni o altre situazioni di tipo idraulico o geologico. In letteratura sono presenti schede difettologiche, le quali fungono da supporto all'individuazione dei difetti, a seconda della tipologia di struttura in esame. Per ogni tipologia di difetto sono presenti il peso, come indicatore della durabilità dell'opera; la descrizione; le possibili cause; i fenomeni di degrado correlati; una fotografia illustrativa. Il risultato delle ispezioni è documentato in Rapporti registrati nel BMS e resi accessibili per future elaborazioni.

1.2.1.1. Ispezioni ordinarie

Sebbene nelle NTC18 non vi sia una chiara indicazione riguardante le ispezioni, nelle precedenti Norme, in particolare nella Circolare Ministeriale LL PP 6736/61A1 del 1967, al fine di garantire una corretta attività di vigilanza, si indica una frequenza trimestrale per ispezioni minori, annuale per indagini più accurate. A seguito dell'emanazione delle "Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti", la frequenza dipende dall'eventualità in cui l'opera sia già stata ispezionata e dalla classe di attenzione del ponte di interesse. Si riporti la tabella di riferimento del testo indicato:

<i>CDA -</i>	<i>Bassa</i>	<i>Medio - Bassa</i>	<i>Media</i>	<i>Medio-Alta</i>	<i>Alta</i>
Frequenza Opere "Tipo 1"	Biennale	18 mesi	Annuale	In funzione del monitoraggio o semestrale	In funzione del monitoraggio o semestrale
Frequenza Opere "Tipo 2"	Annuale	9 mesi	Semestrale	In funzione del monitoraggio o trimestrale	In funzione del monitoraggio trimestrale

Tabella 1.1: frequenza ispezioni ordinarie in base alla classe di attenzione e al tipo di opera (opere di tipo 1: già ispezionate in passato; Opere di tipo 2: di nuova ispezione)

Le ispezioni sono eseguite con l'ausilio di strumenti di misura delle lunghezze, sensori portatili, martelli; spesso sono utilizzati anche droni o mezzi teleguidati dotati di ottica nei campi visibile e infrarossi per immagini accuratamente georeferenziate. Il risultato delle ispezioni ordinarie è l'attribuzione di un valore numerico/quantitativo rappresentativo dello stato di condizione dell'elemento e dell'opera complessiva.

1.2.1.2. Ispezioni Straordinarie

Sono necessarie quando, a seguito di ispezioni ordinarie, vengono evidenziate criticità; oppure nel caso in cui si siano verificati eventi eccezionali, quali incidenti, urti, sismi, alluvioni. Si richiede che le ispezioni straordinarie siano effettuate con una cadenza di non oltre cinque anni e che siano accompagnate da prove semi-distruttive come: prove sclerometriche, *pull-out*, sondaggi, prove magnetiche, ecc. I difetti evidenziati dalle ispezioni ordinarie devono essere valutati indicando origine, stato ed evoluzione.³

1.2.2. Prove non distruttive o semi-distruttive

Tra gli strumenti preposti per le attività di monitoraggio sono presenti anche le prove diagnostiche, indispensabili ai fini della conoscenza della struttura esistente. A differenza delle prove distruttive, le quali forniscono informazioni direttamente misurando parametri fisici, meccanici o chimici, le prove non distruttive o semi-distruttive, rilevano grandezze indirette, definendo analisi estese e qualitative. Tra queste:

- Identificazione mediante pacometro della quantità, posizione e diametro delle armature presenti all'interno del getto di calcestruzzo;
- Determinazione dell'indice sclerometrico (R), il quale dà un'informazione approssimata sulla durezza e sull'età del calcestruzzo in esame;
- Applicazione dei metodi ad ultrasuoni per il rilevamento della velocità di propagazione nel campione in esame;
- Applicazione del metodo SonReB, combinazione di indagine sclerometrica ed ultrasuoni;

³ Cap. 7.4 "Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti" (2020)

- Determinazione della profondità di carbonatazione attraverso l'uso di una soluzione alcolica di fenolftaleina in grado di variare colorazione in caso di pH acidi;
- Prova di estrazione in campioni di calcestruzzo;
- Tomografie endoscopiche per l'individuazione degli elementi costitutivi della struttura;
- Qualificazione meccanica dei materiali attraverso carotaggi e successive prove in laboratorio.

1.2.3. Monitoraggio statico

Il monitoraggio statico prevede la misurazione di spostamenti assoluti o relativi. Consente di valutare l'avanzamento di una crepa, la verticalità di elementi strutturali e l'integrità degli strumenti utilizzati. Esso è da attuarsi durante: le fasi realizzative, l'entrata in servizio dell'opera e nella sua vita utile. Si utilizzano, in genere, rilevatori di spostamento o deformazione di vario tipo: dai più semplici estensimetri ai sensori in fibra ottica. Questi ultimi offrono notevoli vantaggi, quali: elevata velocità di trasmissione, piccola scala, non richiedono alimentazioni elettriche nel punto di acquisizione, sono immuni alle interferenze elettromagnetiche e sono resistenti ad alte temperature e corrosione.

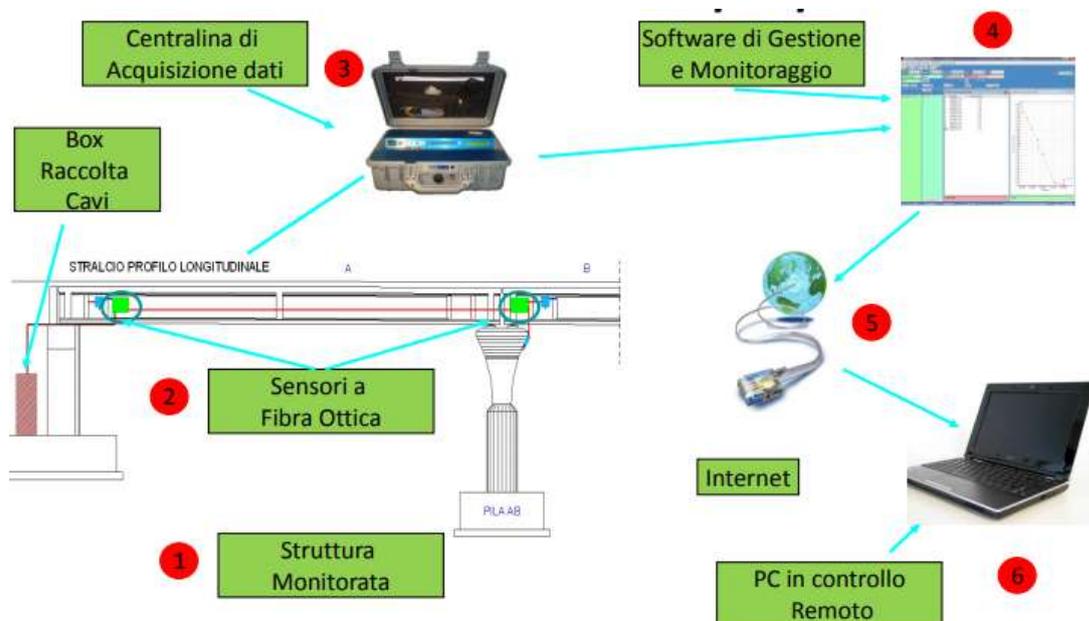


Figure 1.2: Architettura del sistema di monitoraggio statico

È possibile collegare l'unità di lettura anche ad altri sensori, come accelerometri ed inclinometri, al fine di ottenere informazioni quanto più accurate possibili. Tuttavia, tale

monitoraggio ha dei limiti dovuti all'impossibilità di valutare cosa accade in presenza di frane o eventi catastrofici come terremoti o alluvioni.

1.2.4. Monitoraggio dinamico

Il monitoraggio dinamico si basa sull'analisi provenienti da vibrazioni naturali o indotte. Attraverso l'analisi delle accelerazioni acquisite è possibile risalire ai principali parametri modali della struttura e conoscerne il comportamento dal punto di vista dinamico. I parametri dinamici consentono, inoltre, la calibrazione di modelli strutturali FEM utilizzati per la valutazione della vulnerabilità sismica e per il progetto di eventuali interventi.

Il sistema di monitoraggio dinamico è costituito da una rete di accelerometri ad alta sensibilità, posizionati in punti significativi dell'opera e resi solidali con essa. I dati sono acquisiti con una frequenza di campionamento di 1.000 Hz per un periodo di tempo che varia da 30 a 60 minuti al fine di minimizzare l'incidenza di vibrazioni esterne.⁴ Le vibrazioni indotte sulla struttura sono dette "rumore sismico" e sono caratterizzate da oscillazioni ambientali a bassa energia con ampiezze variabili da 10^{-4} a 10^{-2} mm. L'origine del micro-sisma è data per le alte frequenze da perturbazioni atmosferiche sugli oceani⁵; per le basse frequenze dalle attività antropiche come il traffico veicolare, le attività industriali.

⁴ "Il monitoraggio dinamico delle strutture", DRC Diagnostic Research Company, 2017

⁵ "Monitoraggio e controllo di opere infrastrutturali" G. Porco

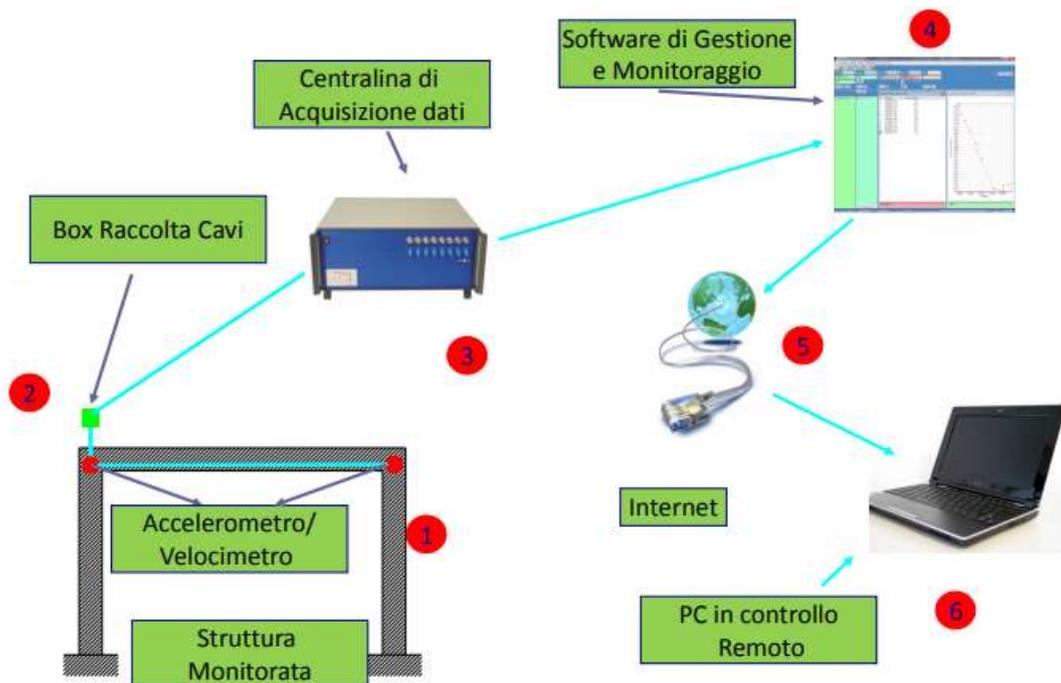


Figure 1.3: Architettura del sistema di monitoraggio dinamico

L'inconveniente di questi strumenti è l'elevato costo dovuto non solo agli accelerometri e al sistema di acquisizione dei dati (amplificatori, trasformatori analogici-digitali, computer per l'analisi dati)⁶; ma soprattutto alla loro installazione e successive manutenzioni per l'interpretazione dei dati.

1.3. Monitoraggio strutturale dei ponti e viadotti

Le ispezioni visive non sono sufficienti a poter decifrare con esattezza il comportamento dei viadotti, per cui si richiede sempre più spesso un monitoraggio in continua h24 con controllo da remoto. La Normativa Italiana vigente si dimostra arretrata in tema, in quanto non cita il monitoraggio come strumento di verifica della stabilità delle opere esistenti, tuttavia, prevede ispezioni strutturali delle varie parti costituenti il manufatto. Tra le grandezze monitorabili si hanno quelle legate direttamente alla struttura, ossia spostamenti, inclinazioni, tensioni e accelerazioni; e quelle che ne influenzano il

⁶ "Il monitoraggio dinamico delle strutture", DRC Diagnostic Research Company, 2017
 "Monitoraggio strutturale attraverso prove statiche e dinamiche", B. Calandrino, M. Di Paola, A. Pirrotta, B. Villa

comportamento, come vento, temperatura, umidità. La strumentazione utilizzata è la seguente:

- Sensori di spostamento ed inclinometri: utilizzati per monitorare l'eventuale allargamento dei giunti sull'impalcato e le rotazioni relative tra le componenti costituenti il ponte;
- Sensori di temperatura ed umidità: installati per monitorare variazioni di temperatura e umidità;
- Accelerometri: per valutare le accelerazioni;
- Anemometri a pale e ultrasuoni: per identificare la direzione e la velocità del vento;
- Distanziometri: per rilevare spostamenti lineari;
- *Strain gauges*: per misurare deformazioni e ricavarne le tensioni;
- Geofoni: per acquisire storie di velocità.

Il sistema di monitoraggio è progettato al fine di controllare in tempo reale il comportamento dell'opera; qualora il sistema sia anche di tipo attivo, è in grado di evidenziare in modo automatico i potenziali meccanismi di crisi. L'acquisizione dei segnali dei sensori avviene in più punti, al fine di minimizzare la lunghezza dei cavi di connessione. Il segnale analogico è digitalizzato e trasmesso al computer; i dati diventeranno l'*input* del modello agli elementi finiti, il quale sarà oggetto di confronto con i valori acquisiti. In caso di mancata coerenza il sistema attivo manderà un segnale di allarme autonomamente.

Le patologie dei ponti dipendono dal materiale e dall'ambiente in cui essi sono concepiti. Per ponti in muratura le cause principali sono legate all'età, all'intensità e frequenza dei carichi mobili, ai difetti di costruzione, al cambiamento delle condizioni idrografiche. Le patologie per i ponti in acciaio, invece, sono prevalentemente legate a problemi di fatica, usura e corrosione. Per i ponti in cemento armato le cause di degrado sono, in genere:

- a) Cause di tipo chimico-fisico: carbonatazione, ritiro, cicli di gelo e disgelo;
- b) Cause di tipo meccanico: urti, sismi;

- c) Cause di tipo tecnologico-progettuale: scarsa qualità dei materiali ed elementi strutturali sottodimensionati.⁷

⁷ “Il monitoraggio strutturale di ponti e viadotti”, INGENIO (2020)

2. Evoluzione normativa italiana

Il patrimonio infrastrutturale Italiano ha radici che partono da metà '900, quando nel secondo dopo Guerra le opere distrutte vennero ricostruite e vennero realizzate nuove reti di trasporto. Nel corso dei decenni la normativa sulle costruzioni ha subito un gran numero di revisioni, soprattutto a seguito degli eventi sismici degli ultimi anni, i quali hanno obbligato il legislatore a emanare delle direttive più stringenti in materia di sicurezza strutturale. Inoltre, i carichi imposti e le tecnologie costruttive sono variate, per cui opere costruite 50 anni fa sono realizzate in materiali completamente differenti di quanto è fatto ora. Si è resa così la necessità di attuare dei piani di manutenzione delle infrastrutture e strutture al fine di scongiurare danneggiamenti eccessivi e, conseguentemente, costi esagerati per il ripristino dell'opera.

2.1. Circolare Ministeriale LL PP 6736/61A1

È, di fatto, una delle prime leggi emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici a contenere al suo interno delle linee guida per il controllo delle opere; essa nasce a seguito del crollo del ponte di Ariccia nel gennaio del 1967. La Circolare impone una sorveglianza continua delle strutture, valutandone la stabilità e la conservazione delle parti portanti, con particolare attenzione alla zona di posa delle fondazioni, alle scarpate e tipologia di terreno latistante, al fine di evitare cedimenti differenziali o scalzamento delle pile, in caso di ponti. La Circolare ha come obiettivo quello della vigilanza e il controllo, da essere effettuato con cadenza trimestrale nel caso di ispezioni minori; ogni anno per le indagini più approfondite. Durante la normale attività quotidiana, il personale addetto alla manutenzione ispeziona i manufatti e le opere d'arte visivamente, osservando l'eventuale presenza di anomalie quali lesioni, crepe, fessurazioni, rigonfiamenti, distacchi, cedimenti, movimenti o franamenti. È richiesta una tempestiva segnalazione agli Uffici interessati, i quali, previa consultazione con personale tecnico, possono richiedere un controllo straordinario dell'opera. Esso è eseguito sotto la diretta responsabilità degli ingegneri, che redigono un apposito rapporto. I controlli sono effettuati da tecnici abilitati, talvolta anche mediante saggi ed ispezioni approfondite. È richiesta attenzione alle strutture verticali (pilastri, pile, colonne ecc), agli

appoggi, alle travature, agli archi, annotando qualsiasi particolare destante preoccupazione. In caso di opere di dimensioni elevate, o in presenza di elementi difficilmente ispezionabili, è compito delle Società Stradali munire adeguate attrezzature o affidarsi ai Vigili de fuoco o ai Comandi del Genio militare. Per ponti e viadotti di rilevante altezza o strutture di notevole luce libera viene istituito uno speciale controllo a cura del Ministero. Il documento redatto a seguito delle ispezioni è intitolato come “Controllo periodico stabilità opere d’arte”, affidato al Ministero dei lavori pubblici e all’ANAS. Esso contiene i dati dell’ispezione e dell’ispettore, disegni, grafici, fotografie, relazioni, scheda riepilogativa della vita del manufatto.⁸

La Circolare è tuttora usata, in quanto è l’unica che chiarisce e definisce la periodicità dei controlli.

2.2. Circolare Ministeriale LL PP 220977 02/08/1980

Al suo interno sono per lo più contenute indicazioni sulla progettazione dei ponti stradali, considerando i rischi geologici e idraulici, i carichi viaggianti, gli urti, l’azione centrifuga, il vento, il sisma ecc. e le annesse verifiche di sicurezza agli SLE e SLU. Non si nomina la possibilità di monitorare la struttura mediante apposita strumentazione, ma si indica la necessità di prevedere in fase di progettazione ed esecuzione dispositivi e provvedimenti atti ad assicurare l’ispezionabilità delle varie parti dell’opera.

2.3. Circolare Ministeriale LL PP 34233 25/02/1991

È un aggiornamento delle precedenti, tuttavia contiene al suo interno un capitolo riservato alla gestione dei ponti stradali. Si invitano gli enti gestori della rete stradale ad effettuare operazioni di:

- Vigilanza;
- Ispezione;
- Manutenzione ordinaria e straordinaria;
- Interventi statici: restauro-adeguamento-ristrutturazione.

⁸ “Controllo delle condizioni di stabilità delle opere stradali” Circolare Ministeriale 6736/61 A1

Si raccomanda il personale incaricato di effettuare con frequenza prestabilita delle indagini visive volte ad accertare l'insorgere di anomalie, come fessurazioni, deformazioni, armature scoperte, spostamenti, movimenti del terreno, segnalando tempestivamente all'ufficio dipendente. In caso di eventi eccezionali come alluvioni, frane, sismi, gravi incidenti stradali, devono essere effettuate delle ispezioni straordinarie. Le ispezioni devono, inoltre, prevedere controlli sulle parti strutturali dell'opera al fine di documentarne la stabilità.

Al fine di preservare l'opera, si prevedono interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria. Rientrano negli interventi ordinari: pulizia delle varie parti dell'opera, sostituzione di elementi accessori deteriorati, riparazioni localizzate superficiali, di impermeabilizzazione, contro la corrosione e dei giunti di dilatazione. La manutenzione straordinaria comprende: ripristino di parti strutturali, protezione delle armature scoperte, sigillatura di fessure, protezione contro la corrosione, riparazione o ricostruzione di ampie porzioni, sostituzione dei giunti di dilatazione.

Il restauro, adeguamento o ristrutturazione sono raccomandati nel caso in cui si voglia aumentare o ripristinare la capacità portante della struttura, causando un cambiamento sostanziale della stessa, variandone vincoli, schema statico e caratteristiche geometriche. Gli interventi sopra citati richiedono un'attenta progettazione attraverso rilievi geometrici, indagini sui materiali con prove distruttive e non, indagini su fondazioni, elaborati di calcolo e ulteriori provvedimenti nel caso in cui se ne renda il bisogno. A fine operazioni è obbligatorio il collaudo statico.

La Circolare appena esplicita interviene, rispetto ad altre normative dell'epoca, nell'argomento della manutenzione, sottolineandone importanza per grandi strutture, come i viadotti.⁹

2.4. Norma UNI 10985 “Vibrazioni su ponti e viadotti” 2002

Le vibrazioni indotte sulle strutture sono un valido strumento che consente la caratterizzazione delle stesse studiandone la risposta sotto carichi dinamici. La norma

⁹ “Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali” 25/02/1991, Ministero dei lavori pubblici

definisce i criteri per prove e rilievi dinamici indicandone la classificazione delle opere, le tipologie di indagini e controlli, le attrezzature da utilizzare per le vibrazioni e per la misurazione, le tecniche di indagine appropriate. A seconda del tipo e del materiale di cui è costituito il ponte/viadotto si applicano delle determinate procedure di identificazione dinamica, ponendo attenzione alla fase in cui il manufatto si trova (fase di costruzione, collaudo, esercizio). Prima di eseguire la prova dinamica è necessaria anche un'analisi preliminare volta a studiare il comportamento del ponte su un modello per individuare la tecnica di indagine appropriata, i sensori adatti e la loro posizione.¹⁰

2.5. Norma UNI/TR 11634 “Linee Guida per il monitoraggio strutturale” 2016

La presente Normativa introduce un termine nuovo e innovativo: il “Monitoraggio”. Essa mira a definire le linee guida per il monitoraggio strutturale, individuando opportuni criteri di progettazione e metodologie di identificazione dello stato delle strutture.

I vantaggi offerti dal monitoraggio sono molteplici, quali:

- Una conoscenza approfondita sul comportamento della struttura mediante la correlazione carichi-azioni e, conseguentemente la sua deformazione attesa;
- La possibilità di identificare modelli idonei, criteri di dimensionamento e una miglior valutazione della sicurezza;
- Una rapida segnalazione di anomalie sulla risposta strutturale, dando modo di intervenire rapidamente con idonei provvedimenti;
- La definizione di strategie al fine di prolungare la vita dell'opera;
- Una raccolta di dati statistici utili per studi futuri.

Il monitoraggio avviene in esercizio, valutando specifici parametri che caratterizzano il comportamento della struttura: proprietà fisico-meccaniche dei materiali, caratteristiche funzionali dei vari elementi strutturali e rispettive variazioni indicative di un possibile deterioramento dell'opera. Gli elementi principali caratterizzanti il monitoraggio sono:

¹⁰ “Identificazione modale” Valutazione dello stato di conservazione dei ponti in cemento armato, C. Gentile

- Modello numerico della struttura: il quale costituisce una “fotografia” della struttura in un determinato periodo di tempo;
- Un sistema di raccolta e gestione dati, ottenuto a seguito di ispezioni, prelievi di campioni, prove distruttive e non, e attraverso i dati rilevati dai sensori i quali rilevano nel tempo l’andamento delle azioni. Esso è utilizzato in fase di calibrazione del modello numerico e, in seguito, come input nelle procedure di controllo;
- Un insieme di procedure di elaborazione dei dati, le quali analizzano l’evoluzione della struttura;
- Procedure decisionali, in base ai risultati dei sensori.

Gli obiettivi previsti dalla Norma UNI sono riconducibili a due:

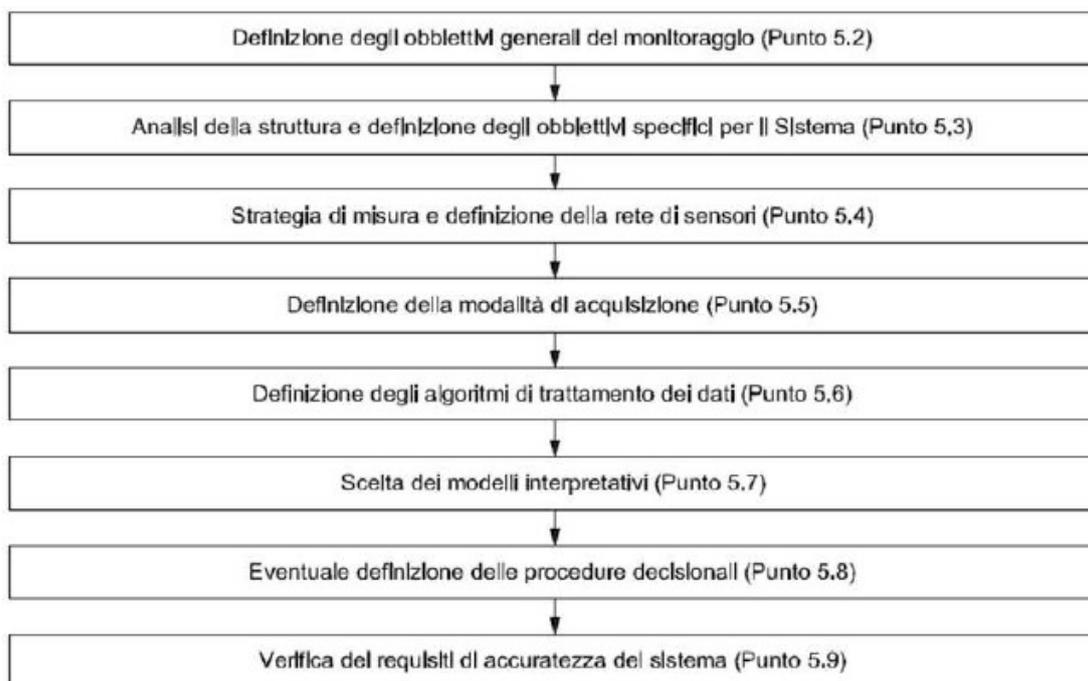
1. Controllo delle condizioni in cui si trova la struttura rispetto a possibili stati limite: il sistema è progettato in modo da valutare costantemente spostamenti, deformazioni, cedimenti, frequenze proprie di vibrazione e altri parametri, opportunamente selezionati in modo da essere significativi ai fini di un individuazione di un meccanismo di collasso o, più in generale, del verificarsi di un imminente danno. Il confronto tra i valori misurati con i valori limite consente di intervenire tempestivamente sull’opera.
2. Individuazione di un processo di degrado in atto: il monitoraggio individua un comportamento anomalo, talvolta valutando anche l’origine e la natura del degrado. Esso deve essere affiancato da un modello accurato che riproduca i possibili meccanismi di degrado, confrontandoli con quelli rilevati dai sensori. A differenza del caso precedente, in questo caso si mira ad osservare l’evoluzione dei diversi parametri, senza confronto diretto con dei valori target.

A differenza di altri campi, come l’aeronautico e l’aerospaziale, il settore dell’ingegneria civile risente di arretratezze in materia di monitoraggio; questo è dovuto all’unicità nelle problematiche che ciascuna costruzione mostra rispetto ad altre, rendendo difficile la messa a punto di sistemi di monitoraggio automatizzati, rendendo necessario l’intervento umano anche durante il controllo; inoltre, la vita di una costruzione è più lunga rispetto alle opere aeronautiche, richiedendo, di conseguenza tempi più lunghi di monitoraggio.

Ogni opera richiede uno studio approfondito prima di poter progettare un sistema di monitoraggio ad hoc; i principali fattori coinvolti sono:

- Importanza dell'opera in termini economici e funzionali;
- Le condizioni ambientali, le quali, se critiche (alto rischio sismico, condizioni climatiche avverse), richiedono una priorità maggiore;
- La complessità e il grado di innovazione della struttura;
- Il grado di affidabilità del monitoraggio e l'analisi costi-benefici.

Come già evidenziato nelle precedenti Normative, affinché si abbia un controllo completo della struttura, il monitoraggio deve essere accompagnato da ispezioni e indagini specialistiche.



Gli obiettivi finali del monitoraggio sono stabiliti tenendo in conto le prestazioni desiderate e la disponibilità economica, utilizzando dei parametri, quali:

- Indice o indicatore di danno;
- Indice di prestazione, misura della sicurezza strutturale;
- Indice della vita residua;
- Classificazione del danno o del livello prestazionale.

Anche a seguito di indagini e ispezioni, tuttavia, è raramente possibile conoscere dettagliatamente la struttura senza l'utilizzo di attrezzature sofisticate e complesse; per cui è fondamentale individuare un numero ridotto ma adeguato di grandezze significative da monitorare evitando ampie reti di sensori. Le grandezze scelte vengono valutate mediante un'analisi preliminare dell'opera, che valuti: tipologia e organizzazione strutturale, materiali impiegati, presenza di elementi critici. Esse possono essere:

- Variabili di stato: una caratteristica della risposta strutturale, come lo spostamento di interpiano nel caso di edifici, o una caratteristica delle azioni sulla struttura, come il carico massimo transitante;
- Parametri del sistema, come i coefficienti di influenza della temperatura;
- Grandezze che definiscono il comportamento strutturale.

Non tutti i parametri sono direttamente misurabili, ma sono spesso ottenuti attraverso rielaborazioni di altre grandezze misurate. Questi costituiscono, quindi, gli obiettivi del sistema di monitoraggio e forniscono l'input per i modelli da utilizzare.

La posizione e il numero dei sensori variano a seconda della tipologia di struttura e dall'accuratezza richiesta; la termografia, la fotogrammetria possono essere effettuate in un punto qualunque della struttura, negli altri casi la scelta viene fatta in base al maggior numero di informazione ottenibili e con la consapevolezza della possibilità di danneggiamento dei sensori, ragion per cui sono posti in numero ridondante.

La norma descrive anche le modalità di acquisizione dei dati per ogni tipologia di sensore in base alla grandezza misurata, valutando: frequenza di campionamento; la periodicità di acquisizione, se continua, periodica o su evento; i requisiti di sincronizzazione dei segnali. La frequenza di campionamento minima è scelta sulla base del fenomeno fisico rilevato e della sua variabilità nel tempo; la massima è fissata per tenere in conto dei limiti del sistema di trasmissione e archiviazione dei dati. I dati acquisiti possono presentarsi come valori singoli nel caso di misure di tipo statico, come sequenze temporali di dati nel caso di misure dinamiche. In ogni caso, i dati "grezzi" sono privi di significato, per cui vengono elaborati in tre fasi:

1. Pre-trattamento: eliminazione del rumore, eliminazione di letture errate ecc., valutazione della correttezza dell'acquisizione, validazione dei dati confrontando misure ridondanti;
2. Valutazione delle grandezze significative: trasformazione della misurazione in altre grandezze correlate come l'integrazione dell'accelerazione, determinazione di funzioni di trasferimento, determinazione di parametri modali;
3. Aggiornamento dei modelli interpretativi.

Nei paragrafi successivi sono contenute le informazioni e le metodologie per il trattamento dei dati misurati al fine di garantire un sufficiente livello di precisione e accuratezza.

Il progetto di massima appena descritto è seguito dal progetto esecutivo, il quale specifica l'architettura del sistema, le componenti hardware e software. Sensori e sistema di acquisizione sono connessi attraverso:

- Sensore: trasforma la grandezza fisica rilevata in segnale analogico elettrico o ottico;
- Sistema di acquisizione analogico: connette il sensore al convertitore;
- Convertitore analogico/digitale;
- Sistema di comunicazione digitale: connette convertitore al collettore;
- Collettore: raccoglie tutti i segnali digitali dei sensori.

L'architettura del sistema considera diversi fattori, quali: affidabilità, robustezza, facilità di montaggio, velocità di trasmissione, distanza di trasmissione, espandibilità, ingombro e impatto visivo, disponibilità ed alimentazione elettrica e costo.

I componenti hardware sono selezionati al fine di ottimizzare il sistema in termini economici e funzionali; essi sono:

- Sensori: scelti a seconda dell'intervallo di misura previsto, dalle caratteristiche fisiche e meccaniche di progetto, dalla presenza di eventuali rumori o condizioni ambientali che ne influenzano i risultati;
- Dispositivi di acquisizione: valutano il numero dei sensori, frequenza massima di campionamento, caratteristiche fisiche e meccaniche di progetto, possibilità di simultaneità del campionamento, tipologia di monitoraggio strutturale;

- Dispositivi di comunicazione sono scelti in base al modo e al protocollo di comunicazione (protocolli di telefonia mobile, Wi-Fi, Bluetooth ecc.);
- Equipaggiamento ed accessori comprendono cavi, connessioni, alimentatori ecc. e dipendono dal numero e tipologia dei segnali in uscita, dalle condizioni ambientali e da eventuali interferenze esterne (di tipo meccanico o elettromagnetiche);

I componenti software consentono la gestione del sistema e l'elaborazione dei dati; si occupano di acquisizione attraverso un linguaggio appropriato di programmazione; archiviazione su *file* o *database* strutturato; gestione dei dati, effettuando eventuali modifiche ed elaborazioni; analisi dei dati, determinando comportamento e condizione della struttura.

Altro elemento fondamentale per un corretto sistema di monitoraggio sono la corretta installazione, gestione e manutenzione dello stesso.

Nel cap. "Trattamento dei dati" sono esplicitate le metodologie adottate per la compensazione dei dati e per il *data reduction*. I dati rilevati vengono processati al fine di rilevare la presenza di un danno strutturale causato da fenomeni chimici-fisici, da fatica o superamento del limite di resistenza, da deformazioni eccessive. I processi di interpretazione dei dati si basano su modelli fisico-matematici, analisi del segnale, modelli probabilistici, modelli logici. Affinché un modello sia corretto si esegue una procedura di calibrazione la quale, partendo dall'osservazione dei fenomeni fisici, identifica le variabili dello stato del sistema; la fase finale verte in una simulazione numerica a più gradi di libertà per rappresentare quanto più correttamente possibile il comportamento della struttura, seguita da un confronto tra sperimentazione e risultati numerici.¹¹

Nella norma sono contenute indicazioni sul monitoraggio a seconda che si tratti di strutture di nuova costruzione o esistenti e, come appendice, ne illustra degli esempi applicativi.

¹¹ Norma UNI/TR 11634 "Linee Guida per il monitoraggio strutturale" 2016

2.6. Decreto Genova 19/11/2018¹²

Negli ultimi anni, l'Italia è stata sede di numerosi crolli strutturali, molti dei quali da strutture aventi un'età piuttosto bassa; tra queste, se ne citano alcune: ponte sul Vielia a Tramonti di Sopra (Pordenone) 15/12/2004; Ponte sulla provinciale Oliena-Dorgali in Sardegna 18/11/2013; Ponte a Carasco 22/10/2013; Autostrada A14, vicino ad Ancona 09/03/2017; Ponte Morandi a Genova 14/08/2018; Ponte sul Magra tra Caprigliola e Albiano 08/04/2020. Inoltre, il patrimonio strutturale italiano è caratterizzato dal 60% delle opere costruite nel secondo Dopo Guerra, aventi un'età superiore ai 50 anni e progettate con Normative ormai superate. I recenti crolli hanno fatto sì che si accendesse un campanello d'allarme nelle istituzioni. Il Decreto Genova, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale il 19 Novembre del 2018, pur non essendo una Normativa per le costruzioni, è un traguardo importante nella storia italiana per la salvaguardia delle opere pubbliche.

Le novità importanti risiedono nell'istituzione dell'ANFISA (art. 12), Agenzia Nazionale per la sicurezza delle Ferrovie e delle Infrastrutture Stradali e Autostradali, la quale ha il compito di redigere un piano nazionale per l'adeguamento e lo sviluppo delle infrastrutture stradali e autostradali, al fine di garantirne la sicurezza. Accanto all'ANFISA è stato creato un archivio informatico nazionale delle opere pubbliche (AINOP), il quale identifica ogni opera pubblica con un codice al quale fanno riferimento i dati tecnici, lo stato e il grado di efficienza, l'attività di manutenzione ordinaria e lo stato dei lavori.¹³

Il Decreto contiene anche informazioni riguardo al monitoraggio strumentale delle opere pubbliche, prevedendo sperimentazioni con la tecnologia 5G e utilizzando strumentazioni adeguate. Si richiede, inoltre, che il Ministero adotti un piano straordinario per il monitoraggio e la conservazione dei beni immobili, individuando gli ordini di priorità dei controlli sulle opere, in base alla pericolosità territoriale e di vulnerabilità.

¹² “Decreto Genova in Gazzetta Ufficiale: riepilogo di tutte le misure d'interesse” 20/11/2018, INGENIO-web

¹³ Portale ANSF: ANFISA <https://www.ansf.gov.it/ansfisa>
AINOP <https://www.ansf.gov.it/ansfisa>

2.7. Linea Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti, 17/04/2020

Si occupano della gestione della sicurezza dei ponti esistenti, attraverso una procedura di censimento e classificazione del rischio, verifica della sicurezza e attività di sorveglianza e monitoraggio. L'approccio si basa su un metodo multilivello visto il numero e la complessità delle opere presenti sul territorio italiano, partendo dal censimento delle stesse fino alla determinazione della classe di attenzione e delle conseguenti operazioni.

- Livello 0: censimento e caratteristiche delle opere;
- Livello 1: esecuzione di ispezioni visive al fine di individuare lo stato di degrado e le caratteristiche geo-morfologiche e idrauliche;
- Livello 2: determinazione classe di attenzione attraverso i parametri di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione;
- Livello 3: valutazioni preliminari per eventuali verifiche accurate di livello 4;
- Livello 4: valutazioni accurate secondo le NTC;
- Livello 5: applicata ai punti considerati di significativa importanza all'interno della rete.

Si riporti di seguito uno schema delle attività sopra citate, presente nelle Linee Guida:

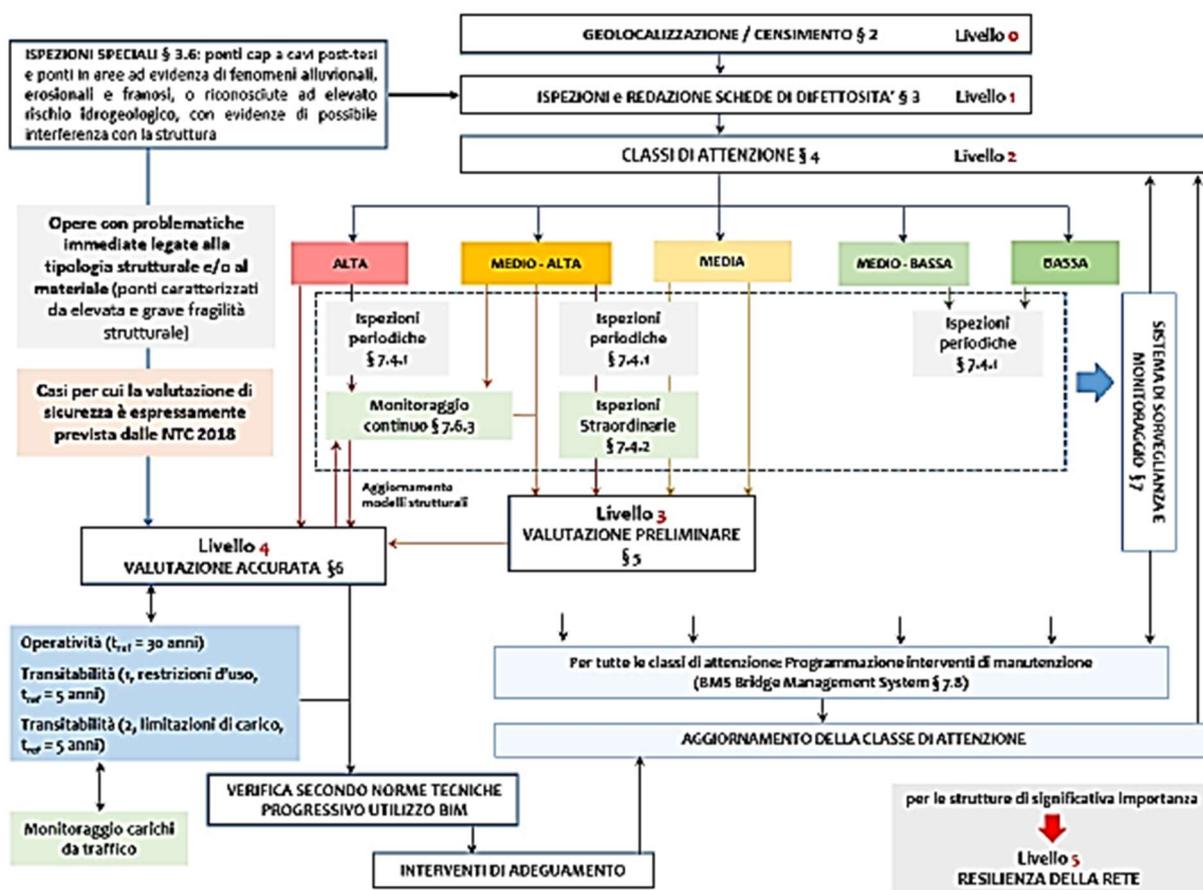


Figure 2.1: Approccio multilivello e relazioni tra i livelli di analisi

Il livello 2 rappresenta il passo più importante, in quanto attraverso la determinazione della classe di attenzione consente di poter realizzare gli interventi più adeguati alla struttura analizzata:

- Classe di attenzione Alta: sono richieste verifiche accurate per la sicurezza e le caratteristiche strutturali e geotecniche;
- Classe di attenzione Medio-Alta: ispezioni ordinarie e monitoraggio periodico, se necessario, ispezioni straordinarie;
- Classe di attenzione Media: valutazioni di livello 3, possibili ispezioni straordinarie in caso di presenza di fenomeni di degrado in rapida evoluzione;
- Classe di attenzione Medio-Bassa: ispezioni periodiche frequenti;
- Classe di attenzione Bassa: ispezioni periodiche.

Il livello 0 prevede di catalogare tutte le opere al fine di conoscere il numero di strutture da gestire; l'AINOP è lo strumento preposto.

Il livello 1 attraverso ispezioni visive raccoglie informazioni sulle caratteristiche geometriche e strutturali attraverso indagini fotografiche, rilievi geometrici con l'ausilio di apposite schede per evidenziare fenomeni di degrado e difetti. Ad ogni difetto è associato un peso al fine di scegliere l'ordine e le modalità di intervento adeguate. Occorre effettuare una valutazione dei potenziali eventi franosi e alluvionali attraverso la determinazione di vulnerabilità, suscettibilità ed esposizione. La frana è studiata individuando la magnitudo, la potenziale velocità massima e il suo stato di attività; la vulnerabilità varia a seconda dello schema statico e della presenza di condizioni favorevoli all'insorgere dell'evento. Nel caso di ponti in calcestruzzo armato precompresso a cavi post-tesi aderenti e ponti in aree alluvionali o ad alto rischio idrogeologico occorrono indagini approfondite; si richiedono indagini semi-distruttive come prove pacometriche, Georadar, tomografie ultrasoniche, metodi elettrochimici.

Il livello 2 è il fulcro dell'intera analisi in quanto determina il rischio di ciascun ponte. Le categorie di rischio sono: strutturale e fondazionale, sismico, frane, idraulico; ad ognuno di essi è associata una classe di attenzione. Per ogni tipologia di rischio si individuano fattori primari e secondarie se ne calcola la vulnerabilità, la pericolosità e l'esposizione.

Tabella 4.1 - Parametri primari e secondari per la determinazione di fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione strutturale e fondazionale

	Parametri primari	Parametri secondari
Pericolosità	Entità dei carichi presenti con particolare riferimento al transito di trasporto eccezionale	-
Vulnerabilità	Livello di difettosità Schema statico, luce, materiale e numero di campate	Rapidità di evoluzione del degrado Norma di progettazione
Esposizione	Livello di TGM e luce media della campata	Alternative stradali Tipologia di ente scavalcato Trasporto di merci pericolose

Tabella 2.1

Tabella 4.11. - Parametri primari e secondari per la determinazione di fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione sismica

	Parametri primari	Parametri secondari
Pericolosità	Accelerazione di picco al suolo e categoria topografica	Categoria di sottosuolo
Vulnerabilità	Schema strutturale, luce e materiale Livello di difettosità	Criteri di progettazione
Esposizione	Livello di TGM e luce media della campata	Alternative stradali Tipologia di ente scavalcato Trasporto di merci pericolose Strategicità dell'opera

Tabella 2.2

Tabella 4.15. - Parametri primari e secondari per la determinazione di fattori di suscettibilità, vulnerabilità ed esposizione associati al rischio frane

	Parametri primari	Parametri secondari
Suscettibilità	Instabilità di versante (Magnitudo, Velocità, Stato di attività)	Incertezza di modello Misure di mitigazione
Vulnerabilità	Tipologia/robustezza del ponte e tipologia di fondazioni	Estensione dell'interferenza
Esposizione	Livello di TGM e luce della campata	Alternative stradali Tipologia di ente scavalcato Strategicità dell'opera

Tabella 2.3

Tabella 4.19 - Parametri primari e secondari per la determinazione di fattori di suscettibilità, vulnerabilità ed esposizione associati al rischio idraulico

	Parametri primari	Parametri secondari
Pericolosità/Suscettibilità	Probabilità di accadimento e consistenza evento	Incertezza di modello Misure di mitigazione
Vulnerabilità	Resilienza all'evento naturale	Tipologia, magnitudo e frequenza evento Tipologia ed efficienza opere di mitigazione
Esposizione	Danno potenziale	Tipologia di ente scavalcato Importanza strategica dell'opera Estensione del danno

Tabella 2.4

Il livello 3 valuta qualità e tipologia dei difetti rilevati al livello 1, analizzando nel dettaglio eventuali problematiche rilevate.

Obiettivo del livello 4 è determinare il livello di sicurezza del ponte stabilendo se l'uso della costruzione possa continuare senza interventi, se debba essere modificato o se sia necessario attuare interventi volti a migliorarne la sicurezza. Si definisce:

- **Adeguito:** se le verifiche secondo NTC utilizzando carichi e coefficienti proposti sono soddisfatte;
- **Operativo:** se le verifiche secondo NTC sono verificate con riferimento di 30 anni di vita utile;
- **Transitabile:** se le verifiche secondo NTC sono soddisfatte considerando un intervallo temporale inferiore in cui si limitino i carichi transitanti o si restringa l'uso del ponte.

Così come per le strutture, anche i ponti richiedono una conoscenza mediante un'analisi storico-critica, lo studio dei progetti originali, rilievi geometrici, caratterizzazione geologico-tecnica del sito, indagini dei materiali e, talvolta, anche indagini speciali se sono evidenti possibili frane o scalzamento delle pile. Il numero e la localizzazione delle indagini sono definiti dal tecnico a seconda delle informazioni del manufatto e dalle verifiche effettuate nei passi precedenti.

L'ultima parte del documento descrive i metodi di sorveglianza e monitoraggio e fornisce degli indicatori sullo stato di condizione del viadotto. Il modello di degrado è un metodo semplificato che può essere utilizzato per elementi singoli o per l'intera opera; esso rappresenta una previsione degli andamenti del degrado.

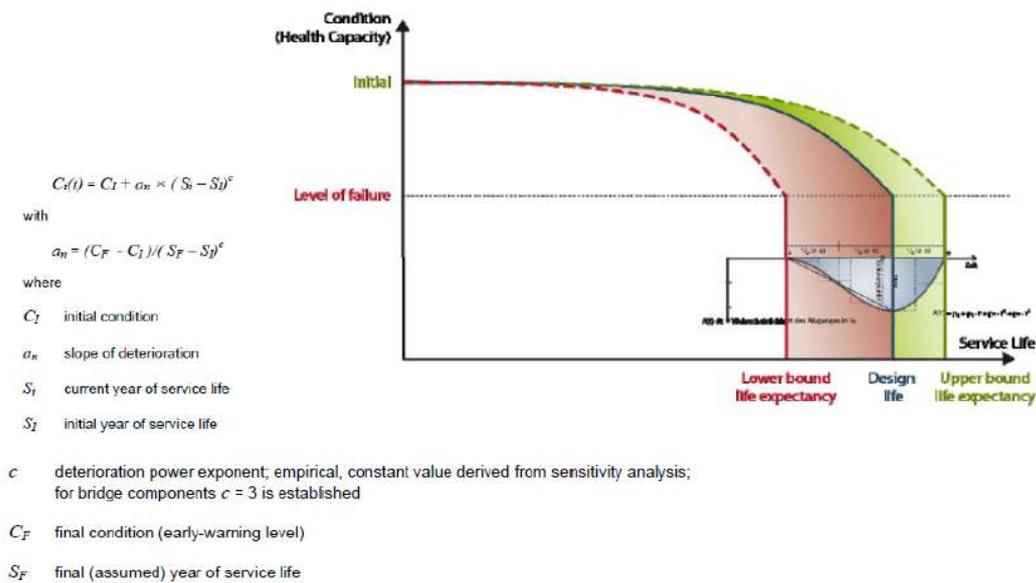


Figure 2.2: curva di degrado tipica in c.a.

A seguito di indagini speciali e di interventi di manutenzione la classe di attenzione dell'opera può variare e anche la vita utile subisce dei cambiamenti.¹⁴

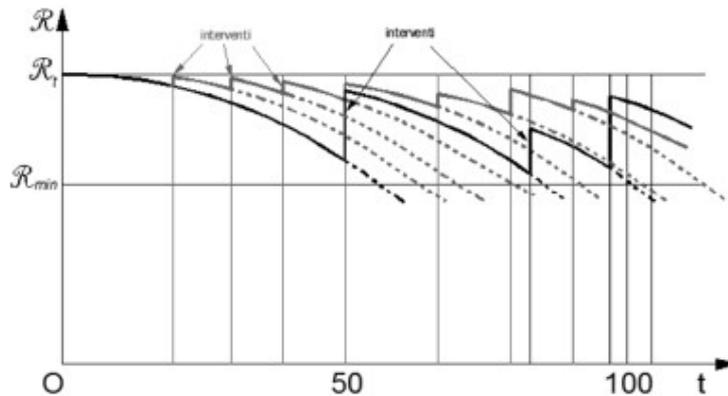


Figure 2.3: evoluzione dell'indice di affidabilità della vita utile in funzione degli interventi

Per facilitare il controllo e la gestione dei viadotti è stato creato il BMS (“*Bridge Management System*”); esso è costituito da:

- Archiviazione dati;
- Modelli di degrado e costo;
- Modelli di analisi e ottimizzazione;
- Funzioni di aggiornamento

¹⁴ Cap. 7.6 “Monitoraggio strumentale SHM”, Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio di ponti esistenti (2020)

3. Normative Internazionali

3.1. Normative Americane

Le Norme attuate dagli americani sono una diretta conseguenza dei crolli avvenuti in passato. L'anno zero è il 1967 quando il *Silver Bridge* sul fiume Ohio in Virginia crolla improvvisamente, dopo 40 anni dalla sua costruzione.



Figure 3.1: Crollo del Silver Bridge (1967)

Lo schema statico adottato è quello di un ponte sospeso con un cavo portante costituito da una catena a barre incernierate detta *eye-bar* e una struttura reticolare di irrigidimento. Le cause del crollo sono da ricondursi a fenomeni di fatica, i quali hanno indotto delle fratture negli snodi tra cavo e catena principale; anche la scarsa manutenzione ha influito generando attriti nel nodo per una mancanza di lubrificazione, accumulo di ruggine all'interno dell'occhiello della barra limitandone la rotazione della stessa. La rottura, probabilmente, avvenne a partire da una frattura a fatica sull'occhiello, amplificando lo sforzo agente e la velocità di propagazione della stessa causando una rottura fragile dell'elemento. La crisi di uno dei nodi provocò il crollo improvviso del ponte.

Dalla tragedia ne scaturisce l'emissione del *Federal Highway Act* 1968, che partendo dal *National Inspection Standards* (NBIS), stabilisce le linee guida per l'ispezione e l'inventario dei ponti, comprendendo le procedure e la frequenza delle ispezioni e la qualificazione del personale addetto. La *Federal Highway Administration* (FHWA) e la

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) pubblicano 3 manuali:

- *Bridge Inspector's Training Manual* (FHWA,1971);
- *Manual for Maintenance and Inspection of Bridges* (AASHTO,1970);
- *Recording and Coding Guide for the Structure Inventory and Appraisal of the Nation's Bridge* (FHWA,1972).

A seguito del crollo del *Mianus River Bridge* in Connecticut (1983) viene redatto il *Manual Inspection Critical Bridge Members* (FHWA, 1986); le linee guida *Evaluating Scour at Bridges* (FHWA,1988) vengono emanate a causa del crollo dello *Schonarie Creek Bridge* (1987) per via dello scalzamento delle pile.

Negli anni '90 i vari dipartimenti americani dei trasporti hanno adottato il *Bridge Management Systems* (BMS) supportato dai dati delle ispezioni e sul censimento delle opere.

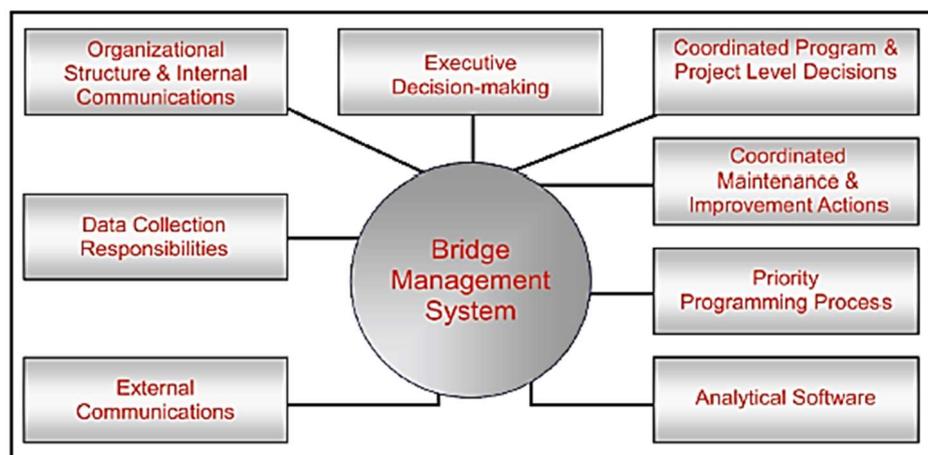


Figure 3.2: schema funzionale del BMS

Nel corso degli anni '90 le normative hanno subito degli aggiornamenti senza alcun sostanziale cambiamento.

Nel 2008 è stato redatto il *Manual for Bridge Evaluation* sulla verifica strutturale dei ponti esistenti. La capacità portante del ponte è determinata attraverso il *Bridge Rating* e il controllo dipende dai carichi viaggianti imposti dai manuali AASHTO. La verifica avviene per livelli, partendo dai carichi di normativa di ponti nuovi fino all'utilizzo dei

carichi mobili realmente circolanti, determinanti per stabilire la soglia di intervento del manufatto con divieti, restrizioni o rinforzi.¹⁵

3.2. Normative Britanniche

Nel 1987 il Dipartimento dei Trasporti britannico avvia un programma quindicennale di verifica della resistenza e di rinforzo dei ponti stradali a seguito dell'aumento dei carichi. Viene anche pubblicato un documento dedicato alla verifica dei ponti esistenti: *BD21: The Assessment of Highway Bridges and Structures*; esso evidenzia la presenza di diversi fattori negativi, come il degrado causato da scarsa manutenzione, la mancanza di documentazione originale di progetto, l'assenza di un archivio nazionale per le opere pubbliche.

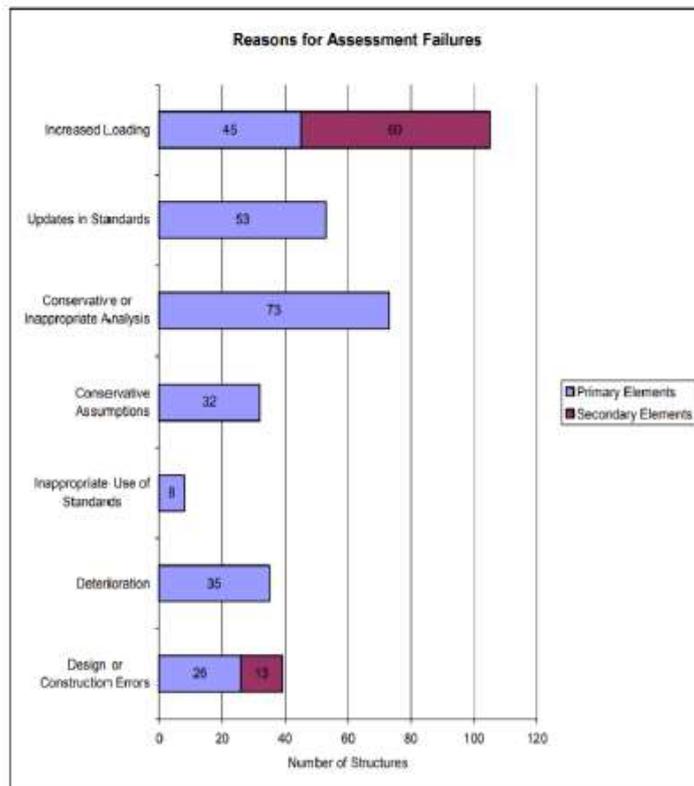


Figure 3.3: Cause di verifica non soddisfatta nel campione di ponti analizzati

¹⁵ “Gestione dei ponti esistenti: il quadro normativo italiano e il confronto con alcune normative internazionali”, INGENIO, 2020

Tuttavia, nei primi anni 2000 molte strutture sono state verificate, rinforzate o sostituite. A seguito della conclusione del programma viene redatto un documento, da parte della *Parsons Brinckerhoff*, che rivela le tipologie e i motivi di manutenzione dei ponti analizzati dal punto di vista statistico.

Le strutture più vulnerabili si sono rivelate quelle con impalcato a solettone, seguito da impalcati a travi e soletta. I modi di crisi più frequenti sono flessione longitudinale, flessione trasversale e taglio. La ricerca evidenziò come le cause di crollo fossero spesso correlate a metodi di verifica obsoleti, eccessivamente conservativi, in particolare:

- Analisi elastiche conservative: per poter utilizzare un approccio agli stati limite è necessario affidarsi a metodi non lineari;
- Modelli con bassa capacità trasversale: nel caso di ponti con solettone pieno, vi è una sottostima dell'armatura trasversale, non calcolata direttamente, ma valutata approssimativamente, poiché il modello si considera agente solo in direzione longitudinale;
- Azioni di taglio elastiche locali: tra un elemento finito e l'altro può risultare la presenza di picchi irrealistici, da analizzare con metodi più accurati;
- Metodi di calcolo inappropriati: si mira ad ottimizzare l'armatura di progetto delle piastre in c.a.

La normativa britannica impone di utilizzare metodi di analisi più raffinati nel caso in cui la verifica con metodi semplificativi non sia soddisfatta; sono presenti 3 livelli di verifica:

- Livello 1: analisi strutturali semplificate;
- Livello 2: analisi plastiche e non lineari;
- Livello 3: caratteristiche determinate a partire da test diretti sui materiali e da analisi dirette del carico.

Una metodologia molto usata per definire i carichi è il *Bridge Specific Assessment Live Load*, il quale con l'ausilio di dati misurati da dispositivi WIM, *weigh-in-motion*, e analisi statistiche, definisce un modello di carico che si adatta al tipo di ponte da monitorare, fornendo una condizione quanto più realistica possibile. Lo studio è stato effettuato sul *West Gate Bridge* a Melbourne; sul grafico seguente si evidenzia la differente domanda in termini di carico viaggiante:

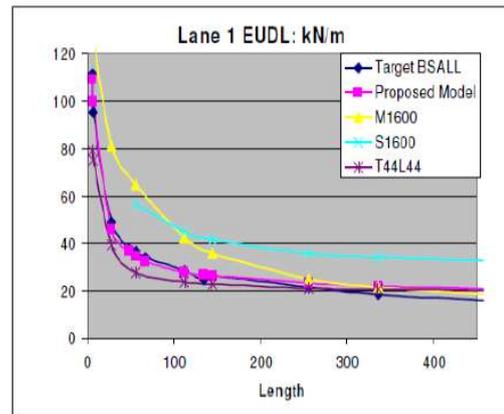


Figure 3.4: veduta del ponte e confronto delle domande in termini di carico equivalente tra i vari modelli

Nel corso degli anni si è reso sempre più necessario il monitoraggio, l'ispezione e la verifica delle opere presenti sul territorio e il tutto è regolamentato dal *Road Asset Management*.¹⁶

¹⁶ "Gestione dei ponti esistenti: il quadro normativo italiano e il confronto con alcune normative internazionali.", INGENIO, 2020

3.3. Altre Normative

Anche altri paesi hanno istituito delle nuove linee guida per il controllo delle strutture, ad esempio il *Bridge Inspection Manual*, in Cambogia in Asia riassume i passi principali per il monitoraggio di un ponte.

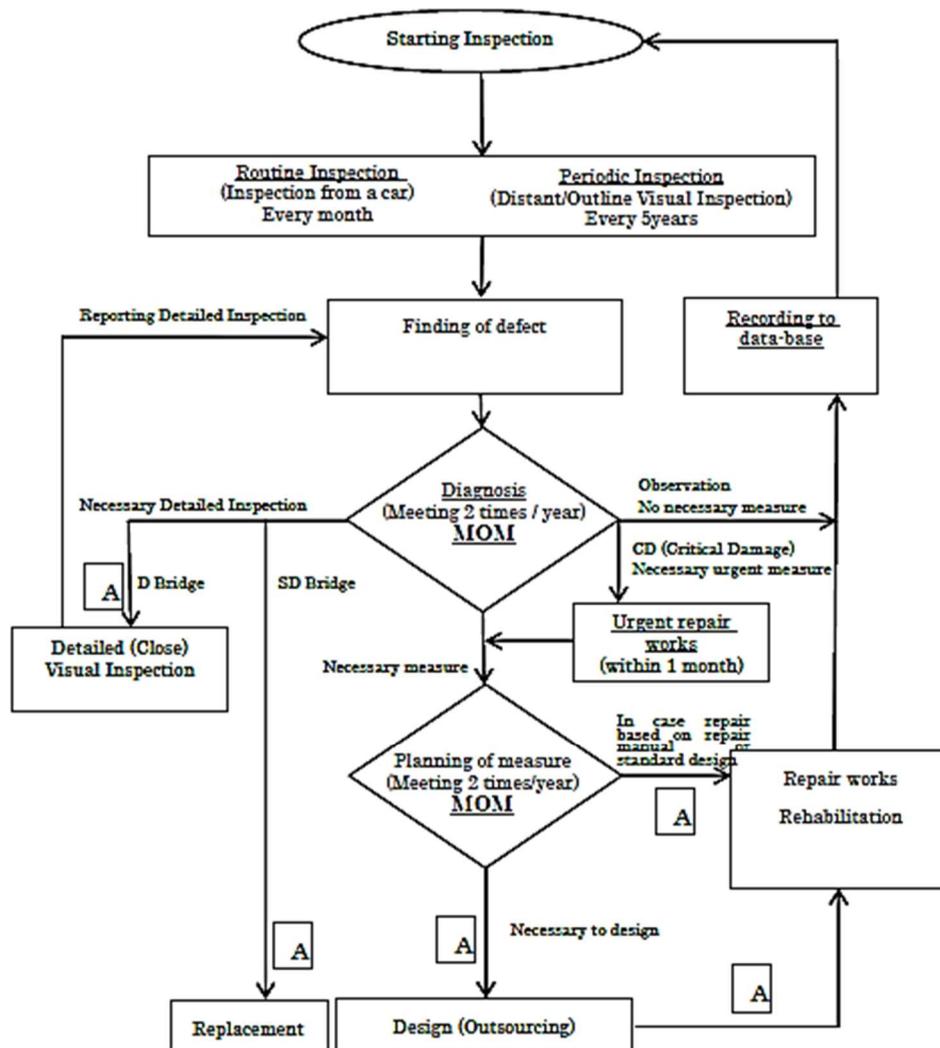


Figure 3.5: schema diagnosi e monitoraggio di un ponte

Il manuale riporta la definizione di *Bridge Inspection* come la valutazione del danno e delle proprietà dei materiali utilizzati. La causa del danno può essere dovuta a fattori ambientali, a scarsa manutenzione, a errori di progettazione o costruzione e sovraccarico.

Lo scopo dell'ispezione dei ponti include:

- La ricerca e la valutazione dei dati raccolti in passato;
- Determinazione e fornitura delle risorse necessarie per l'ispezione;
- Effettuare indagini visive ma anche misurazioni dirette sull'opera.

Nel manuale sono illustrate passo dopo passo le procedure da adottare per un corretto monitoraggio, con distinzione nella tipologia e nel materiale del ponte, comprese le indicazioni di sicurezza per i tecnici che effettuano le ispezioni e le misurazioni.

In particolare, si fa riferimento a differenti tipologie di ispezioni:

- Ispezioni di routine: conferma delle condizioni di sicurezza del ponte;
- Ispezioni periodiche: effettuate attraverso un'accurata indagine visiva e di diretto contatto;
- Ispezione di dettaglio: richiede test non distruttivi o svolti attraverso il "martellamento" di alcuni punti della struttura;
- Ispezione supplementare: monitora l'avanzare del danno nel caso in cui non possa essere riparato in breve tempo;
- Ispezione di emergenza: necessarie a seguito di un'ispezione supplementare in caso di anomalie, o dopo il verificarsi di condizioni meteorologiche eccezionali;

La frequenza delle ispezioni è riportata in seguito, tuttavia può essere modificata a seconda delle condizioni della struttura, delle ispezioni del passato e delle condizioni ambientali:

Classification of inspection	Standard Frequency	Remarks
Initial Inspection	Conducted before in-service	—
Routine Inspection	Once/month	With road inspection
Periodic Inspection	Once/Every 5 year	Afar inspection by using binocular
Detailed Inspection	Once/5 years	Closed inspection
Follow-up Inspection	Once/1 month or 3month or year (Depending on situation)	Until finishing repair work or placement
Emergency Inspection	Whenever necessary	—

Tabella 3.1: frequenza delle ispezioni a seconda della tipologia

I test non distruttivi sono richiesti al fine di identificare la qualità dei materiali e la posizione ed estensione dei difetti; essi sono: il *rebound hammer test*, la prova di carbonatazione, prova ad ultrasuoni, cella di potenziale elettrico ecc.

Tutte le informazioni preliminari e i risultati delle analisi effettuate saranno indicati in un database indicativo dell'opera analizzata, il quale potrà essere consultato per futuri interventi.¹⁷

Anche in Germania sono all'avanguardia in materia di gestione e manutenzione dei ponti. Fino al 2011 il monitoraggio strutturale dei viadotti e delle infrastrutture tedesche era legato alla sola ispezione visiva e test annessi, tuttavia questa metodologia risente di gravi insidie, in quanto è possibile evidenziare danni solo quando essi sono evidenti. Inoltre, alcune aree non sempre sono accessibili rendendo difficile il lavoro di ispezione. Si è deciso di affiancare alle ispezioni visive un sistema in grado di rilevare in maniera continua e veloce le variazioni dell'opera. Il progetto è chiamato *Smart Bridge (Intelligente Brücke, in tedesco)* istituito dal *Federal Ministry of Transport e dal Federal Highway Research Institute (BAST)*.¹⁸

Il sistema prevede l'utilizzo di sensori intelligenti che si adattano alla tipologia di struttura del ponte autonomamente; posizione e tipologia di sensori viene valutata in fase di progettazione ed essi accompagnano la struttura per tutta la vita.

3.4. Confronto legislativo tra Italia e resto del mondo

Come si è visto nel precedente paragrafo, la legislazione italiana in tema di monitoraggio e manutenzione dei ponti è molto recente; la prima opera risale, infatti, al 2016 nella quale si evince come il monitoraggio strutturale sia un intervento quanto più necessario. Nelle altre nazioni del mondo, tra cui quelle citate, le prime normative sull'argomento sono più antiche e più evolute.

¹⁷ “Bridge Inspection Manual”, Ministry of Public Works and Transport, Cambogia, 2018

¹⁸ “Smart Bridge”, Intelligente Brücke, BAST

L'Italia possiede una rete infrastrutturale tra le più complesse al mondo; considerando le sole strade principali si arriva a 180 mila km nel quale sono presenti 30 000 ponti e 15 000 gallerie. Inoltre, risente di un'elevata vulnerabilità sismica e idrogeologica che rende più difficile la gestione e la manutenzione delle opere. Il problema dei crolli recenti è legato, tra le varie cause, alle arretratezze della normativa italiana, tra queste:

- Non vi è nessuna evidente richiesta di verifiche immediate nei viadotti prossimi alla fine della vita utile;
- Il termine "Degrado" è spesso utilizzato in senso generico, consentendo una definizione soggettiva;
- Per la verifica dei ponti esistenti non vengono utilizzati i carichi di norma determinati nelle NTC.

Per le motivazioni sopra citate, si è reso necessario, quindi, redigere un documento in grado di definire accuratamente le operazioni da attuare durante la manutenzione di un viadotto. Come illustrato nel Cap. 1.4.7. , le attuali Linee Guida per la gestione dei ponti partendo dal censimento delle opere e nella loro catalogazione in aree di rischio fino ad arrivare al monitoraggio vero e proprio, descrivono passo dopo passo le verifiche e le considerazioni da effettuare durante le operazioni di manutenzione. Il documento, con l'ausilio dei precedenti e delle normative vigenti durante la costruzione del ponte preso in esame, permette di realizzare al meglio un sistema di monitoraggio efficiente.

4. Viadotto AutoFiori Savona-Ventimiglia

4.1. Descrizione dell'opera

Il viadotto oggetto di studio è stato costruito tra il 1967 e il 1971 e fa parte dell'Autostrada A10, che si estende da Savona a Ventimiglia, di cui si considera il tronco Sanremo-Imperia Ovest. L'autostrada ha una lunghezza di 158.7 km e fa parte della strada europea E80, la quale prosegue fino in Francia.



Figure 4.1: Mappa sintetica estrapolata dalla CTR per l'individuazione del viadotto

La geometria del ponte è tipica dei viadotti presenti in Italia, composta da un impalcato in c.a.p. sorretto da pile in c.a.p. costituite da due parallelepipedi congiunti alla base da un blocco di dimensioni maggiori. Il territorio circostante è di tipo collinare, ad una quota sul livello del mare che va dai 120 m ai 200 m. Data la morfologia territoriale, alle estremità del ponte, a ridosso delle spalle sono presenti due gallerie. L'autostrada passante al di sopra della struttura del viadotto è costituita da due carreggiate con 2 corsie ordinarie e una di emergenza. I due sensi di marcia non si trovano sullo stesso

impalcato, ma sono indipendenti l'un l'altro, con un leggero dislivello dato dalla diversa pendenza del territorio.



Figure 4. 2: Immagine estrapolata da Google Earth raffigurante una porzione di viadotto

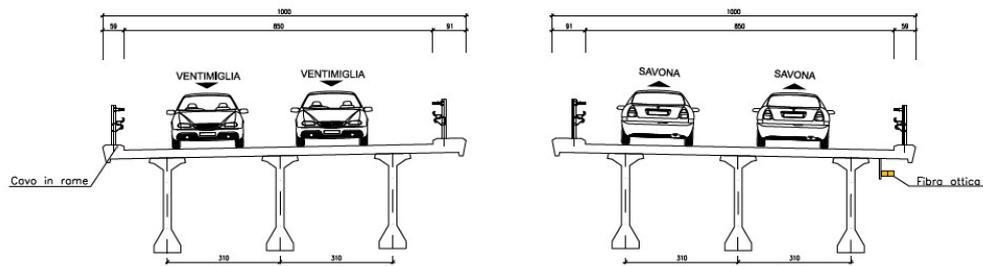


Figure 4.3: Sezione tipo impalcato

L'impalcato è costituito da più campate indipendenti poggianti sulle pile intermedie; per cui la tipologia strutturale adottata è di tipo semplice appoggio, con giunti tra le varie campate e luce di calcolo di 42.50 m.



Figure 4.4: Vista dall'alto del viadotto (immagine estrapolata da Google Earth)

L'impalcato è costituito da 3 travi longitudinali in c.a.p. collegate dalla soletta superiore e da 6 traversi di cui 4 intermedi e 2 in corrispondenza degli appoggi. Esse sono precedentemente gettate e dopo la messa in opera, vengono gettati i traversi e la soletta. La precompressione è di tipo pre-teso con l'utilizzo di cavi formati da fili d'acciaio del diametro di 7 mm in posizioni diverse a seconda della sezione, posizionati all'interno di guaine. L'interasse tra i traversi è di 845 cm, tuttavia, avendo adottato una luce di calcolo di 42.50 m, la distanza utilizzata in fase di modellazione è di 8,50 m.

4.2. Materiali utilizzati

Come indicato nelle relazioni di calcolo originali del '67, si utilizza calcestruzzo con dosaggio 350 m³/kg di cemento di tipo 730 kg/cm², al fine di ottenere una resistenza cubica di:

$$\sigma_{R\ 28gg} = 500 \frac{kg}{cm^3}$$

Corrispondente, secondo la normativa vigente a:

$$\sigma_{COMPR} = 50 \frac{N}{mm^2}$$

Ossia una classe di resistenza **C50/60**.

L'acciaio utilizzato per la precompressione ha le seguenti caratteristiche:

- Tensione caratteristica di rottura: $\sigma_{apr} = f_{ptk} = 1650 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione massima iniziale all'atto di tesatura: $\sigma_{api} = 1060 \frac{N}{mm^2} < 0.85 \sigma_{a 0.1}$
- Tensione massima in esercizio a perdite avvenute: $\sigma_{ap} = 860 \frac{N}{mm^2} < 0.60 \sigma_{apr}$

L'acciaio ordinario ha una tensione di snervamento:

$$\sigma_{snervamento} > 440 \frac{N}{mm^2}$$

Corrispondente ad una classe di resistenza **B450C**.

4.3. Schematizzazione strutturale

Nota la geometria dell'opera è necessario ricercare una quanto più possibile accurata rappresentazione della stessa da utilizzare per studiarne le sollecitazioni e il comportamento sotto particolari situazioni di carico o al contorno. Il software utilizzato per discretizzare la struttura in elementi finiti, ai fini dei calcoli ingegneristici, è il Lusas. Esso si compone di 4 prodotti a seconda delle differenti applicazioni:

- *Lusas Bridge*: per analisi su ponti, progettazione e verifiche;
- *Lusas Civil & Structural*: per analisi sismiche, nucleari, strutturali, geotecniche e per strutture offshore;
- *Lusas Composite*: per analisi e progettazione di prodotti o componenti compositi;
- *Lusas Academic*: per fini accademici, di ricerca o insegnamento;
- *Lusas Analyst*: per analisi e progettazione di strutture automobili, aerospaziali, manifatturiere e opere ingegneristiche in generale.

Il modulo utilizzato nella modellazione dell'opera oggetto di studio è "*Lusas Bridge*". Con esso, infatti, è possibile avere un menu dedicato interamente all'analisi sui ponti, è possibile determinare direttamente i carichi da applicare secondo la Normativa vigente

nei differenti Paesi, effettuare analisi con carichi viaggianti, studiare il comportamento delle funi nel caso di ponti strallati ecc.

Il Lusas consente di tenere sotto controllo tutti gli attributi del modello mediante una finestra laterale e attraverso lo *script* di calcolo in basso, determinante in caso di errori. È possibile utilizzare elementi bidimensionali, *shell* o spaziali. La scelta dipende da ciò che si vuole studiare e rappresentare. Gli elementi *Beam* sono di facile applicazione e di facile risoluzione dal calcolatore, a differenza degli elementi *shell*, i quali possono dare risultati eccessivamente approssimati se non sono costituiti da mesh adeguata e potrebbero richiedere un tempo di calcolo elevato.

Prima di procedere con la schematizzazione del modello occorre decidere che tipologia di dettaglio si vuole cercare, a seconda dell'analisi da effettuare. Un'analisi bidimensionale è di facile schematizzazione e consente di cogliere facilmente il comportamento del singolo elemento, tuttavia richiede più modelli per identificare il comportamento globale. Elementi *Beam* 3D sono anche usati per modellare solo l'impalcato o l'intera struttura 3D. Nel caso del viadotto in esame si sono utilizzati:

- Modello 3D comprendente pile e impalcato per analisi dinamiche;
- Modello 3D singola campata per analisi statiche e calcoli deformativi.

Il fine dell'analisi è quello di poter definire eventuali criticità nel viadotto scegliendo le posizioni e le tipologie di sensori adatti per le indagini.

Per poter modellare l'opera è necessario conoscerne:

- le proprietà geometriche delle singole sezioni;
- la geometria dell'impalcato;
- le proprietà meccaniche dei materiali utilizzati.

Le informazioni richieste sono reperibili attraverso un'accurata analisi storico-critica, necessaria a determinare il fattore di confidenza adeguato all'opera che, in caso di ponti, si pone uguale a 1, come stabilito dalle NTC18.

Si hanno a disposizione le relazioni tecniche del 1967 e le tavole progettuali, dalle quali si evince la geometria dell'opera e le caratteristiche costruttive.

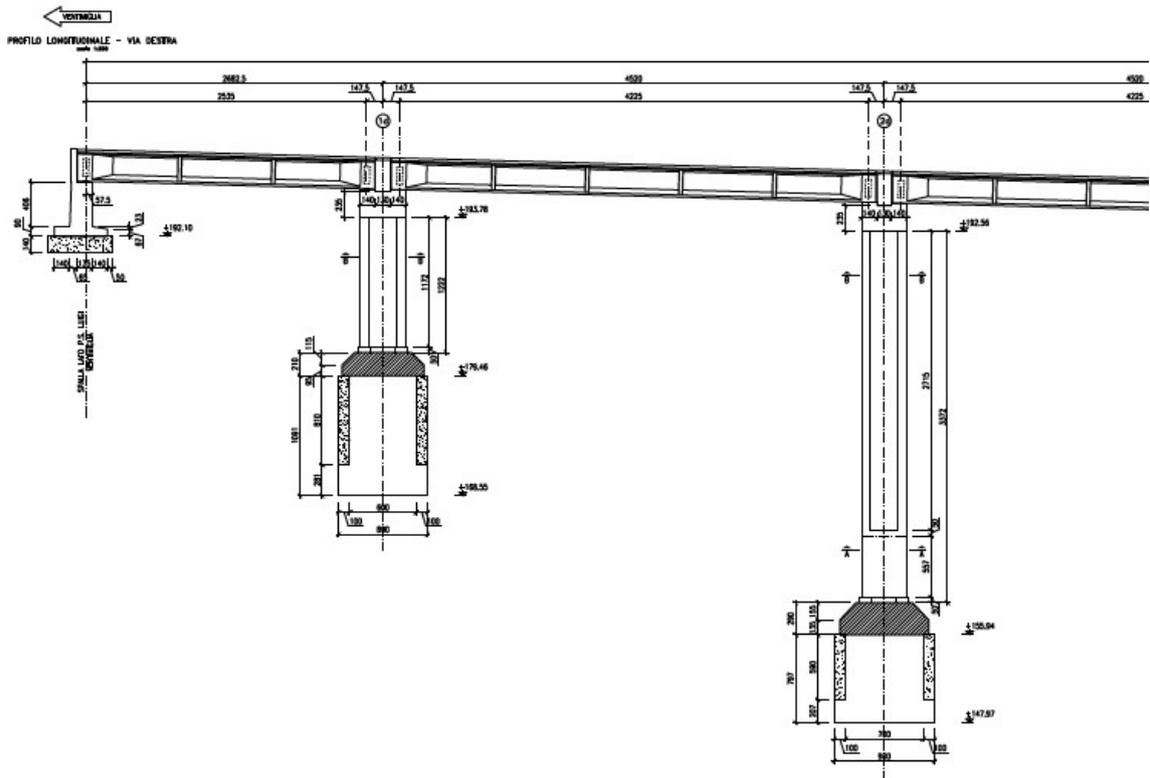


Figure 4.5: una porzione di vista laterale del viadotto

Il ponte complessivamente è composto da 7 campate di luce 42,50 m semplicemente appoggiate su pile e 2 campate di estremità di 25,50 m poggianti sulle spalle; su ogni campata sono presenti 4 traversi interni distanti 8,50 m, valore approssimato ai fini di semplicità di modellazione. Il viadotto, come indicato nel precedente capitolo è composto da due impalcati: uno per senso di marcia; si schematizza il viadotto di sinistra, avendo comportamento pressoché analogo a quello di destra.

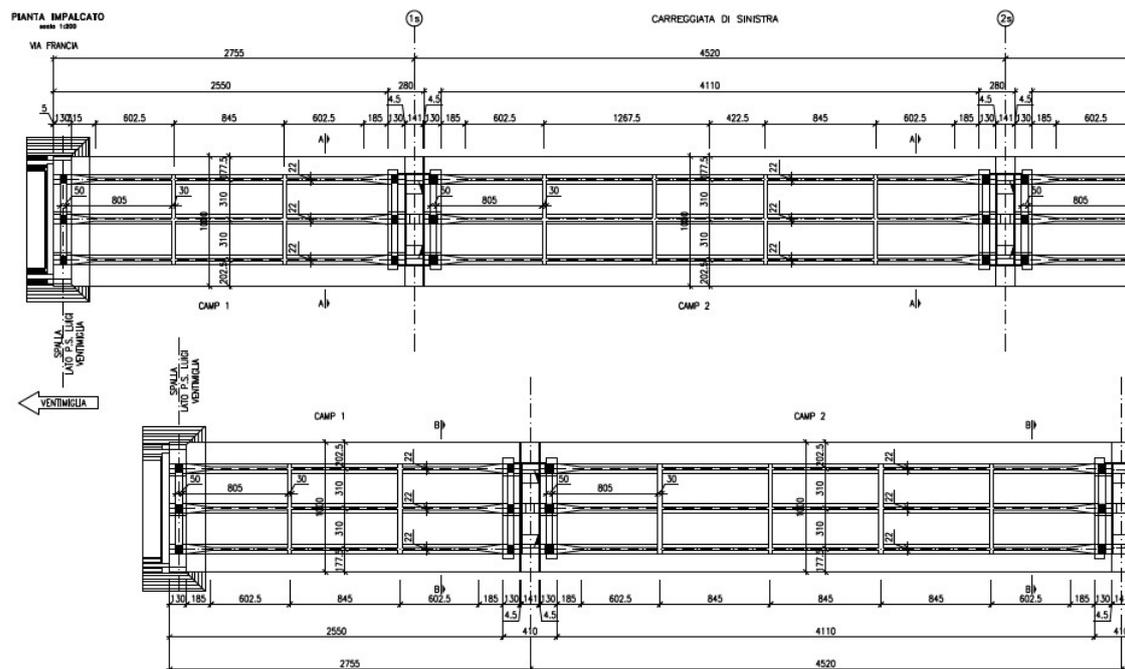


Figure 4.6: una porzione di vista dall'alto dell'impalcato

Le pile hanno altezze differenti, in quanto seguono la morfologia del territorio. Ai fini delle analisi dinamiche e statiche, non vi è interesse nel modellare la fondazione di tipo “a pozzo”, per cui il modello si conclude con l’introduzione di vincoli di incastro che simulano l’effetto della fondazione rigida. Le spalle, invece, sono schematizzate con un vincolo di cerniera, consentendo le rotazioni.

4.4. Modellazione strutturale

La struttura da schematizzare è costituita da 4 elementi fondamentali:

1. travi longitudinali;
2. traversi;
3. impalcato;
4. pile.

Il software Lusas lavora per punti e coordinate in un sistema di riferimento globale XYZ, il primo passo è, in genere, quello di determinare la posizione di punti caratteristici costituenti l'impalcato e, dopo averli collegati mediante comando Linea, o, come in questo caso, creando delle superfici ogni 4 punti, si procede a copiare, ruotare e spostare i vari elementi.

L'intero viadotto è costituito da elementi modulari uguali tra loro, per cui è sufficiente modellare una campata singola e copiarla lungo la direzione di sviluppo dell'opera.

4.4.1. Modellazione travi Longitudinali

Le travi longitudinali sono costituite da una sezione ad I prefabbricata, per cui sono modellate come tale. In Lusas, nella sezione "*Attributes-Material*" sono presenti delle librerie contenenti le diverse sezioni da utilizzare in base al Paese in cui ci si trova. Per ogni sezione sono presenti le caratteristiche geometriche utili ai fini dei calcoli, quali: area, momento di inerzia, momento statico, area a taglio. La sezione costituente l'impalcato del viadotto considerato non è presente in alcuna libreria, avendo dimensioni diverse da quelle proposte. La nuova sezione è stata creata per coordinate e punti, utilizzando "*Utilities*" ed eseguendo l'analisi che ne calcola le caratteristiche geometriche, salvando i risultati nella libreria "*User*".

	Sezione Travi Longitudinali	
	<i>Area</i>	= 9673 cm ²
	<i>I_{yy}</i>	= 0.837646 E8 cm ⁴
	<i>I_{zz}</i>	= 0.028235 E8 cm ⁴
	<i>I_{yz}</i>	= 3.33E-8 cm ⁴
	<i>J</i>	= 0.030686E8 cm ⁴
	<i>A_{sy}</i>	= 5322,51 cm ²
<i>A_{sz}</i>	= 5607,37 cm ²	

Come precedentemente indicato, travi longitudinali, traversi e soletta costituiscono elementi distinti, per cui la sezione attribuita agli elementi non tiene conto della larghezza collaborante della soletta. Qualora la si considerasse, si andrebbe ad aumentare erroneamente il peso dell'impalcato.

Affinchè il software rilevi la presenza di un elemento trave e ne consideri la massa, occorre assegnare una mesh adatta. L'elemento rappresentativo della trave longitudinale è “*Thick beam 3D*” il quale consente di valutarne il comportamento in un ambiente tridimensionale. Per una definizione più corretta delle caratteristiche della sollecitazione e degli spostamenti, si divide l'elemento in parti uguali, in numero tale da essere compatibile con la mesh della soletta e dei traversi.

4.4.2. Modellazione travi trasversali

Tra una campata e l'altra sono posti 4 traversi, che si vanno a sommare ai due posti in corrispondenza delle pile. Il loro scopo è quello di irrigidire l'impalcato trasversalmente e consentire una migliore ripartizione dei carichi. Come indicato di seguito in Fig. 4.7, il traverso è costituito da una porzione di soletta collaborante, pari a 1.50 m, come indicato nella relazione di calcolo del 1967.

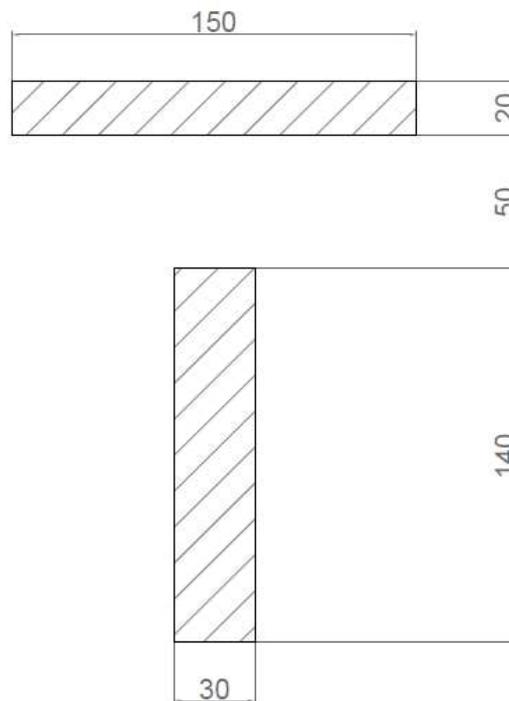
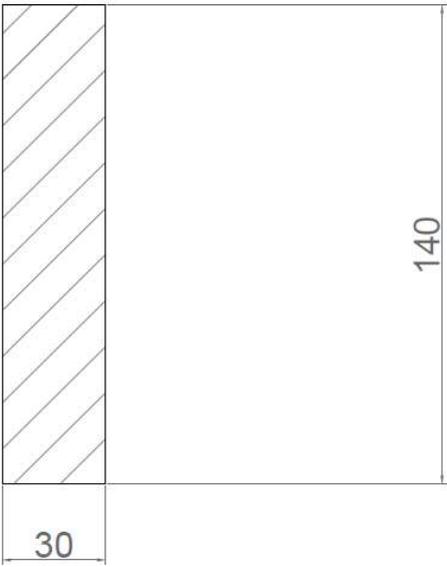


Figure 4.7: sezione dei traversi

Tuttavia, come nel caso delle travi longitudinali, non viene modellata la porzione di soletta superiore, la quale si sommerebbe a quella già presente al di sopra del grigliato, generando una massa complessiva superiore a quella effettiva.

La sezione del traverso non è già presente nelle librerie del software, per cui è stata creata una nuova sezione rettangolare di base 30 cm e altezza 140 cm.

	Sezione Traversi	
	<i>Area</i>	= 0.42E4 cm ²
	<i>I_{yy}</i>	= 0.0686E8 cm ⁴
	<i>I_{zz}</i>	= 3.15E5 cm ⁴
	<i>I_{yz}</i>	= 0 cm ⁴
	<i>J</i>	= 0.010899E8 cm ⁴
	<i>A_{sy}</i>	= 0,35E4 cm ²
	<i>A_{sz}</i>	= 0.35E4 cm ²

Anche in questo caso, la mesh adottata è di tipo tridimensionale “*Thick beam 3D*”.

4.4.3. Modellazione della soletta

La soletta di irrigidimento ha uno spessore di 24 cm ed è gettata in opera con le travi trasversali. Il compito è quello di ripartire correttamente i carichi applicati e dare un’appropriata rigidità all’impalcato. La soletta si comporta come una piastra, per cui è modellata con un elemento *Shell* di spessore 24 cm.

Travi e soletta non sono indipendenti, ma costituiscono un unico blocco collaborante, per cui, il movimento di una è seguito dall’altro. Affinché questo sia possibile, la soletta deve avere elementi in comune con le travi, perciò non viene modellata un’unica shell su tutta la campata, ma viene divisa in elementi di dimensioni inferiori di forma rettangolare con i vertici coincidenti con i nodi delle travi. Per garantire un comportamento globale d’insieme, la mesh adottata per la soletta è di tipo “*Thick shell*” con una divisione dell’elemento in linea con quella delle travi.

Travi longitudinali e trasversali sono disposte sullo stesso piano, la soletta, invece, si trova ad una quota superiore. Il software, di default, però, una volta assegnati tutti gli attributi

previsti, posiziona ciascun elemento in modo tale che il centroide dello stesso sia complanare al piano XY del sistema di riferimento globale del modello. Inoltre, il reale punto d'appoggio della soletta si trova in corrispondenza dell'intradosso della trave principale, per cui, sfruttando le eccentricità in direzione z, è possibile disporre travi e soletta in una configurazione più simile alla realtà. Per le travi longitudinali e trasversali, l'offset da applicare coincide con la coordinata baricentrica delle prime; l'eccentricità totale della soletta, invece, è la somma dell'altezza della trave e della propria distanza baricentrica dall'estremo inferiore della sezione.

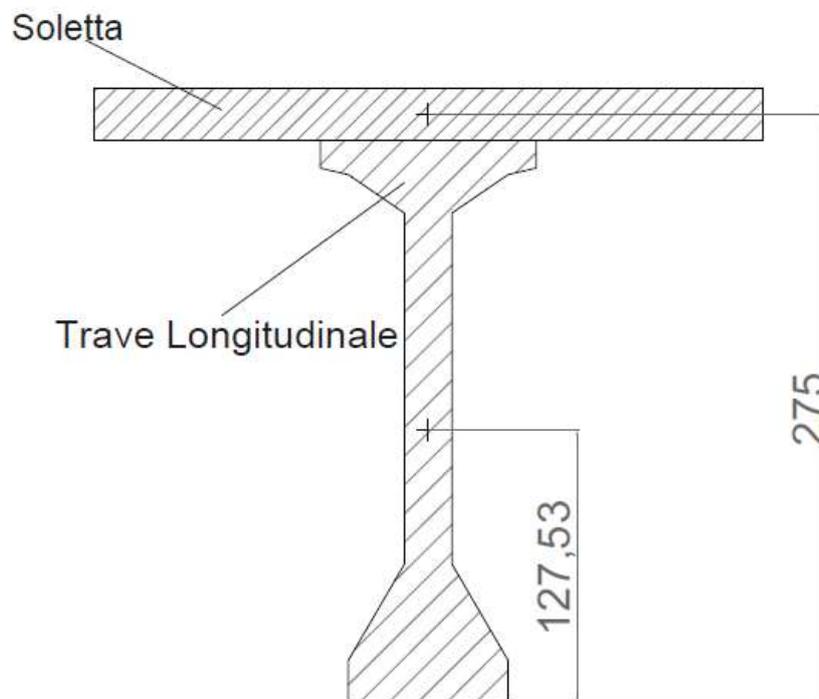


Figure 4.8: individuazione eccentricità tra soletta e trave longitudinale (misure in cm)

Nei disegni delle tavole illustrative di progetto del '67, l'impalcato del viadotto è progettato e costruito in modo tale da avere una pendenza longitudinale del 2%; il modello utilizzato, invece, al fine di ottenere un modello semplificato, ma rappresentativo della realtà, approssima la pendenza a 0% ponendo gli elementi su un piano orizzontale.

Si riportano di seguito una porzione dell'impalcato in vista 3D e la singola campata di riferimento adottata per i calcoli statici:

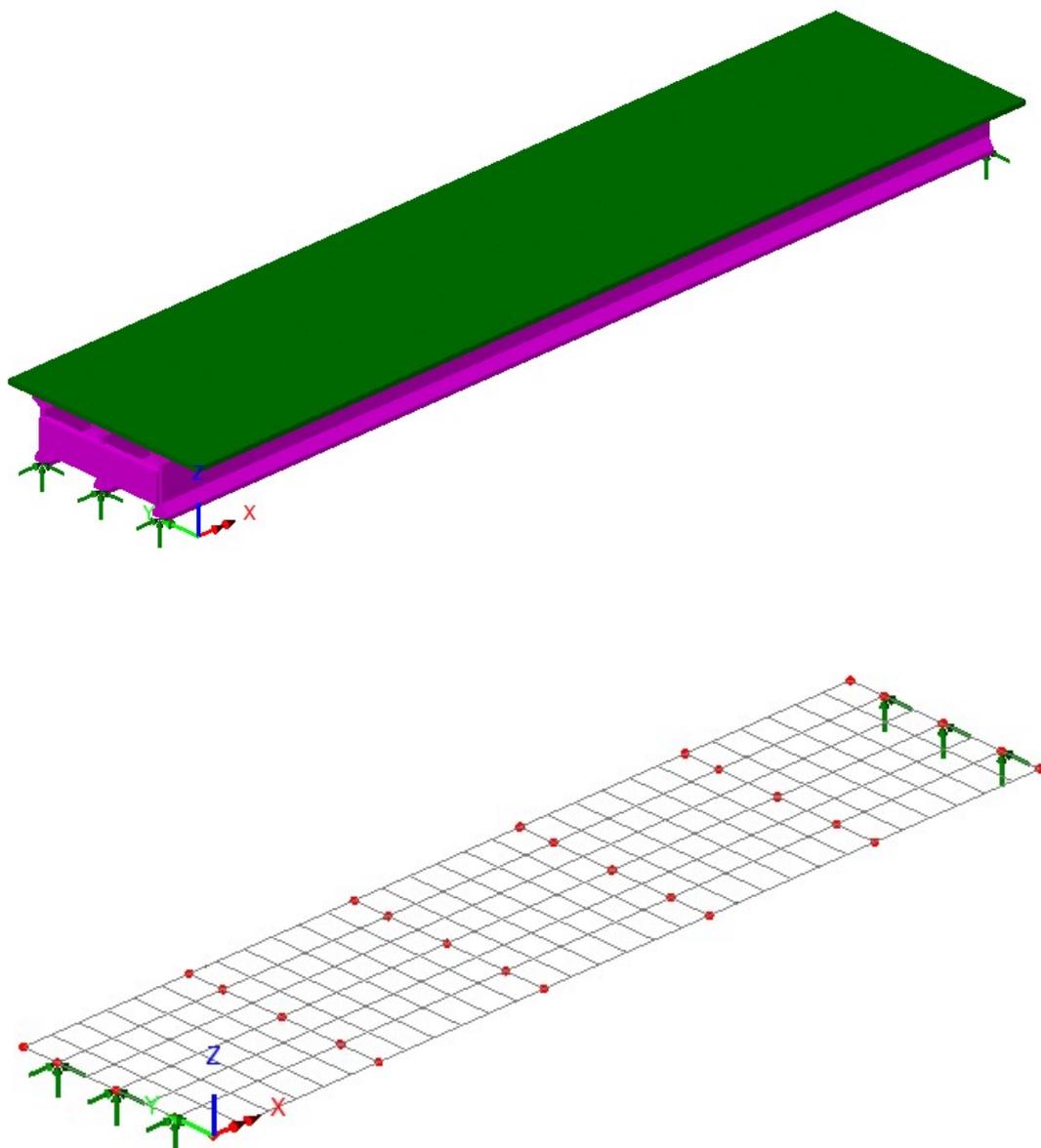


Figure 4.9: modello tridimensionale di una singola campata e modello numerico adottato per le analisi

I vincoli applicati nel caso di campata singola sono di tipo “Cerniera-Semplice appoggio” in quanto rappresentativa di un telaio isostatico.

Dalla sezione trasversale dell’impalcato è possibile notare la presenza di cordoli laterali sui quali sono installate delle barriere di sicurezza e lungo il lato sinistro è presente una via di reflusso delle acque. Inoltre, al di sopra dell’impalcato è presente una pavimentazione di conglomerato bituminoso che va ad incrementare il peso complessivo dello stesso.

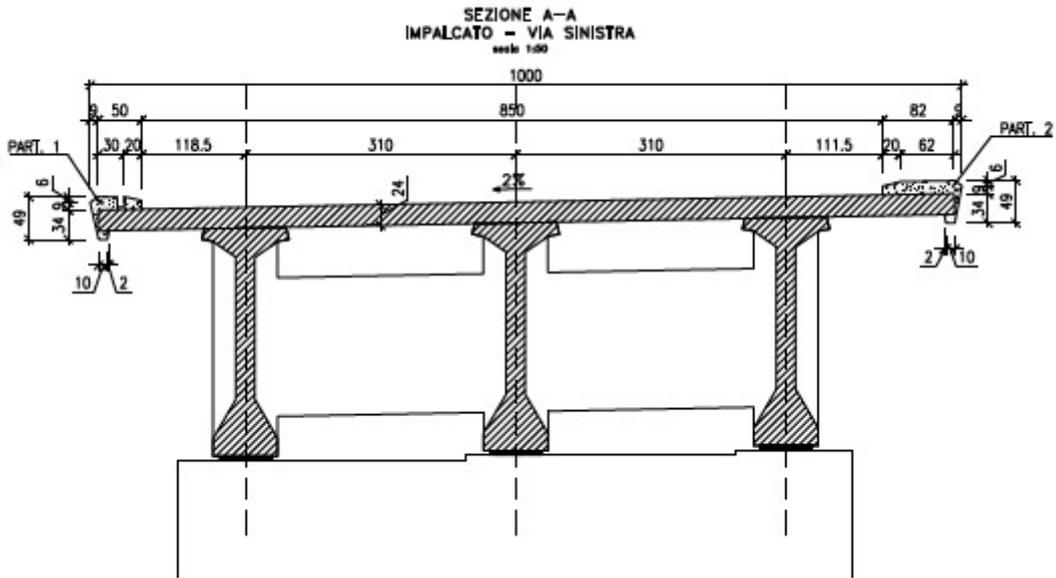


Figure 4.10: Sezione laterale impalcato

Per tenere in considerazione questi effetti, si calcolano delle densità aggiuntive da aggiungere rispettivamente sugli sbalzi e lungo la carreggiata. Per motivi pratici di modellazione, si approssima il peso delle barriere come se fosse distribuito sull'intero sbalzo, trascurando l'effetto dato dalla forza concentrata.

Pavimentazione: 10 cm di spessore, peso distribuito su 10 m di larghezza

$$\rho_{pav} = 2000 \frac{kg}{m^3}$$

$$P = 0,10 \cdot 8,50 \cdot 2000 = 1700 \frac{kg}{m}$$

$$\Delta\rho = \frac{1700}{10 \cdot 0,24} = 708,33 \frac{kg}{m^3}$$

$$\rho_1 = 3\,256,4 \text{ kg/m}^3$$

Barriere e cordoli: peso da distribuire sulle due mensole laterali

$$\rho_{cord} = 50 \frac{kg}{m}$$

$$\Delta\rho_{L=2,025m} = \frac{50}{2,025 \cdot 0,24} = 102 \frac{kg}{m^3}$$

$$\rho_2 = 3\,358,4 \text{ kg/m}^3$$

$$\Delta\rho_{L=1,775m} = \frac{50}{1,775 \cdot 0,24} = 117,4 \frac{kg}{m^3}$$

$$\rho_3 = 3\,373,4 \frac{kg}{m^3}$$

4.4.4. Modellazione Pile

Il viadotto complessivamente è costituito da 9 campate lunghe 42.50 m, ad esclusione di quelle di spalla aventi luce 25.50 m. Sono presenti 8 pile di altezza differente costituite da una stessa geometria:

- Baggiolo di testa di dimensione 4.10 m x 7.74 m x 2.35 m, modellato con larghezza pari all'interasse tra le travi longitudinali di estremità, il quale costituisce l'appoggio delle campate centrali, su cui sono disposte le 3 travi longitudinali,

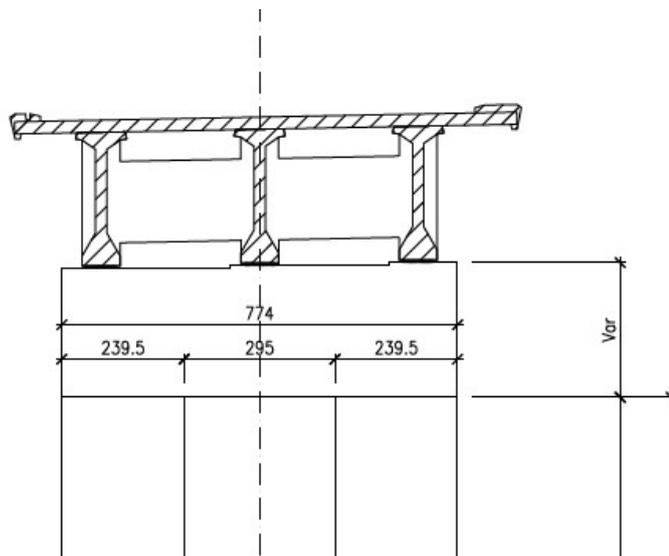


Figure 4.11: Vista trasversale pila-travi principali-soletta

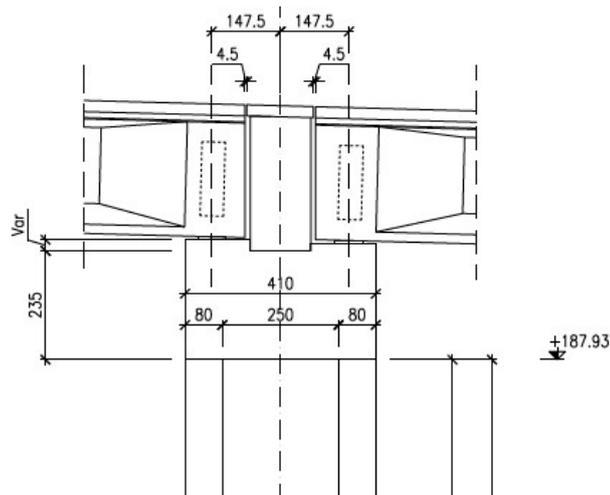


Figure 4.12: Vista laterale pila

- Due blocchi di calcestruzzo armato di forma parallelepipedica di dimensioni 4.10 m x 2.395 m e altezza 27.15 m per le pile dalla P2 alla P7, 11.24 m per P1 e 13.37 m per P8;
- Un blocco di calcestruzzo armato di dimensioni in pianta analoghe a quelle del baggiolo, ma altezza variabile a seconda della pila.

Causa morfologia territoriale, le pile hanno dimensioni molto differenti ed arrivano ad un'altezza complessiva massima di circa 62 m. Come precedentemente illustrato, la tipologia strutturale del viadotto è quella di semplice appoggio, per cui le pile non sono connesse all'impalcato come nel caso di travata continua iperstatica, ma sono disconnesse da esso, con quest'ultimo che vi si poggia sopra.

Le pile, per semplicità, sono rappresentate come un portale, non considerando il blocco di c.a.p. variabile posto alla base. Ciascuna asta è un elemento *beam*, ha una *mesh* di tipo "*Thick beam*" come per le travi longitudinali e i traversi.

La fondazione è realizzata con pozzi di profondità differente a seconda della pila corrispondente, tuttavia, non è di interesse rappresentarli ai fini dell'analisi, per cui ci si limita ad assegnare un vincolo di tipo incastro.

Nonostante le pile siano apparentemente disconnesse dall'impalcato, esse non sono indipendenti, difatti ne seguono il movimento. Per rappresentare la connessione tra sovrastruttura e sottostruttura si utilizzano degli elementi "*Joint*", i quali collegano le estremità dell'impalcato con il baggiolo, conferendo adeguata rigidità definita in base

alla tipologia di appoggio presente. Nel caso in esame, non sono presenti dispositivi elastomerici, le travi longitudinali poggiano su appoggi in neoprene di dimensioni 60x70x6.4 cm posti al di sopra del baggiolo, per cui la sezione di appoggio è rigida, essendo costituita da un blocco di calcestruzzo armato. La rigidità è assegnata attraverso un “*Joint Stiffness*”:

$$\frac{EA}{L} = \frac{37.0 \times 10^9 \times (2.35 \times 4.10)}{6.2} = 57.5 \times 10^9 \frac{N}{m}$$

La quantità EA/L è la rigidità assiale del baggiolo; è assunta tale al fine di assegnare un valore ragionevole ai nodi di connessione tra impalcato e pila, ma non corrisponde al valore esatto reale. Gli elementi *joint*, come le *shell* e le *beam*, richiedono una *mesh* appropriata che definisca il tipo di elemento. Al fine di ottenere un’analisi senza errori, l’elemento rappresentativo è “*Joint for beams*”; tuttavia, i nodi di collegamento hanno libertà rotazionale, ma non traslazionale, avendo una posizione fissa bloccata dalla presenza della pila e delle altre campate. L’assegnazione degli elementi *joints* ai nodi del modello, definisce quali siano i nodi *master* e *slave*, in particolare i primi si trovano sulle pile, i secondi alle estremità delle travi.

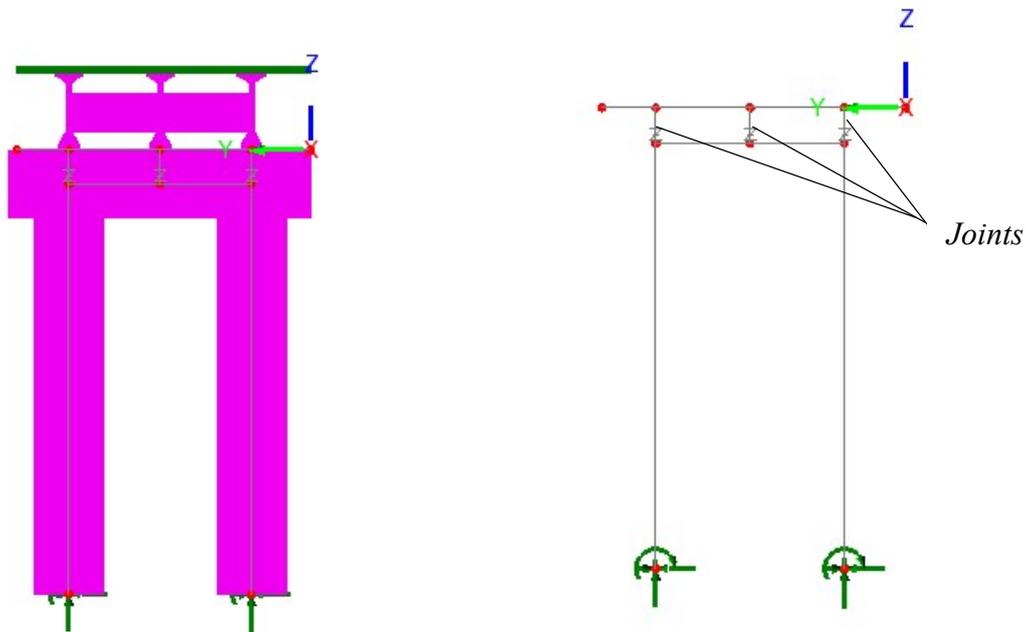


Figure 4.13: vista trasversale pila modello FEM 3D e modello lineare

Si riporta una porzione del modello tridimensionale utilizzato per le analisi FEM, nel quale sono evidenti alcuni degli elementi costituenti:

- In verde è rappresentata la soletta;
- Al di sotto sono presenti le travi longitudinali in fucsia;
- Perpendicolarmente alle travi longitudinali sono presenti i traversi;
- La pila è costituita da due elementi verticali connessi al baggiolo in fucsia.

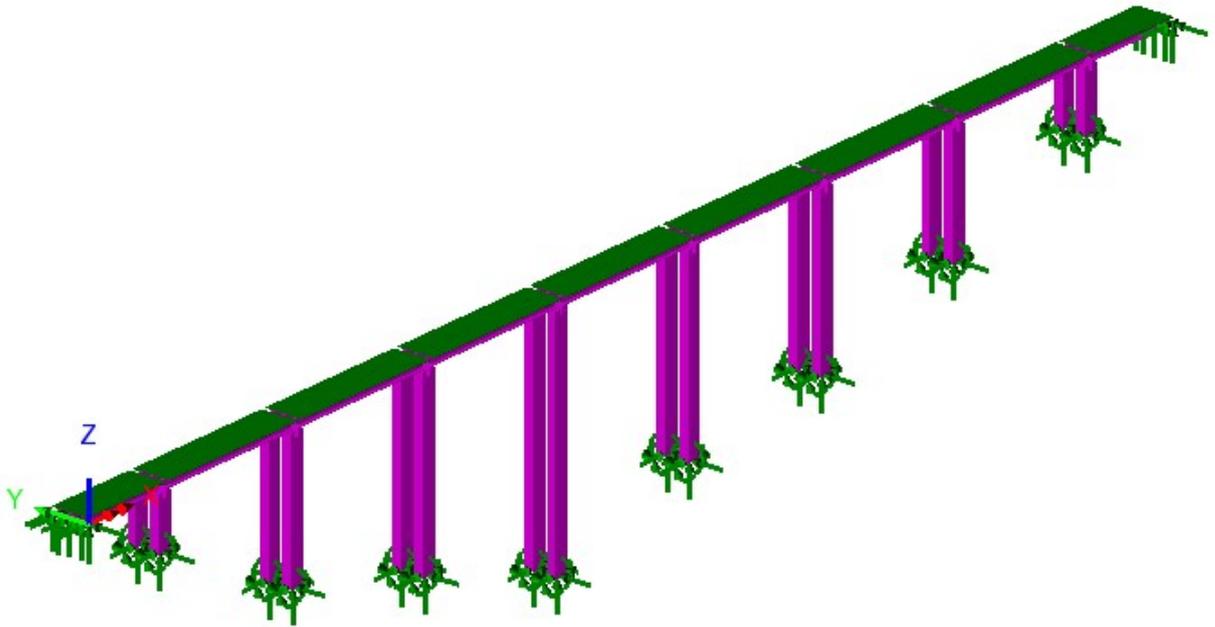


Figure 4.14: modello tridimensionale dell'intero viadotto

Una volta modellati tutti gli elementi costituenti il viadotto si può procedere con le analisi:

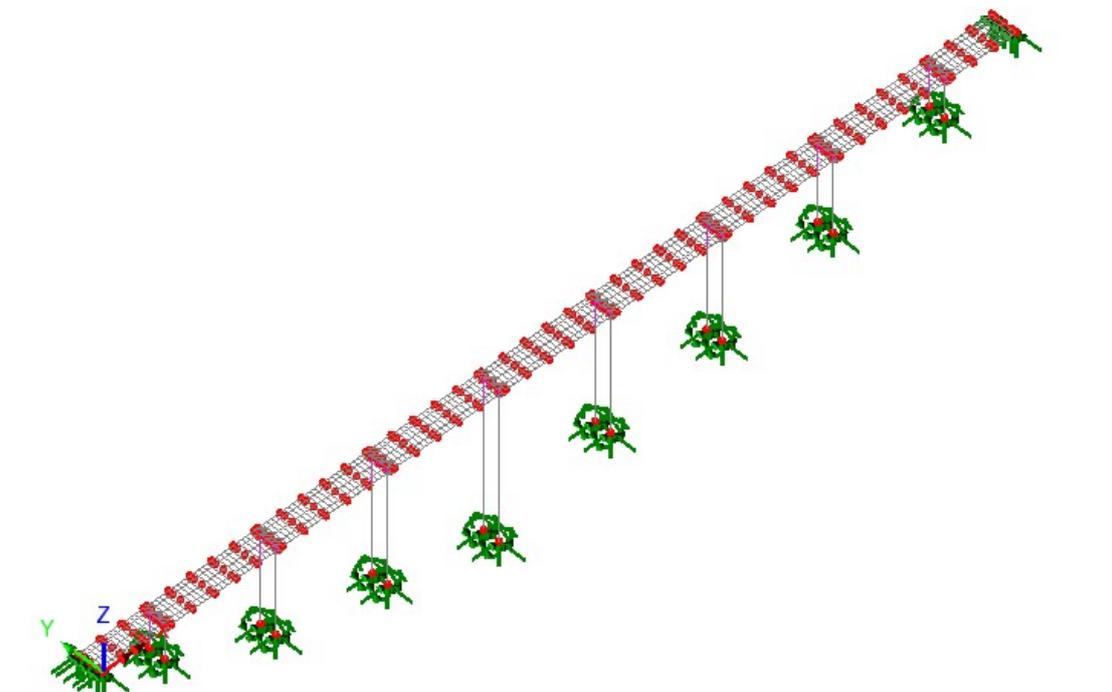


Figure 4.15: modello agli elementi finiti dell'intero viadotto

Si riporta, il render raffigurante il modello tridimensionale geometrico, realizzato su AutoCAD:



Figure 4.16: render viadotto

5. Confronto tra Normative

Primo passo nell'analisi strutturale del viadotto è quello di effettuare una valutazione preliminare di Livello 3¹⁹ dell'opera, come indicato nelle “Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti”. Il controllo vuole valutare la qualità e la tipologia di difetti rilevati ed a stimare, preliminarmente, le risorse dell'opera confrontando le normative utilizzate durante la progettazione e le attuali. Fino al 1980, i ponti rispecchiavano i carichi realmente transitanti ed erano suddivisi in due categorie a seconda della possibilità di transito dei mezzi militari e civili. I mezzi militari, se equiparati agli odierni carichi, sono pressoché confrontabili; i mezzi civili, invece, hanno un carico notevolmente inferiore.

Per valutare le differenze tra gli schemi adottati durante la progettazione e quelli odierni si procede valutando spostamenti e massime sollecitazioni del 1962 e del 2018.

5.1. Normativa all'epoca di costruzione

Per il calcolo delle strutture in c.a.p. si sono seguite le “Norme Tecniche per l'impiego delle strutture in c.a.p.” Circolare 23 gennaio 1965; i carichi utilizzati per la progettazione degli elementi strutturali fanno riferimento alle “Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali” del 14 febbraio 1962.²⁰

All'epoca della costruzione del ponte, il contesto storico era differente dall'odierno, si era reduci da una guerra e i veicoli a cui era destinato erano, perciò, non solo civili, ma anche militari. Le strade erano divise in due categorie a seconda della possibilità di transito di mezzi militari o meno. Gli schemi di carico adottati, come riporta la norma, erano:

- Schema 1: colonna di autocarri da 12 tonnellate;
- Schema 2: rullo compressore isolato da 18 tonnellate;
- Schema 3: folla compatta di 400 kg/m²;

¹⁹ “Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti” 2020

²⁰ “Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali” Circolare 14/02/1962

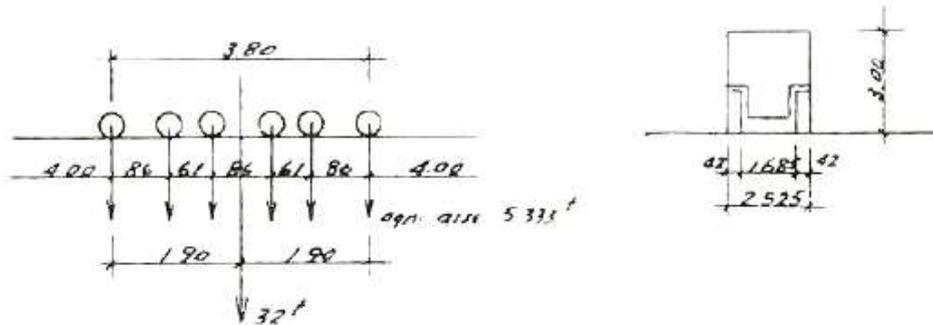
- Schema 4: treno indefinito di carichi militari da 61,5 tonnellate;
- Schema 5: treno indefinito di carichi militari da 32 tonnellate;
- Schema 6: carico militare isolato da 74,5 tonnellate.

Il ponte in questione era di categoria 1, perciò è stato progettato considerando lo schema 5 affiancato da una o più colonne di autocarri (schema 1).

Nella normativa si elencano anche le definizioni e le formulazioni per poter determinare le azioni dinamiche, frenanti, centrifuga, del vento, nonché indicazioni sulle fondazioni, marciapiedi e parapetti. Di seguito si riportano gli schemi adottati, da Circolare del 1962:

SCHEMA 5

Treno indefinito di carichi militari da 32 t



SCHEMA

Colonna indefinita di autocarri da 12 t

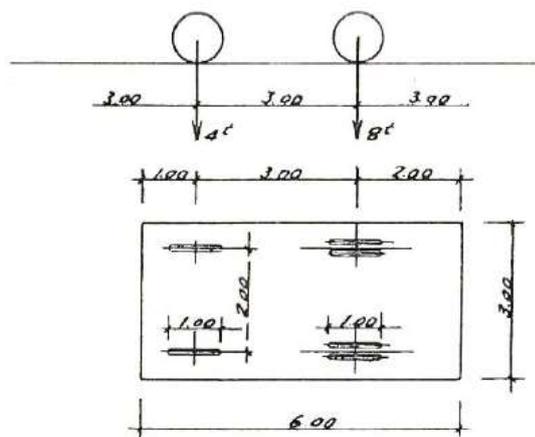


Figure 5.1: schemi adottati nella progettazione del viadotto secondo la Circolare del 1962

Lo studio delle sollecitazioni è stato analizzato applicando i carichi distribuiti forniti dalla norma sul modello rappresentativo della singola campata.

Lo schema statico comprende una fila di autocarri affiancata ad una di mezzi militari.

$$q_{Schem} = 6,49 \cdot 10^{-3} \frac{N}{mm^2}$$

$$q_{Schem} = 11,82 \cdot 10^{-3} \frac{N}{mm^2}$$

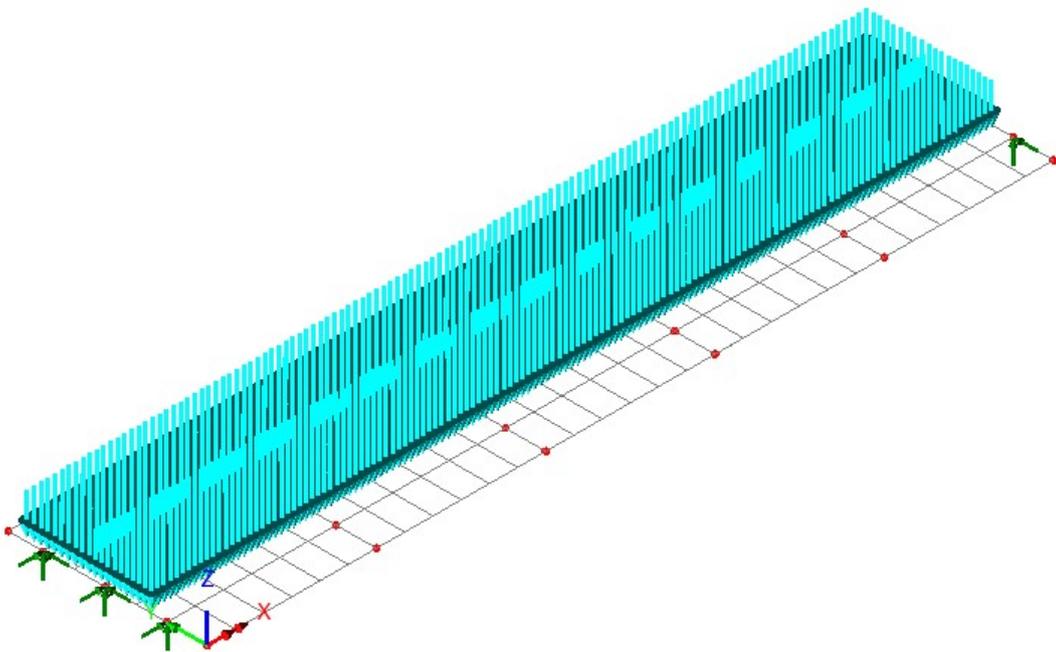


Figure 5.2 :disposizione carichi secondo Circolare 1962

Si riportano di seguito i risultati massimi dell'analisi statica effettuata con i nodi a cui fanno riferimento:

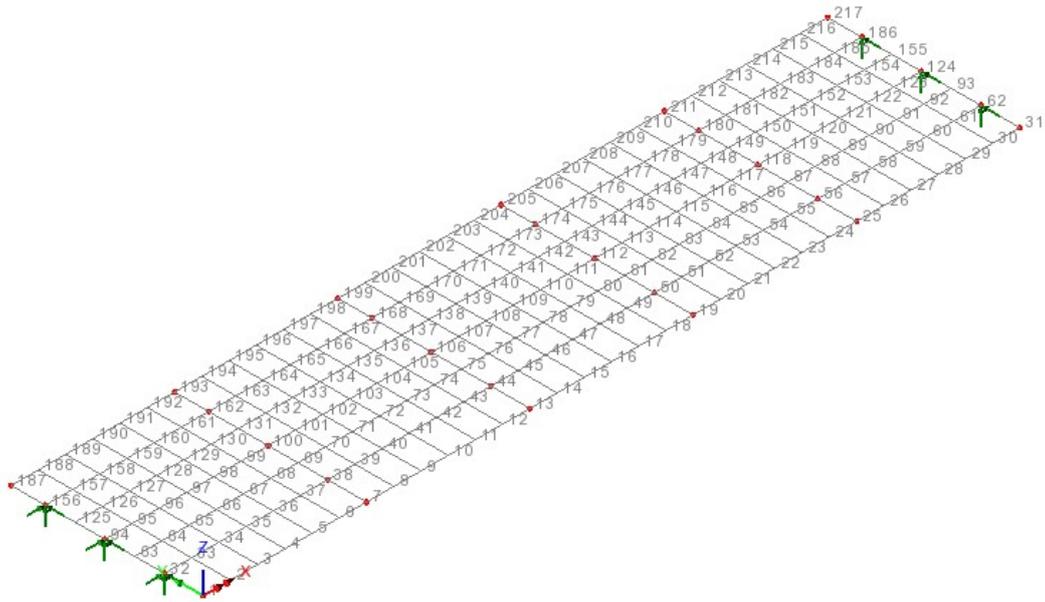
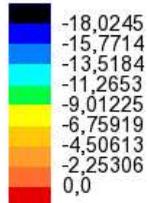


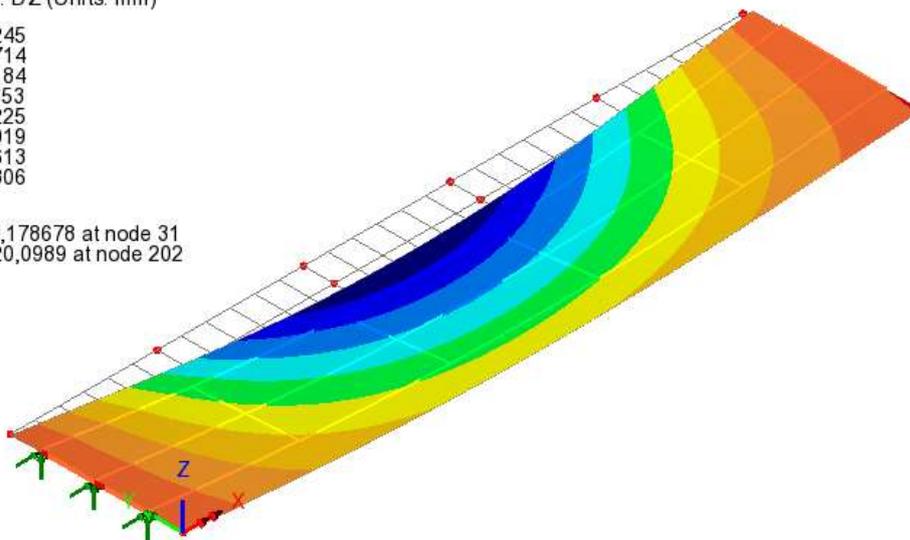
Figure 5.3: Numerazione dei nodi nel modello

Component	DX[mm]	DY[mm]	DZ[mm]	THX[rad]	THY[rad]	THZ[rad]
Maximum	4,89501	1,32E-02	0,178678	7,20E-06	1,36E-03	2,78E-04
Node	215	63	31	186	190	122
Minimum	-0,5902	-5,38334	-20,0989	-1,49E-03	-1,53E-03	-2,16E-04
Node	190	203	202	203	215	97

Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1
 Results file: 02_Modello_1962vs2018_intradosso~Analysis 1.mys
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



Maximum 0,178678 at node 31
 Minimum -20,0989 at node 202

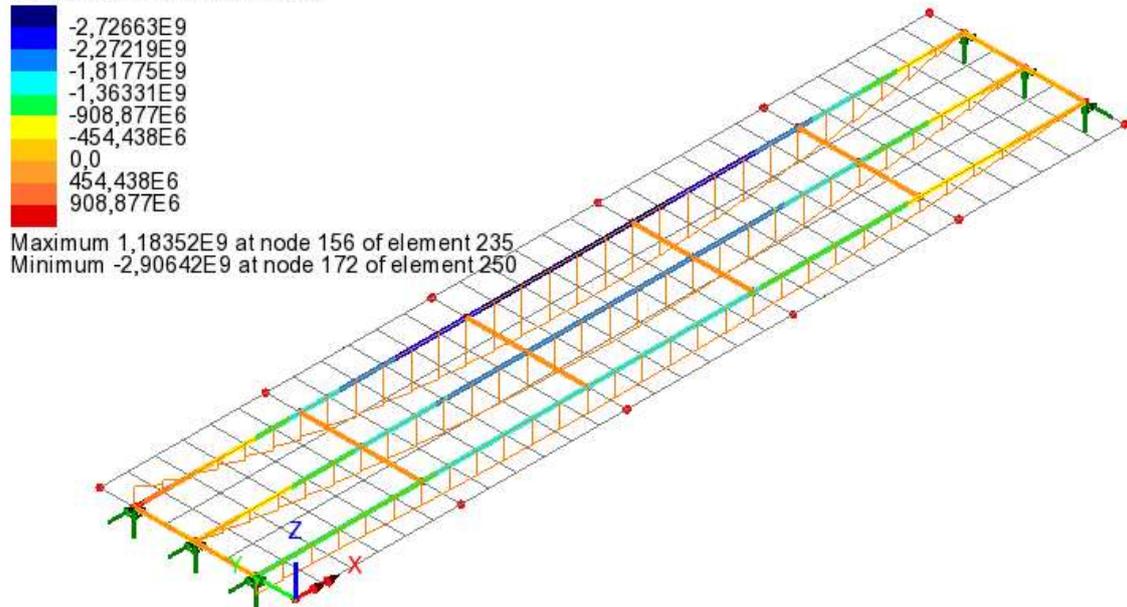


I valori delle sollecitazioni invece:

Component	Fx[N]	Fy[N]	Fz[N]	Mx[N mm]	My[N mm]	Mz[N mm]
Maximum	2,02E+06	4,45E+04	5,64E+05	3,82E+07	1,18E+09	5,93E+07
Node	173	124	156	98	156	118
Minimum	-1,04E+06	-3,82E+04	-4,46E+05	-5,59E+07	-2,90E+09	-9,85E+07
Node	156	62	186	121	172	124

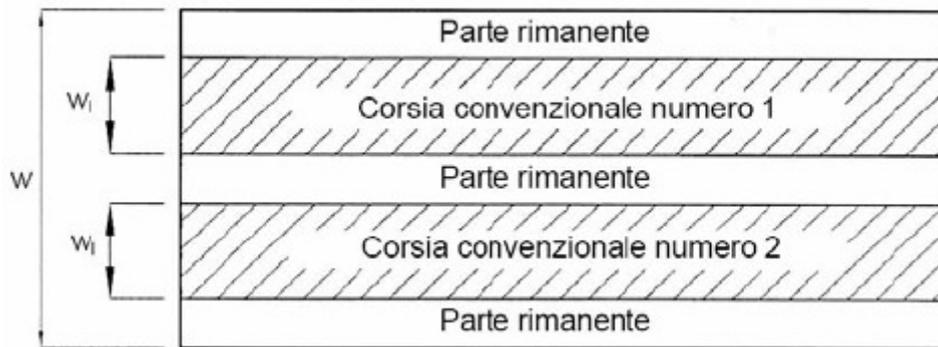
Si riporta il grafico del momento lungo le travi longitudinali M_y :

Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1
 Results file: 02_Modello_1962vs2018_intradosso~Analysis 1.mys
 Entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
 Component: My (Units: N.mm)



5.2. Normativa attuale: NTC 2018²¹

La progettazione di un ponte ex-novo viene effettuata attraverso gli schemi proposti nel cap. 5 delle Norme Tecniche. Primo passo nella definizione dei carichi da adottare, è quello di determinare il numero di corsie convenzionali e di eventuali parti rimanenti e la loro larghezza.



Tab. 5.1.I - Numero e larghezza delle corsie

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3,00	$(w - 3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

La disposizione e la numerazione delle corsie convenzionali varia in modo da indurre le condizioni più sfavorevoli di progetto. Gli schemi di carico proposti sono:

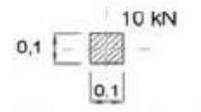
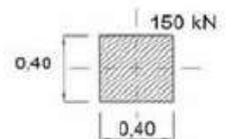
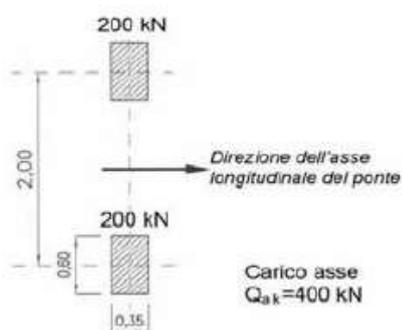
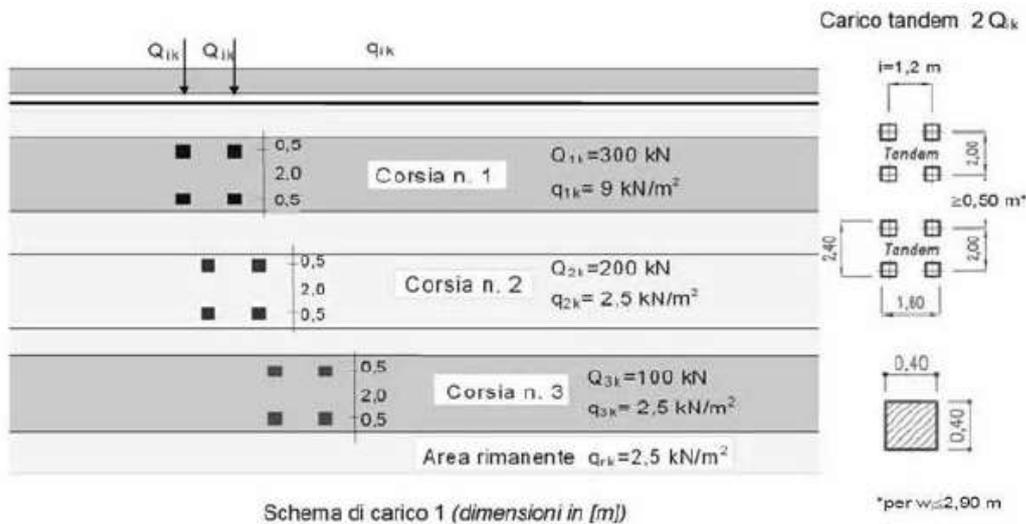
- Schema 1: carichi concentrati TS su impronta di 0,4 m e carichi distribuiti; si utilizza in caso di verifiche globali e locali;
- Schema 2: singolo asse di 200 kN applicato su impronte di pneumatico di forma rettangolare 0.60x0.35; si utilizza solo per verifiche locali;
- Schema 3: carico isolato di 150 kN con impronta quadrata di 0.40 m; utilizzo per verifiche locali su marciapiedi non protetti;

²¹ Cap.5 "Norme tecniche per le costruzioni", 17/01/2018

- Schema 4: carico isolato di 10 kN con impronta quadrata di 0.1 m; utilizzo per verifiche locali su marciapiedi protetti;
- Schema 5: folla compatta di 5 kN/m².

Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50



5.3.1. Analisi strutturale carichi 2018

La valutazione delle massime sollecitazioni e spostamenti in accordo con la Normativa vigente, viene condotta utilizzando la teoria delle corsie convenzionali e gli schemi di carico proposti.

La larghezza dell'impalcato è pari a 10 m, tuttavia solo 8,50 m sono disponibili per il passaggio degli autoveicoli e tir, in quanto sulle estremità sono presenti dei cordoli sui quali sono posizionate le barriere di sicurezza.

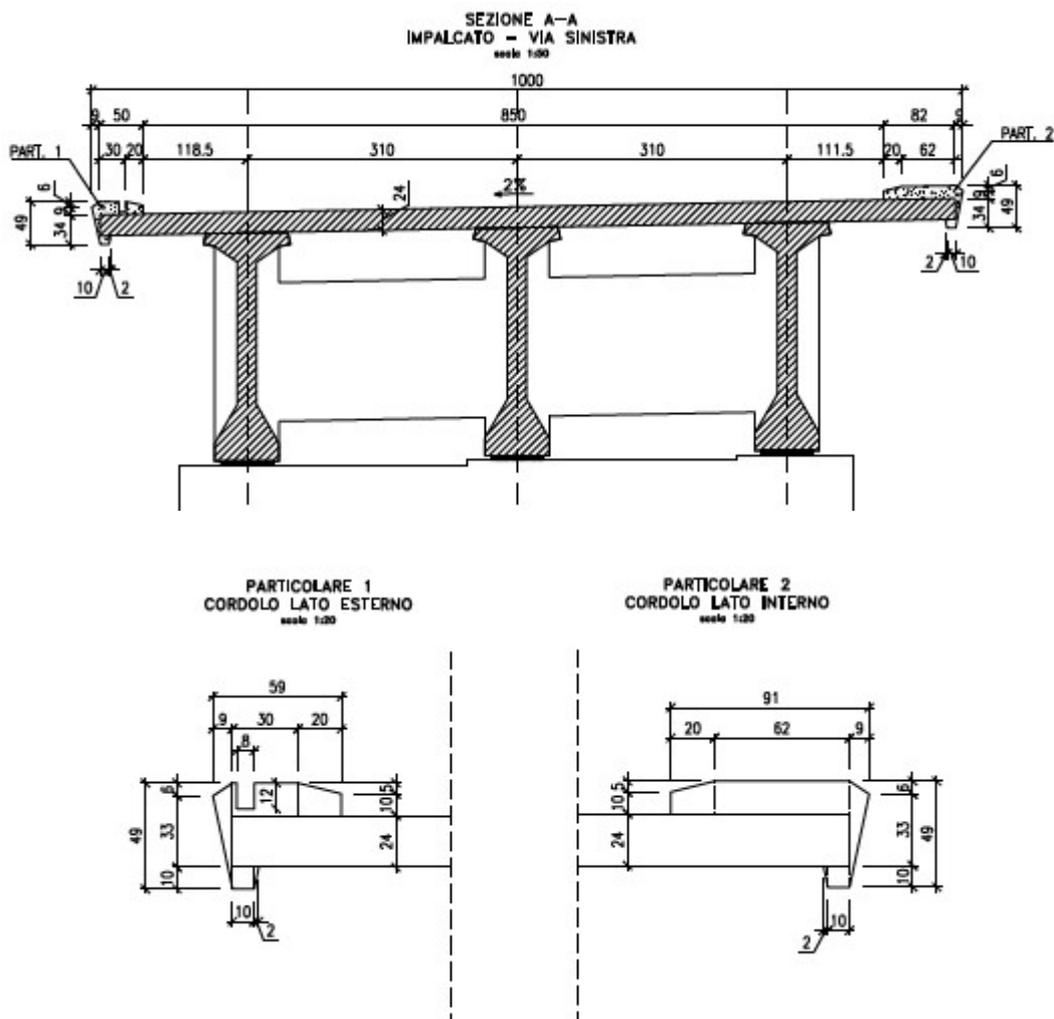


Figure 5.4: sezione laterale impalcato con evidenza sui particolari esterni dei cordoli

Numero di corsie convenzionali:

$$N^{\circ}_{NL} = \frac{8,50}{3} = 2.83333$$

Quindi, si prevedono 2 corsie convenzionali di 3 m e un'area rimanente di 2,50 m.

	L	Q	q
	M	kN	kN/m
NL 1	3	300	9
NL 2	3	200	2.5
Remaining Area	2.5	0	2.5

Come per l'analisi sui carichi del 1962, anche in questo caso vengono definiti i TS e i UDL da applicare sul modello della singola campata.

I TS da applicare fanno riferimento alle prime 2 corsie convenzionali e sono:

$$TS_{NL1} = 300 \text{ kN}$$

$$TS_{NL2} = 200 \text{ kN}$$

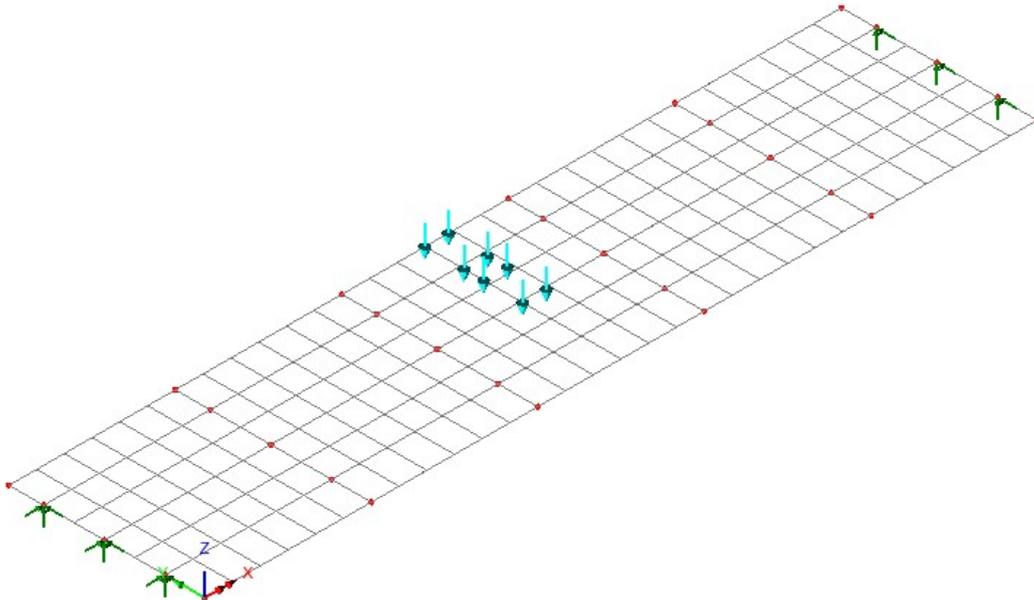
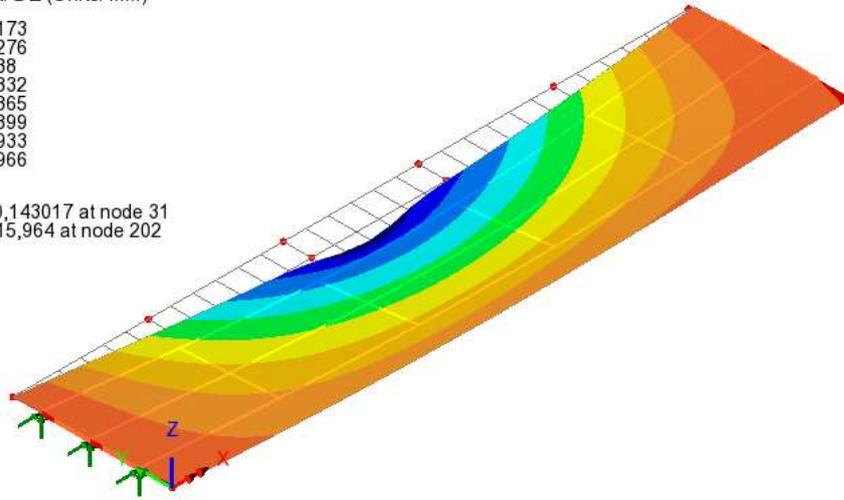
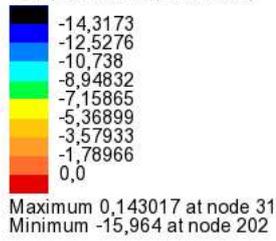


Figure 5.5: disposizione carichi TS secondo NTC18

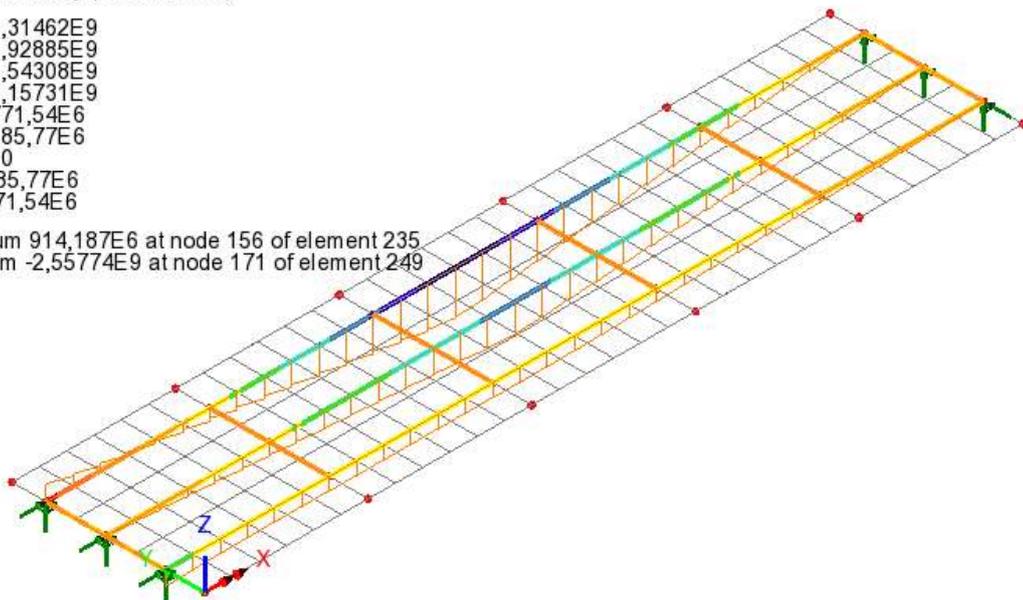
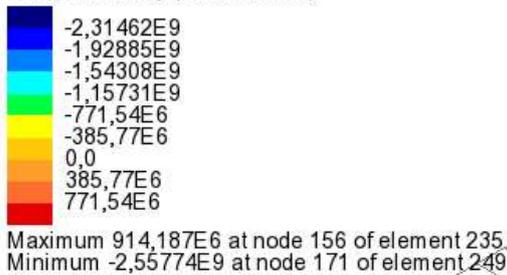
Component	DX[mm]	DY[mm]	DZ[mm]	THX[rad]	THY[rad]	THZ[rad]
Maximum	3,08872	1,02E-02	0,143017	5,18E-06	8,82E-04	2,24E-04
Node	203	63	31	186	191	121
Minimum	-1,14154	-9,29116	-15,964	-2,98E-03	-9,93E-04	-1,81E-04
Node	201	202	202	202	215	98

Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 3:Loadcase 3
 Results file: 02_Modello_1962vs2018_intradosso-Analysis 1.mys
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



Component	Fx[N]	Fy[N]	Fz[N]	Mx[N.mm]	My[N.mm]	Mz[N.mm]
Maximum	1,70E+06	3,34E+04	2,79E+05	3,75E+07	9,14E+08	5,10E+07
Node	171	124	156	168	156	118
Minimum	-9,07E+05	-3,32E+04	-2,01E+05	-4,59E+07	-2,54E+09	-7,72E+07
Node	156	168	175	121	171	124

Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 3:Loadcase 3
 Results file: 02_Modello_1962vs2018_intradosso-Analysis 1.mys
 Entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
 Component: My (Units: N.mm)



Il valore del carico distribuito sulla prima corsia convenzionale è di $9 \text{ kN}/\text{m}^2$; la restante parte dell'impalcato è caricata da $2,5 \text{ kN}/\text{m}^2$. Come precedentemente indicato, la larghezza caricata dell'impalcato è di $8,50 \text{ m}$, infatti, il carico è distribuito a partire da una distanza di $2,025 \text{ m}$ da un'estremità e $1,775 \text{ m}$ dall'altra.

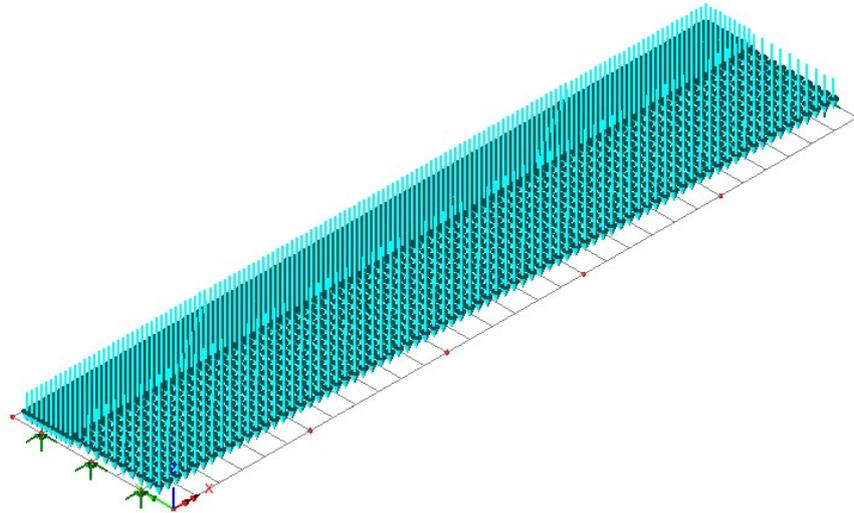
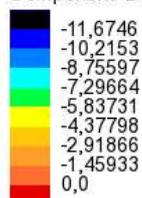


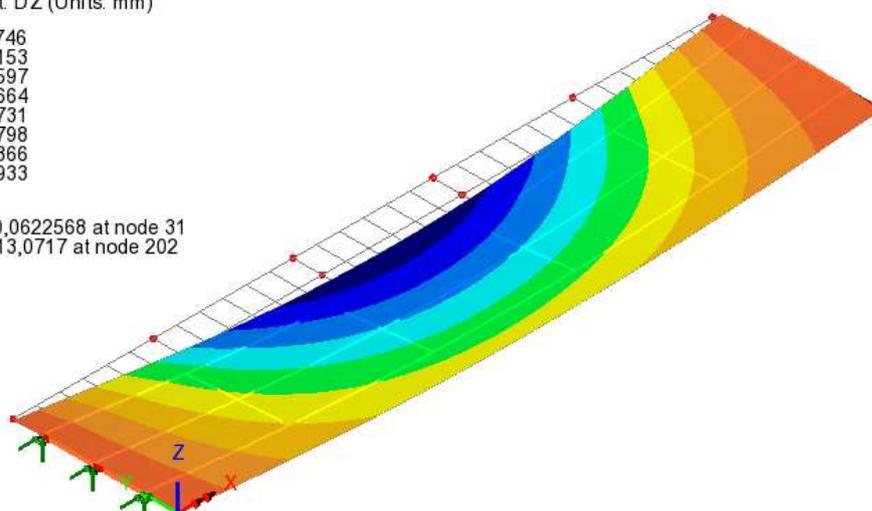
Figure 5.6: disposizione carichi UDL secondo NTC18

Component	DX[mm]	DY[mm]	DZ[mm]	THX[rad]	THY[rad]	THZ[rad]
Maximum	3,20843	8,32E-03	0,062257	4,50E-06	8,87E-04	1,72E-04
Node	215	63	31	1,86E+02	1,90E+02	1,22E+02
Minimum	-0,36853	-3,42084	-13,0717	-9,54E-04	-9,95E-04	-1,34E-04
Node	190	203	202	2,03E+02	2,15E+02	9,70E+01

Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 2: Loadcase 2
 Results file: 02_Modello_1962vs2018_intradosso-Analysis 1.mys
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)

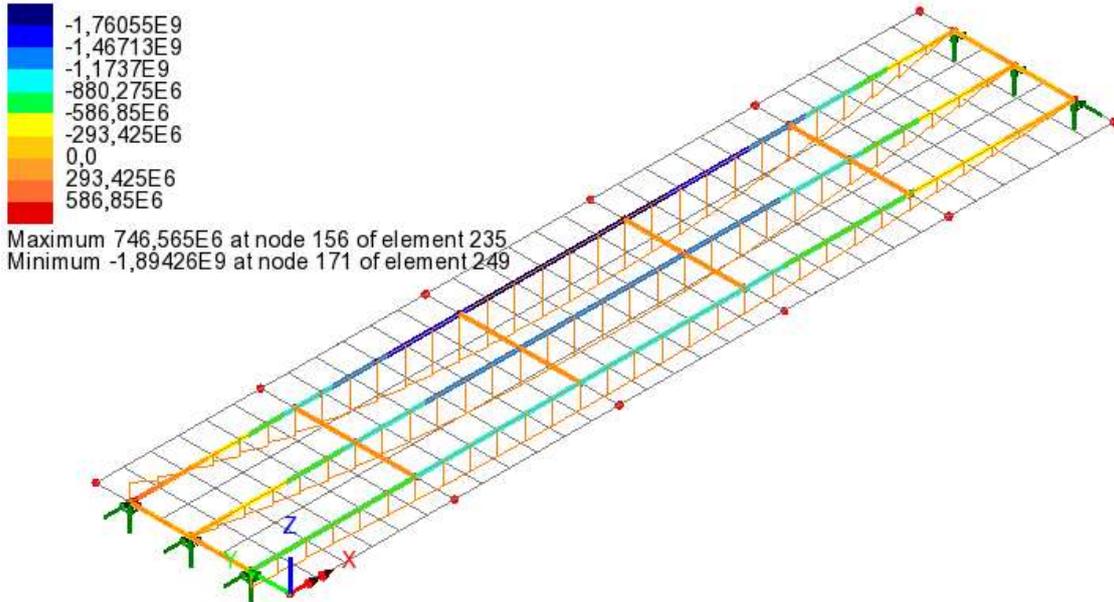


Maximum 0,0622568 at node 31
 Minimum -13,0717 at node 202



Component	Fx[N]	Fy[N]	Fz[N]	Mx[N.mm]	My[N.mm]	Mz[N.mm]
Maximum	1,32E+06	2,79E+04	3,70E+05	2,33E+07	7,47E+08	3,51E+07
Node	173	124	156	98	156	118
Minimum	-6,49E+05	-2,36E+04	-2,95E+05	-3,46E+07	-1,89E+09	-6,12E+07
Node	156	124	186	122	172	124

Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 2: Loadcase 2
 Results file: 02_Modello_1962vs2018_intradosso~Analysis 1.mys
 Entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
 Component: My (Units: N.mm)



5.3.2. Risultati finali

L'analisi di comparazione tra le normative effettuata è utile come passo preliminare dello studio dell'opera, in quanto consente di avere un'idea sulla differenza di comportamento dell'impalcato degli anni. Si riporta di seguito una tabella contenente le percentuali di differenza tra le sollecitazioni e spostamenti del 1962 e quelle attuali:

<i>Rapporti sollecitazioni $F_{i,1962}/F_{i,2018}$</i>					
Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0,67	0,73	0,87	0,63	0,71	0,69

<i>Rapporti spostamenti $y_{i,1962}/y_{i,2018}$</i>					
DX	DY	DZ	THX	THY	THZ
0,39	0,42	0,69	0,38	0,77	0,69

Il rapporto di sicurezza approssimato è in media pari al 70% per le sollecitazioni e il 55% per gli spostamenti; in via preliminare, la struttura ha un buon margine di sicurezza.

6. Valutazioni spostamenti e rotazioni

L'obiettivo dello studio dell'opera è quello di poter definire i punti più sollecitati, in modo da installare i sensori adeguati a rilevare le variazioni nel tempo di spostamenti, rotazioni, accelerazioni ecc. per realizzare un piano di monitoraggio completo.

Il modello di riferimento adottato è costituito da una campata generica rappresentativa di luce 42.50 m, con 3 travi longitudinali e 6 traversi. La definizione dei punti maggiormente deformati richiede uno studio approfondito valutando le posizioni dei mezzi transitanti sull'impalcato.

Le NTC18 forniscono informazioni riguardanti i carichi e le loro combinazioni per lo stato limite ultimo; infatti, i TS o i UDL sono definiti sulla base del massimo carico nelle ore di punta a seguito di studi effettuati su diverse tipologie di strade. La teoria sulle corsie convenzionali consente, inoltre, di calcolare le massime sollecitazioni per l'elemento da progettare.

Il monitoraggio viene effettuato durante la vita dell'opera, in fase di esercizio, per cui i carichi da normativa sono talmente alti da non essere veritieri. Perciò, generalmente, i casi da valutare sono:

- Colonna di tir affiancata a fila indefinita di auto;
- Tir isolato disposto in posizioni differenti.

La prima combinazione è l'analoga di una situazione di traffico o ingorgo stradale; la seconda è l'opposto e le posizioni dipendono dalla grandezza cinematica che si vuole verificare. Il valore e le dimensioni da considerare per tir e auto sono ricercati nei manuali online.

Ad esempio, considerando un autocarro IVECO EURO VI:

IVECO | T R A K K E R
EURO VI | AD-410T45 HI-LAND

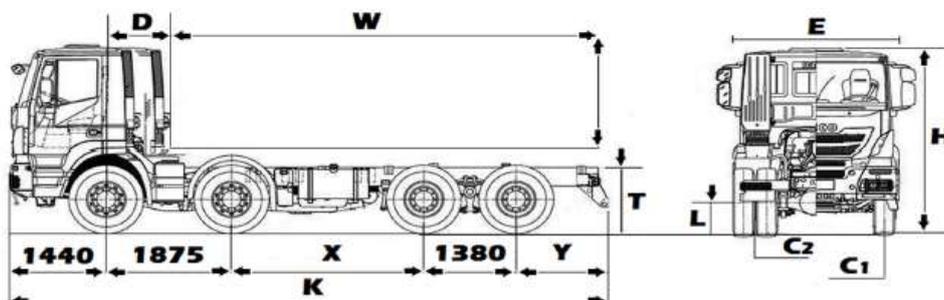


Figure 6.1: schema dimensioni di un autocarro IVECO EURO VI

MASSE (Kg) - (Uso Legale)

Passo	4250 1875 + 2375	4750 1875 + 2875	5020 1875 + 3175	5820 1875 + 3945
Massa totale a terra (MTT)	28150		30650	
Massa Totale Combinazione	40000			
Massa ammissibile assi anteriori	56000			
Massa ammissibile assi posteriori	2 x 8500			
	2 x 13000			
Tara veicolo in ordine di marcia	10930	11010	11080	11150
Ripartizione tara su 1°+ 2° asse	7100	7135	7165	7205
Ripartizione tara su 3°+ 4° asse	3830	3875	3915	3945
Serbatoi (litri)	290	300		
Serbatoi AdBlue (litri)	50			

DIMENSIONI (mm)

X	4250 1875 + 2375	4750 1875 + 2875	5020 1875 + 3175	5820 1875 + 3945
K Lunghezza max	8447	8942	9482	10022
Y Sbalzo posteriore telaio	1225		1495	1225
Diametro minimo di volta	17200	18500	19200	21300
W Lunghezza carrozzabile max	6785	7285	7825	8355
Larghezza max (*)	2550			
D Distanza asse ant - inizio allestimento	585			
C ₁ Carreggiata anteriore	2040			
C ₂ Carreggiata posteriore	1827			
T Altezza telaio a vuoto	1113	1115	1114	1117
L Altezza minima da terra	311			
H Altezza max a vuoto	3151			

(*) Esclusi indicatori di direzione laterali e specchi retrovisori.

Tabella 6.1: masse e dimensioni autocarro IVECO EURO VI

La massa considerata per le valutazioni sugli spostamenti nella singola campata, è di 40 000 kg con una distanza X data dal valore corrispondente alla massa MTT; la larghezza complessiva è pari a 2,55 m con una distanza tra gli assi di 2,040 m.

Sul manuale CONFETRA (Confederazione generale italiana dei trasporti e della logistica), sono riportati i pesi massimi autorizzati a seconda della tipologia di veicolo transitante:

Pesi massimi autorizzati

Veicoli a motore (4)

- a **2** assi 18,00 t
- a **3** assi 25,00 t
- a **3** assi, se l'asse motore è dotato di gommatura gemellata e di sospensione pneumatica 26,00 t
- a **4** o più assi 31,00 t
- a **4** o più assi, se l'asse motore è dotato di gommatura gemellata e di sospensione pneumatica 32,00 t

Rimorchi

- a **1** asse 6,00 t
- a **2** assi 22,00 t
- a **3** o più assi 26,00 t

Autoarticolati (4)

- a **4** assi 40,00 t
- a **5/6** assi (senza specifiche combinazioni degli assi) 44,00 t
- a **5/6** assi per il trasporto dei contenitori ISO 40' 44,00 t

Autotreni (4)

- a **4** assi 40,00 t
- a **5/6** assi 44,00 t

Dal sito dell'ANAS è possibile, invece, conoscere le sagome limite dei mezzi:

TABELLA RIEPILOGATIVA DELLE SAGOME- LIMITE (IN METRI)

Veicolo:	Larghezza	Lunghezza	Altezza	Note
AUTOVEICOLI ISOLATI	2,55	12	4	
AUTOBUS E FILOBUS destinati a servizi pubblici di linea urbani e suburbani su itinerari prestabiliti	2,55	12	4,30	
AUTOARTICOLATI	2,55	16,50	4	purché ricorrano le condizioni tecniche descritte nell'art. 216 comma 1 Reg
AUTOSNODATI in genere	2,55	16,50	4	
AUTOSNODATI E FILOSODATI adibiti a servizio di linea per trasporto di persone su itinerari prestabiliti	2,55	18	4	

Le dimensioni e le caratteristiche adottate per il tir di riferimento per l'analisi sono:

- Massa = 400 kN
- Larghezza totale = 2.55 m
- Lunghezza totale = 9.865 m
- Distanza tra gli assi= 2,040 m
- Distribuzione ruote laterale= 1,875m+3,945m +1,380m

Per conoscere peso e dimensioni delle auto, invece, è possibile ricercare su manuali online. Si consideri un'auto pesante, ad esempio:



Figure 6.2: dimensioni e caratteristiche auto

La massa complessiva, ipotizzando 5 occupanti del peso di 70 kg e un bagagliaio pieno, è di 2800 kg.

Si riepilogano in tabella i carichi applicati nell'analisi e relative dimensioni:

	Massa	Larghezza	Lunghezza	Q
	N	mm	mm	N/mm ²
Autoarticolato	400 000	2 550	9 865	$15,9 \cdot 10^{-3}$
Automobile	28 000	1 930	4 600	$3,154 \cdot 10^{-3}$

Il valore di q si riferisce al carico da applicare per unità di superficie tenendo conto delle dimensioni dell'impronta data dal mezzo e dal suo peso complessivo. I singoli Tir, sono definiti come veicoli a 4 assi, per cui, seguendo lo schema di Fig. 22, si considerano 4 forze caratterizzanti le ruote anteriori e 4 le ruote posteriori, di intensità differente.

6.1. Fila di Tir + fila di automobili

Le combinazioni di carico sono:

1. Fila di Tir + fila di automobili a partire dalla trave di bordo;
2. Fila di Auto + Fila di Tir a partire dalla trave di Bordo;

Le precedenti combinazioni sono da valutarsi con un peso del tir pari a 40 ton.

Combinazione 1: Fila di Tir (400kN) + fila di automobili

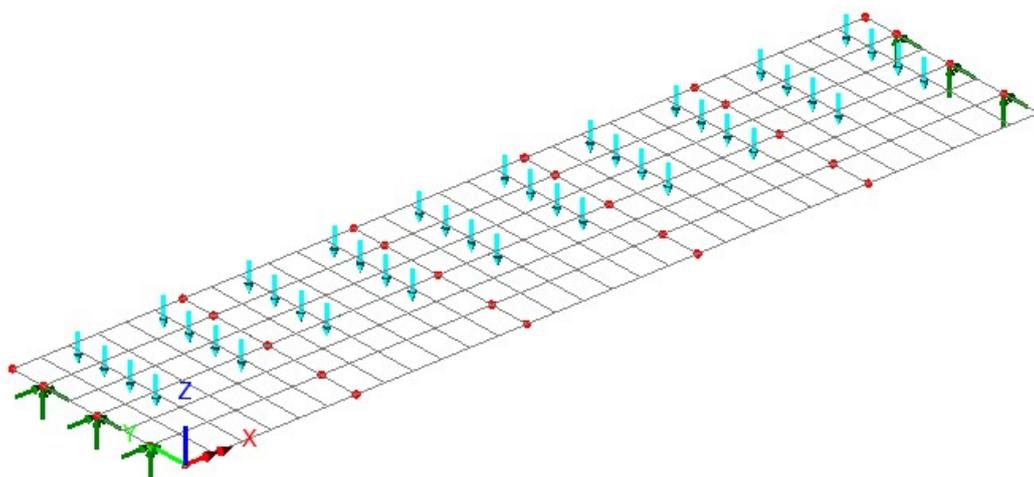


Figure 6.3: schema di carico combinazione 1

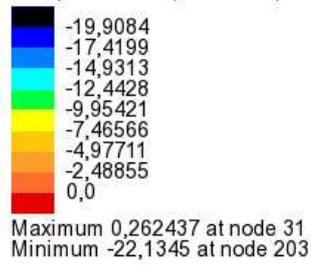
I massimi spostamenti e le rotazioni nelle 3 direzioni sono riassunti nella tabella seguente:

Component	DX[mm]	DY[mm]	DZ[mm]	THX[rad]	THY[rad]	THZ[rad]
Maximum	5,12186	1,86E-02	0,262437	9,08E-06	1,48E-03	4,02E-04
Node	217	63	31	186	191	122
Minimum	-0,92386	-7,71455	-22,1345	-2,13E-03	-1,73E-03	-3,10E-04
Node	191	203	203	203	217	97



Figure 6.4: numerazione dei nodi del modello

Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 14: colonna tir+auto
 Results file: 01_Modello_singola_campata_eigenvalue~Analysis 1.mys
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



Combinazione 2: Fila di automobili + fila di tir (400 kN)

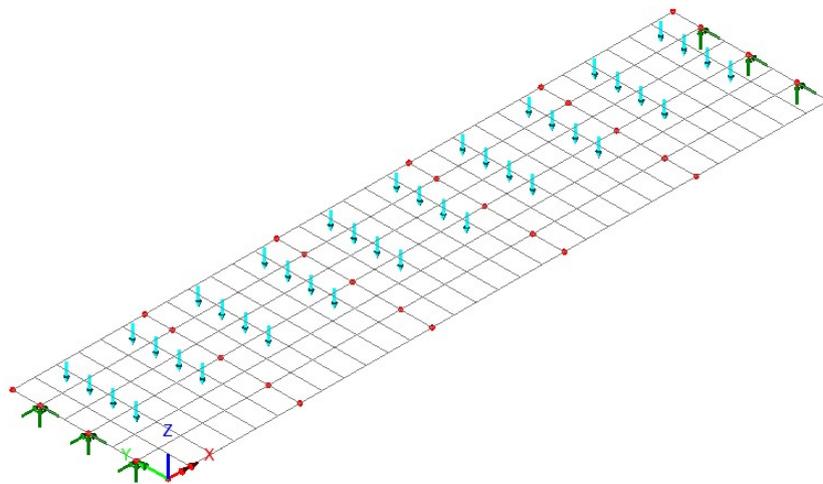
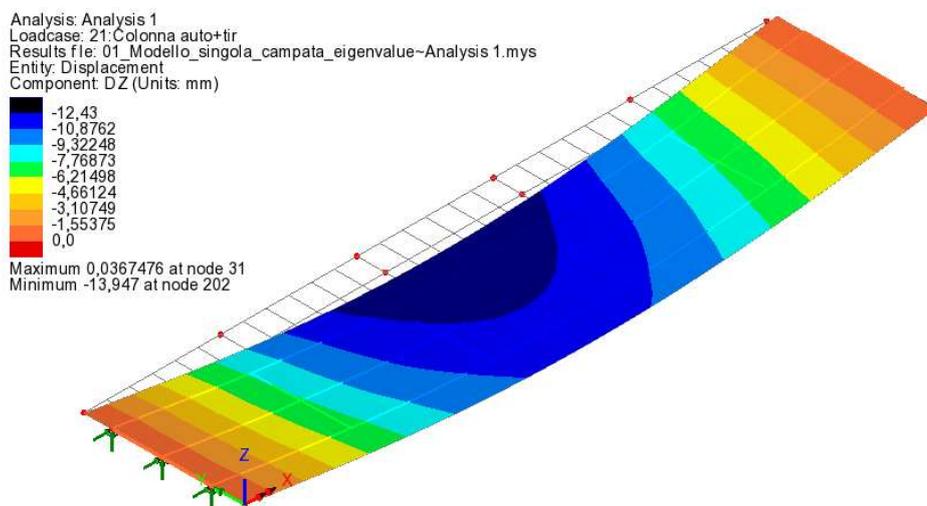


Figure 6.5: schema di carico combinazione 2

Posizioni e valori di massimi/minimi spostamenti e rotazioni sono riassunti nella tabella seguente:

Component	DX[mm]	DY[mm]	DZ[mm]	THX[rad]	THY[rad]	THZ[rad]
Maximum	3,91534	3,17E-03	0,036748	3,61E-06	1,04E-03	7,69E-05
Node	154	63	31	186	126	61
Minimum	-0,29253	-1,17733	-13,947	-3,23E-04	-1,06E-03	-6,49E-05
Node	126	80	202	203	217	33

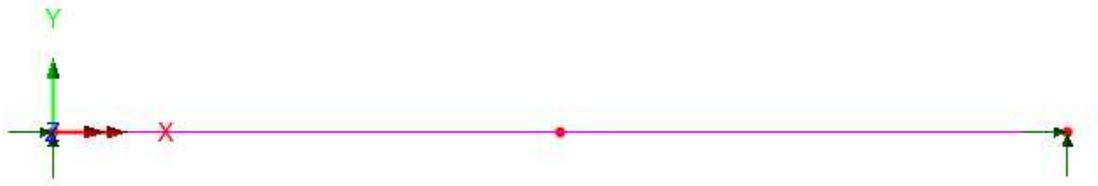


6.2. Tir isolato

Si valutano spostamenti e rotazioni in diversi punti del viadotto, considerando un tir di 40 ton viaggiante sulla trave centrale e sulla trave di bordo.

Mentre la definizione del punto in cui si ha il massimo spostamento verticale è di facile intuizione, per la massima rotazione agli appoggi, invece occorre determinarne la linea d'influenza. Il calcolo numerico viene effettuato valutando un elemento bidimensionale, rappresentativo dell'elemento trave, non considerando, quindi, il contributo offerto dalle travi vicine.

Linea d'influenza della rotazione sull'appoggio per una trave semplicemente appoggiata soggetta a forza viaggiante

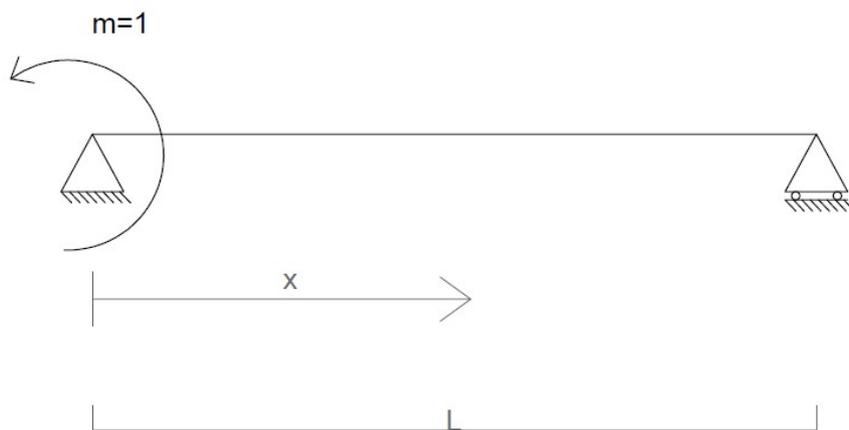


Occorre caricare la trave con una coppia unitaria nella sezione S di appoggio, e calcolare il diagramma degli spostamenti da essa generata. Secondo il teorema di Betti:

$$F * \delta_{S'} = M * \varphi_S$$

La valutazione della massima rotazione per forza viaggiante avviene definendo i massimi spostamenti generati da una coppia concentrata in un sistema di travi virtuale.

Analiticamente, si considera il sistema fittizio soggetto a una coppia concentrata in S e se ne calcolano gli spostamenti sfruttando la linea elastica:



$$M(x) = +m - \frac{m}{L} x$$

$$\begin{cases} \theta = -\frac{m}{EJ} x + \frac{\frac{m}{LEJ} x^2}{2} + C_1 \\ = -\frac{\frac{m}{EJ} x^2}{2} + \frac{\frac{m}{LEJ} x^3}{6} + C_1 x + C_2 \end{cases}$$

Dato lo schema statico, le condizioni al contorno:

$$\begin{cases} y(0) = 0 \\ y(L) = 0 \end{cases}$$

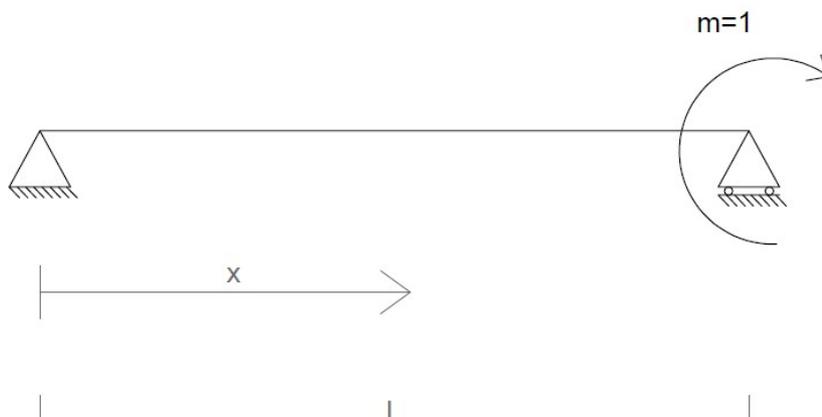
Per cui:

$$\begin{cases} C_2 = 0 \\ C_1 = \frac{mL}{3EJ} \end{cases}$$

Da cui ne deriva lo spostamento generico:

$$y(x) = -\frac{\frac{m}{EJ} x^2}{2} + \frac{\frac{m}{LEJ} x^3}{6} + \frac{mLx}{3EJ}$$

Analogamente, si procede con il calcolo degli spostamenti, considerando una coppia unitaria applicata sull'appoggio S di destra:



$$M(x) = \frac{m}{L}x$$

$$\begin{cases} \theta = -\frac{\frac{m}{LEJ}x^2}{2} + C_1 \\ = -\frac{\frac{m}{LEJ}x^3}{6} + C_1 x + C_2 \end{cases}$$

Dato lo schema statico, le condizioni al contorno:

$$\begin{cases} y(0) = 0 \\ y(L) = 0 \end{cases}$$

Per cui:

$$\begin{cases} C_2 = 0 \\ C_1 = \frac{mL}{6EJ} \end{cases}$$

Da cui ne deriva lo spostamento generico:

$$y(x) = -\frac{\frac{m}{LEJ}x^3}{6} + \frac{mLx}{6EJ}$$

Con le equazioni ottenute si scrive un breve *script* su MatLab, il quale fornirà un grafico degli spostamenti; il punto di massimo corrisponderà alla posizione in cui disporre il Tir in modo da massimizzare la rotazione all'appoggio, destro o sinistro, sulla trave considerata.

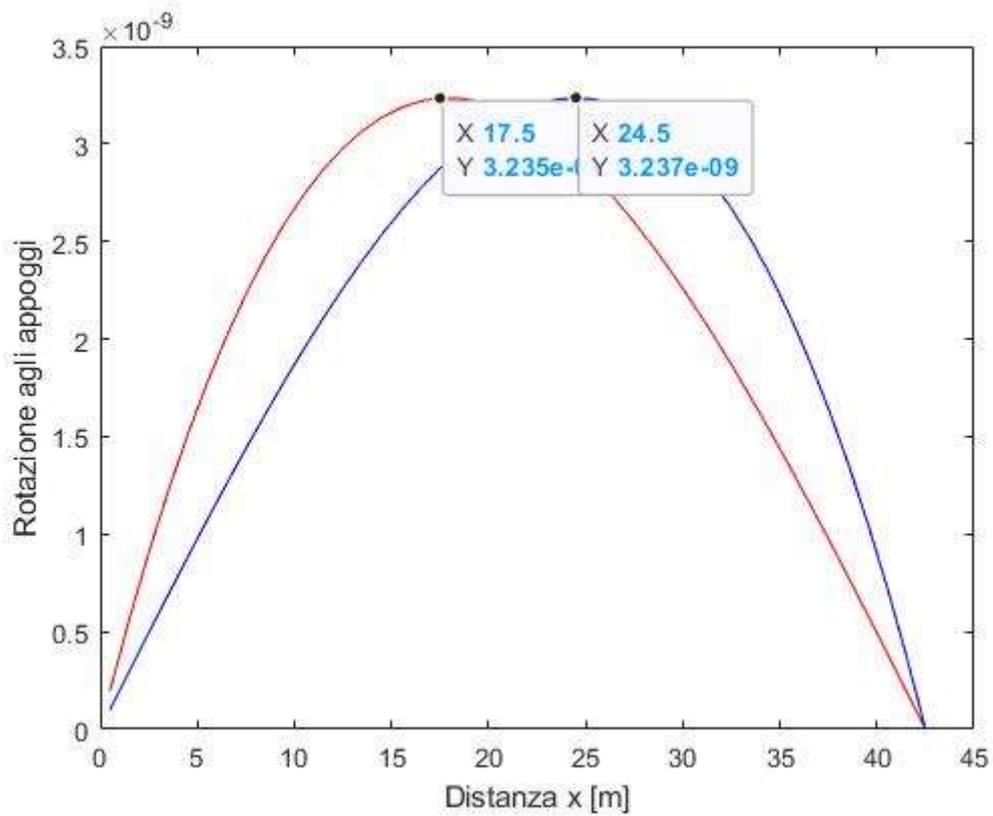


Figure 6.6: andamento della rotazione agli appoggi a seconda della posizione del carico

Le posizioni tali da massimizzare le rotazioni agli appoggi sono:

- X=17.5 m per la rotazione sull'estremo di sinistra, teta 1;
- X=24.5 m per la rotazione sull'estremo di destra, teta 2.

Le posizioni definite si riferiscono a un elemento bidimensionale, per cui, si applica il Tir sulla trave centrale e su quella di bordo, rispettando la coordinata globale X appena calcolata.

6.1.1. Tir isolato posto in mezzeria della trave centrale

Dato lo schema di calcolo:

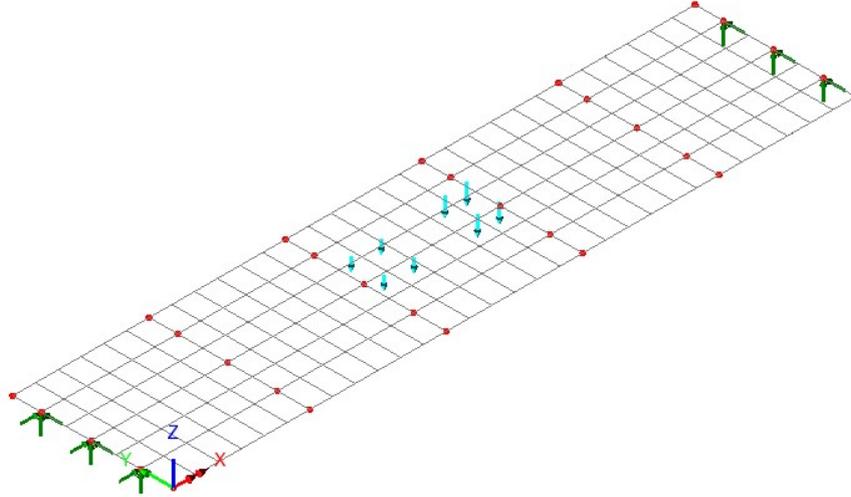


Figure 6.7: schema di calcolo tir isolato in mezzeria della trave centrale

I valori massimi e minimi di spostamenti e rotazioni nelle 3 direzioni sono riassunti nella tabella seguente:

Component	DX[mm]	DY[mm]	DZ[mm]	THX[rad]	THY[rad]	THZ[rad]
Maximum	9,03E-01	3,26E-02	0	1,79E-05	2,36E-04	1,52E-05
Node	154	171	32	171	126	49
Minimum	-0,03724	-0,13688	-3,27717	-3,67E-05	-2,38E-04	-1,41E-05
Node	64	47	109	47	154	173

Il valore assoluto della freccia massima si ha nel nodo 109, ossia nella mezzeria della trave centrale.

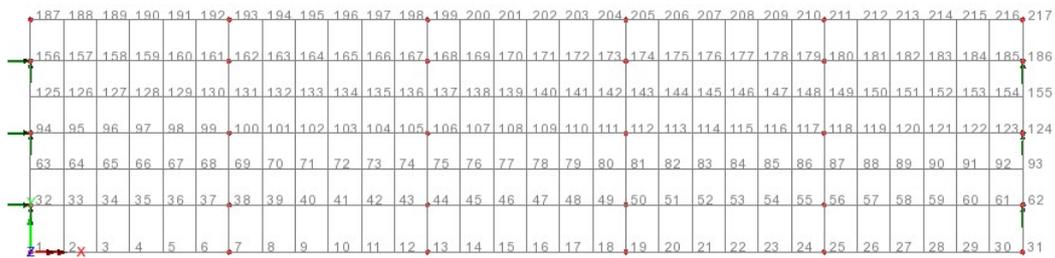
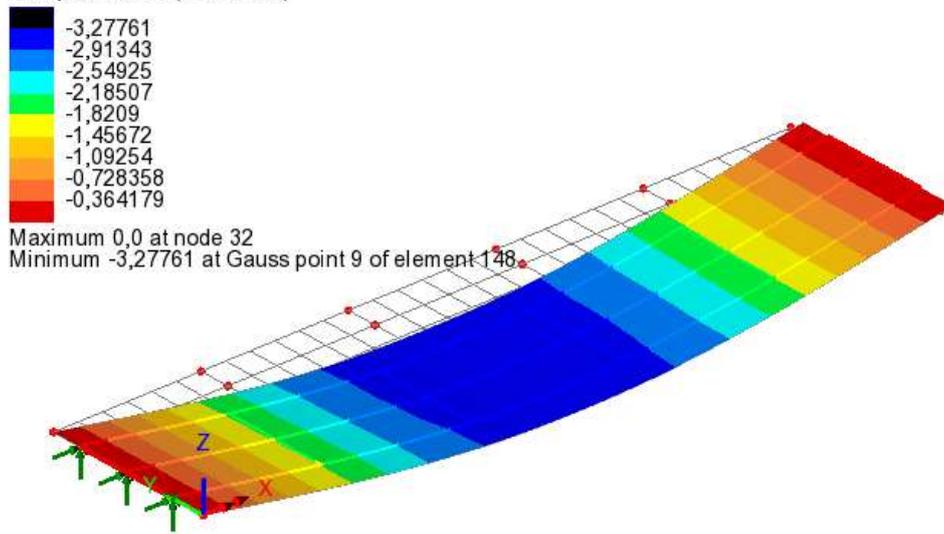


Figure 6.8: numerazione dei nodi del modello

Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 9: tir mezzeria centrale
 Results file: 01_Modello_singola_campata_eigenvalue~Analysis 1.mys
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



6.1.2. Tir isolato mezzeria trave di bordo

Lo schema di calcolo:

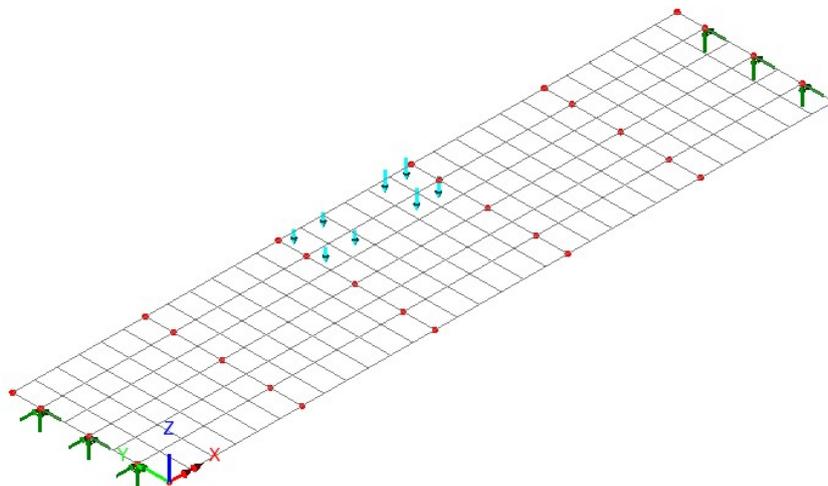
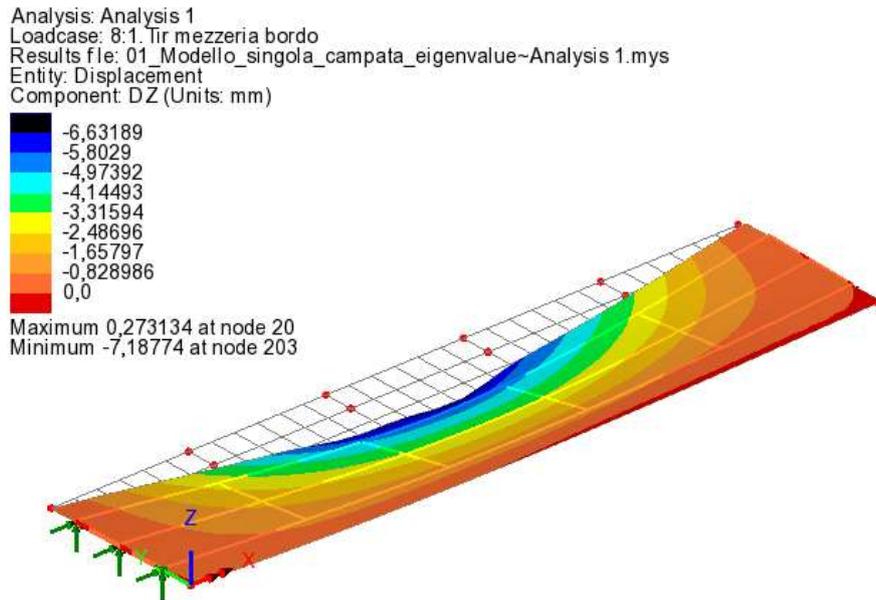


Figure 6.9: schema di carico tir isolato in mezzeria della trave di bordo

I valori massimi/minimi di rotazione e spostamenti sono riassunti nella tabella seguente:

Component	DX[mm]	DY[mm]	DZ[mm]	THX[rad]	THY[rad]	THZ[rad]
Maximum	1,36541	5,80E-03	0,273134	2,77E-06	4,07E-04	1,31E-04
Node	205	63	20	186	191	121
Minimum	-0,4568	-4,1569	-7,18774	-1,28E-03	-4,72E-04	-1,04E-04
Node	198	204	203	204	214	98

La freccia massima si ha nel nodo 203, il quale è vicino alla mezzeria della trave di bordo, a causa dell'asimmetria di carico tra ruote posteriori e anteriori del mezzo.



6.1.3. Tir isolato posto a $x=17,5$ mm : massimizzazione della rotazione all'appoggio sinistro

Trave centrale

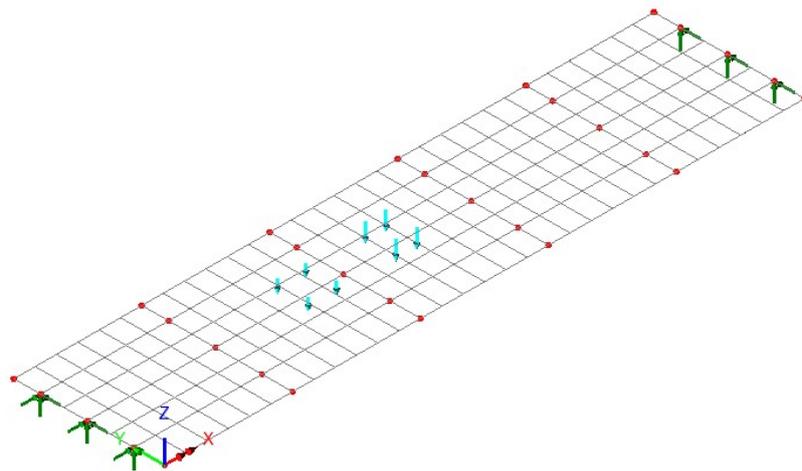


Figure 6.10: schema di carico volto a massimizzare la rotazione agli appoggi di sinistra (tir su trave centrale)

Le posizioni e i valori massimo e minimo di spostamenti e rotazioni sono riassunti nella tabella seguente:

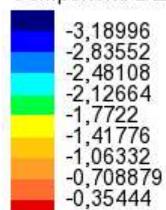
Component	DX[mm]	DY[mm]	DZ[mm]	THX[rad]	THY[rad]	THZ[rad]
Maximum	8,76E-01	3,85E-02	0	2,02E-05	2,44E-04	1,40E-05
Node	92	171	32	171	126	169
Minimum	-0,04356	-0,13925	-3,18996	-3,82E-05	-2,18E-04	-1,47E-05
Node	126	47	139	47	154	45

In particolare, le rotazioni agli appoggi sono:

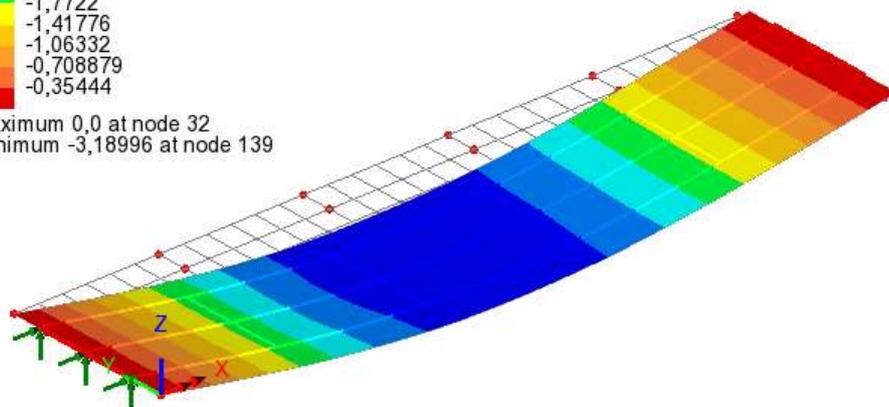
Appoggio sinistro 1			
Node	THX [rad]	THY [rad]	THZ [rad]
32	-7,11E-07	2,26E-04	-1,70E-06
94	-5,46E-08	2,29E-04	-2,17E-06
156	4,76E-07	2,30E-04	-3,35E-06

Appoggio destro 2			
Node	THX [rad]	THY [rad]	THZ [rad]
62	-5,63E-07	-2,05E-04	1,76E-06
124	-4,56E-08	-2,06E-04	1,96E-06
186	3,78E-07	-2,09E-04	2,76E-06

Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 10: max teta 1 centrale
 Results file: 01_Modello_singola_campata_eigenvalue~Analysis 1.mys
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



Maximum 0,0 at node 32
 Minimum -3,18996 at node 139



Trave di bordo

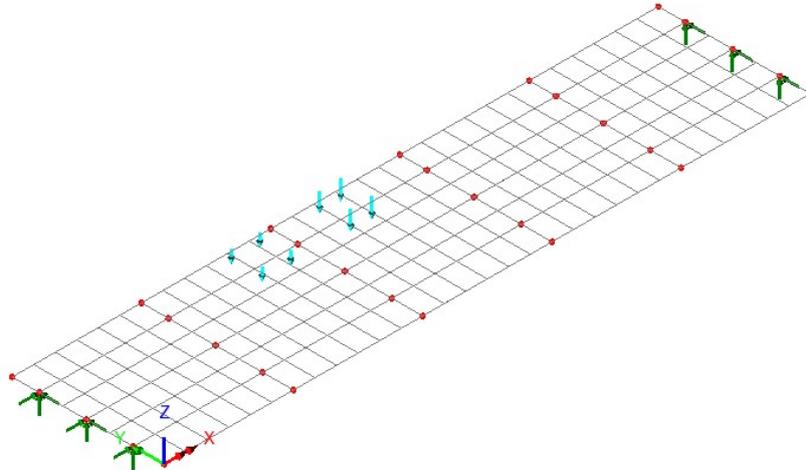


Figure 6.11: schema di carico volto a massimizzare la rotazione agli appoggi di sinistra (tir su trave di bordo)

Le posizioni e i valori di massimo/minimo di rotazioni e spostamenti sono riassunti nella tabella seguente:

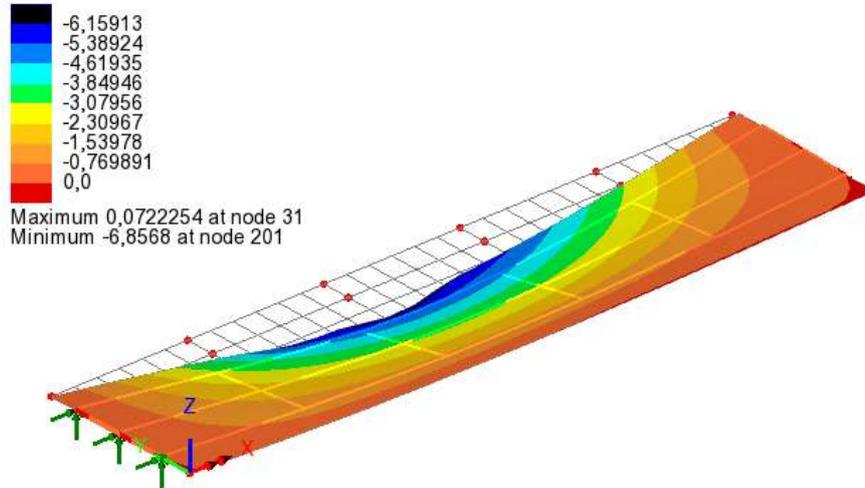
Component	DX[mm]	DY[mm]	DZ[mm]	THX[rad]	THY[rad]	THZ[rad]
Maximum	1,23847	5,99E-03	0,072225	3,66E-06	4,40E-04	1,15E-04
Node	214	63	31	186	195	121
Minimum	-0,49107	-3,99745	-6,8568	-1,23E-03	-4,19E-04	-1,07E-04
Node	196	201	201	201	214	98

In particolare, le rotazioni agli appoggi sono:

Appoggio sinistro 1			
Node	THX [rad]	THY [rad]	THZ [rad]
32	-1,06E-05	1,76E-04	-7,93E-05
94	-9,97E-06	2,31E-04	-6,38E-05
156	-9,32E-06	2,85E-04	-7,93E-05

Appoggio destro 2			
Node	THX [rad]	THY [rad]	THZ [rad]
62	2,81E-06	-7,86E-05	8,37E-05
124	3,26E-06	-2,09E-04	6,44E-05
186	3,66E-06	-3,40E-04	8,43E-05

Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 11: max teta 1 bordo
 Results file: 01_Modello_singola_campata_eigenvalue~Analysis 1.mys
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



6.1.4. Tir isolato posto a $x=24,5$ m: massimizzazione rotazione appoggio destro

Trave centrale

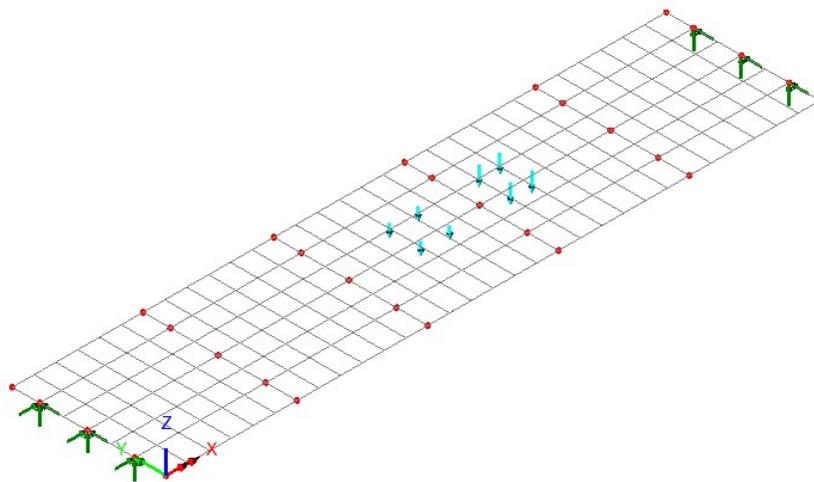


Figure 6.12: schema di carico volto a massimizzare la rotazione agli appoggi di destra (tir su trave centrale)

La posizione e il valore massimo e minimo di spostamenti e rotazioni nelle 3 direzioni sono riassunti nella tabella seguente:

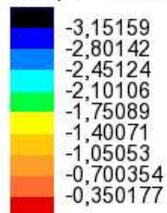
Component	DX[mm]	DY[mm]	DZ[mm]	THX[rad]	THY[rad]	THZ[rad]
Maximum	8,83E-01	2,62E-02	0	1,45E-05	2,16E-04	9,84E-06
Node	154	31	32	144	126	175
Minimum	-0,0312	-0,11491	-3,15159	-3,19E-05	-2,44E-04	-1,08E-05
Node	64	80	141	82	154	45

In particolare, si riportano le rotazioni agli appoggi:

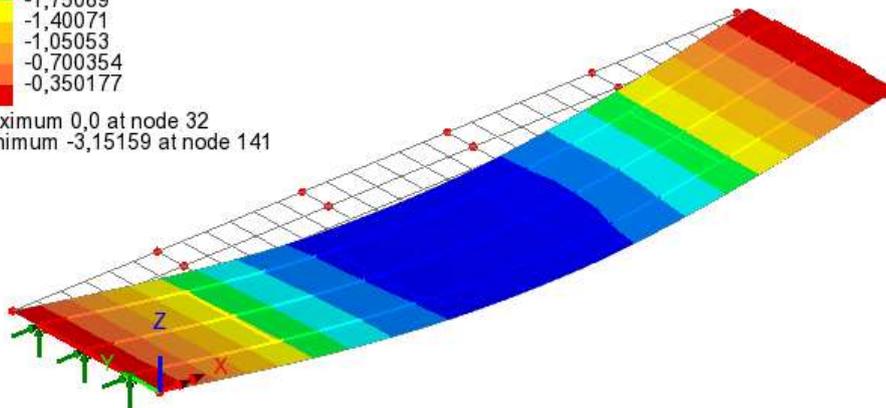
Appoggio sinistro 1			
Node	THX [rad]	THY [rad]	THZ [rad]
32	-5,38E-07	2,02E-04	-1,75E-06
94	-4,88E-08	2,04E-04	-1,93E-06
156	3,48E-07	2,06E-04	-2,72E-06

Appoggio destro 2			
Node	THX [rad]	THY [rad]	THZ [rad]
62	-7,24E-07	-2,26E-04	1,68E-06
124	-5,25E-08	-2,28E-04	2,18E-06
186	4,90E-07	-2,30E-04	3,39E-06

Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 12:max teta 2 centrale
 Results file: 01_Modello_singola_campata_eigenvalue~Analysis 1.mys
 Entity: Displacement
 Component: D Z (Units: mm)



Maximum 0,0 at node 32
 Minimum -3,15159 at node 141



Trave di bordo

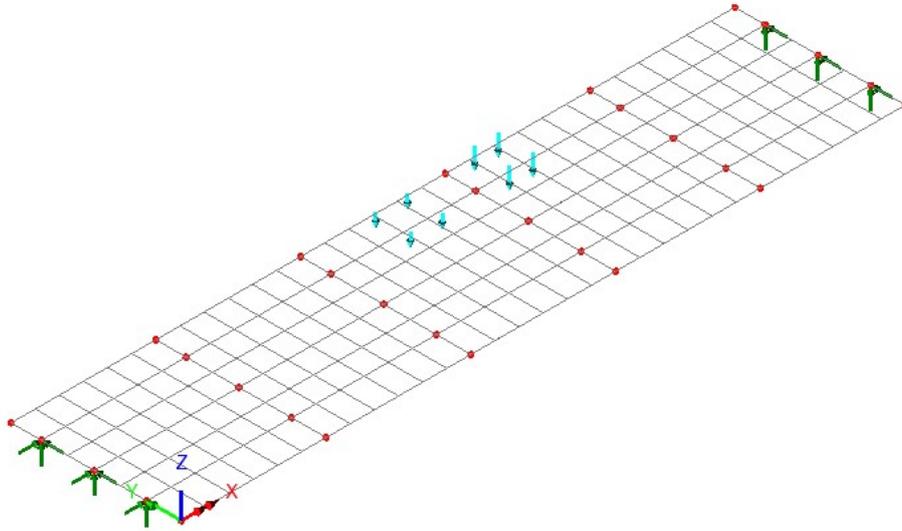


Figure 6.13: schema di carico volto a massimizzare la rotazione all'appoggio di destra (tir su trave di bordo)

La posizione e il valore massimo e minimo di spostamenti e rotazioni nelle 3 direzioni sono riassunti nella tabella seguente:

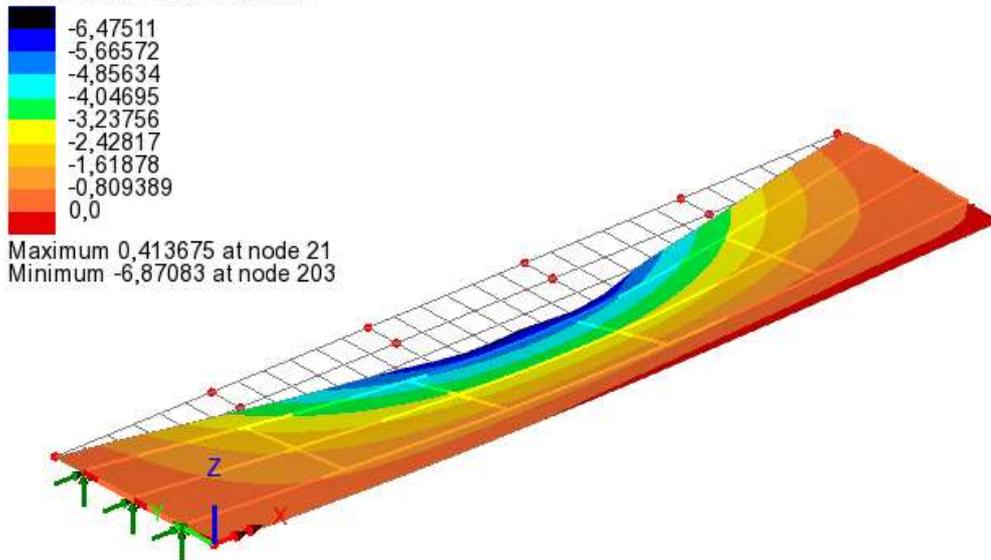
Component	DX[mm]	DY[mm]	DZ[mm]	THX[rad]	THY[rad]	THZ[rad]
Maximum	1,44677	5,30E-03	0,413675	1,85E-06	3,73E-04	1,39E-04
Node	208	63	21	186	191	121
Minimum	-0,27871	-4,04472	-6,87083	-1,26E-03	-4,98E-04	-9,54E-05
Node	194	206	203	206	215	102

Le rotazioni agli appoggi sono:

Appoggio sinistro 1			
Node	THX[rad]	THY[rad]	THZ[rad]
32	-9,18E-06	1,59E-04	-6,87E-05
94	-8,61E-06	2,07E-04	-5,50E-05
156	-8,25E-06	2,53E-04	-6,91E-05

Appoggio destro 2			
Node	THX[rad]	THY[rad]	THZ[rad]
62	6,72E-07	-6,55E-05	1,00E-04
124	1,16E-06	-2,30E-04	7,61E-05
186	1,85E-06	-3,98E-04	1,00E-04

Analysis: Analysis 1
Loadcase: 13:max teta 2 bordo
Results file: 01_Modello_singola_campata_eigenvalue~Analysis 1.mys
Entity: Displacement
Component: DZ (Units: mm)



Dai risultati delle analisi statiche si può concludere che:

- Gli abbassamenti in mezzeria sono dell'ordine di pochi mm e sulla trave di bordo sono superiori;
- Le rotazioni massime agli appoggi si ottengono nelle posizioni definite dalla linea d'influenza; le THY hanno lo stesso ordine di grandezza tra trave di bordo e trave centrale; le THX e THZ sono, invece, maggiori nella trave di bordo.

7. Analisi Dinamica

Nel campo dell'ingegneria civile, per identificare una struttura è indispensabile conoscere la distribuzione delle masse, il comportamento dei materiali, la geometria, i vincoli esterni ed interni. Si definisce, così, un modello agli elementi finiti di tipo tridimensionale e, attraverso calcoli integrali, è possibile conoscere sollecitazioni e spostamenti della struttura, come evidenziato nei precedenti capitoli.

L'identificazione dinamica di una struttura si basa sulla conoscenza delle matrici di massa, rigidità e smorzamento del modello spaziale, risolte in un'equazione di tipo dinamica:

$$\mathbf{M}\ddot{x} + \mathbf{C}\dot{x} + \mathbf{K}x = f$$

Risolvendo il problema agli autovalori associato si determinano le frequenze proprie di oscillazione, i modi di vibrare e gli smorzamenti.

La forzante esterna può essere dovuta non solo al sisma, ma anche all'effetto del vento, del traffico e del rumore ambientale in generale. La caratterizzazione dinamica dell'opera è costituita da una campagna di prove sperimentali che, attraverso l'acquisizione di dati su sensori installati sull'opera, rileva frequenze e modi propri, che saranno confrontati con quelli ottenuti sul modello numerico.

7.1. Cenni di dinamica

Per rappresentare una struttura, è necessario un numero di gradi di libertà sempre maggiori, a seconda di quanto sia affinata l'analisi da effettuare. L'espressione da risolvere è sempre del tipo:

$$\mathbf{M}\ddot{x} + \mathbf{C}\dot{x} + \mathbf{K}x = f$$

Dove i vettori \ddot{x} , \dot{x} , e x rappresentano accelerazione, velocità e spostamento; le matrici \mathbf{M} , \mathbf{C} , \mathbf{K} sono di ordine $n \times n$ e sono le matrici di massa, smorzamento e rigidità; la $f(t)$ è la

forzante esterna dipendente dal tempo. Trascurando il contributo della forzante, è possibile effettuare analisi dinamiche in grado di determinare i modi propri di oscillazione e la relativa frequenza. Per i ponti e le strutture civili, in generale, si trascura il contributo dato dallo smorzamento in quanto di piccola entità, semplificando il problema.

L'analisi modale si presenta nella forma:

$$\mathbf{M}\ddot{x} + \mathbf{K}x = 0$$

La soluzione è nella forma:

$$x = a \cdot \sin(\omega t - \alpha)$$

Derivando e sostituendo nell'equazione iniziale rappresentativa del problema dinamico, il problema agli autovalori associato è il seguente:

$$(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M})a = 0$$

- ω rappresenta l'autovalore del sistema, ossia la frequenza naturale;
- a è l'autovettore, rappresentante la forma modale.

La risoluzione del problema avviene ponendo a zero il determinante dell'equazione caratteristica.

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

Le frequenze proprie della struttura aumentano man mano che i modi di vibrare sono di grado superiore, ottenendo movimenti sempre più disordinati.

La forzante esterna deve eccitare la struttura con frequenze lontane da quelle proprie, evitando di ottenere un'amplificazione delle oscillazioni, causando un possibile collasso. Il fenomeno è detto risonanza ed è da valutare attentamente, specie nei ponti.

7.2. Analisi dinamica transitoria²²

L'analisi di transitorio dinamico fornisce la risposta del sistema a seguito di sollecitazioni esterne di tipo non periodico, applicate rapidamente, come un urto o, nel caso di un ponte, dal passaggio di veicoli viaggianti. Può anche essere utilizzato per determinare la risposta del sistema a sollecitazioni esterne di tipo periodico, ma con effetti non lineari. Il transitorio rappresenta il regime di moto che va dall'istante iniziale fino al momento in cui il sistema si muove di oscillazione periodica a regime.

I metodi di risoluzione del problema transitorio sono di due tipi:

- Metodo Modale;
- Integrazione diretta.

L'analisi transitoria con metodo modale richiede alla base un'ipotesi di linearità del sistema. Partendo dall'equazione caratteristica della dinamica:

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

Si effettua un cambio di variabile:

$$\mathbf{u}(t) = \mathbf{\Phi} \cdot \boldsymbol{\xi}(t)$$

e si pre-moltiplicano tutti i termini per la matrice trasposta, disaccoppiando il sistema:

$$\mathbf{\Phi}^T \mathbf{M} \mathbf{\Phi} \ddot{\boldsymbol{\xi}}(t) + \mathbf{\Phi}^T \mathbf{C} \mathbf{\Phi} \dot{\boldsymbol{\xi}}(t) + \mathbf{\Phi}^T \mathbf{K} \mathbf{\Phi} \boldsymbol{\xi}(t) = \mathbf{\Phi}^T \mathbf{P}(t)$$

$$m_i \ddot{\xi}_i + c_i \dot{\xi}_i + k_i \xi_i = p_i$$

$$\ddot{\xi}_i + 2\zeta_i \omega_i \dot{\xi}_i + \omega_i^2 \xi_i = \frac{1}{m_i} p_i$$

In generale, questo metodo è indicato quando il modello ha tanti gradi di libertà, ma una risposta limitata, per cui pochi autovettori sono rappresentativi del comportamento del sistema.²³

²² “Analisi dinamica”, Leonardo Bertini, Elementi di dinamica strutturale tramite FEM, UniPi

²³ “Cos'è l'analisi transitoria con gli elementi finiti”, blog.smartcae.com

Nel caso in cui sia necessario definire tanti autovettori, invece, è indicato il metodo di integrazione diretta. Esso non prevede alcuna ipotesi sulla linearità del problema e sulle matrici \mathbf{M} , \mathbf{C} e \mathbf{K} . Il metodo di integrazione diretta (MID) permette di studiare il fenomeno dividendo l'intervallo temporale di riferimento in passi temporali successivi, attraverso una procedura di integrazione *step-by-step*.

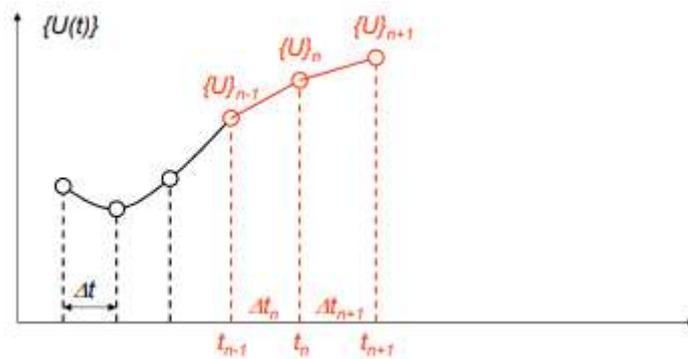


Figure 7.1: metodologia di risoluzione dell'integrazione step-by-step

Tra i metodi di integrazione diretta rientrano due tipi di algoritmi:

- Algoritmi di tipo implicito: con il metodo di Newmark, la soluzione al passo $n+1$ è nota tramite la conoscenza della soluzione al passo n e delle condizioni imposte al passo $n+1$;
- Algoritmi di tipo esplicito: col metodo delle differenze centrali, la soluzione al passo $n+1$ è nota dalla conoscenza della soluzione e dalle condizioni imposte al passo n .

Ogni procedura numerica deve soddisfare i seguenti requisiti:

- Convergenza: al decrescere dell'intervallo di integrazione, la soluzione deve tendere a quella esatta;
- Stabilità: la soluzione deve essere stabile in presenza di errori di arrotondamento, il passo di integrazione deve essere sufficientemente piccolo onde evitare instabilità dei metodi di integrazione;
- Accuratezza: la procedura numerica deve fornire risultati vicini alla soluzione esatta.

7.2.1. Metodo implicito (metodo di Newmark)²⁴

È utilizzato nel caso di storie temporali lunghe o con fenomeni non lineari limitati nel tempo. Esso si basa sulle seguenti equazioni integrali:

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \int_0^{\Delta t_{i+1}} \ddot{u}(\tau) d\tau$$

$$u_{i+1} = u_i + \int_0^{\Delta t_{i+1}} \dot{u}(\tau) d\tau$$

Le due equazioni stabiliscono le relazioni esistenti tra accelerazione, velocità e spostamenti. Nota la legge di variazione dell'accelerazione, la formulazione di Newmark è data da:

$$X_{i+1} = X_i + (\Delta t)\dot{X}_i + [(0.5 - \beta)\Delta t^2]\ddot{X}_i + [\beta (\Delta t)^2]X_{i+1}''$$

$$\dot{X}_{i+1} = \dot{X}_i + [(1 - \gamma)(\Delta t)]\ddot{X}_i + [\gamma(\Delta t)]X_{i+1}''$$

I parametri β e γ definiscono la variazione dell'accelerazione nell'intervallo Δt e determinano le caratteristiche di stabilità e accuratezza del modello. Solitamente:

$$\gamma = \frac{1}{2}$$

$$\frac{1}{6} \leq \beta \leq \frac{1}{4}$$

7.2.2. Metodo esplicito (metodo delle differenze finite)

L'algoritmo risolvibile è dato da:

$$\mathbf{M}\ddot{X}_i + \mathbf{C}\dot{X}_i + \mathbf{K}X_i = F_i$$

²⁴ "Integrazione numerica", Prof. Ing. Sabia Donato, Slide del corso di Ingegneria sismica, Politecnico di Torino

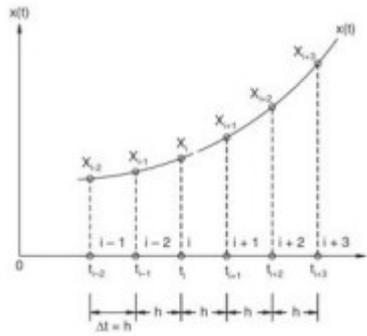


Figure 7.2: grafico risolutivo del metodo esplicito

Sviluppando in serie si ottiene:

$$\dot{X}_i = \frac{1}{2h}(X_{i+1} - X_{i-1})$$

$$\ddot{X}_i = \frac{1}{h^2}(X_{i-1} - 2X_i + X_{i+1})$$

Sostituendo nell'equazione di D'Alembert:

$$M \left\{ \frac{X_{i+1} - 2X_i + X_{i-1}}{(\Delta t)^2} \right\} + C \left\{ \frac{X_{i+1} - X_{i-1}}{2\Delta t} \right\} + KX_i = F_i$$

$$\left[\frac{M}{\Delta t^2} + \frac{C}{2\Delta t} \right] X_{i+1} - \left[\frac{2M}{\Delta t^2} - K \right] X_i + \left[\frac{M}{\Delta t^2} - \frac{C}{2\Delta t} \right] X_{i-1} = F_i$$

$$X_{i+1} = \left\{ \frac{1}{\left[\frac{M}{\Delta t^2} + \frac{C}{2\Delta t} \right]} \right\} \left\{ \left[\frac{2M}{\Delta t^2} - K \right] X_i + \left[\frac{C}{2\Delta t} - \frac{M}{\Delta t^2} \right] X_{i-1} + F_i \right\}$$

Se le matrici delle masse e dello smorzamento sono diagonali, il calcolo si semplifica. L'algoritmo risulta condizionatamente stabile: la stabilità dipende dal passo temporale prescelto.

7.3. Analisi modale sul modello FEM

Il modello agli elementi finiti del viadotto è costituito da 8 campate semplicemente appoggiate sulle pile intermedie e sulle spalle. Come precedentemente illustrato, l'impalcato è costituito da un grigliato di travi longitudinali e trasversi intermedi e da una soletta posta superiormente per una miglior distribuzione dei carichi.

L'analisi dinamica su *Lusas* viene effettuata imponendo il controllo degli autovalori del sistema sul caso di carico d'interesse. Il problema agli autovalori fornisce le forme modali, le frequenze e il periodo di oscillazione propri per ogni modo e l'errore di calcolo commesso. È possibile definire il tipo di soluzione a seconda dell'analisi effettuata: *buckling load*, frequenza o autovalori della matrice di rigidità; se presente, si imposta il valore di smorzamento; si definisce la normalizzazione degli autovettori e il numero.

Graficamente, l'analisi agli autovalori fornisce le deformate modali in numero pari agli autovalori preimpostati. Osservando le deformate è possibile avere un primo controllo sulla bontà del modello e su eventuali modi locali, segnalando eventuali errori o labilità del sistema.

7.3.1. Analisi modale sul modello della singola campata

Il viadotto in esame ha uno schema statico di semplice appoggio, caratterizzato da elementi uguali che si ripetono tra una pila e l'altra lungo tutto lo sviluppo; è perciò sufficiente studiare un modello della singola campata rappresentativa.

Si imposta l'analisi agli autovalori, in modo da ottenere 20 modi di vibrare.

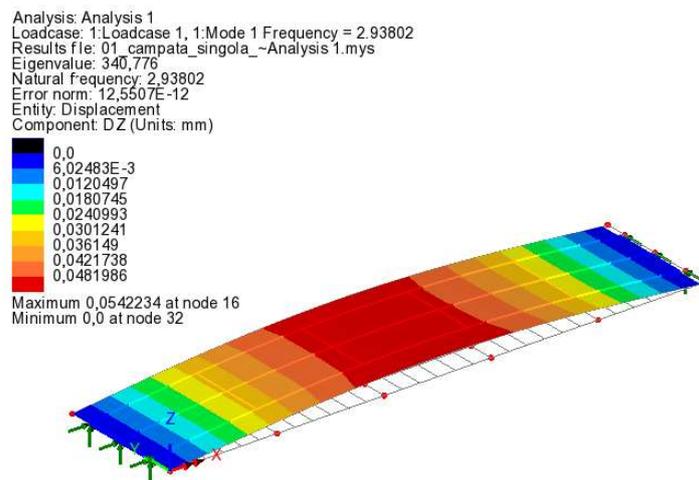
<i>Mode</i>	<i>Eigenvalue</i>	<i>Frequency</i> [Hz]	<i>Period</i> [s]
1	340,776	2,938	0,340
2	460,703	3,416	0,293
3	2,71E+03	8,279	0,121
4	4,14E+03	10,245	0,098
5	4,66E+03	10,867	0,092
6	1,04E+04	16,240	0,062
7	1,34E+04	18,415	0,054
8	1,66E+04	20,521	0,049

9	1,81E+04	21,412	0,047
10	1,84E+04	21,581	0,046
11	1,98E+04	22,398	0,045
12	2,09E+04	23,001	0,043
13	2,12E+04	23,166	0,043
14	2,35E+04	24,410	0,041
15	2,40E+04	24,633	0,040
16	2,67E+04	26,019	0,038
17	2,73E+04	26,317	0,038
18	3,00E+04	27,579	0,036
19	3,16E+04	28,300	0,035
20	3,38E+04	29,246	0,034

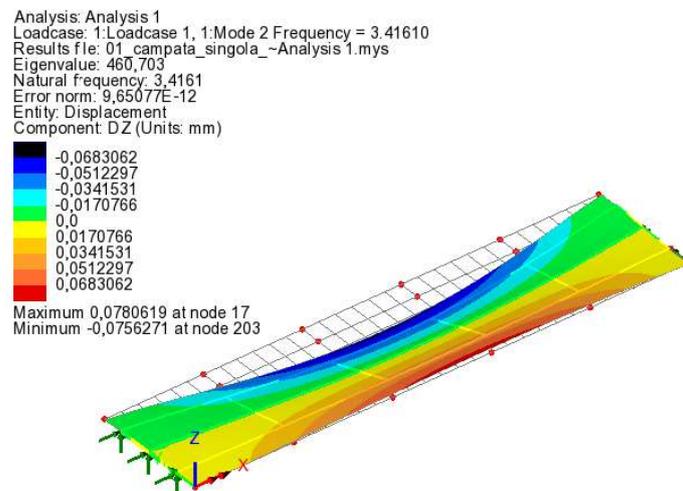
Tabella 7.1: autovalori singola campata

Si riportino i primi 3 modi di vibrare:

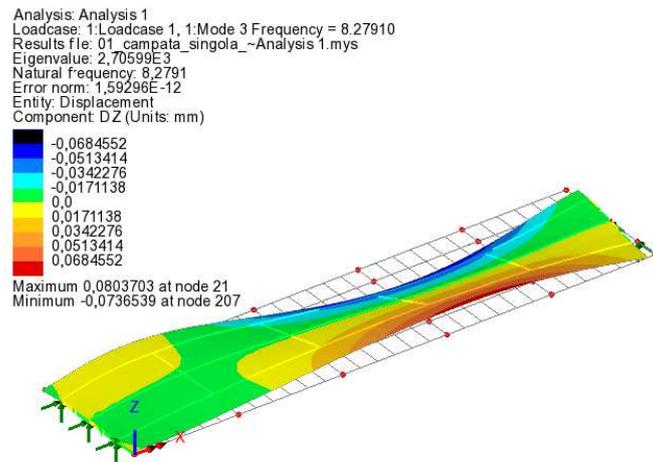
1° MODO: Flessionale in direzione Z, $f = 2,94 \text{ Hz}$



2° MODO: Torsionale, $f = 3,42 \text{ Hz}$



3° MODO: Flesso-torsionale, $f = 8,28 \text{ Hz}$



Man mano che la frequenza aumenta, per modi via via superiori, la deformata appare più disordinata. (vedi *Appendice II*)

Si effettua il calcolo degli autovalori anche sul modello globale, comprendente le pile e tutte le campate. Come precedentemente descritto, il viadotto è costituito da 8 pile di altezza variabile dai 13 ai 61 m che, data la propria deformabilità, concorrono a variare il modo di vibrare della struttura. I modi calcolati dal software sono i seguenti:

<i>Mode</i>	<i>Eigenvalue</i>	<i>Frequency [Hz]</i>	<i>Period [s]</i>
1	13,808	0,591	1,691
2	28,979	0,857	1,167
3	47,276	1,094	0,914
4	75,626	1,384	0,722
5	101,846	1,606	0,623
6	112,021	1,685	0,594
7	142,290	1,898	0,527
8	199,541	2,248	0,445
9	237,527	2,453	0,408
10	279,984	2,663	0,376
11	282,845	2,677	0,374
12	313,899	2,820	0,355
13	332,028	2,900	0,345
14	338,695	2,929	0,341
15	367,482	3,051	0,328
16	396,298	3,168	0,316
17	408,887	3,218	0,311
18	439,583	3,337	0,300
19	473,405	3,463	0,289
20	475,602	3,471	0,288

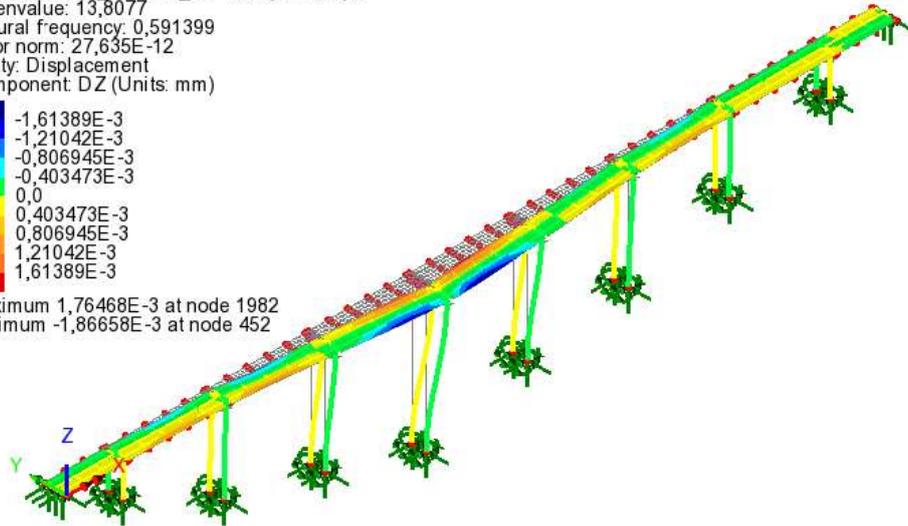
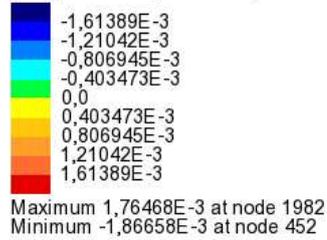
Tabella 7.2: autovalori viadotto con 8 campate e pile

Le frequenze di oscillazione dell'intera opera sono più basse di quelle della singola campata, poiché la massa complessiva è notevolmente superiore ed entrano in gioco modi dovuti alla rigidità delle pile.

Si riportano, come per il modello della singola campata, i primi 3 modi di vibrare (per i modi superiori vedi *Allegato I*):

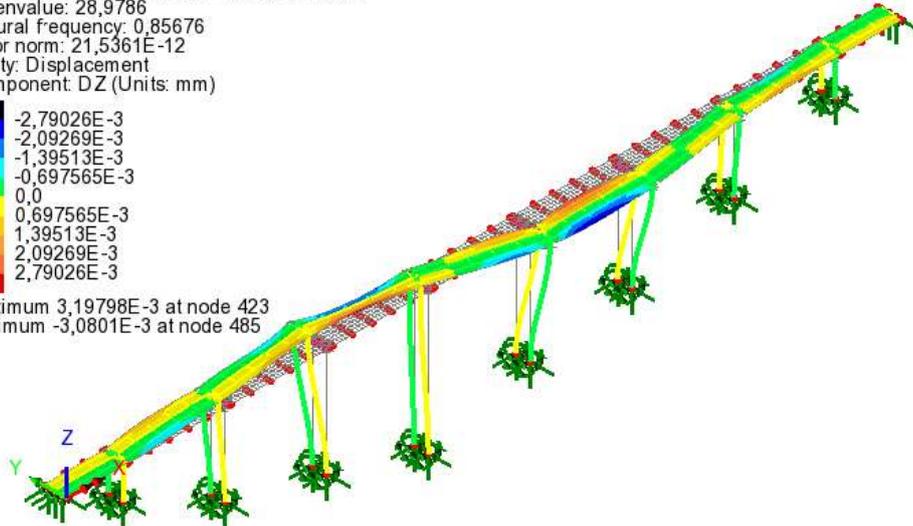
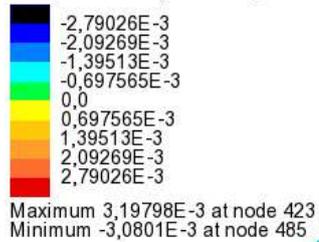
1° MODO: flessionale in direzione Y, $f = 0,59 \text{ Hz}$

Analysis: Analysis 1
Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 1 Frequency = 0.591399
Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
Eigenvalue: 13,8077
Natural frequency: 0,591399
Error norm: 27,635E-12
Entity: Displacement
Component: DZ (Units: mm)



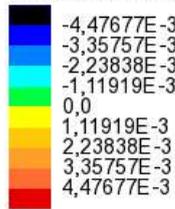
2° MODO: flessionale in direzione Y, $f = 0,86 \text{ Hz}$

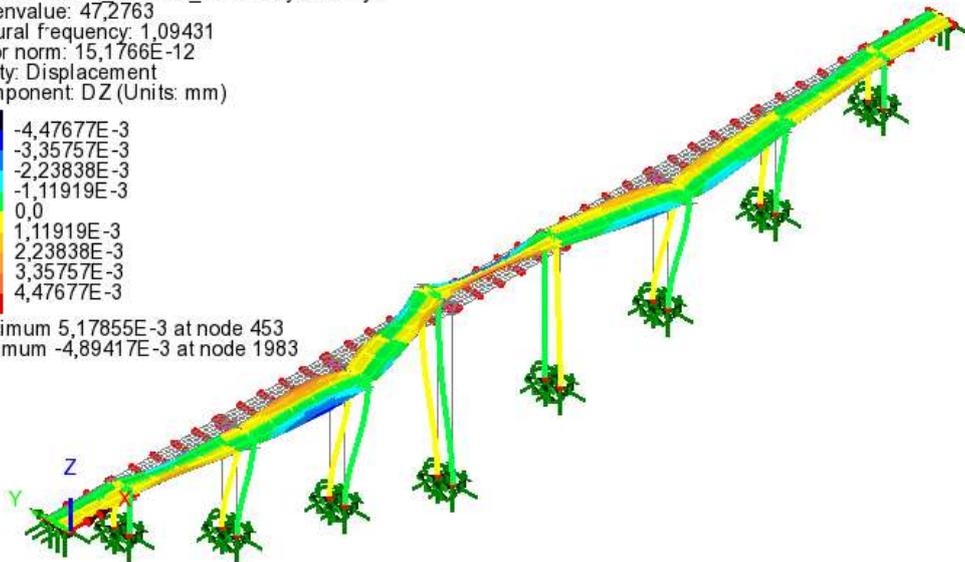
Analysis: Analysis 1
Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 2 Frequency = 0.856760
Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
Eigenvalue: 28,9786
Natural frequency: 0,85676
Error norm: 21,5361E-12
Entity: Displacement
Component: DZ (Units: mm)



3°MODO: flesso-torsionale, $f = 1,09 \text{ Hz}$

Analysis: Analysis 1
Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 3 Frequency = 1.09431
Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
Eigenvalue: 47,2763
Natural frequency: 1,09431
Error norm: 15,1766E-12
Entity: Displacement
Component: DZ (Units: mm)


-4,47677E-3
-3,35757E-3
-2,23838E-3
-1,11919E-3
0,0
1,11919E-3
2,23838E-3
3,35757E-3
4,47677E-3
Maximum 5,17855E-3 at node 453
Minimum -4,89417E-3 at node 1983



7.4. Analisi modale con masse concentrate

A seguito del passaggio di un veicolo al di sopra del viadotto, la stessa massa è causa di variazioni nella frequenza di oscillazione della struttura. Si vuole verificare di quanto influenzi le oscillazioni della struttura, in modo da stabilire l'eventualità di possibili fenomeni di risonanza.

Le situazioni da valutare sono:

- Tir di 40 ton posto in mezzzeria;
- Automobile di 2,8 ton posta in mezzzeria.

Considerando una lunghezza complessiva dell'intero viadotto di circa 360 m, una massa posta in mezzzeria è causa di pochi disturbi.

Su *Lusas* il tir o l'auto vengono rappresentati come una massa concentrata di peso noto in 3 direzioni, in quanto è un elemento tridimensionale. Affinché l'analisi ne consideri la presenza è necessario attribuirne una *mesh*; il punto identificativo della massa è definito come "*Non-structural element*". Il software è in grado di riconoscere come masse concentrate solo punti appartenenti alla geometria della struttura, per cui la campata centrale è modificata in modo tale da avere un nodo nell'esatta mezzzeria della stessa.

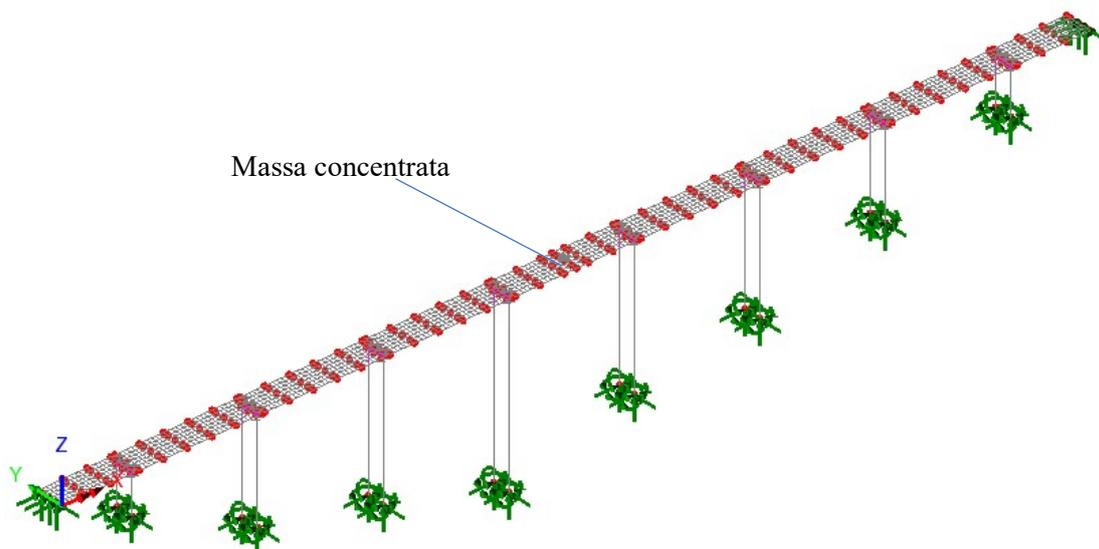


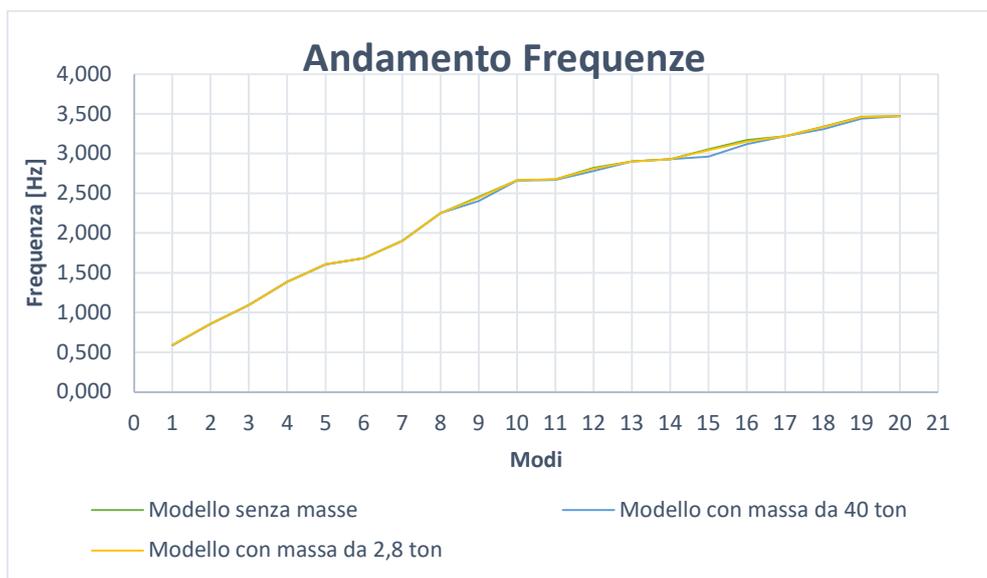
Figure 7.3: modello utilizzato per l'analisi modale con massa concentrata in mezzzeria

Dalla finestra laterale in cui sono visibili i casi di carico, si effettua l'analisi modale mantenendo gli stessi dati e le stesse caratteristiche di un'analisi classica agli autovalori.

Modo	Modello senza massa		Modello con massa 40 ton		Modello con massa 2,8 ton	
	<i>Eigenvalue</i>	<i>f [Hz]</i>	<i>Eigenvalue</i>	<i>f [Hz]</i>	<i>Eigenvalue</i>	<i>f [Hz]</i>
1	13,808	0,591	13,703	0,589	13,799	0,591
2	28,979	0,857	28,951	0,856	28,973	0,857
3	47,276	1,094	47,258	1,094	47,272	1,094
4	75,626	1,384	75,562	1,383	75,588	1,384
5	101,846	1,606	101,290	1,602	101,806	1,606
6	112,021	1,685	112,006	1,684	112,012	1,684
7	142,290	1,898	142,277	1,898	142,281	1,898
8	199,541	2,248	199,538	2,248	199,540	2,248
9	237,527	2,453	227,874	2,403	235,108	2,440
10	279,984	2,663	278,743	2,657	279,672	2,662
11	282,845	2,677	280,525	2,666	282,609	2,676
12	313,899	2,820	305,018	2,780	311,229	2,808
13	332,028	2,900	331,957	2,900	332,005	2,900
14	338,695	2,929	338,217	2,927	338,540	2,928
15	367,482	3,051	345,842	2,960	365,167	3,041
16	396,298	3,168	383,996	3,119	391,973	3,151
17	408,887	3,218	408,314	3,216	408,793	3,218
18	439,583	3,337	431,070	3,304	438,520	3,333
19	473,405	3,463	467,126	3,440	472,562	3,460
20	475,602	3,471	475,601	3,471	475,602	3,471

Tabella 7.3: autovalori e frequenze del modello privo di massa concentrata e dei modelli con le masse di tir e auto

Graficando l'andamento delle frequenze si possono notare piccole variazioni:

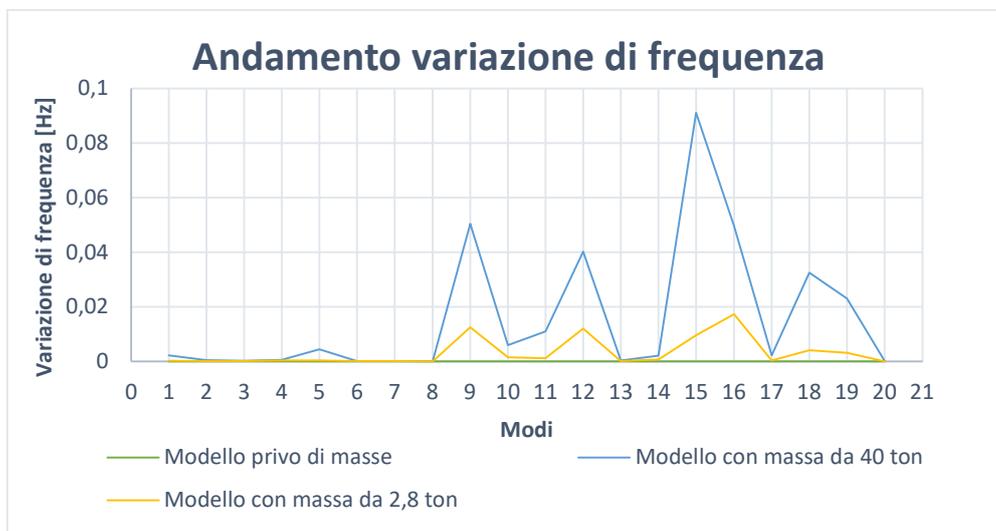


Le differenze tra i modelli sono riassunte nella seguente tabella:

Modi	Δf mod. senza massa- mod. 40 ton	Δf mod. senza massa- mod. 2,8 ton
-	Hz	Hz
1	0,002	0,000
2	0,000	0,000
3	0,000	0,000
4	0,001	0,000
5	0,004	0,000
6	0,000	0,000
7	0,000	0,000
8	0,000	0,000
9	0,050	0,013
10	0,006	0,001
11	0,011	0,001
12	0,040	0,012
13	0,000	0,000
14	0,002	0,001
15	0,091	0,010
16	0,050	0,017
17	0,002	0,000
18	0,032	0,004
19	0,023	0,003
20	0,000	0,000

Tabella 7.4: differenze tra frequenze dei modi dei tre modelli

Si rappresentano le differenze ottenute su un grafico, in modo che sia più evidente la variazione delle frequenze nei 3 modelli:



In percentuale:

Mode	Δf mod. senza massa- mod. massa 40 ton	Δf mod. senza massa- mod. massa 2,8ton
	%	%
1	0,381	0,031
2	0,048	0,011
3	0,019	0,005
4	0,042	0,025
5	0,273	0,019
6	0,007	0,004
7	0,004	0,003
8	0,000	0,000
9	2,053	0,510
10	0,222	0,056
11	0,411	0,042
12	1,425	0,426
13	0,011	0,003
14	0,070	0,023
15	2,989	0,315
16	1,565	0,547
17	0,070	0,011
18	0,973	0,121
19	0,665	0,089
20	0,000	0,000

Tabella 7.5: variazione percentuale modello senza masse-modello con massa concentrata

I risultati ottenuti sul modello con una massa concentrata di 2,8 ton sono pressoché uguali a quelli in cui era assente l'auto. La massa costituisce appena lo 0,01% del totale, risultando, quindi, irrilevante.

La massa del tir rappresenta lo 0,2 % circa della massa totale del viadotto, infatti, nonostante le differenze siano comunque minime, sono maggiori rispetto alla situazione con un'auto di 2,8 ton.

I modi evidenziati in Tab. 7.4 e 7.5 presentano differenze maggiori; per avere un confronto diretto tra le deformate modali nelle 3 situazioni, si rimanda all'*Appendice I*.

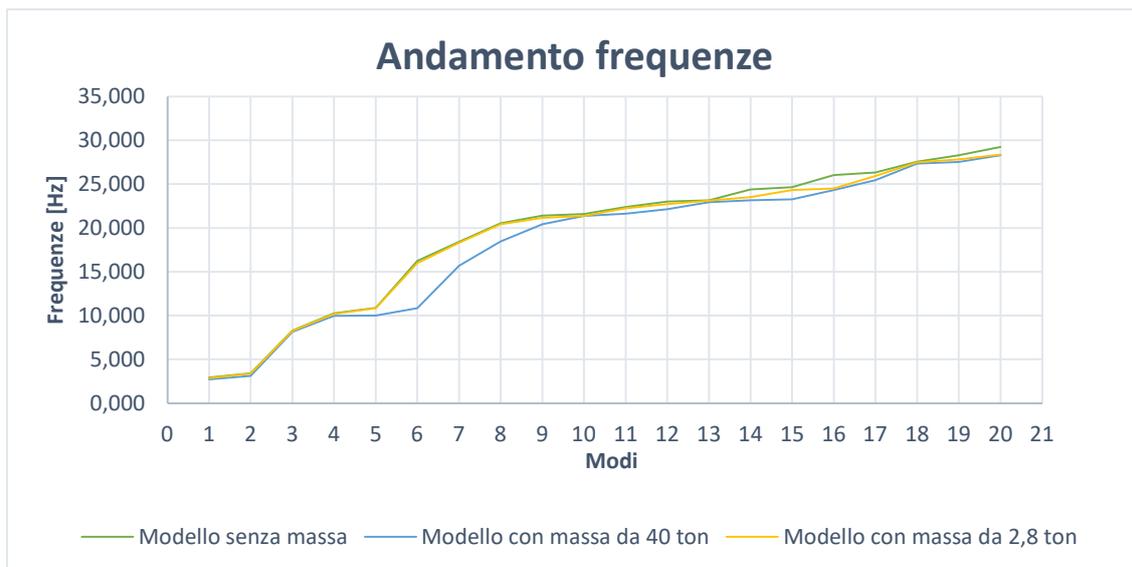
Valutando la risposta in frequenza di una massa concentrata su una singola campata, la differenza tra i modi sarà maggiore, in quanto la massa di una singola campata è inferiore, per cui più sensibile al passaggio di un tir di 40 ton o di un'auto di 2,8 ton.

Si procede analogamente al caso precedente, assegnando al nodo in mezzeria una propria massa non strutturale e la *mesh* appropriata e avviando l'analisi agli autovalori.

Mode	Modello senza massa		Modello con massa di 40 ton		Modello con massa di 2,8 ton	
	<i>Eigenvalue</i>	<i>f</i> [Hz]	<i>Eigenvalue</i>	<i>f</i> [Hz]	<i>Eigenvalue</i>	<i>f</i> [Hz]
1	340,776	2,938	295,251	2,735	326,310	2,875
2	460,703	3,416	384,083	3,119	448,489	3,371
3	2705,990	8,279	2616,590	8,141	2689,880	8,254
4	4143,730	10,245	3930,860	9,978	4084,560	10,172
5	4662,440	10,867	3948,100	10,000	4626,210	10,825
6	10411,600	16,240	4626,110	10,825	10076,100	15,976
7	13388,000	18,415	9708,600	15,682	13225,100	18,303
8	16624,600	20,521	13460,300	18,465	16482,100	20,433
9	18100,300	21,412	16475,400	20,429	17685,000	21,165
10	18386,100	21,581	18024,900	21,368	18029,600	21,370
11	19804,400	22,398	18475,300	21,633	19540,700	22,248
12	20887,200	23,002	19371,100	22,151	20348,400	22,703
13	21186,100	23,166	20797,900	22,953	21133,000	23,137
14	23522,300	24,410	21143,000	23,142	21864,600	23,534
15	23955,800	24,633	21360,700	23,261	23359,300	24,325
16	26726,600	26,019	23375,100	24,333	23679,300	24,491
17	27341,600	26,317	25535,300	25,433	26550,200	25,933
18	30027,100	27,579	29487,700	27,330	29834,200	27,490
19	31617,500	28,300	29911,500	27,526	30518,800	27,804
20	33766,300	29,246	31601,500	28,293	31805,400	28,384

Tabella 7.6: Autovalori e frequenze del modello privo di massa concentrata e dei modelli con massa di 40 ton e 2,8 ton (modello singola campata)

L'andamento delle frequenze nei 3 modelli è graficato di seguito:

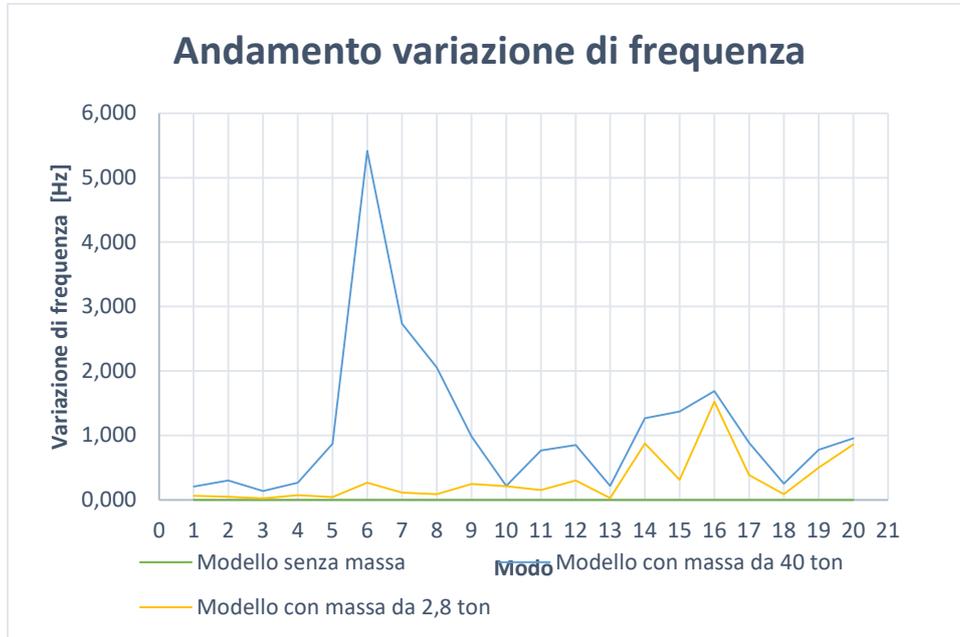


Le differenze tra modello privo di massa applicata e modelli influenzati da tir e auto sono riassunti nella tabella seguente:

Mode	Δf mod. senza massa- mod. massa 40 ton	Δf mod. senza massa- mod. massa 2,8 ton
	[Hz]	[Hz]
1	0,203	0,063
2	0,297	0,046
3	0,138	0,025
4	0,267	0,073
5	0,867	0,042
6	5,415	0,264
7	2,733	0,112
8	2,056	0,088
9	0,984	0,247
10	0,213	0,210
11	0,765	0,150
12	0,851	0,299
13	0,213	0,029
14	1,267	0,876
15	1,372	0,309
16	1,686	1,528
17	0,884	0,384
18	0,249	0,089
19	0,774	0,496
20	0,953	0,862

Tabella 7.7: Variazione frequenze dei modelli con massa concentrata rispetto a modello originario

Analogamente al caso precedente del viadotto complessivo, si rappresentano le differenze ottenute su un grafico, in modo che sia più evidente la variazione delle frequenze nei 3 modelli:



In percentuale:

Mode	Δf mod. senza massa- mod. massa 40 ton	Δf mod. senza massa- mod. massa 2,8 ton
	%	%
1	6,919	2,146
2	8,694	1,335
3	1,666	0,298
4	2,603	0,716
5	7,979	0,389
6	33,342	1,624
7	14,843	0,610
8	10,019	0,429
9	4,594	1,154
10	0,987	0,974
11	3,414	0,668
12	3,698	1,298
13	0,920	0,126
14	5,192	3,588
15	5,571	1,253

16	6,480	5,873
17	3,359	1,458
18	0,903	0,322
19	2,735	1,753
20	3,259	2,947

Tabella 7.8: variazione percentuale frequenze tra modello senza masse e modello con massa concentrata (campata singola)

Secondo le previsioni, l'influenza è maggiore, costituendo il tir e l'auto rispettivamente, il 6% e 0,4% della massa totale dell'impalcato modellato.

Le differenze tra le frequenze sono di 2 ordini di grandezza maggiori rispetto al caso precedente, con alcuni modi che differiscono per qualche unità di frequenza.

Per il confronto tra deformate modali del modello senza masse concentrate e modello con tir e auto, si rimanda all' *Appendice II*.

7.5. Analisi IMD (*Interactive Modal Dynamics*)²⁵

L'obiettivo dell'analisi è quello di determinare le variazioni di spostamento, rotazione e accelerazioni causate dal passaggio di un mezzo pesante su di una campata del viadotto preso in esame.

L'analisi è di tipo dinamico in quanto passa per la determinazione dei modi di vibrare della struttura, i quali interagiscono con il movimento del veicolo generando delle variazioni di risposta nel modello.

L'analisi con i carichi viaggianti si può riassumere in 3 step fondamentali:

1. Definizione di un percorso sul quale viaggerà un carico unitario;
2. Conversione del carico unitario in forze modali;
3. Calcolo della risposta del viadotto.

Si considerano due percorsi di riferimento per valutare la possibilità di spostamento del veicolo su più corsie: il primo nella mezzeria, in corrispondenza della trave longitudinale centrale, il secondo traslato, in mezzeria di una corsia immaginaria larga 3m.

L'analisi IMD si basa sull'individuazione di una linea di influenza dinamica, in quanto è descritta non solo dalla singola forzante esterna, ma subentra il tempo, proporzionale alla velocità del mezzo. Difatti, la forza viaggiante unitaria è costituita da un asse di larghezza pari all'interasse tra le ruote del mezzo considerato.

Affinché venga eseguita una corretta analisi IMD è necessario calcolare un numero di autovalori tale da raggiungere il 90% di massa partecipante in tutte e tre le direzioni. L'analisi modale verrà impostata in modo da definire i modi di vibrare in un range di frequenza tra 0 e 45 Hz, entro il quale viene mobilitata il 90 % della massa totale.

<i>Mode</i>	<i>Sum Mass X</i>	<i>Sum Mass Y</i>	<i>Sum Mass Z</i>	<i>f [Hz]</i>	<i>T [s]</i>
1	0,0406	0,0000	0,7648	2,9380	0,3404
2	0,0406	0,3023	0,7648	3,4161	0,2927
3	0,0408	0,7626	0,7648	8,2791	0,1208
4	0,2935	0,7637	0,7710	10,2451	0,0976
5	0,2955	0,8417	0,7710	10,8674	0,0920

²⁵ “*IMD Plus: Train induced vibration of a bridge*” Manuale esempio su Lusas

6	0,8457	0,8417	0,7717	16,2397	0,0616
7	0,8501	0,8504	0,7730	18,4153	0,0543
8	0,8501	0,8506	0,7735	20,5209	0,0487
9	0,8503	0,8507	0,7735	21,4123	0,0467
10	0,8510	0,8518	0,7756	21,5807	0,0463
11	0,8886	0,8537	0,8203	22,3976	0,0446
12	0,8888	0,8542	0,8203	23,0017	0,0435
13	0,8915	0,8542	0,8216	23,1657	0,0432
14	0,8916	0,8542	0,8218	24,4096	0,0410
15	0,8922	0,8543	0,8221	24,6334	0,0406
16	0,9164	0,8545	0,8575	26,0191	0,0384
17	0,9196	0,8554	0,8630	26,3167	0,0380
18	0,9196	0,8554	0,8631	27,5789	0,0363
19	0,9197	0,8556	0,8631	28,2998	0,0353
20	0,9197	0,8563	0,8631	29,2457	0,0342
21	0,9197	0,8844	0,8634	29,6296	0,0338
22	0,9198	0,9379	0,8637	31,2057	0,0320
23	0,9204	0,9385	0,8639	31,6273	0,0316
24	0,9205	0,9413	0,8703	33,7657	0,0296
25	0,9214	0,9413	0,8707	34,1574	0,0293
26	0,9219	0,9413	0,8707	35,3251	0,0283
27	0,9219	0,9421	0,8737	38,1044	0,0262
28	0,9220	0,9421	0,8737	38,2285	0,0262
29	0,9220	0,9438	0,8766	38,5500	0,0259
30	0,9220	0,9467	0,8792	38,9496	0,0257
31	0,9220	0,9467	0,8796	39,2812	0,0255
32	0,9220	0,9467	0,8796	40,7177	0,0246
33	0,9221	0,9478	0,8798	40,8823	0,0245
34	0,9221	0,9478	0,8798	41,4363	0,0241
35	0,9221	0,9493	0,8832	42,3318	0,0236
36	0,9221	0,9496	0,8843	43,7262	0,0229
37	0,9227	0,9508	0,8846	44,3816	0,0225
38	0,9229	0,9516	0,8852	44,6503	0,0224
39	0,9230	0,9516	0,8855	44,8368	0,0223
40	0,9231	0,9522	0,8855	44,9208	0,0223

Tabella 7.9: Massa partecipante dei modi ottenuti nel range di frequenza 0-40 Hz

I modi necessari per il raggiungimento del 90% di massa partecipante nel range di frequenza tra 0 e 45 Hz sono 40.

Il veicolo transitante è definito in direzione longitudinale senza considerarne la larghezza, già assegnata attraverso il carico unitario viaggiante.

<i>Undeformed position [m]</i>	<i>Load [N]</i>
0	80000
-1,875	80000
-5,82	120000
-7,2	120000

Tabella 7.10: definizione carico viaggiante

Le distanze tra gli assi del veicolo sono negative in quanto la posizione iniziale è esterna al percorso definito, per cui l'ingresso del mezzo avviene gradualmente. Oltre alla linea rappresentativa del percorso del veicolo, è necessario definire un'area di riferimento per il passaggio dello stesso.

Una volta effettuata l'analisi agli autovalori e calcolate le forze modali, si può procedere con la determinazione di spostamenti e accelerazioni nei punti di interesse. Queste vengono calcolate tramite integrazione nel tempo, per cui occorre valutare il time step più appropriato, corrispondente al valore più basso, il quale dovrà essere in grado di valutare contemporaneamente l'influenza del veicolo, l'oscillazione propria della struttura e le caratteristiche strutturali della stessa.

Time step struttura

È definito sulla base dei periodi propri di oscillazione della struttura. Per l'analisi modale, al fine di raggiungere il 90% di massa partecipante, si è impostato un range di frequenze da 0 a 45, per cui gli intervalli di integrazione definiti sono:

$$f_1 = 2.938 \text{ Hz}$$

$$f_{max} = 45 \text{ Hz}$$

$$\Delta t = \frac{1}{10} T = \frac{1}{10 \cdot 2.938} = 0.034 \text{ s}$$

$$\Delta t = \frac{1}{10} T = \frac{1}{10 \cdot 45} = 2.22 \cdot 10^{-3} \text{ s}$$

Time step carico

Dipende dalla velocità del mezzo, in quanto è dato dal tempo impiegato per attraversare l'intera campata. Il veicolo di riferimento transitante è un tir a 4 assi, ossia un veicolo pesante; da manuali online si individua la velocità limite imposta dal Codice della Strada per i mezzi d'opera.

	Strade urbane	Extraurbane principali	Extraurbane secondarie	Autostrade
Autocarri e furgoni fino a 3,5 t	50	110	90	130
Autoveicoli trasporto merci da 3,51 a 12 t	50	80	80	100
Autoveicoli trasporto merci oltre 12 t	50	70	70	80
Autotreni e autoarticolati di qualunque peso	50	70	70	80

Tabella 7.11: Velocità limite dei mezzi pesanti

Il viadotto è costituito dall'autostrada A10, per cui le velocità adottate sono dai 60 agli 80 km/h.

$$\begin{array}{lll}
 v = 16 \frac{m}{s} & v = 19 \frac{m}{s} & v = 22 \frac{m}{s} \\
 L = 42.5 \text{ m} & L = 42.5 \text{ m} & L = 42.5 \text{ m} \\
 T_1 = \frac{42.5 \text{ m}}{16 \frac{m}{s}} = 2.65 \text{ s} & T_1 = \frac{42.5 \text{ m}}{19 \frac{m}{s}} = 2.23 \text{ s} & T_1 = \frac{42.5 \text{ m}}{22 \frac{m}{s}} = \mathbf{1.93 \text{ s}}
 \end{array}$$

Il tempo appena calcolato tiene conto dell'uscita delle prime ruote dal percorso, per definire quando il veicolo uscirà completamente dall'impalcato occorre valutare la distanza percorsa maggiorata della lunghezza complessiva tra gli assi esterni, pari a 7,2 m.

$$\begin{array}{lll}
 v = 16 \frac{m}{s} & v = 19 \frac{m}{s} & v = 22 \frac{m}{s} \\
 L = 49.7 \text{ m} & L = 49.7 \text{ m} & L = 49.7 \text{ m} \\
 T_1 = \frac{49.7 \text{ m}}{16 \frac{m}{s}} = 3.10 \text{ s} & T_1 = \frac{49.7 \text{ m}}{19 \frac{m}{s}} = 2.62 \text{ s} & T_1 = \frac{49.7 \text{ m}}{22 \frac{m}{s}} = \mathbf{2.26}
 \end{array}$$

Time step calcolato da considerazioni numeriche²⁶

Il carico viaggiante può essere rappresentato come un'onda che si propaga lungo l'impalcato, provocando, di fatto una risposta di tipo oscillatoria. A differenza di un'analisi dinamica classica, in presenza di un'onda, è necessario considerare più modi di vibrare, in quanto le frequenze eccitate sono in quantità maggiore. Il time step più accurato, in grado di rilevare tutti i punti significativi, è basato su considerazioni su simulazioni numeriche. La condizione di riferimento è stata definita da Courant-Friedrich-Lewy ed è in grado di definire quale sia l'intervallo temporale di integrazione al fine di ottenere la stabilità del sistema. L'idea alla base è che l'intervallo di integrazione più accurato, dipende dal tempo impiegato da un'onda attraversante una griglia, per passare da una parte all'altra di due punti adiacenti l'elemento. Per cui, il time step è funzione delle proprietà del materiale attraversato e dalla tipologia di mesh adottata per la discretizzazione dell'elemento.

Il Δt da adottare per garantire la stabilità, secondo la condizione di CFL è dato da:

$$\Delta t_{cr} = \min \frac{h_{el}}{v_p}$$

V_p rappresenta la velocità di propagazione delle onde e dipende dalle caratteristiche del mezzo:

$$v_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}}$$

Con:

$$\lambda = \frac{\nu \cdot E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$$

$$\mu = G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

$\rho = \text{densità del materiale}$

²⁶ Cap.9 "Solution of Equilibrium Equations in Dynamic Analysis", "Finite element procedures" Klaus-Jürgen Bathe

Nel caso in esame:

$$\lambda = \frac{0,2 \cdot 37 \cdot 10^9 \frac{N}{m^2}}{(1 + 0,2)(1 - 2 \cdot 0,2)} = 10,277 \cdot 10^9 \frac{N}{m^2}$$

$$\mu = G = \frac{37 \cdot 10^9 \frac{N}{m^2}}{2(1 + 0,2)} = 15,416 \cdot 10^9 \frac{N}{m^2}$$

$$\rho_{CLS} = 2,54 \cdot 10^3 \frac{kg}{m^3}$$

Per cui:

$$v_p = \sqrt{\frac{10,277 \cdot 10^9 + 2 \cdot 15,416 \cdot 10^9}{2,54 \cdot 10^3}} = 4023,01 \frac{m}{s}$$

L'elemento più piccolo dipende dalla *mesh* adottata nella modellazione; in questo caso, gli elementi longitudinali sono divisi in 6 parti uguali, per cui, considerando l'interasse tra i traversi pari a 8.50 m, la dimensione di riferimento è:

$$\min h_{el} = \frac{8,5}{6} = 1,42 \text{ m}$$

Il time step critico, che garantisce la stabilità dell'algoritmo:

$$\Delta t_{cr} = \frac{1,42}{4023} = 3,52 \cdot 10^{-4} s$$

È norma dividere il valore ottenuto per un numero compreso tra 3 e 5:

$$\Delta t = \frac{3,52 \cdot 10^{-4}}{3} = \mathbf{1,1733 \cdot 10^{-4} s}$$

L'intervallo di integrazione da adottare è il valore minore tra quelli calcolati con i 3 metodi precedenti; per cui è **1,1733 10⁻⁴**.

È possibile, ora, calcolare le accelerazioni e gli spostamenti in direzione X, Y e Z dei punti di interesse. L'obiettivo delle analisi numeriche effettuate è quello di poter avere un confronto con i dati reali misurati dai sensori installati sul viadotto. I punti critici di

maggior interesse sono, perciò, quelli posti in mezzeria, in corrispondenza delle travi longitudinali, e quelli in prossimità dell'appoggio, in quanto sono soggetti a maggiori spostamenti di tipo traslazionale o rotazionale.

Si riporti, a scopo identificativo, il modello della singola campata con l'etichetta sui nodi costituenti.

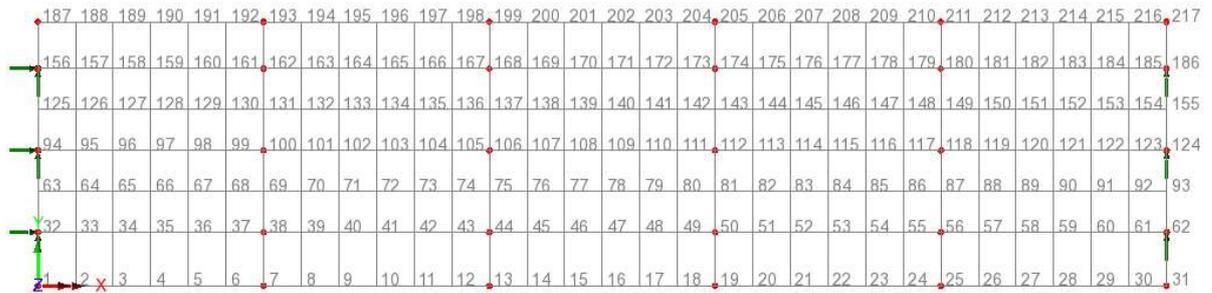


Figure 7.4: Denominazione nodi modello e identificazione dei nodi processati per l'analisi IMD

I nodi processati sono:

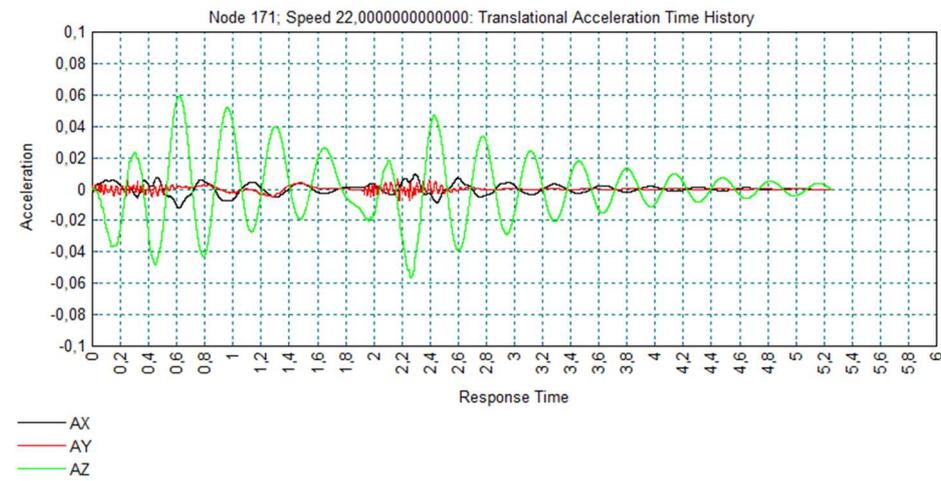
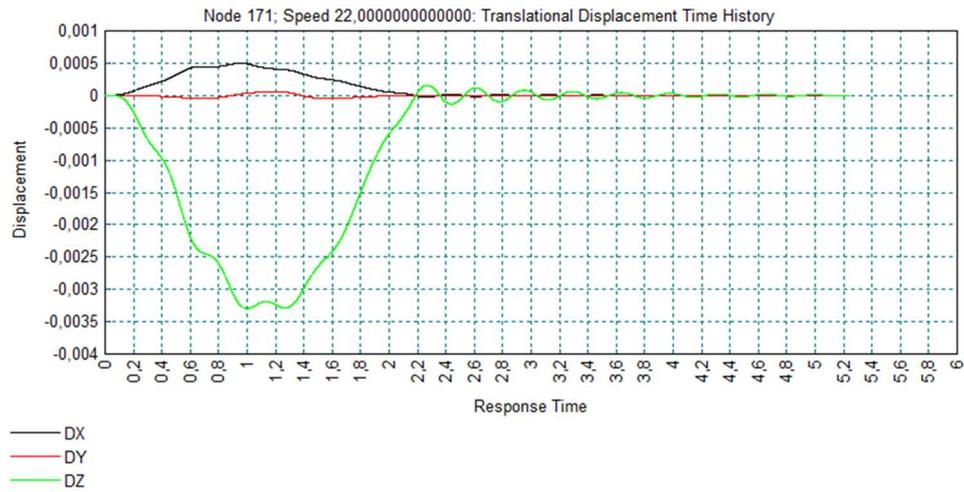
- Appoggio di sinistra: 157, 95, 33;
- Appoggio di destra: 185, 123, 61;
- Mezzeria: 171, 109, 47.

La situazione più significativa dal punto di vista di accelerazioni e spostamenti è quella in cui il tir viaggia ad una velocità di 80 km/h; essa è, peraltro, la più conforme alla realtà, in quanto il viadotto è un'autostrada.

Caso I: Tir transitante lungo una corsia larga 3 m situata al di sopra della trave principale di centro

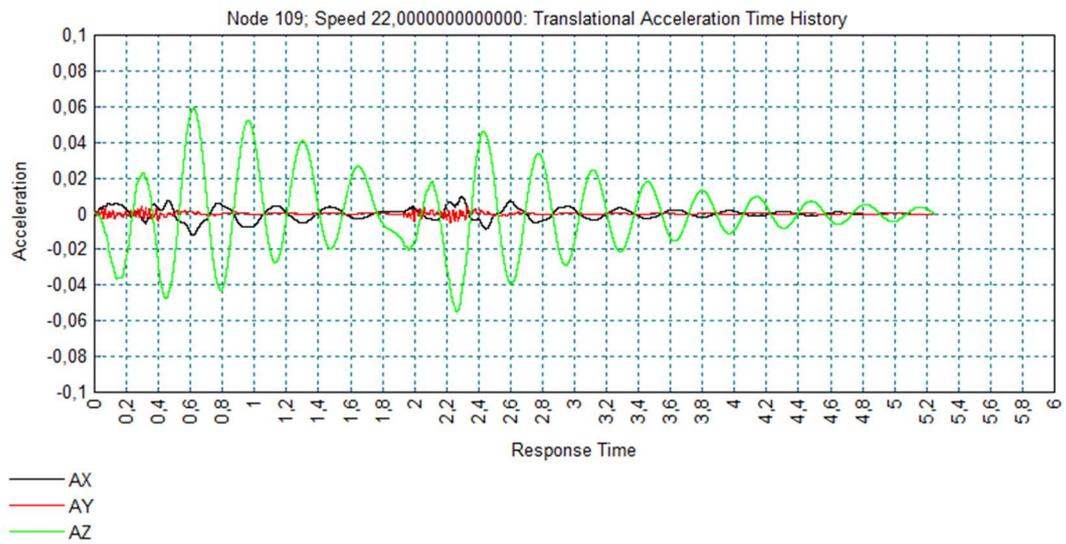
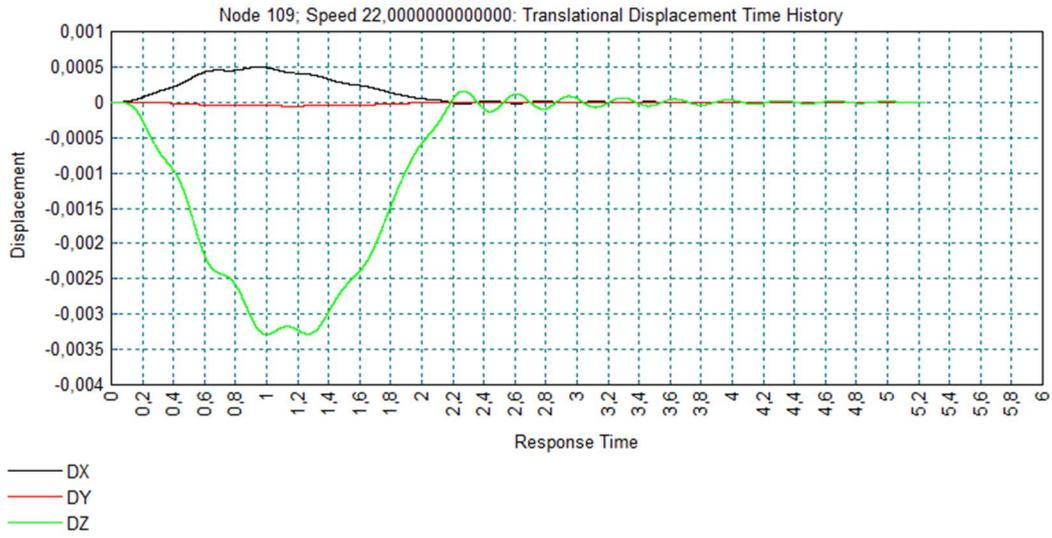
Nodi di mezzeria

Nodo 171: mezzeria trave di bordo 1



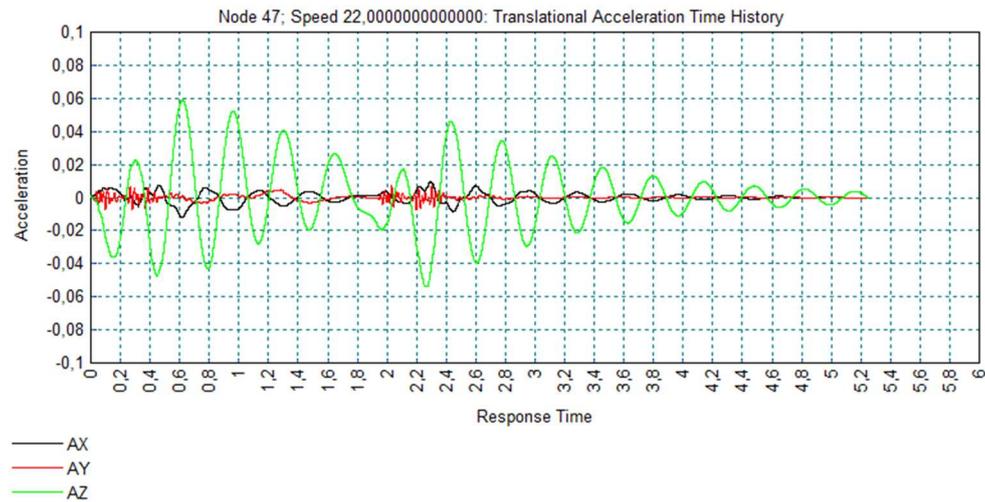
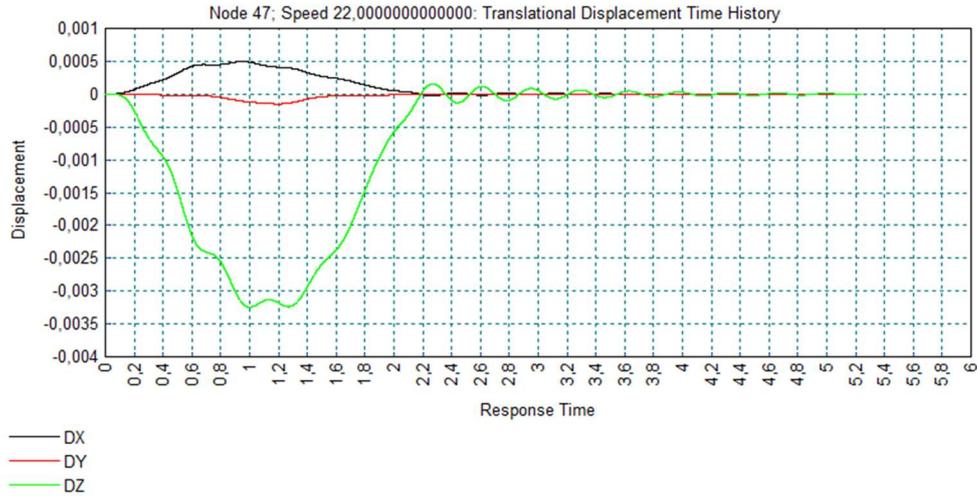
Ax max	5,94E-02	m/s ²
Ax min	-5,71E-02	m/s ²
AY max	6,47E-03	m/s ²
Ay min	-7,53E-03	m/s ²
AZ max	9,67E-03	m/s ²
AZ min	-1,19E-02	m/s ²

Nodo 109: mezzeria trave centrale



Ax max	9,39E-03	m/s ²
Ax min	-1,20E-02	m/s ²
AY max	4,10E-03	m/s ²
Ay min	-5,40E-03	m/s ²
AZ max	5,90E-02	m/s ²
AZ min	-5,51E-02	m/s ²

Nodo 47: mezzeria trave di bordo 2

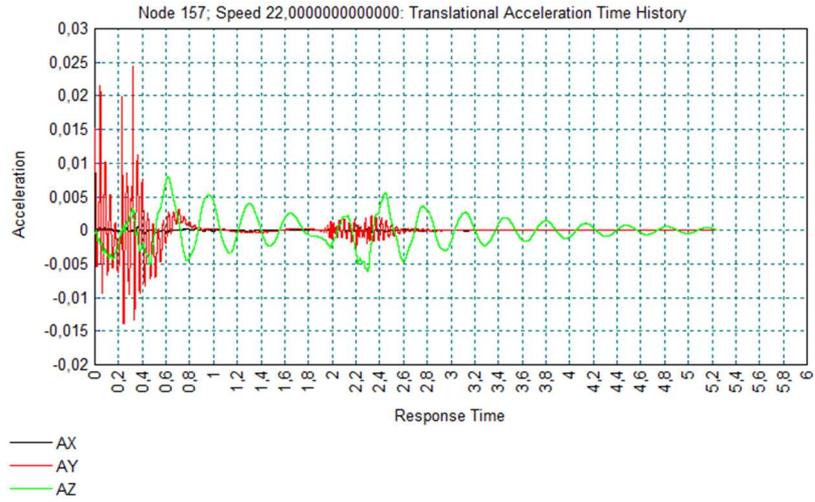


Ax max	5,91E-02	m/s ²
Ax min	-5,40E-02	m/s ²
AY max	7,05E-03	m/s ²
Ay min	-7,94E-03	m/s ²
AZ max	9,38E-03	m/s ²
AZ min	-1,20E-02	m/s ²

Nodi appoggio sinistro

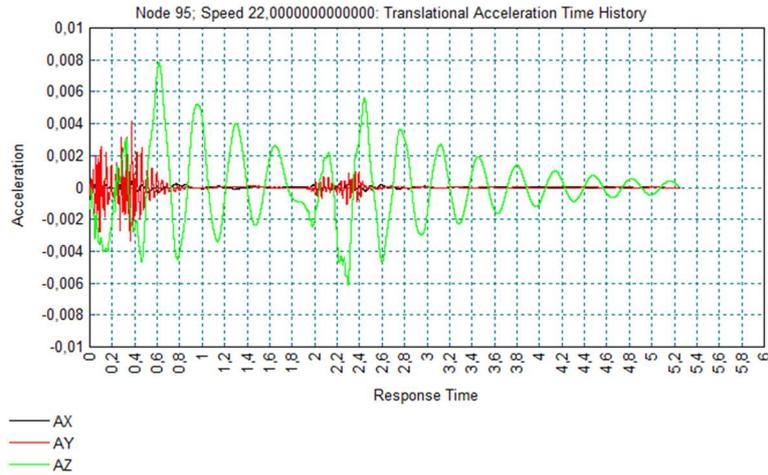
Per i nodi in prossimità degli appoggi sono determinanti le accelerazioni, in quanto permettono di avere una rapida informazione sul comportamento del viadotto all'ingresso di un veicolo in movimento. Gli spostamenti, invece, sono bassi, data la vicinanza dei vincoli esterni.

Nodo 157



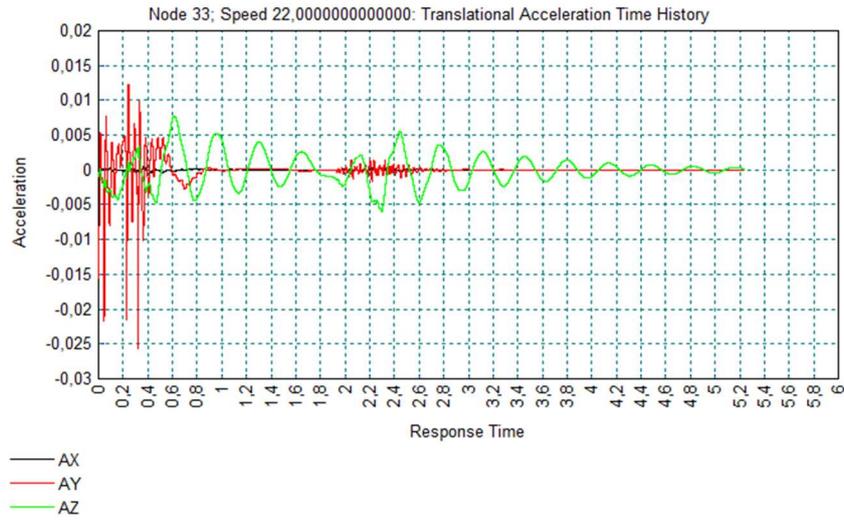
Ax max	5,61E-04	m/s ²
Ax min	-4,37E-04	m/s ²
AY max	2,44E-02	m/s ²
Ay min	-1,39E-02	m/s ²
AZ max	7,94E-03	m/s ²
AZ min	-6,13E-03	m/s ²

Nodo 95



Ax max	3,97E-04	m/s ²
Ax min	-4,41E-04	m/s ²
AY max	4,16E-03	m/s ²
Ay min	-3,37E-03	m/s ²
AZ max	7,82E-03	m/s ²
AZ min	-6,07E-03	m/s ²

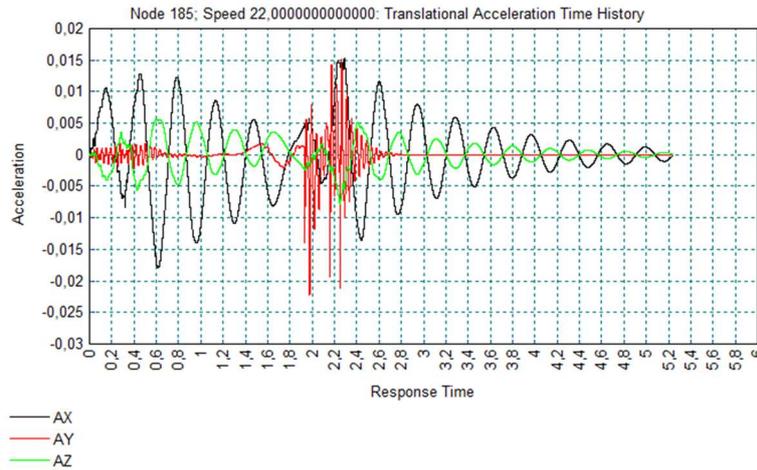
Nodo 33



Ax max	4,79E-04	m/s ²
Ax min	-3,71E-04	m/s ²
AY max	1,23E-02	m/s ²
Ay min	-2,57E-02	m/s ²
AZ max	7,78E-03	m/s ²
AZ min	-5,98E-03	m/s ²

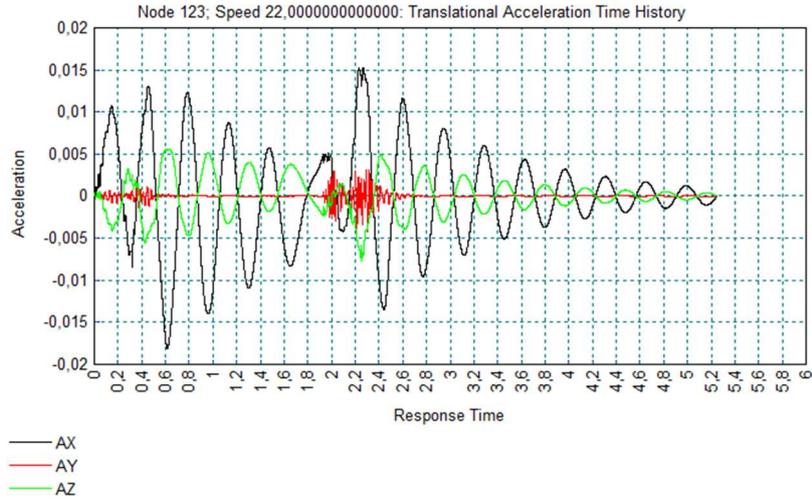
Nodi appoggio destro

Nodo 185



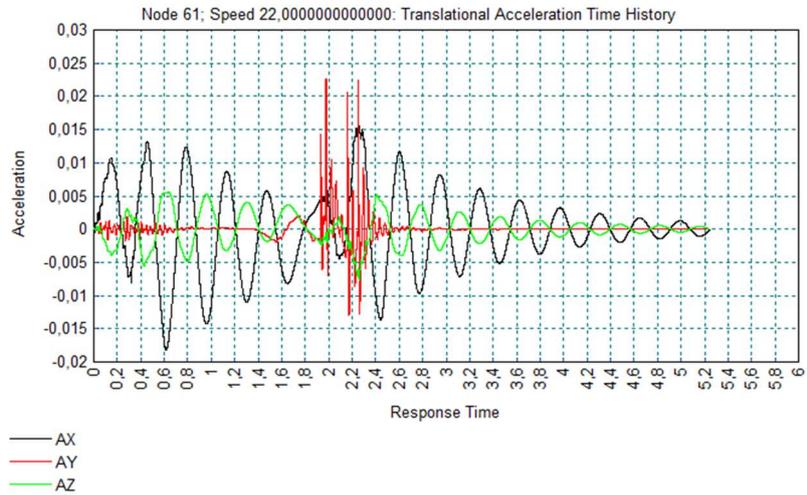
Ax max	1,53E-02	m/s ²
Ax min	-1,80E-02	m/s ²
AY max	1,51E-02	m/s ²
Ay min	-2,22E-02	m/s ²
AZ max	5,65E-03	m/s ²
AZ min	-7,73E-03	m/s ²

Nodo 123



Ax max	1,53E-02	m/s ²
Ax min	-1,81E-02	m/s ²
AY max	3,08E-03	m/s ²
Ay min	-4,21E-03	m/s ²
AZ max	5,61E-03	m/s ²
AZ min	-7,65E-03	m/s ²

Nodo 161

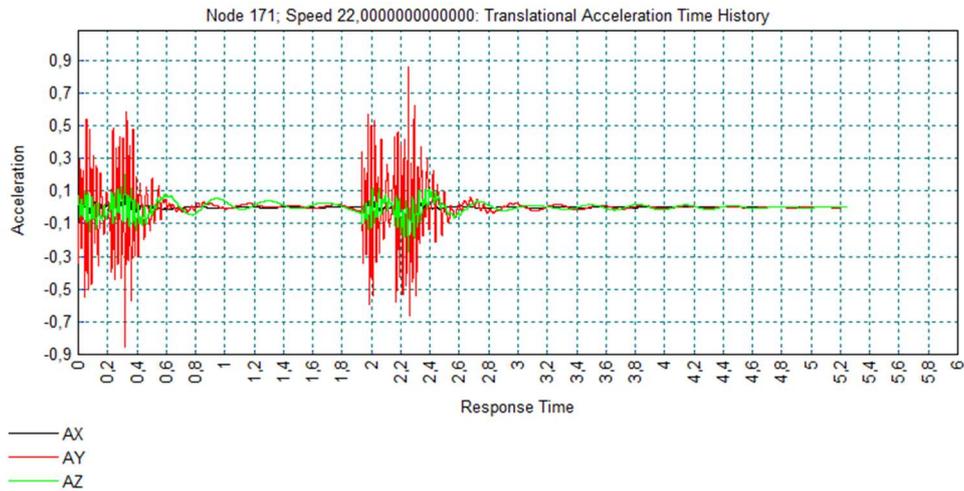
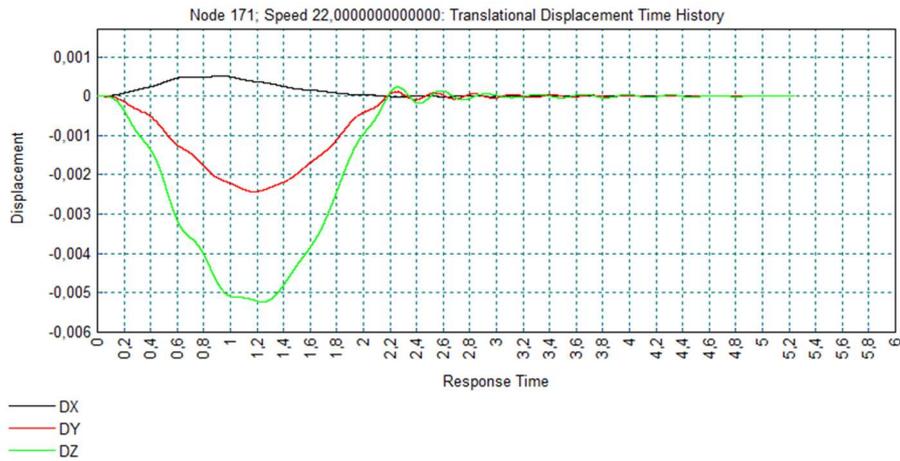


Ax max	1,56E-02	m/s ²
Ax min	-1,82E-02	m/s ²
AY max	2,27E-02	m/s ²
Ay min	-1,30E-02	m/s ²
AZ max	5,60E-03	m/s ²
AZ min	-7,78E-03	m/s ²

Caso II: Tir transitante in mezzeria di una corsia di 3 m situata al bordo della carreggiata, con un'eccentricità di 2.785 m

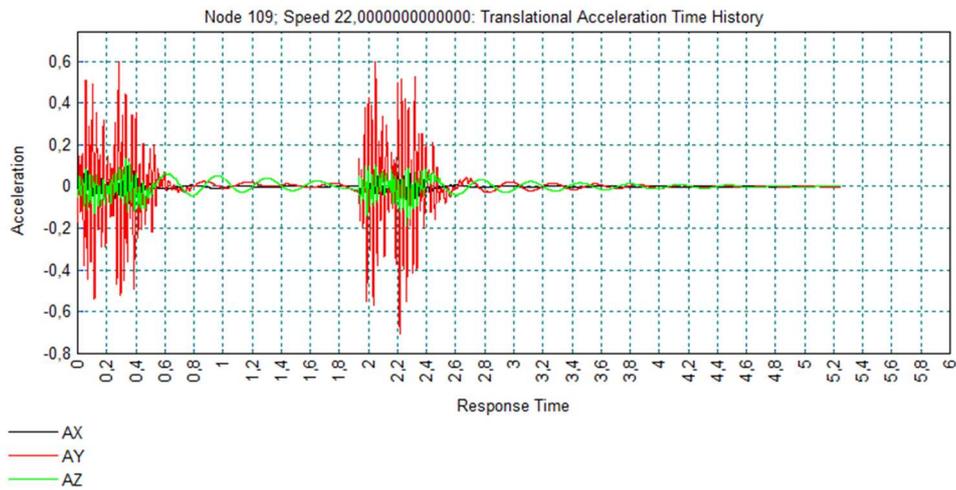
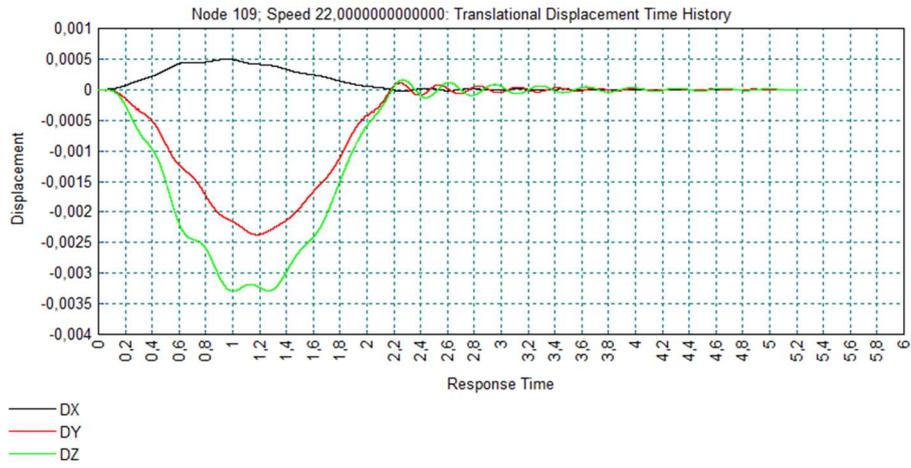
Nodi di mezzeria

Nodo 171



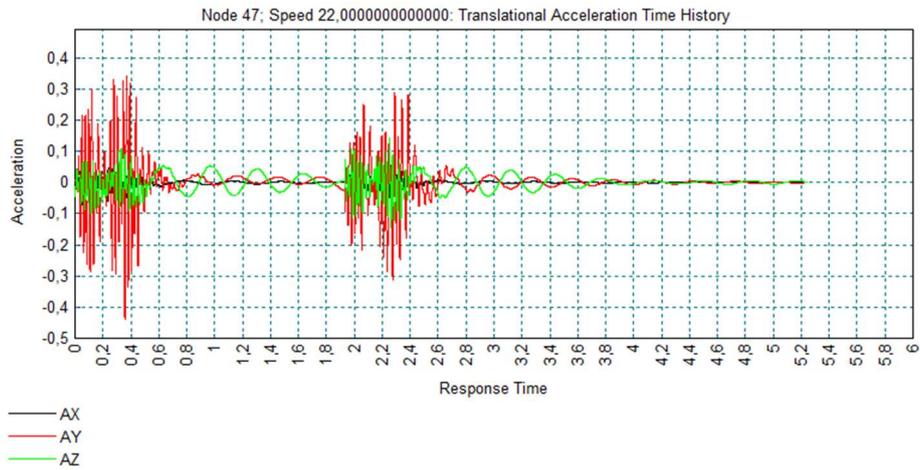
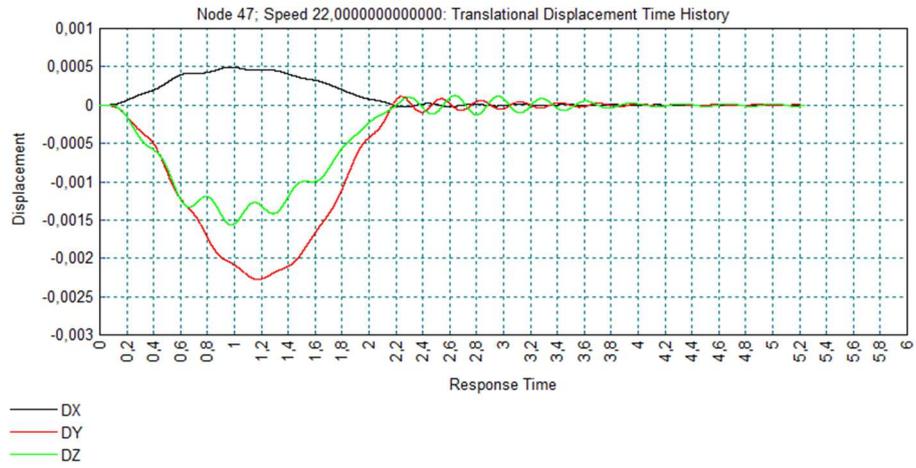
AZ max	1,99E-01	m/s ²
AZ min	-2,70E-01	m/s ²
AY max	8,60E-01	m/s ²
Ay min	-8,57E-01	m/s ²
Ax max	7,10E-02	m/s ²
Ax min	-5,67E-02	m/s ²

Nodo 109



AZ max	1,34E-01	m/s ²
AZ min	-1,89E-01	m/s ²
AY max	5,99E-01	m/s ²
Ay min	-7,03E-01	m/s ²
Ax max	1,07E-01	m/s ²
Ax min	-9,56E-02	m/s ²

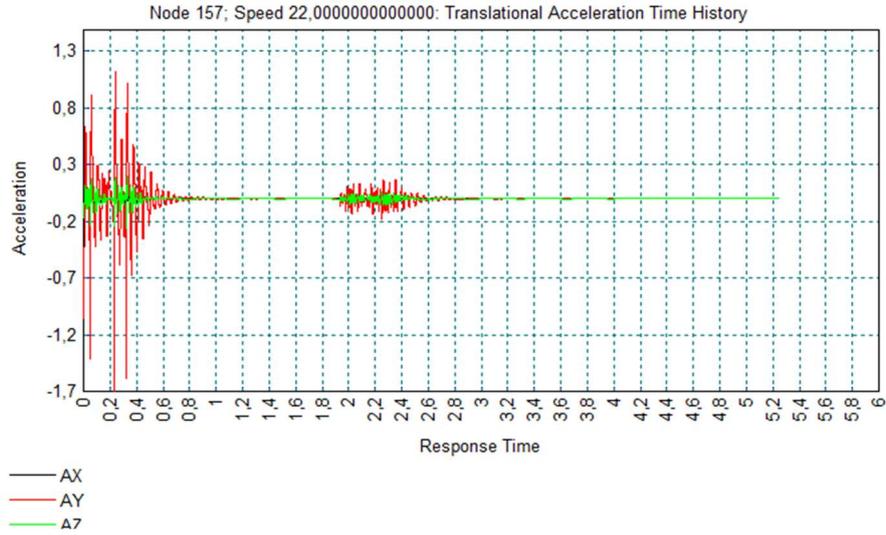
Nodo 47



AZ max	1,41E-01	m/s ²
AZ min	-1,45E-01	m/s ²
AY max	3,42E-01	m/s ²
Ay min	-4,40E-01	m/s ²
Ax max	7,01E-02	m/s ²
Ax min	-1,07E-01	m/s ²

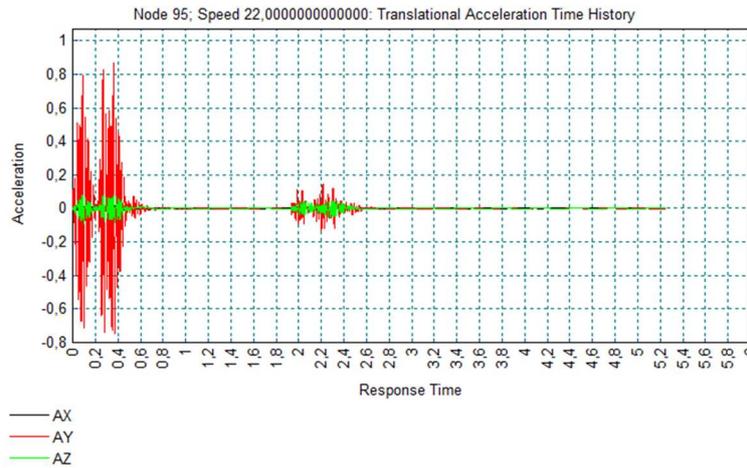
Nodi appoggio sinistro

Nodo 157



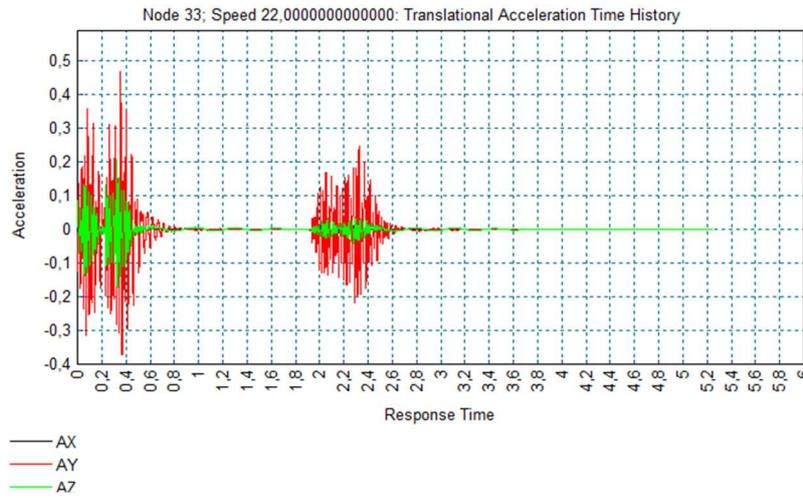
Ax max	3,74E-02	m/s ²
Ax min	-4,16E-02	m/s ²
AY max	1,12E+00	m/s ²
Ay min	-1,69E+00	m/s ²
AZ max	1,99E-01	m/s ²
AZ min	-2,60E-01	m/s ²

Nodo 95



Ax max	3,48E-02	m/s ²
Ax min	-3,88E-02	m/s ²
AY max	8,66E-01	m/s ²
Ay min	-7,46E-01	m/s ²
AZ max	8,04E-02	m/s ²
AZ min	-8,78E-02	m/s ²

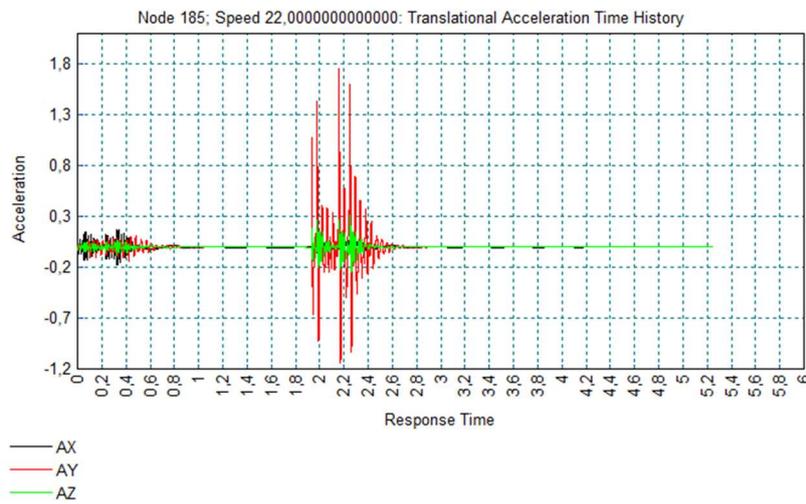
Nodo 33



Ax max	1,29E-02	m/s ²
Ax min	-1,57E-02	m/s ²
AY max	4,68E-01	m/s ²
Ay min	-3,73E-01	m/s ²
AZ max	2,06E-01	m/s ²
AZ min	-1,71E-01	m/s ²

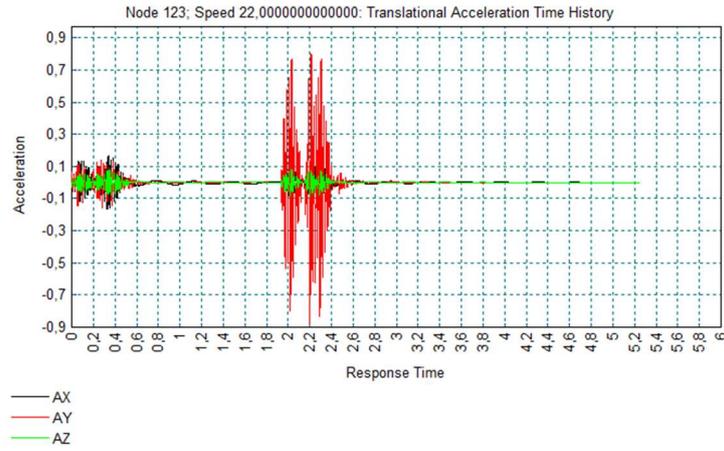
Nodi appoggio destro

Nodo 185



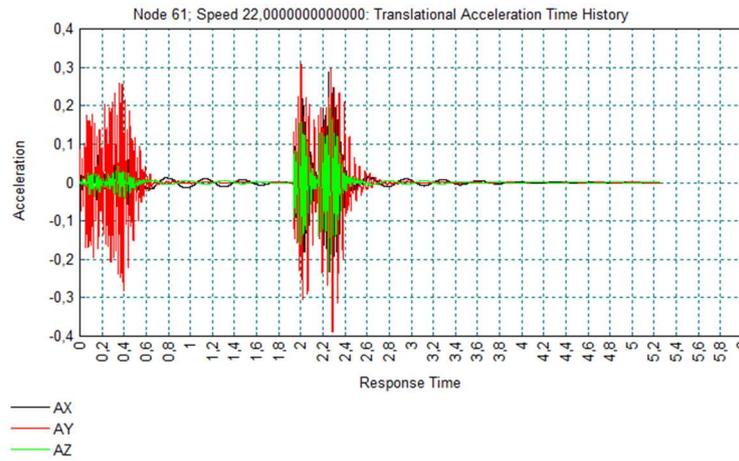
Ax max	1,71E-01	m/s ²
Ax min	-1,73E-01	m/s ²
AY max	1,76E+00	m/s ²
Ay min	-1,14E+00	m/s ²
AZ max	3,14E-01	m/s ²
AZ min	-2,48E-01	m/s ²

Nodo 123



Ax max	1,64E-01	m/s ²
Ax min	-1,67E-01	m/s ²
AY max	8,00E-01	m/s ²
Ay min	-8,82E-01	m/s ²
AZ max	7,98E-02	m/s ²
AZ min	-8,82E-02	m/s ²

Nodo 61



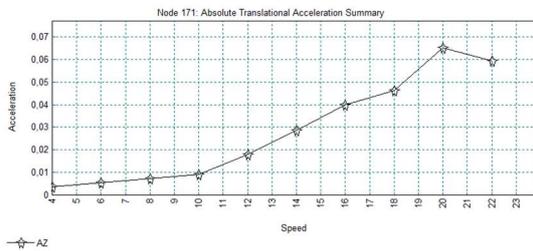
Ax max	2,87E-01	m/s ²
Ax min	-2,39E-01	m/s ²
AY max	3,09E-01	m/s ²
Ay min	-3,89E-01	m/s ²
AZ max	1,96E-01	m/s ²
AZ min	-2,33E-01	m/s ²

Si può notare come, in prossimità dell'appoggio, nella situazione in cui il veicolo si muove lungo una corsia ad una estremità dell'impalcato, le accelerazioni in direzione Y siano maggiori; ciò è dovuto, con molta probabilità, all'eccentricità tra travi-soletta-veicolo, la quale provoca fenomeni torsionali.

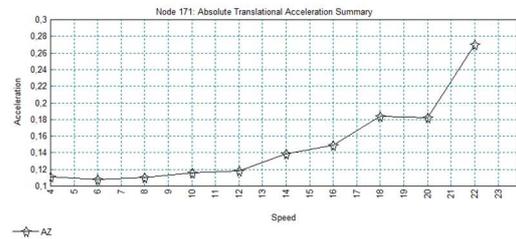
Si va a valutare e confrontare l'andamento delle accelerazioni lungo Z sull'impalcato al variare della velocità di percorrenza, considerando 4 punti caratteristici:

Nodo 171: trave di bordo in alto, campata X=21,25 m

Percorso centrato

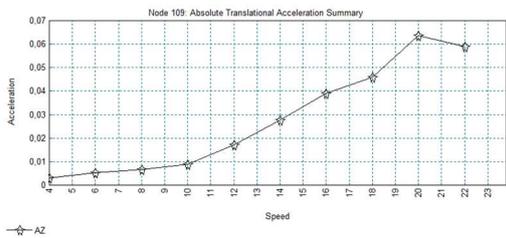


Percorso laterale

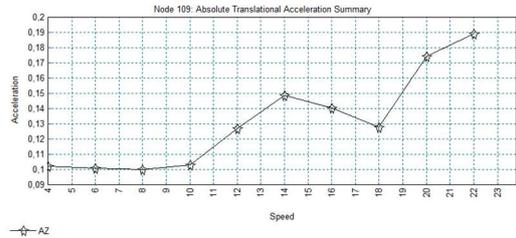


Nodo 109: trave centrale, campata X=21,25 m

Percorso centrato

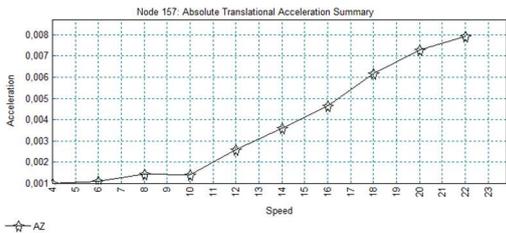


Percorso laterale

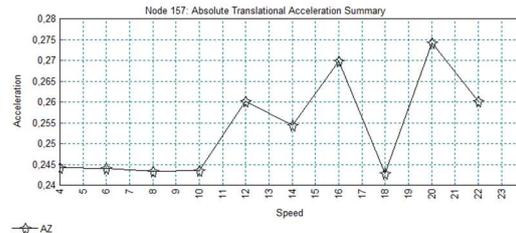


Nodo 157: trave di bordo in alto, appoggio sinistro

Percorso centrato

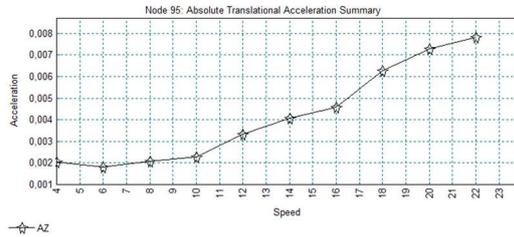


Percorso laterale

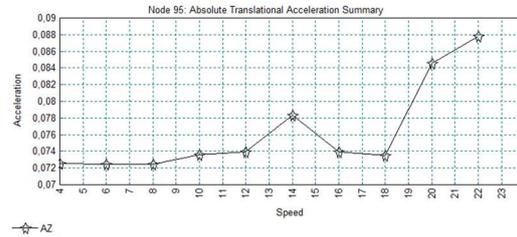


Nodo 95: trave centrale, appoggio sinistro

Percorso centrato



Percorso laterale



In linea di massima si può concludere che, a basse velocità le accelerazioni verticali trasferite all'impalcato sono basse; esse crescono all'aumentare della velocità. Paragonando l'andamento dell'accelerazione nei due casi differenti di percorso, si può osservare come nel caso di veicolo transitante in prossimità dello sbalzo, non si mantenga un incremento graduale, ma sono presenti delle cadute di valore nei casi di velocità elevate, come 18 o 20 m/s.

7.6. Confronto Risultati Dinamica VS Statica

Per poter valutare l'eventualità di errori nelle analisi e per avere un quadro generale delle differenze nell'applicazione dei carichi in maniera statica o dinamica, si riassumono i risultati tra le due analisi nelle tabelle seguenti.

Spostamento massimo in mezzeria

Si valuta l'abbassamento DZ nei punti di mezzeria delle 3 travi longitudinali nelle due condizioni di carico:

- Tir in mezzeria della trave centrale;
- Tir in mezzeria della trave di bordo, $e=2.785m$

Caso I: tir su corsia centrata

	DZ Statico	DZ dinamico	ΔdZ
	mm	mm	%
Nodo 171	-3,257	-3,298	-1,237
Nodo 109	-3,277	-3,288	-0,319
Nodo 47	-3,198	-3,247	-1,527

Caso II: tir su corsia eccentrica

	DZ Statico	DZ dinamico	ΔdZ
	mm	mm	%
Nodo 171	-5,417	-5,230	3,448
Nodo 109	-3,253	-3,295	-1,273
Nodo 47	-1,181	-1,564	-32,425

In linea generale, gli spostamenti sono dello stesso ordine di grandezza con piccole variazioni sui decimi di mm. Gli abbassamenti nella condizione dinamica, inoltre, sono maggiori, dimostrando come il veicolo mobile provochi un effetto aggiuntivo dato dal suo movimento.

Rotazioni massime agli appoggi

Attraverso un'analisi IMD, si sono determinati i valori di rotazione nelle 3 direzioni per un tir transitante a velocità costante di 22 m/s su una corsia centrale e su una corsia eccentrica.

I risultati ottenuti considerano l'intero periodo in cui il tir è sulla carreggiata, per cui, per poter evidenziare il reale confronto con la situazione statica, occorre ricercare nei risultati di Lusas, l'istante di tempo in cui il tir si trova nelle posizioni che massimizzano le rotazioni agli appoggi.

Come precedentemente calcolato, per determinare la posizione tale da massimizzare le rotazioni agli appoggi, è stata utilizzata una linea d'influenza per carichi viaggianti su di una trave monodimensionale. Per l'estremo di sinistra si è ottenuto un valore di $X=17.5$ m, per cui il tempo richiesto dal mezzo per porsi a cavallo della posizione determinata, considerando la distanza tra gli assi esterni del tir pari a 8.215 m, è dato da:

$$t = \frac{17.5 + \frac{8.215}{2}}{22} = 0.98215 \text{ s}$$

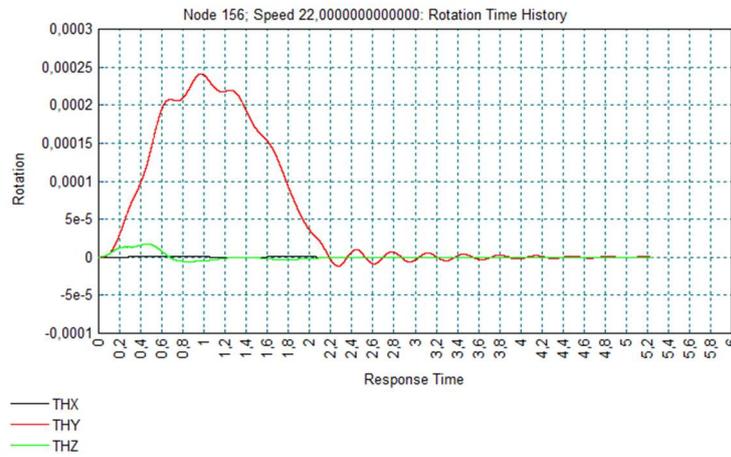
Per massimizzare la rotazione nell'appoggio di destra la distanza alla quale occorre disporre il tir è di $X=24.5$ m; il tempo richiesto è:

$$t = \frac{24.5 + \frac{8.215}{2}}{22} = 1.3003 \text{ s}$$

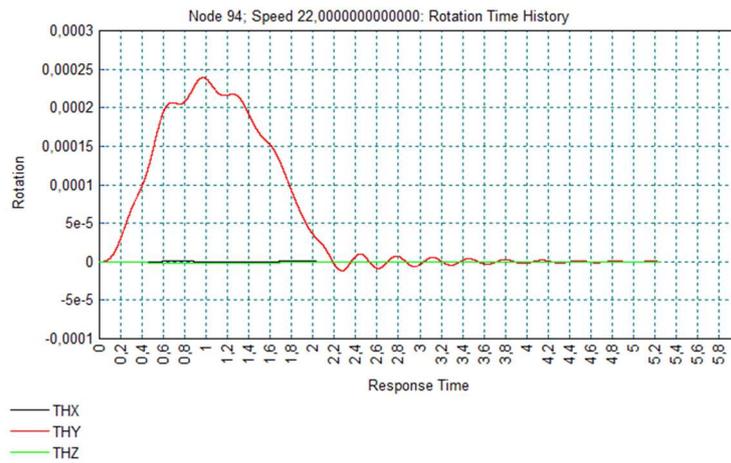
Si riportano i grafici delle rotazioni agli appoggi, nei quali è possibile osservare come il picco di THY sia esattamente in corrispondenza dei tempi calcolati:

Caso I: Tir su corsia centrata

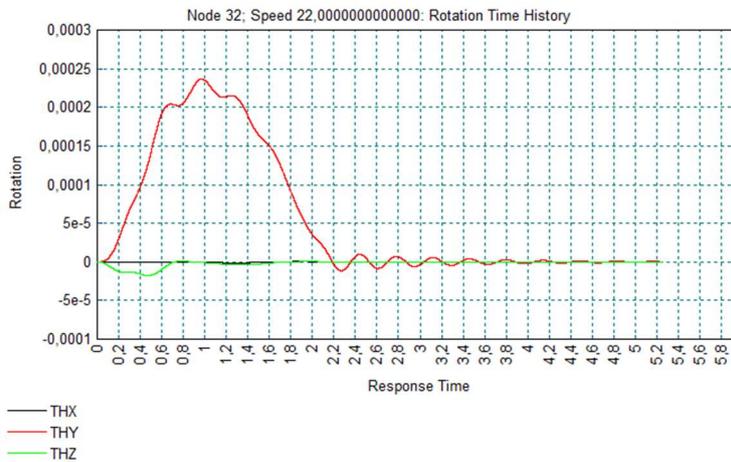
Nodo 156: appoggio sinistro, trave in alto



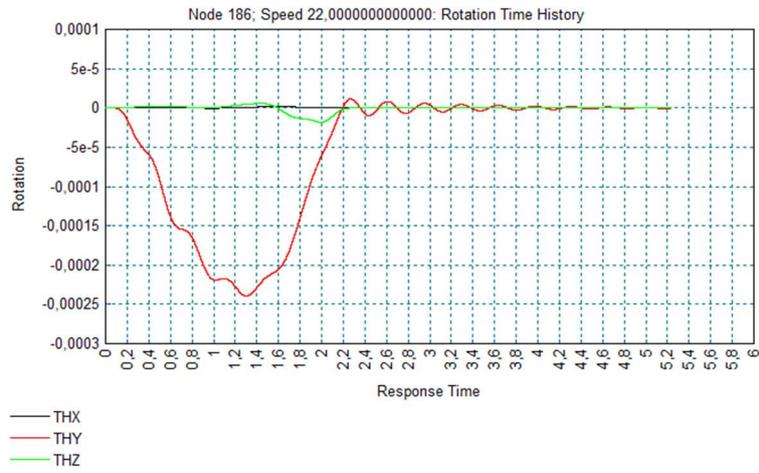
Nodo 94: appoggio sinistro, trave di mezzeria



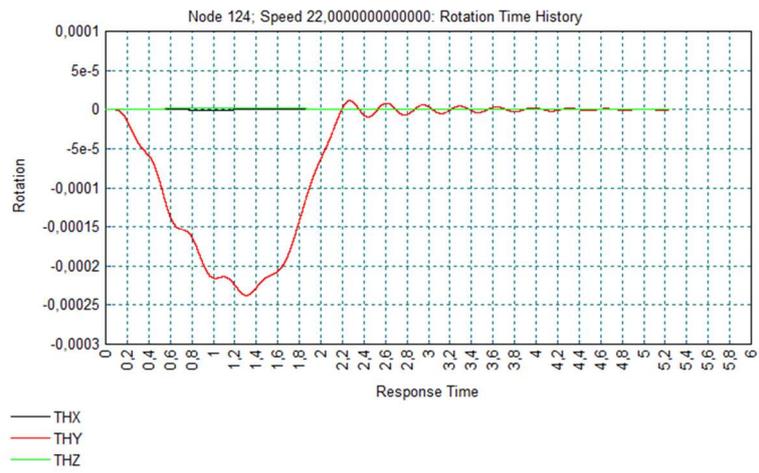
Nodo 32: appoggio sinistro, trave di bordo in basso



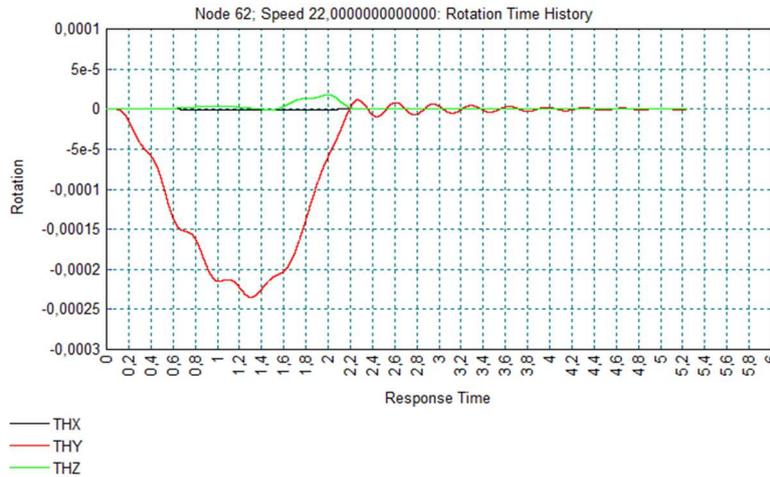
Nodo 186: appoggio destro, trave di bordo in alto



Nodo 124: appoggio destro, trave centrale

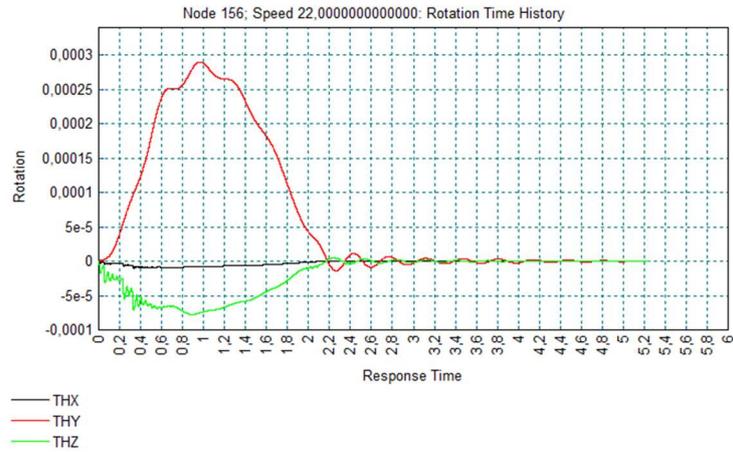


Nodo 62: appoggio destro, trave di bordo in basso

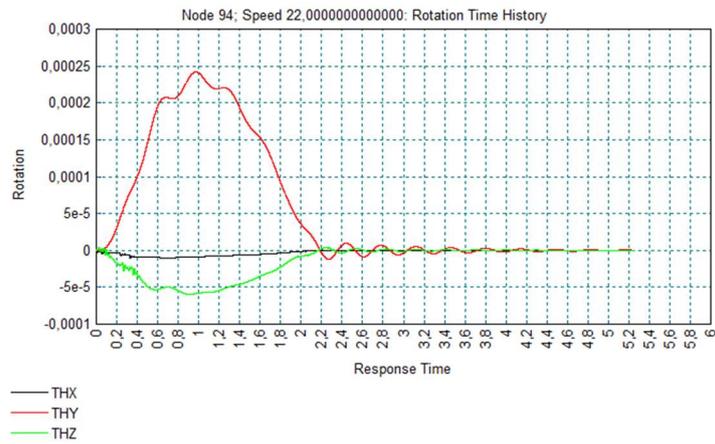


Caso II: Tir su corsia eccentrica

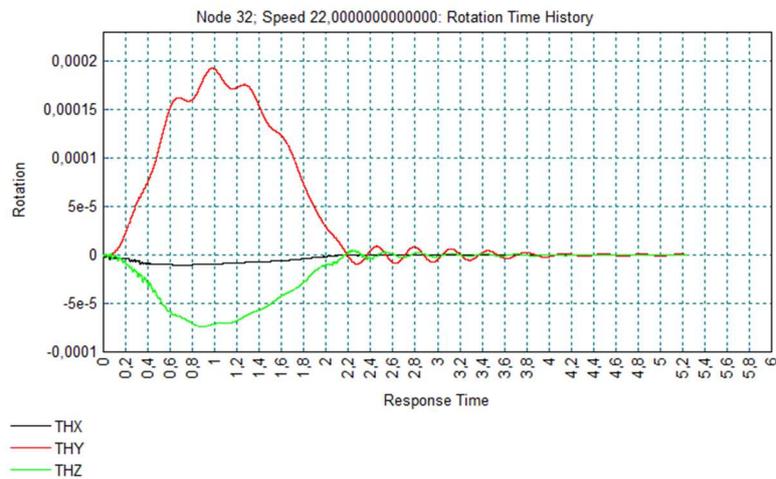
Nodo 156: appoggio sinistro, trave in alto



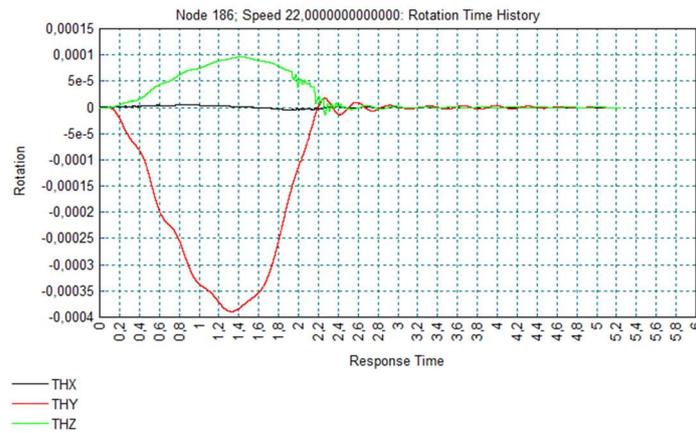
Nodo 94: appoggio sinistro, trave centrale



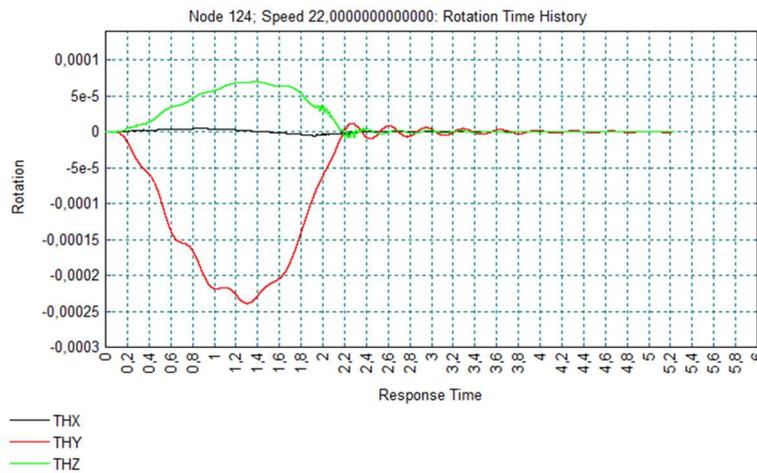
Nodo 32: appoggio sinistro, trave di bordo in basso



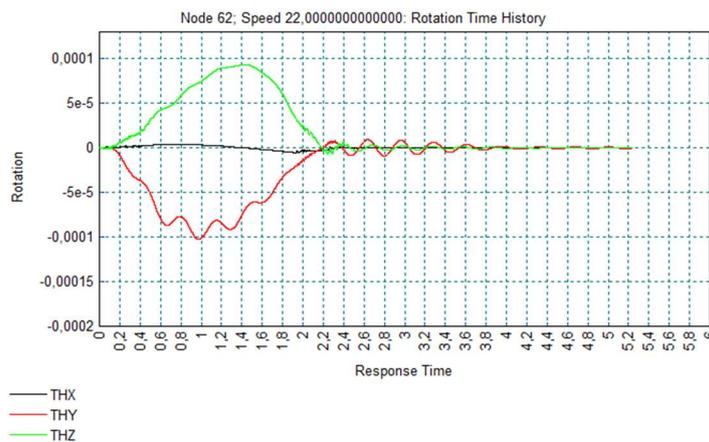
Nodo 186: appoggio destro, trave di bordo in alto



Nodo 124: appoggio destro, trave centrale



Nodo 62: appoggio destro, trave di bordo in basso



Confrontando i risultati con la condizione di carico statica, si ottiene che:

Caso I

	Rotazioni agli appoggi (CASO DINAMICO)				Rotazioni agli appoggi (CASO STATICO)		
	Nodo	THX max	THY max	THZ max	THX	THY	THZ
	-	Rad	rad	rad	rad	rad	rad
Appoggio 1 sx	156	6,99E-07	2,40E-04	-4,87E-06	4,76E-07	2,30E-04	-3,35E-06
Appoggio 2 sx	94	9,38E-08	2,39E-04	-1,52E-06	-5,46E-08	2,29E-04	-2,17E-06
Appoggio 3 sx	32	-6,47E-07	2,36E-04	-8,53E-07	-7,11E-07	2,26E-04	-1,70E-06
Appoggio 1 dx	186	6,69E-07	-2,39E-04	4,52E-06	4,90E-07	-2,30E-04	3,39E-06
Appoggio 2 dx	124	6,93E-08	-2,37E-04	1,52E-06	-5,25E-08	-2,28E-04	2,18E-06
Appoggio 3 dx	62	-6,55E-07	-2,35E-04	1,05E-06	-7,24E-07	-2,26E-04	1,68E-06

	Δ rotazioni (STATICA vs DINAMICA)		
	THX	THY	THZ
	%	%	%
Appoggio 1 sx	-47,02	-4,44	-45,38
Appoggio 2 sx	-71,77	-4,51	29,97
Appoggio 3 sx	9,08	-4,41	49,67
Appoggio 1 dx	-36,51	-3,92	-33,16
Appoggio 2 dx	-32,13	-3,91	30,12
Appoggio 3 dx	9,51	-3,95	37,51

Caso II

	Rotazioni agli appoggi (CASO DINAMICO)				Rotazioni agli appoggi (CASO STATICO)		
	Nodo	THX max	THY max	THZ max	THX	THY	THZ
	-	Rad	rad	rad	rad	rad	rad
Appoggio 1 sx	156	-8,08E-06	2,89E-04	-7,44E-05	-9,32E-06	2,85E-04	-7,93E-05
Appoggio 2 sx	94	-8,77E-06	2,42E-04	-5,83E-05	-9,97E-06	2,31E-04	-6,38E-05
Appoggio 3 sx	32	-9,39E-06	1,93E-04	-7,15E-05	-1,06E-05	1,76E-04	-7,93E-05
Appoggio 1 dx	186	2,15E-06	-3,89E-04	9,23E-05	1,85E-06	-3,98E-04	1,00E-04
Appoggio 2 dx	124	1,46E-06	-2,39E-04	6,90E-05	1,16E-06	-2,30E-04	7,61E-05
Appoggio 3 dx	62	9,37E-07	-9,12E-05	9,07E-05	6,72E-07	-6,55E-05	1,00E-04

	Δ rotazioni (STATICA vs DINAMICA)		
	THX	THY	THZ
	%	%	%
Appoggio 1 sx	13,28	-1,48	6,17
Appoggio 2 sx	12,07	-4,41	8,60
Appoggio 3 sx	10,98	-9,22	9,84
Appoggio 1 dx	-16,06	2,22	8,08

Appoggio 2 dx	-25,57	-3,79	9,33
Appoggio 3 dx	-39,34	-39,20	9,67

Per il caso I le considerazioni sono analoghe a quelle degli abbassamenti, in quanto, le rotazioni provocate nella condizione dinamica sono quasi sempre maggiori rispetto al caso statico. Per il caso II, invece, le rotazioni sono variabili, con valori maggiori in alcuni casi nella condizione dinamica, in altri in quella statica.

Deformazioni in mezzeria

A seguito dell'applicazione del carico, nelle travi nascono delle sollecitazioni di momento, sforzo normale e taglio. Nella condizione statica, il software è in grado di fornire automaticamente le deformazioni associate agli sforzi interni; nel caso dinamico, invece, occorre procedere manualmente, definendo la deformazione ε_x avendo note le tensioni interne e le caratteristiche del materiale:

$$\sigma_x = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_{yy}} \cdot z + \frac{M_z}{I_{zz}} \cdot y$$

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E}$$

Si ottiene:

Caso I

	Nodo 109	Nodo 171	Nodo 47
STATICA	1,32E-05	1,18E-05	1,22E-05
DINAMICA	1,21E-05	1,21E-05	1,37E-05
$\Delta\varepsilon$ (%)	7,78	-3,30	-13,07

Caso II

	Nodo 109	Nodo 171	Nodo 47
STATICA	1,32E-05	1,99E-05	5,38E-06
DINAMICA	1,69E-05	2,84E-05	5,40E-06
$\Delta\varepsilon$ (%)	-28,13	-42,33	-0,37

Anche le deformazioni, come le rotazioni e gli spostamenti verticali, seguono le stesse variazioni, con valori maggiori in caso di analisi dinamica.

8. Analisi numeriche di modelli con danneggiamenti

Come descritto nel Cap. 4, il viadotto è stato costruito tra il 1967 e il 1970, per cui potrebbe mostrare dei danneggiamenti. Il monitoraggio mira a tenere sotto controllo questa eventualità e a controllarne l'evoluzione per poter pianificare interventi rapidi.

Per avere un'idea di come vari il comportamento dell'opera, si sono analizzati 3 casi semplificati di danneggiamento, per i quali si sono effettuate le simulazioni numeriche statiche e dinamiche, come fatto per il modello reale:

- a) Assenza di una porzione di traverso;
- b) Riduzione di rigidezza di una porzione di trave principale;
- c) Perdita di precompressione di un cavo nella trave longitudinale.

Per ogni caso si sono poi confrontati i risultati con quelli del modello privo di danneggiamenti.

8.1. Modello con una porzione di traverso mancante

Partendo dal modello originale, si elimina la porzione di traverso posta in prossimità della mezzeria, per avere dei risultati più significativi, in quanto è la zona maggiormente sollecitata.

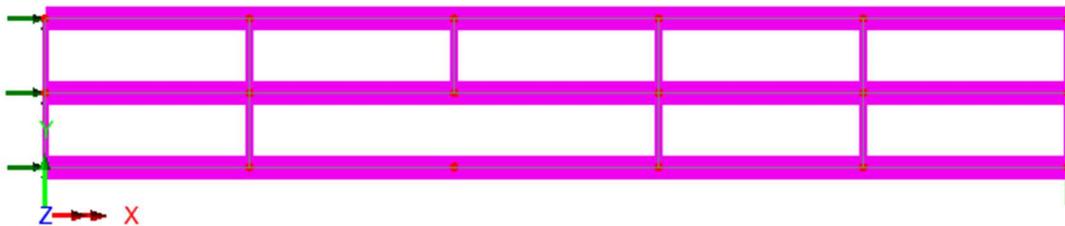


Figure 8.1: modello utilizzato senza una porzione di traverso

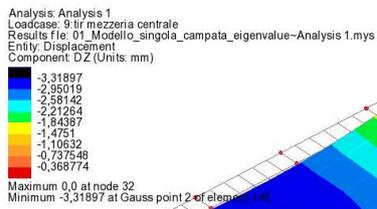
I materiali e le sezioni rimangono invariate, varia solo la configurazione della struttura portante.

8.1.1. Analisi statica: confronto spostamenti in mezzzeria

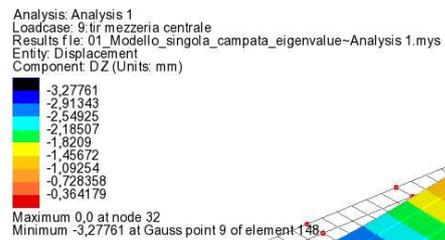
Caso I: Tir in mezzzeria della trave centrale

	Nodo	DZ	Δdz
	-	mm	%
No-traverso	171	-3,236	0,656
	109	-3,319	-1,268
	47	-3,179	0,590
Modello privo di danneggiamenti	171	-3,257	
	109	-3,277	
	47	-3,198	

No-traverso



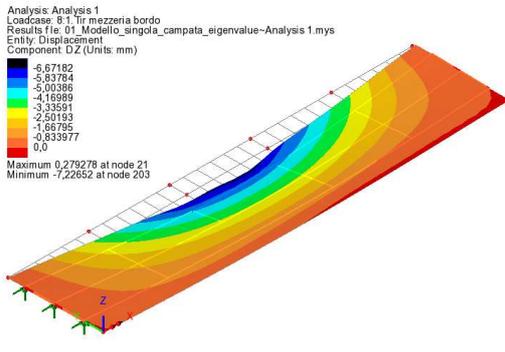
Modello privo di danneggiamenti



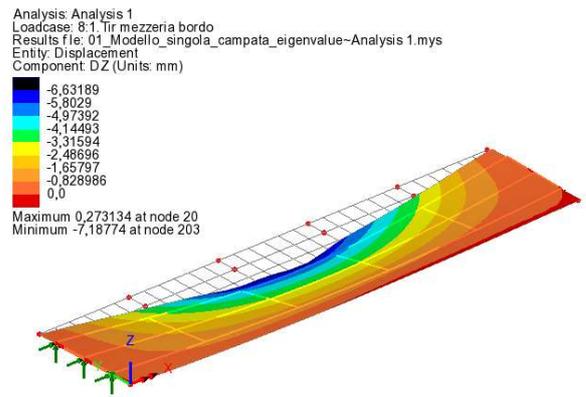
Caso II: Tir in mezzzeria della trave di bordo

	Nodo	DZ	Δdz
	-	mm	%
No-traverso	171	-5,438	-0,390
	109	-3,224	0,894
	47	-1,189	-0,652
Modello privo di danneggiamenti	171	-5,417	
	109	-3,253	
	47	-1,181	

No-traverso



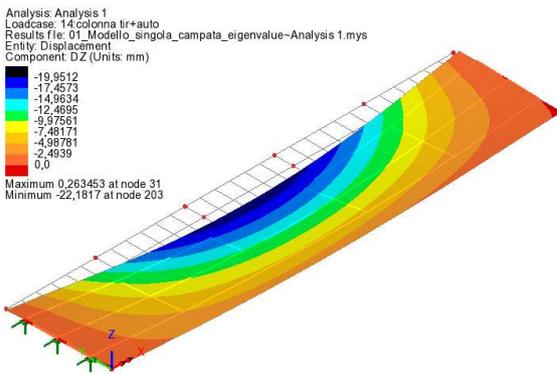
Modello privo di danneggiamenti



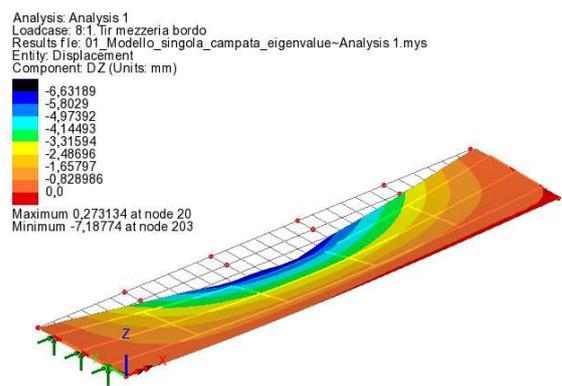
Caso III: Colonna di Tir affiancata a colonna di auto

	Nodo	DZ	Δdz
	-	mm	%
No-traverso	171	-18,591	-0,150
	109	-12,686	0,182
	47	-6,958	0,058
Modello privo di danneggiamenti	171	-18,563	
	109	-12,709	
	47	-6,962	

No-traverso



Modello privo di danneggiamenti



L'abbassamento è maggiore nella trave su cui è applicato il carico nel caso di modello con danneggiamento, in quanto risente della mancanza di un traverso intermedio che conferisce una maggiore rigidezza al grigliato.

8.1.2. Analisi statica: confronto rotazioni massime agli appoggi

Caso I: Tir su trave centrale posto a $x=17.5$ m

		Rotazioni agli appoggi						
		Nodo	THX	THY	THZ	Δ THX	Δ THY	Δ THZ
		-	rad	rad	rad	%	%	%
NO-traverso	Appoggio 1 sx	156	3,32E-07	2,30E-04	-3,53E-06	30,14	-0,06	-5,49
	Appoggio 2 sx	94	-4,03E-08	2,28E-04	-2,43E-06	26,28	0,26	-12,17
	Appoggio 3 sx	32	-5,28E-07	2,26E-04	-5,87E-07	25,73	-0,10	65,38
	Appoggio 1 dx	186	3,11E-07	-2,09E-04	2,93E-06	17,85	-0,01	-6,45
	Appoggio 2 dx	124	-5,08E-08	-2,06E-04	1,91E-06	-11,32	0,10	2,43
	Appoggio 3 dx	62	-5,07E-07	-2,05E-04	1,58E-06	10,00	-0,05	10,34
Modello privo di danneggiamenti	Appoggio 1 sx	156	4,76E-07	2,30E-04	-3,35E-06			
	Appoggio 2 sx	94	-5,46E-08	2,29E-04	-2,17E-06			
	Appoggio 3 sx	32	-7,11E-07	2,26E-04	-1,70E-06			
	Appoggio 1 dx	186	3,78E-07	-2,09E-04	2,76E-06			
	Appoggio 2 dx	124	-4,56E-08	-2,06E-04	1,96E-06			
	Appoggio 3 dx	62	-5,63E-07	-2,05E-04	1,76E-06			

Caso II: Tir su trave di bordo posto a $x=17.5$ m

		Rotazioni agli appoggi						
		Nodo	THX	THY	THZ	Δ THX	Δ THY	Δ THZ
		-	rad	rad	rad	%	%	%
NO-traverso	Appoggio 1 sx	156	-9,22E-06	2,85E-04	-7,92E-05	1,04	0,04	0,19
	Appoggio 2 sx	94	-9,98E-06	2,32E-04	-6,36E-05	-0,11	-0,18	0,33
	Appoggio 3 sx	32	-1,07E-05	1,76E-04	-8,01E-05	-1,25	0,07	-1,00
	Appoggio 1 dx	186	3,69E-06	-3,40E-04	8,43E-05	-1,03	-0,11	-0,11
	Appoggio 2 dx	124	3,26E-06	-2,09E-04	6,46E-05	0,20	-0,07	-0,31
	Appoggio 3 dx	62	2,76E-06	-7,82E-05	8,41E-05	1,75	0,57	-0,42
Modello privo di danneggiamenti	Appoggio 1 sx	156	-9,32E-06	2,85E-04	-7,93E-05			
	Appoggio 2 sx	94	-9,97E-06	2,31E-04	-6,38E-05			
	Appoggio 3 sx	32	-1,06E-05	1,76E-04	-7,93E-05			
	Appoggio 1 dx	186	3,66E-06	-3,40E-04	8,43E-05			
	Appoggio 2 dx	124	3,26E-06	-2,09E-04	6,44E-05			
	Appoggio 3 dx	62	2,81E-06	-7,86E-05	8,37E-05			

Caso III: Tir su trave centrale posto a $x=24.5$ m

		Rotazioni agli appoggi						
		Nodo	THX	THY	THZ	Δ THX	Δ THY	Δ THZ
		-	rad	rad	rad	%	%	%
NO-traverso	Appoggio 1 sx	156	2,98E-07	2,06E-04	-2,79E-06	14,38	-0,02	-2,76
	Appoggio 2 sx	94	-4,53E-08	2,04E-04	-2,01E-06	7,10	0,10	-3,85
	Appoggio 3 sx	32	-4,78E-07	2,02E-04	-1,43E-06	11,04	-0,04	18,64
	Appoggio 1 dx	186	4,68E-07	-2,30E-04	3,47E-06	4,66	-0,02	-2,39
	Appoggio 2 dx	124	-5,44E-08	-2,28E-04	2,18E-06	-3,70	0,03	-0,02
	Appoggio 3 dx	62	-7,05E-07	-2,26E-04	1,64E-06	2,60	0,00	2,41
Modello privo di danneggiamenti	Appoggio 1 sx	156	3,48E-07	2,06E-04	-2,72E-06			
	Appoggio 2 sx	94	-4,88E-08	2,04E-04	-1,93E-06			
	Appoggio 3 sx	32	-5,38E-07	2,02E-04	-1,75E-06			
	Appoggio 1 dx	186	4,90E-07	-2,30E-04	3,39E-06			
	Appoggio 2 dx	124	-5,25E-08	-2,28E-04	2,18E-06			
	Appoggio 3 dx	62	-7,24E-07	-2,26E-04	1,68E-06			

Caso IV: Tir su trave di bordo posto a $x=24.5$ m

		Rotazioni agli appoggi						
		Nodo	THX	THY	THZ	Δ THX	Δ THY	Δ THZ
		-	rad	rad	rad	%	%	%
NO-traverso	Appoggio 1 sx	156	-8,22E-06	2,53E-04	-6,90E-05	0,31	0,02	0,08
	Appoggio 2 sx	94	-8,62E-06	2,07E-04	-5,49E-05	-0,08	-0,07	0,19
	Appoggio 3 sx	32	-9,23E-06	1,59E-04	-6,90E-05	-0,55	0,01	-0,52
	Appoggio 1 dx	186	1,86E-06	-3,98E-04	1,01E-04	-0,17	-0,14	-0,28
	Appoggio 2 dx	124	1,15E-06	-2,30E-04	7,63E-05	1,05	-0,03	-0,34
	Appoggio 3 dx	62	6,46E-07	-6,50E-05	1,01E-04	3,86	0,87	-0,37
Modello privo di danneggiamenti	Appoggio 1 sx	156	-8,25E-06	2,53E-04	-6,91E-05			
	Appoggio 2 sx	94	-8,61E-06	2,07E-04	-5,50E-05			
	Appoggio 3 sx	32	-9,18E-06	1,59E-04	-6,87E-05			
	Appoggio 1 dx	186	1,85E-06	-3,98E-04	1,00E-04			
	Appoggio 2 dx	124	1,16E-06	-2,30E-04	7,61E-05			
	Appoggio 3 dx	62	6,72E-07	-6,55E-05	1,00E-04			

Il traverso ha il compito di ripartire le sollecitazioni, ha, inoltre, dimensioni ridotte, per cui le differenze tra i due modelli sono molto basse, con rotazioni superiori nella struttura priva di danneggiamento.

8.1.3. Analisi statica: confronto deformazioni in mezzzeria

Caso I: Tir in mezzzeria della trave centrale

	Nodo	Ex	Ey	Ez	ΔEx (%)	ΔEy (%)	ΔEz (%)
No-traverso	171	1,15E-05	1,27E-07	1,81E-06	2,57	25,04	-155,99
	109	1,37E-05	-3,68E-08	-2,20E-07	-19,42	83,03	132,05
	47	1,19E-05	-3,58E-08	1,72E-06	2,41	78,83	-147,45
Modello privo di danneggiamenti	171	1,18E-05	1,69E-07	7,08E-07			
	109	1,15E-05	-2,17E-07	6,87E-07			
	47	1,22E-05	-1,69E-07	6,96E-07			

Caso II: Tir in mezzzeria della trave di bordo

	Nodo	Ex	Ey	Ez	ΔEx (%)	ΔEy (%)	ΔEz (%)
No-traverso	171	2,02E-05	-1,65E-07	4,05E-06	-1,21	13,99	15,98
	109	1,12E-05	-1,52E-07	2,18E-06	3,00	29,91	-217,10
	47	5,49E-06	-8,92E-08	-3,12E-06	-2,09	-133,96	-27,50
Modello privo di danneggiamenti	171	1,99E-05	-1,92E-07	4,82E-06			
	109	1,15E-05	-2,17E-07	6,87E-07			
	47	5,38E-06	-3,81E-08	-2,45E-06			

Caso III: Colonna di tir affiancata a colonna di auto

	Nodo	Ex	Ey	Ez	ΔEx (%)	ΔEy (%)	ΔEz (%)
No-traverso	171	5,70E-05	-8,45E-08	6,85E-06	-0,43	16,45	8,25
	109	4,22E-05	-2,32E-08	1,09E-06	0,42	84,50	-8892,32
	47	2,95E-05	-9,76E-08	-7,76E-06	0,20	3,44	-5,69
Modello privo di danneggiamenti	171	5,68E-05	-1,01E-07	7,46E-06			
	109	4,24E-05	-1,50E-07	1,21E-08			
	47	2,95E-05	-1,01E-07	-7,35E-06			

Si hanno maggiori variazioni nel nodo 47, il più vicino al punto in cui il grigliato manca della porzione di traverso. Nel caso di ingorgo stradale, il carico gravante sulla campata è elevato, per cui l'influenza data dall'assenza del traverso è più visibile; infatti la deformazione in direzione z risulta essere di 2 ordini di grandezza superiore.

8.1.4. Analisi dinamica: frequenze e periodi propri di oscillazione

Modello privo di masse applicate

NO TRAVERSO				MODELLO PRIVO DI DANNEGGIAMENTI					
Mode	Eigenvalue	f	T	Mode	Eigenvalue	f	T	Δf	ΔT
-	-	Hz	S	-	-	Hz	s	%	%
1	343,625	2,950	0,339	1	340,776	2,938	0,340	-0,417	0,415
2	462,913	3,424	0,292	2	460,703	3,416	0,293	-0,240	0,239
3	2711,550	8,288	0,121	3	2705,990	8,279	0,121	-0,103	0,103
4	4150,410	10,253	0,098	4	4143,730	10,245	0,098	-0,080	0,080
5	4590,030	10,783	0,093	5	4662,440	10,867	0,092	0,779	-0,786
6	7134,360	13,443	0,074	6	10411,600	16,240	0,062	17,221	-20,804
7	10642,200	16,419	0,061	7	13388,000	18,415	0,054	10,843	-12,161
8	13329,900	18,375	0,054	8	16624,600	20,521	0,049	10,456	-11,677
9	16656,300	20,540	0,049	9	18100,300	21,412	0,047	4,072	-4,245
10	17905,600	21,297	0,047	10	18386,100	21,581	0,046	1,316	-1,333
11	18150,100	21,442	0,047	11	19804,400	22,398	0,045	4,268	-4,458
12	19829,300	22,412	0,045	12	20887,200	23,002	0,043	2,565	-2,633
13	20848,400	22,980	0,044	13	21186,100	23,166	0,043	0,800	-0,807
14	21164,400	23,154	0,043	14	23522,300	24,410	0,041	5,145	-5,424
15	23452,900	24,374	0,041	15	23955,800	24,633	0,041	1,055	-1,066
16	26354,200	25,837	0,039	16	26726,600	26,019	0,038	0,699	-0,704
17	26718,200	26,015	0,038	17	27341,600	26,317	0,038	1,146	-1,160
18	27670,000	26,474	0,038	18	30027,100	27,579	0,036	4,005	-4,172
19	30192,300	27,655	0,036	19	31617,500	28,300	0,035	2,280	-2,333
20	32270,400	28,591	0,035	20	33766,300	29,246	0,034	2,240	-2,291

Modello con Tir in mezzeria (m=40 ton)

NO TRAVERSO				MODELLO PRIVO DI DANNEGGIAMENTI					
Mode	Eigenvalue	f	T	Mode	Eigenvalue	f	T	Δf	ΔT
-	-	Hz	s	-	-	Hz	s	%	%
1	297,431	2,745	0,364	1	295,251	2,735	0,366	-0,369	0,367
2	385,419	3,125	0,320	2	384,083	3,119	0,321	-0,174	0,174
3	2614,170	8,137	0,123	3	2616,590	8,141	0,123	0,046	-0,046
4	3620,650	9,577	0,104	4	3930,860	9,978	0,100	4,027	-4,196
5	3944,890	9,996	0,100	5	3948,100	10,000	0,100	0,040	-0,040
6	4577,200	10,768	0,093	6	4626,110	10,825	0,092	0,530	-0,533

7	7306,120	13,604	0,074	7	9708,600	15,682	0,064	13,251	-15,275
8	9798,770	15,755	0,063	8	13460,300	18,465	0,054	14,678	-17,204
9	13377,300	18,408	0,054	9	16475,400	20,429	0,049	9,892	-10,978
10	16506,600	20,448	0,049	10	18024,900	21,368	0,047	4,304	-4,498
11	17501,900	21,055	0,047	11	18475,300	21,633	0,046	2,670	-2,743
12	18331,500	21,549	0,046	12	19371,100	22,151	0,045	2,720	-2,797
13	19426,000	22,183	0,045	13	20797,900	22,953	0,044	3,355	-3,471
14	20860,700	22,987	0,044	14	21143,000	23,142	0,043	0,670	-0,674
15	21113,600	23,126	0,043	15	21360,700	23,261	0,043	0,580	-0,583
16	22502,000	23,874	0,042	16	23375,100	24,333	0,041	1,885	-1,921
17	24158,700	24,738	0,040	17	25535,300	25,433	0,039	2,733	-2,810
18	27145,500	26,222	0,038	18	29487,700	27,330	0,037	4,053	-4,225
19	29473,000	27,323	0,037	19	29911,500	27,526	0,036	0,736	-0,741
20	30017,800	27,575	0,036	20	31601,500	28,293	0,035	2,538	-2,604

Modello con auto in mezzeria (m=2.8 ton)

NO TRAVERSO				MODELLO PRIVO DI DANNEGGIAMENTI					
Mode	Eigenvalue	F	T	Mode	Eigenvalue	f	T	Δf	ΔT
-	-	Hz	s	-	-	Hz	s	%	%
1	329,004	2,887	0,346	1	326,310	2,875	0,348	-0,412	0,410
2	450,667	3,379	0,296	2	448,489	3,371	0,297	-0,243	0,242
3	2695,380	8,263	0,121	3	2689,880	8,254	0,121	-0,102	0,102
4	4092,590	10,182	0,098	4	4084,560	10,172	0,098	-0,098	0,098
5	4556,710	10,744	0,093	5	4626,210	10,825	0,092	0,754	-0,760
6	6990,670	13,307	0,075	6	10076,100	15,976	0,063	16,706	-20,057
7	10274,000	16,132	0,062	7	13225,100	18,303	0,055	11,860	-13,456
8	13135,700	18,241	0,055	8	16482,100	20,433	0,049	10,727	-12,016
9	16500,700	20,444	0,049	9	17685,000	21,165	0,047	3,406	-3,526
10	17495,700	21,052	0,048	10	18029,600	21,370	0,047	1,492	-1,514
11	17823,100	21,248	0,047	11	19540,700	22,248	0,045	4,496	-4,707
12	19667,500	22,320	0,045	12	20348,400	22,703	0,044	1,687	-1,716
13	20201,500	22,621	0,044	13	21133,000	23,137	0,043	2,229	-2,279
14	21124,100	23,132	0,043	14	21864,600	23,534	0,042	1,708	-1,737
15	21831,500	23,516	0,043	15	23359,300	24,325	0,041	3,325	-3,440
16	23286,000	24,287	0,041	16	23679,300	24,491	0,041	0,834	-0,841
17	26329,000	25,825	0,039	17	26550,200	25,933	0,039	0,418	-0,419
18	27301,000	26,297	0,038	18	29834,200	27,490	0,036	4,340	-4,536
19	29982,900	27,559	0,036	19	30518,800	27,804	0,036	0,882	-0,890
20	30506,300	27,798	0,036	20	31805,400	28,384	0,035	2,064	-2,107

Dalla teoria sull'analisi modale, la frequenza è inversamente proporzionale alla massa della struttura:

$$\frac{2\pi}{T} = 2\pi \cdot f = \omega = \frac{k}{m}$$

Difatti, in tutti i casi, nel modello con traverso mancante, la frequenza è maggiore e il periodo minore, poiché la massa totale è inferiore rispetto al caso ideale privo di danneggiamenti.

Inoltre, differenze maggiori si hanno nei modi 6-7-8, i quali hanno una variazione di frequenza elevata anche tra modello senza massa e modello con masse applicate.

8.1.5. Analisi transitorio dinamico: variazioni accelerazioni e spostamenti in mezzeria

Corsia centrale

Nodo 109

			ΔA_i (%)
NO-traverso	Ax max (m/s ²)	9,21E-03	1,92
	Ax min (m/s ²)	-1,19E-02	0,56
	AY max (m/s ²)	6,46E-03	-57,69
	AY min (m/s ²)	-5,48E-03	-1,46
	AZ max (m/s ²)	5,89E-02	0,18
	AZ min (m/s ²)	-5,36E-02	2,71
Modello privo di DANNEGGIAMENTI	Ax max (m/s ²)	9,39E-03	
	Ax min (m/s ²)	-1,20E-02	
	AY max (m/s ²)	4,10E-03	
	AY min (m/s ²)	-5,40E-03	
	AZ max (m/s ²)	5,90E-02	
	AZ min (m/s ²)	-5,51E-02	

Nodo 171

			ΔA_i (%)
NO-traverso	Ax max (m/s ²)	9,57E-03	83,88
	Ax min (m/s ²)	-1,20E-02	78,90
	AY max (m/s ²)	7,76E-03	-19,97

	AY min (m/s ²)	-7,89E-03	-4,76
	AZ max (m/s ²)	6,02E-02	-522,62
	AZ min (m/s ²)	-5,59E-02	-369,54
Modello privo di DANNEGGIAMENTI	Ax max (m/s ²)	5,94E-02	
	Ax min (m/s ²)	-5,71E-02	
	AY max (m/s ²)	6,47E-03	
	AY min (m/s ²)	-7,53E-03	
	AZ max (m/s ²)	9,67E-03	
	AZ min (m/s ²)	-1,19E-02	

Nodo 47

			ΔA_i (%)
NO-traverso	Ax max (m/s ²)	9,32E-03	84,23
	Ax min (m/s ²)	-1,21E-02	77,64
	AY max (m/s ²)	1,12E-02	-58,93
	AY min (m/s ²)	-1,24E-02	-56,01
	AZ max (m/s ²)	5,94E-02	-533,43
	AZ min (m/s ²)	-5,34E-02	-346,14
Modello privo di DANNEGGIAMENTI	Ax max (m/s ²)	5,91E-02	
	Ax min (m/s ²)	-5,40E-02	
	AY max (m/s ²)	7,05E-03	
	AY min (m/s ²)	-7,94E-03	
	AZ max (m/s ²)	9,38E-03	
	AZ min (m/s ²)	-1,20E-02	

Spostamenti in mezzeria

		DZ dinamico	Δdz
		Mm	%
NO-traverso	Nodo 171	-3,282	0,4664
	Nodo 109	-3,353	-1,9817
	Nodo 47	-3,228	0,5834
Modello privo di danneggiamenti	Nodo 171	-3,298	
	Nodo 109	-3,288	
	Nodo 47	-3,247	

Corsia eccentrica

Nodo 109

			ΔA_i (%)
NO-traverso	Ax max (m/s ²)	9,26E-02	31,06
	Ax min (m/s ²)	-6,20E-02	67,23
	AY max (m/s ²)	9,26E-02	84,53
	AY min (m/s ²)	-6,20E-02	91,18
	AZ max (m/s ²)	2,74E-01	-156,82
	AZ min (m/s ²)	-2,99E-01	-213,22
Modello privo di DANNEGGIAMENTI	Ax max (m/s ²)	1,34E-01	
	Ax min (m/s ²)	-1,89E-01	
	AY max (m/s ²)	5,99E-01	
	AY min (m/s ²)	-7,03E-01	
	AZ max (m/s ²)	1,07E-01	
	AZ min (m/s ²)	-9,56E-02	

Nodo 171

			ΔA_i (%)
NO-traverso	Ax max (m/s ²)	5,45E-02	72,61
	Ax min (m/s ²)	-2,81E-02	89,58
	AY max (m/s ²)	9,46E-01	-9,97
	AY min (m/s ²)	-1,13E+00	-32,21
	AZ max (m/s ²)	2,42E-01	-240,31
	AZ min (m/s ²)	-2,69E-01	-374,71
Modello privo di DANNEGGIAMENTI	Ax max (m/s ²)	1,99E-01	
	Ax min (m/s ²)	-2,70E-01	
	AY max (m/s ²)	8,60E-01	
	AY min (m/s ²)	-8,57E-01	
	AZ max (m/s ²)	7,10E-02	
	AZ min (m/s ²)	-5,67E-02	

Nodo 47

			ΔA_i (%)
NO-traverso	Ax max (m/s ²)	1,12E-01	20,62
	Ax min (m/s ²)	-1,59E-01	-9,89
	AY max (m/s ²)	3,84E-01	-12,25
	AY min (m/s ²)	-4,47E-01	-1,67
	AZ max (m/s ²)	2,46E-01	-251,02
	AZ min (m/s ²)	-2,28E-01	-113,35
Modello privo di DANNEGGIAMENTI	Ax max (m/s ²)	1,41E-01	
	Ax min (m/s ²)	-1,45E-01	
	AY max (m/s ²)	3,42E-01	
	AY min (m/s ²)	-4,40E-01	
	AZ max (m/s ²)	7,01E-02	
	AZ min (m/s ²)	-1,07E-01	

Spostamenti in mezzzeria

		DZ dinamico	Δdz
		mm	%
NO-traverso	Nodo 171	-5,249	-0,3706
	Nodo 109	-3,279	0,4896
	Nodo 47	-1,574	-0,6157
Modello privo di danneggiamenti	Nodo 171	-5,230	
	Nodo 109	-3,295	
	Nodo 47	-1,564	

Gli spostamenti sono poco variabili rispetto al modello ideale; le accelerazioni sui nodi di bordo hanno variazioni elevate e, in particolare quelle in direzione z, nel modello con traverso mancante, sono di ordini di grandezza superiore.

8.1.6. Analisi transitorio dinamico: confronto rotazioni agli appoggi

Corsia centrata

		Rotazioni agli appoggi (DINAMICA)						
		Nodo	THX max	THY max	THZ max	Δ THX	Δ THY	Δ THZ
		-	rad	Rad	rad	%	%	%
NO-traverso	Appoggio 1 sx	156	6,53E-07	2,41E-04	-6,37E-06	6,58	-0,01	-30,74
	Appoggio 2 sx	94	2,43E-07	2,38E-04	-2,11E-06	-158,70	0,36	-38,76
	Appoggio 3 sx	32	-2,98E-07	2,36E-04	5,86E-07	53,99	-0,09	31,29
	Appoggio 1 dx	186	4,13E-07	-2,40E-04	3,95E-06	38,34	-0,11	12,59
	Appoggio 2 dx	124	-1,68E-07	-2,37E-04	1,76E-06	-141,89	-0,03	-15,95
	Appoggio 3 dx	62	-8,84E-07	-2,35E-04	9,23E-07	-35,03	-0,05	12,12
Modello privo di DANNEGGIAMENTI	Appoggio 1 sx	156	6,99E-07	2,40E-04	-4,87E-06			
	Appoggio 2 sx	94	9,38E-08	2,39E-04	-1,52E-06			
	Appoggio 3 sx	32	-6,47E-07	2,36E-04	-8,53E-07			
	Appoggio 1 dx	186	6,69E-07	-2,39E-04	4,52E-06			
	Appoggio 2 dx	124	6,93E-08	-2,37E-04	1,52E-06			
	Appoggio 3 dx	62	-6,55E-07	-2,35E-04	1,05E-06			

Corsia laterale

		Rotazioni agli appoggi (DINAMICA)						
		Nodo	THX max	THY max	THZ max	Δ THX	Δ THY	Δ THZ
		-	rad	rad	rad	%	%	%
NO-traverso	Appoggio 1 sx	156	-8,04E-06	2,89E-04	-7,42E-05	0,52	0,08	0,27
	Appoggio 2 sx	94	-8,81E-06	2,42E-04	-5,75E-05	-0,43	-0,02	1,33
	Appoggio 3 sx	32	-9,53E-06	1,92E-04	-7,20E-05	-1,39	0,26	-0,70
	Appoggio 1 dx	186	2,16E-06	-3,89E-04	9,25E-05	-0,54	-0,18	-0,21
	Appoggio 2 dx	124	1,46E-06	-2,39E-04	6,92E-05	-0,03	-0,03	-0,24
	Appoggio 3 dx	62	9,26E-07	-9,06E-05	9,13E-05	1,14	0,68	-0,71
Modello privo di DANNEGGIAMENTI	Appoggio 1 sx	156	-8,08E-06	2,89E-04	-7,44E-05			
	Appoggio 2 sx	94	-8,77E-06	2,42E-04	-5,83E-05			
	Appoggio 3 sx	32	-9,39E-06	1,93E-04	-7,15E-05			
	Appoggio 1 dx	186	2,15E-06	-3,89E-04	9,23E-05			
	Appoggio 2 dx	124	1,46E-06	-2,39E-04	6,90E-05			
	Appoggio 3 dx	62	9,37E-07	-9,12E-05	9,07E-05			

Le rotazioni differiscono di poco nei due casi, ad eccezione dei nodi 94 e 124, rappresentativi dell'appoggio centrale sinistro e destro rispettivamente. Quando il veicolo percorre la carreggiata centrale e appena entra e appena esce dalla campata oggetto di esame, l'influenza sull'appoggio superato è maggiore nel modello con traverso mancante.

8.1.7. Analisi transitorio dinamico: confronto deformazioni in mezzeria

Corsia centrata

	Nodo 109	Nodo 171	Nodo 47
NO-traverso	-1,29E-05	-8,17E-06	-1,37E-05
Modello privo di danneggiamenti	-1,21E-05	-1,21E-05	-1,37E-05
$\Delta\epsilon_x$ (%)	-5,974	32,733	0,215

Corsia laterale

	Nodo 109	Nodo 171	Nodo 47
NO-traverso	-1,64E-05	-2,85E-05	-5,09E-06
Modello privo di danneggiamenti	-1,69E-05	-2,84E-05	-5,40E-06
$\Delta\epsilon_x$ (%)	2,486	-0,444	5,672

Le deformazioni, seppur poco variabili, sono maggiori nel modello senza alcun danneggiamento.

8.2. Modello con una porzione di trave longitudinale con rigidezza ridotta

La rigidezza di un elemento trave è data dal prodotto dell'inerzia per il modulo elastico del materiale di cui è costituita. Per ridurla su una porzione di trave longitudinale, occorre determinare un valore di I_{yy} ridotto. La diminuzione di rigidezza simula la possibilità di

fessurazione del calcestruzzo in esercizio; essa avviene nella zona tesa della sezione, che in mezzeria della campata, corrisponde alla parte inferiore.

Si ipotizza di trascurare 50 cm della sezione a partire dal basso:

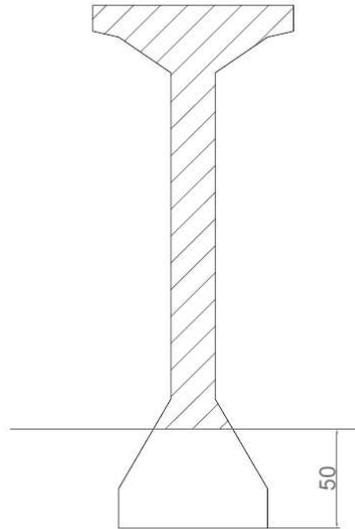


Figure 8.2: Sezione ridotta

L'inerzia viene calcolata con riferimento all'asse dei 50 cm, considerando una nuova sezione e un nuovo baricentro.

<i>Caratteristiche sezione ridotta</i>	
A_{ridotta}	6,49E+05 mm ²
$S_{y,\text{ridotta}}$	8,37E+08 mm ³
z_G	1,29E+03 mm
$I_{yy,\text{ridotta}}$	1,69E+11 mm ⁴

Il nuovo valore di rigidezza flessionale della trave è dato da:

$$EI_{yy} = 37\,000 \frac{N}{mm^2} \cdot 1,69 \cdot 10^{11} mm^4 = 6,253 \cdot 10^{15} N mm^2$$

Anche in questo caso, come il precedente, la trave interessata dal danneggiamento è quella localizzata in prossimità della mezzeria; nella figura successiva è evidenziata in grigio:



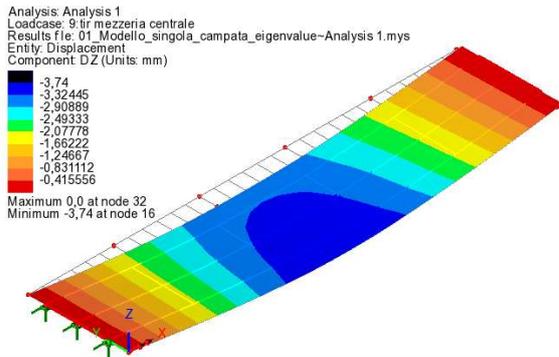
Figure 8.3: modello con porzione di trave di rigidezza inferiore

8.2.1. Analisi statica: confronto spostamenti

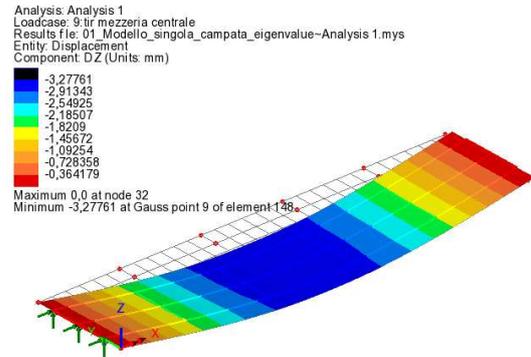
Caso I: Tir in mezzeria della trave centrale

	Nodo	DZ	Δdz
	-	mm	%
Iyy ridotta	171	-3,323	-2,030
	109	-3,523	-7,488
	47	-3,667	-14,682
Modello privo di danneggiamenti	171	-3,257	
	109	-3,277	
	47	-3,198	

Iyy ridotta



Modello privo di danneggiamenti

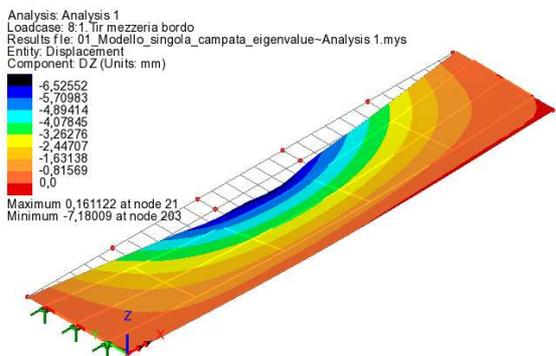


Caso II: Tir in mezzeria della trave di bordo

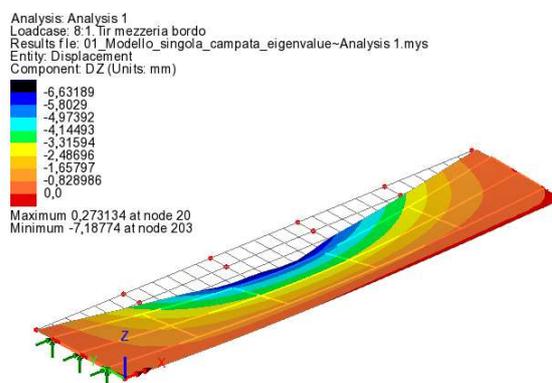
	Nodo	DZ	Δdz
	-	Mm	%
Iyy ridotta	171	-5,436	-0,345
	109	-3,320	-2,060
	47	-1,309	-10,801
	171	-5,417	

Modello privo di danneggiamenti	109	-3,253
	47	-1,181

I_{yy} ridotta



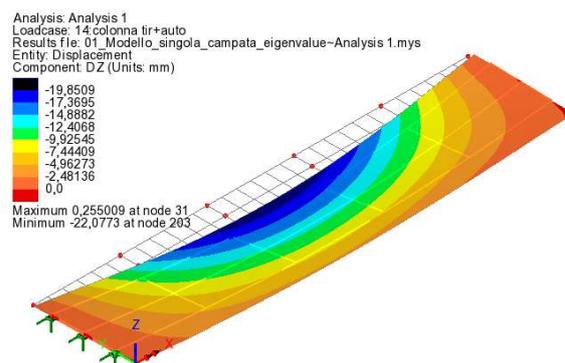
Modello privo di danneggiamenti



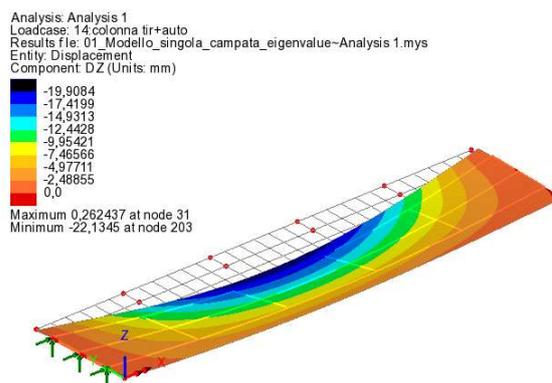
Caso III: colonna di tir affiancata a colonna di auto

	Nodo	DZ	Δdz
	-	mm	%
I _{yy} ridotta	171	-18,687	-0,669
	109	-13,162	-3,563
	47	-7,825	-12,397
Modello privo di danneggiamenti	171	-18,563	
	109	-12,709	
	47	-6,962	

I_{yy} ridotta



Modello privo di danneggiamenti



In tutti i casi, gli spostamenti verticali nel modello con un danneggiamento sono superiori, indice del fatto che la struttura abbia una rigidezza inferiore e sia, perciò, più deformabile.

8.2.2. Analisi statica: confronto rotazioni massime agli appoggi

Caso I: Tir su trave centrale posto a $x=17.5$ m

		Rotazioni agli appoggi						
		Nodo	THX	THY	THZ	Δ THX	Δ THY	Δ THZ
		-	rad	rad	rad	%	%	%
Iyy ridotta	Appoggio 1 sx	156	1,05E-06	2,41E-04	6,51E-07	-119,69	-4,52	119,42
	Appoggio 2 sx	94	4,50E-07	2,42E-04	9,37E-07	-724,21	-5,71	143,19
	Appoggio 3 sx	32	-1,87E-07	2,42E-04	2,02E-06	73,68	-6,88	219,21
	Appoggio 1 dx	186	2,70E-07	-2,14E-04	-2,08E-06	28,52	-2,33	175,53
	Appoggio 2 dx	124	-2,08E-07	-2,19E-04	-1,64E-06	-355,65	-6,30	183,69
	Appoggio 3 dx	62	-7,05E-07	-2,25E-04	-2,82E-06	-25,14	-9,95	259,89
Modello privo di danneggiamenti	Appoggio 1 sx	156	4,76E-07	2,30E-04	-3,35E-06			
	Appoggio 2 sx	94	-5,46E-08	2,29E-04	-2,17E-06			
	Appoggio 3 sx	32	-7,11E-07	2,26E-04	-1,70E-06			
	Appoggio 1 dx	186	3,78E-07	-2,09E-04	2,76E-06			
	Appoggio 2 dx	124	-4,56E-08	-2,06E-04	1,96E-06			
	Appoggio 3 dx	62	-5,63E-07	-2,05E-04	1,76E-06			

Caso II: tir su trave di bordo a $x=17.5$ m

		Rotazioni agli appoggi						
		Nodo	THX	THY	THZ	Δ THX	Δ THY	Δ THZ
		-	rad	rad	rad	%	%	%
Iyy ridotta	Appoggio 1 sx	156	-9,15E-06	2,88E-04	-7,81E-05	1,86	-1,11	1,53
	Appoggio 2 sx	94	-9,82E-06	2,35E-04	-6,28E-05	1,54	-1,71	1,47
	Appoggio 3 sx	32	-1,04E-05	1,81E-04	-7,81E-05	1,50	-2,67	1,42
	Appoggio 1 dx	186	3,62E-06	-3,41E-04	8,28E-05	0,95	-0,44	1,72
	Appoggio 2 dx	124	3,21E-06	-2,13E-04	6,33E-05	1,56	-1,86	1,67
	Appoggio 3 dx	62	2,77E-06	-8,47E-05	8,24E-05	1,58	-7,76	1,64
Modello privo di danneggiamenti	Appoggio 1 sx	156	-9,32E-06	2,85E-04	-7,93E-05			
	Appoggio 2 sx	94	-9,97E-06	2,31E-04	-6,38E-05			
	Appoggio 3 sx	32	-1,06E-05	1,76E-04	-7,93E-05			
	Appoggio 1 dx	186	3,66E-06	-3,40E-04	8,43E-05			
	Appoggio 2 dx	124	3,26E-06	-2,09E-04	6,44E-05			
	Appoggio 3 dx	62	2,81E-06	-7,86E-05	8,37E-05			

Caso III: tir su trave centrale a $x=24.5$ m

		Rotazioni agli appoggi						
		Nodo	THX	THY	THZ	Δ THX	Δ THY	Δ THZ
		-	rad	rad	rad	%	%	%
Iyy ridotta	Appoggio 1 sx	156	8,90E-07	2,16E-04	1,11E-06	-155,88	-4,87	58,98
	Appoggio 2 sx	94	4,34E-07	2,17E-04	1,05E-06	-790,03	-6,15	45,72
	Appoggio 3 sx	32	-3,35E-08	2,17E-04	1,83E-06	93,77	-7,42	-4,54
	Appoggio 1 dx	186	4,11E-07	-2,35E-04	-1,55E-06	16,14	-2,01	54,23
	Appoggio 2 dx	124	-1,89E-07	-2,41E-04	-1,48E-06	-260,96	-5,72	32,21
	Appoggio 3 dx	62	-8,42E-07	-2,47E-04	-2,98E-06	-16,32	-9,16	-77,53
Modello privo di danneggiamenti	Appoggio 1 sx	156	3,48E-07	2,06E-04	-2,72E-06			
	Appoggio 2 sx	94	-4,88E-08	2,04E-04	-1,93E-06			
	Appoggio 3 sx	32	-5,38E-07	2,02E-04	-1,75E-06			
	Appoggio 1 dx	186	4,90E-07	-2,30E-04	3,39E-06			
	Appoggio 2 dx	124	-5,25E-08	-2,28E-04	2,18E-06			
	Appoggio 3 dx	62	-7,24E-07	-2,26E-04	1,68E-06			

Caso IV: tir su trave di bordo a $x=24.5$ m

		Rotazioni agli appoggi						
		Nodo	THX	THY	THZ	Δ THX	Δ THY	Δ THZ
		-	rad	rad	rad	%	%	%
Iyy ridotta	Appoggio 1 sx	156	-8,09E-06	2,56E-04	-6,80E-05	1,91	-1,12	1,59
	Appoggio 2 sx	94	-8,47E-06	2,10E-04	-5,42E-05	1,61	-1,72	1,54
	Appoggio 3 sx	32	-9,03E-06	1,63E-04	-6,77E-05	1,56	-2,66	1,47
	Appoggio 1 dx	186	1,82E-06	-3,99E-04	9,92E-05	2,04	-0,34	1,22
	Appoggio 2 dx	124	1,11E-06	-2,34E-04	7,52E-05	4,38	-1,46	1,21
	Appoggio 3 dx	62	6,27E-07	-7,07E-05	9,92E-05	6,66	-7,95	1,17
Modello privo di danneggiamenti	Appoggio 1 sx	156	-8,25E-06	2,53E-04	-6,91E-05			
	Appoggio 2 sx	94	-8,61E-06	2,07E-04	-5,50E-05			
	Appoggio 3 sx	32	-9,18E-06	1,59E-04	-6,87E-05			
	Appoggio 1 dx	186	1,85E-06	-3,98E-04	1,00E-04			
	Appoggio 2 dx	124	1,16E-06	-2,30E-04	7,61E-05			
	Appoggio 3 dx	62	6,72E-07	-6,55E-05	1,00E-04			

La trave soggetta a una riduzione di rigidità è quella centrale, difatti, si riscontrano maggiori differenze nelle rotazioni agli appoggi quando il carico è transiente lungo la corsia centrale.

8.2.3. Analisi statica: confronto deformazioni in mezzeria

Caso I: tir in mezzeria della trave centrale

	Nodo	Ex	Ey	Ez	Δ Ex (%)	Δ Ey (%)	Δ Ez (%)
Iyy ridotta	171	1,20E-05	1,72E-07	5,64E-07	-1,95	-1,51	20,38
	109	1,41E-05	4,22E-09	1,97E-06	-22,14	98,05	-187,36
	47	1,73E-05	-1,66E-07	7,81E-07	-42,51	1,79	-12,33
Modello privo di danneggiamenti	171	1,18E-05	1,69E-07	7,08E-07			
	109	1,15E-05	-2,17E-07	6,87E-07			
	47	1,22E-05	-1,69E-07	6,96E-07			

Caso II: tir in mezzeria della trave di bordo

	Nodo	Ex	Ey	Ez	Δ Ex (%)	Δ Ey (%)	Δ Ez (%)
Iyy ridotta	171	2,00E-05	-1,94E-07	4,80E-06	-0,33	-0,90	0,30
	109	1,18E-05	-2,21E-07	6,14E-07	-2,12	-1,84	10,62
	47	6,79E-06	-4,10E-08	-2,26E-06	-26,28	-7,57	7,67
Modello privo di danneggiamenti	171	1,99E-05	-1,92E-07	4,82E-06			
	109	1,15E-05	-2,17E-07	6,87E-07			
	47	5,38E-06	-3,81E-08	-2,45E-06			

Caso III: colonna di tir affiancata a colonna di auto

	Nodo	Ex	Ey	Ez	Δ Ex (%)	Δ Ey (%)	Δ Ez (%)
Iyy ridotta	171	5,72E-05	-1,04E-07	7,28E-06	-0,77	-3,00	2,50
	109	4,41E-05	-1,58E-07	-2,00E-07	-3,89	-5,74	-1553,02
	47	3,90E-05	-1,07E-07	-6,65E-06	-32,00	-6,31	9,43
Modello privo di danneggiamenti	171	5,68E-05	-1,01E-07	7,46E-06			
	109	4,24E-05	-1,50E-07	1,21E-08			
	47	2,95E-05	-1,01E-07	-7,35E-06			

Anche in questo caso, avendo la trave centrale rigidità inferiore, le deformazioni sono maggiori.

8.2.4. Analisi dinamica: confronto frequenze e periodi propri

Modello privo di masse applicate

Iyy RIDOTTA				MODELLO PRIVO DI DANNEGGIAMENTI					
Mode	Eigenvalue	F	T	Mode	Eigenvalue	f	T	Δf	ΔT
-	-	Hz	s	-	-	Hz	s	%	%
1	316,885	2,833	0,353	1	340,776	2,938	0,340	3,569	-3,701
2	446,229	3,362	0,297	2	460,703	3,416	0,293	1,583	-1,609
3	2692,080	8,258	0,121	3	2705,990	8,279	0,121	0,257	-0,258
4	4106,070	10,198	0,098	4	4143,730	10,245	0,098	0,456	-0,458
5	4615,330	10,812	0,092	5	4662,440	10,867	0,092	0,506	-0,509
6	10285,700	16,141	0,062	6	10411,600	16,240	0,062	0,606	-0,610
7	13121,200	18,231	0,055	7	13388,000	18,415	0,054	1,002	-1,012
8	16572,600	20,489	0,049	8	16624,600	20,521	0,049	0,156	-0,157
9	18062,900	21,390	0,047	9	18100,300	21,412	0,047	0,104	-0,103
10	18622,000	21,719	0,046	10	18386,100	21,581	0,046	-0,639	0,635
11	19784,700	22,386	0,045	11	19804,400	22,398	0,045	0,050	-0,050
12	20916,700	23,018	0,043	12	20887,200	23,002	0,043	-0,070	0,070
13	21187,800	23,167	0,043	13	21186,100	23,166	0,043	-0,004	0,004
14	23523,900	24,410	0,041	14	23522,300	24,410	0,041	-0,003	0,003
15	24467,200	24,895	0,040	15	23955,800	24,633	0,041	-1,062	1,051
16	26993,000	26,148	0,038	16	26726,600	26,019	0,038	-0,497	0,495
17	27517,300	26,401	0,038	17	27341,600	26,317	0,038	-0,321	0,320
18	30002,600	27,568	0,036	18	30027,100	27,579	0,036	0,041	-0,041
19	31269,400	28,144	0,036	19	31617,500	28,300	0,035	0,552	-0,555
20	34128,700	29,402	0,034	20	33766,300	29,246	0,034	-0,535	0,533

Modello con tir in mezzeria (m=40 ton)

Iyy RIDOTTA				MODELLO PRIVO DI DANNEGGIAMENTI					
Mode	Eigenvalue	f	T	Mode	Eigenvalue	f	T	Δf	ΔT
-	-	Hz	s	-	-	Hz	s	%	%
1	272,645	2,628	0,381	1	295,251	2,735	0,366	3,905	-4,063
2	371,431	3,067	0,326	2	384,083	3,119	0,321	1,661	-1,689
3	2605,210	8,123	0,123	3	2616,590	8,141	0,123	0,218	-0,218
4	3889,420	9,926	0,101	4	3930,860	9,978	0,100	0,528	-0,531
5	3946,100	9,998	0,100	5	3948,100	10,000	0,100	0,025	-0,025
6	4574,660	10,765	0,093	6	4626,110	10,825	0,092	0,558	-0,561
7	9583,560	15,581	0,064	7	9708,600	15,682	0,064	0,646	-0,650
8	13255,400	18,324	0,055	8	13460,300	18,465	0,054	0,764	-0,770
9	16423,200	20,396	0,049	9	16475,400	20,429	0,049	0,159	-0,159

10	17976,800	21,339	0,047	10	18024,900	21,368	0,047	0,133	-0,134
11	18657,700	21,740	0,046	11	18475,300	21,633	0,046	-0,492	0,490
12	19178,900	22,041	0,045	12	19371,100	22,151	0,045	0,497	-0,500
13	20941,200	23,031	0,043	13	20797,900	22,953	0,044	-0,344	0,343
14	21142,100	23,142	0,043	14	21143,000	23,142	0,043	0,003	-0,002
15	22043,800	23,630	0,042	15	21360,700	23,261	0,043	-1,586	1,562
16	23361,900	24,326	0,041	16	23375,100	24,333	0,041	0,028	-0,028
17	25337,400	25,334	0,039	17	25535,300	25,433	0,039	0,388	-0,390
18	29531,600	27,350	0,037	18	29487,700	27,330	0,037	-0,075	0,075
19	29849,600	27,497	0,036	19	29911,500	27,526	0,036	0,104	-0,104
20	31272,800	28,145	0,036	20	31601,500	28,293	0,035	0,521	-0,524

Modello con auto in mezzeria (m=2.8 ton)

Iyy RIDOTTA				MODELLO PRIVO DI DANNEGGIAMENTI					
Mode	Eigenvalue	f	T	Mode	Eigenvalue	f	T	Δf	ΔT
-	-	Hz	s	-	-	Hz	s	%	%
1	301,890	2,765	0,362	1	326,310	2,875	0,348	3,815	-3,966
2	433,823	3,315	0,302	2	448,489	3,371	0,297	1,648	-1,676
3	2675,360	8,232	0,121	3	2689,880	8,254	0,121	0,270	-0,271
4	4040,350	10,117	0,099	4	4084,560	10,172	0,098	0,543	-0,546
5	4575,710	10,766	0,093	5	4626,210	10,825	0,092	0,547	-0,550
6	9945,400	15,872	0,063	6	10076,100	15,976	0,063	0,651	-0,655
7	12938,800	18,104	0,055	7	13225,100	18,303	0,055	1,088	-1,100
8	16432,900	20,402	0,049	8	16482,100	20,433	0,049	0,150	-0,150
9	17978,100	21,340	0,047	9	17685,000	21,165	0,047	-0,825	0,819
10	18081,400	21,401	0,047	10	18029,600	21,370	0,047	-0,144	0,143
11	19552,800	22,255	0,045	11	19540,700	22,248	0,045	-0,031	0,031
12	20259,500	22,654	0,044	12	20348,400	22,703	0,044	0,218	-0,219
13	21142,000	23,142	0,043	13	21133,000	23,137	0,043	-0,022	0,022
14	21979,900	23,596	0,042	14	21864,600	23,534	0,042	-0,263	0,263
15	23398,900	24,346	0,041	15	23359,300	24,325	0,041	-0,085	0,085
16	24152,100	24,734	0,040	16	23679,300	24,491	0,041	-0,993	0,984
17	26620,600	25,967	0,039	17	26550,200	25,933	0,039	-0,132	0,132
18	29821,400	27,484	0,036	18	29834,200	27,490	0,036	0,021	-0,021
19	30342,400	27,723	0,036	19	30518,800	27,804	0,036	0,290	-0,290
20	31577,700	28,282	0,035	20	31805,400	28,384	0,035	0,359	-0,360

In tutte le situazioni, la struttura con danneggiamento risulta più flessibile, per cui ha un periodo di oscillazione superiore e una frequenza propria inferiore rispetto al modello ideale.

8.2.5. Analisi transitorio dinamico: variazioni spostamenti e accelerazioni in mezzzeria

Corsia centrale

Nodo 109

			ΔA_i (%)
I yy RIDOTTA	Ax max (m/s ²)	1,14E-02	-21,78
	Ax min (m/s ²)	-1,14E-02	4,46
	AY max (m/s ²)	1,44E-02	-251,33
	AY min (m/s ²)	-1,41E-02	-160,99
	AZ max (m/s ²)	5,72E-02	3,12
	AZ min (m/s ²)	-6,78E-02	-22,96
Modello privo di DANNEGGIAMENTI	Ax max (m/s ²)	9,39E-03	
	Ax min (m/s ²)	-1,20E-02	
	AY max (m/s ²)	4,10E-03	
	AY min (m/s ²)	-5,40E-03	
	AZ max (m/s ²)	5,90E-02	
	AZ min (m/s ²)	-5,51E-02	

Nodo 171

			ΔA_i (%)
I yy RIDOTTA	Ax max (m/s ²)	1,18E-02	80,07
	Ax min (m/s ²)	-1,14E-02	80,05
	AY max (m/s ²)	1,49E-02	-130,06
	AY min (m/s ²)	-1,57E-02	-108,15
	AZ max (m/s ²)	5,36E-02	-454,54
	AZ min (m/s ²)	-6,73E-02	-465,63
Modello privo di DANNEGGIAMENTI	Ax max (m/s ²)	5,94E-02	
	Ax min (m/s ²)	-5,71E-02	
	AY max (m/s ²)	6,47E-03	
	AY min (m/s ²)	-7,53E-03	
	AZ max (m/s ²)	9,67E-03	
	AZ min (m/s ²)	-1,19E-02	

Nodo 47

			ΔA_i (%)
I yy RIDOTTA	Ax max (m/s ²)	1,15E-02	80,61
	Ax min (m/s ²)	-1,15E-02	78,77
	AY max (m/s ²)	1,49E-02	-111,39
	AY min (m/s ²)	-1,47E-02	-84,90
	AZ max (m/s ²)	6,34E-02	-575,21
	AZ min (m/s ²)	-7,16E-02	-497,78
Modello privo di DANNEGGIAMENTI	Ax max (m/s ²)	5,91E-02	
	Ax min (m/s ²)	-5,40E-02	
	AY max (m/s ²)	7,05E-03	
	AY min (m/s ²)	-7,94E-03	
	AZ max (m/s ²)	9,38E-03	
	AZ min (m/s ²)	-1,20E-02	

Spostamenti in mezzeria

		DZ dinamico	Δdz
		mm	%
Iyy RIDOTTA	Nodo 171	-3,370	-2,186
	Nodo 109	-3,560	-8,296
	Nodo 47	-3,769	-16,073
Modello privo di danneggiamenti	Nodo 171	-3,298	
	Nodo 109	-3,288	
	Nodo 47	-3,247	

Corsia eccentrica

Nodo 109

			ΔA_i (%)
Iyy RIDOTTA	Ax max (m/s ²)	1,13E-01	15,85
	Ax min (m/s ²)	-9,49E-02	49,85
	AY max (m/s ²)	5,95E-01	0,67
	AY min (m/s ²)	-6,82E-01	2,93
	AZ max (m/s ²)	1,87E-01	-74,79
	AZ min (m/s ²)	-1,84E-01	-92,53
Modello privo di DANNEGGIAMENTI	Ax max (m/s ²)	1,34E-01	
	Ax min (m/s ²)	-1,89E-01	
	AY max (m/s ²)	5,99E-01	

AY min (m/s ²)	-7,03E-01
AZ max (m/s ²)	1,07E-01
AZ min (m/s ²)	-9,56E-02

Nodo 171

			Δ Ai (%)
Iyy RIDOTTA	Ax max (m/s ²)	7,15E-02	64,07
	Ax min (m/s ²)	-4,99E-02	81,51
	AY max (m/s ²)	8,26E-01	3,98
	AY min (m/s ²)	-9,26E-01	-8,04
	AZ max (m/s ²)	1,59E-01	-123,52
	AZ min (m/s ²)	-2,90E-01	-411,51
Modello privo di DANNEGGIAMENTI	Ax max (m/s ²)	1,99E-01	
	Ax min (m/s ²)	-2,70E-01	
	AY max (m/s ²)	8,60E-01	
	AY min (m/s ²)	-8,57E-01	
	AZ max (m/s ²)	7,10E-02	
	AZ min (m/s ²)	-5,67E-02	

Nodo 47

			Δ Ai (%)
Iyy RIDOTTA	Ax max (m/s ²)	6,10E-02	56,63
	Ax min (m/s ²)	-8,40E-02	42,06
	AY max (m/s ²)	8,24E-01	-140,70
	AY min (m/s ²)	-8,00E-01	-81,76
	AZ max (m/s ²)	1,58E-01	-125,17
	AZ min (m/s ²)	-1,79E-01	-67,23
Modello privo di DANNEGGIAMENTI	Ax max (m/s ²)	1,41E-01	
	Ax min (m/s ²)	-1,45E-01	
	AY max (m/s ²)	3,42E-01	
	AY min (m/s ²)	-4,40E-01	
	AZ max (m/s ²)	7,01E-02	
	AZ min (m/s ²)	-1,07E-01	

Spostamenti in mezzzeria

		DZ dinamico	Δdz
		mm	%
Iyy RIDOTTA	Nodo 171	-5,220	0,201
	Nodo 109	-3,406	-3,366
	Nodo 47	-1,758	-12,403
Modello privo di danneggiamenti	Nodo 171	-5,230	
	Nodo 109	-3,295	
	Nodo 47	-1,564	

Come nel caso statico, gli abbassamenti sono maggiori nel modello con la trave di ridotta rigidità; per la stessa motivazione, anche le accelerazioni sono maggiori.

8.2.6. Analisi transitorio dinamico: variazioni rotazioni agli appoggi

Corsia centrale

		Rotazioni agli appoggi (DINAMICA)						
		Nodo	THX max	THY max	THZ max	Δ THX	Δ THY	Δ THZ
		-	rad	rad	rad	%	%	%
Iyy RIDOTTA	Appoggio 1 sx	156	1,41E-06	2,51E-04	6,88E-08	-102,14	-4,29	98,59
	Appoggio 2 sx	94	7,31E-07	2,53E-04	2,72E-06	-679,30	-5,73	-79,13
	Appoggio 3 sx	32	1,74E-08	2,53E-04	4,45E-06	97,31	-7,15	-421,74
	Appoggio 1 dx	186	8,17E-07	-2,42E-04	-1,47E-06	-22,02	-0,89	67,56
	Appoggio 2 dx	124	1,38E-07	-2,49E-04	-3,21E-06	-99,76	-5,08	-110,85
	Appoggio 3 dx	62	-5,58E-07	-2,56E-04	-5,46E-06	14,72	-8,86	-419,61
Modello privo di DANNEGGIAMENTI	Appoggio 1 sx	156	6,99E-07	2,40E-04	-4,87E-06			
	Appoggio 2 sx	94	9,38E-08	2,39E-04	-1,52E-06			
	Appoggio 3 sx	32	-6,47E-07	2,36E-04	-8,53E-07			
	Appoggio 1 dx	186	6,69E-07	-2,39E-04	4,52E-06			
	Appoggio 2 dx	124	6,93E-08	-2,37E-04	1,52E-06			
	Appoggio 3 dx	62	-6,55E-07	-2,35E-04	1,05E-06			

Corsia eccentrica

		Rotazioni agli appoggi (DINAMICA)						
		Nodo	THX max	THY max	THZ max	Δ THX	Δ THY	Δ THZ
		-	Rad	rad	rad	%	%	%
Iyy RIDOTTA	Appoggio 1 sx	156	-8,00E-06	2,92E-04	-7,20E-05	1,01	-1,08	3,23
	Appoggio 2 sx	94	-8,70E-06	2,46E-04	-5,66E-05	0,77	-1,90	2,85

	Appoggio 3 sx	32	-9,32E-06	1,99E-04	-6,98E-05	0,77	-3,15	2,31
	Appoggio 1 dx	186	1,76E-06	-3,87E-04	8,99E-05	18,02	0,40	2,59
	Appoggio 2 dx	124	1,08E-06	-2,41E-04	6,73E-05	26,07	-0,86	2,41
	Appoggio 3 dx	62	5,66E-07	-9,69E-05	8,92E-05	39,63	-6,20	1,69
Modello privo di DANNEGGIAMENTI	Appoggio 1 sx	156	-8,08E-06	2,89E-04	-7,44E-05			
	Appoggio 2 sx	94	-8,77E-06	2,42E-04	-5,83E-05			
	Appoggio 3 sx	32	-9,39E-06	1,93E-04	-7,15E-05			
	Appoggio 1 dx	186	2,15E-06	-3,89E-04	9,23E-05			
	Appoggio 2 dx	124	1,46E-06	-2,39E-04	6,90E-05			
	Appoggio 3 dx	62	9,37E-07	-9,12E-05	9,07E-05			

Anche le rotazioni, presentano delle grosse variazioni, con valori anche di 2 ordini di grandezza superiori nella situazione danneggiata.

8.2.7. Analisi transitorio dinamico: confronto deformazioni in mezzeria

Corsia centrata

	Nodo 109	Nodo 171	Nodo 47
Iyy RIDOTTA	-1,27599E-05	-1,6882E-05	-1,944E-05
Modello privo di danneggiamenti	-1,21394E-05	-1,2143E-05	-1,374E-05
$\Delta\epsilon$ (%)	-5,112	-39,027	-41,485

Corsia laterale

	Nodo 109	Nodo 171	Nodo 47
Iyy RIDOTTA	-3,35E-06	-8,21E-06	-3,72E-06
Modello privo di danneggiamenti	-1,69E-05	-2,84E-05	-5,40E-06
$\Delta\epsilon$ (%)	80,135	71,064	31,079

Le deformazioni in campo dinamico, seguono le stesse considerazioni del caso statico: rigidezza inferiore causa tensioni maggiori.

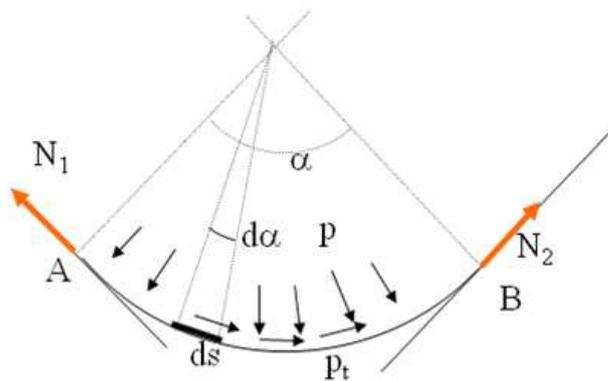
8.3. Modello con perdita di precompressione di un cavo

Dalle relazioni di calcolo del 1967 è possibile ricavare il valore delle tensioni dell'acciaio utilizzato per la precompressione. Le travi longitudinali sono caratterizzate da 8 trefoli posti in posizione differente a seconda della sezione considerata lungo il suo sviluppo. In particolare:

- 5 trefoli di dimensione $32\Phi 7$;
- 3 trefoli di dimensione $42\Phi 7$.

L'effetto di precompressione offerto dai cavi può essere schematizzato come un carico distribuito sulla trave diretto verso l'alto indicando come la presenza di cavi pretesi riduca la deformazione dell'elemento e consenta di ritardare la fessurazione del calcestruzzo.

Il carico da applicare è determinato attraverso il metodo del cavo equivalente e dipende dalla disposizione dell'armatura nella trave.



$$p = \frac{N}{R}$$

Con

N = Sforzo di precompressione

$1/R$ = Curvatura

Figure 8.4: andamento forze su una porzione di cavo di acciaio precompresso

Si ipotizza che, il cavo che perderà lo sforzo di precompressione, sarà il numero 3:

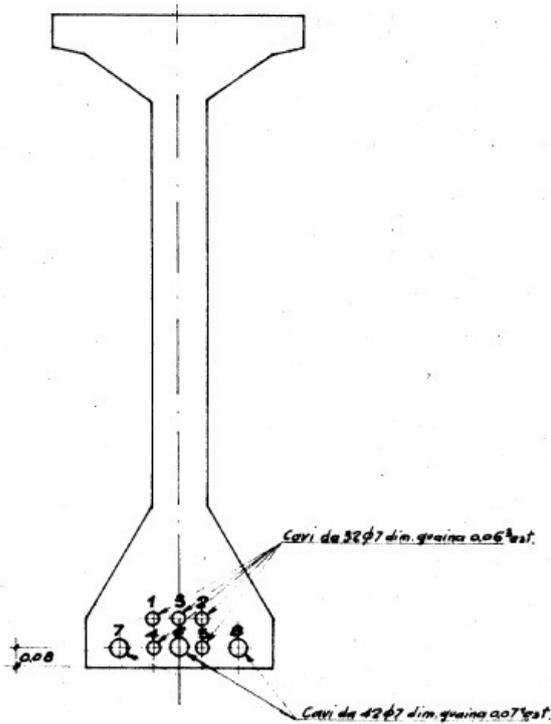


Figure 8.5: disposizione cavi sezione di mezzeria

Dalle relazioni di calcolo del 1967, è stato possibile reperire le posizioni del cavo 3 in 3 sezioni caratteristiche e in particolare: vicino all'appoggio, a 6.40 m dall'appoggio e nella sezione di mezzeria (figura a lato).

Il cavo 3 ha un'area complessiva di:

$$A_{tot} = \frac{7^2}{4} \cdot \pi \cdot 32 = 1231.5 \text{ mm}^2$$

La configurazione del cavo nella lunghezza della trave è:

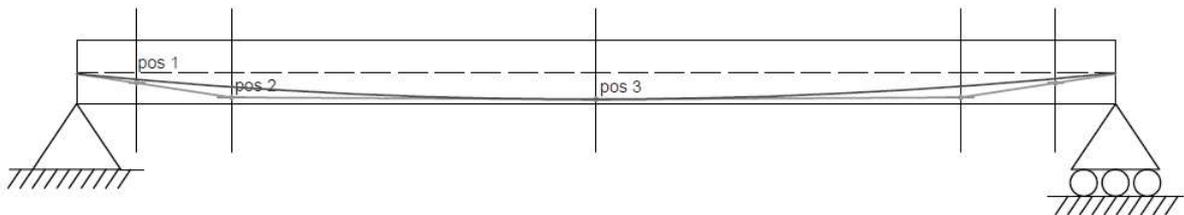


Figure 8.6: andamento tracciato dei cavi all'interno della trave lunga 42,50 m

Tuttavia, per motivi pratici, si semplifica il tracciato del cavo come se fosse parabolico, andando, quindi a considerare il cavo in POS.2 posto a una distanza z dal baricentro della sezione inferiore.

La deviazione angolare tra due punti A e B, rappresentanti gli appoggi della trave, in caso di tracciato parabolico, è definita come:

$$\theta = 8 \cdot \frac{f}{L}$$

In cui f rappresenta la freccia del cavo a $L/2$, in questo caso pari a 1075.2 mm, rappresentativa della distanza tra il baricentro della sezione e la posizione occupata dal cavo nella sezione di mezzeria. Il carico complessivo da applicare è:

$$p = N \cdot 8 \cdot \frac{f}{L^2}$$

La tensione in esercizio a perdite avvenute è 860 N/mm²; la forza di precompressione in esercizio è:

$$N = \sigma_p \cdot A_{tot} = 860 \frac{N}{mm^2} \cdot 1231.5 mm^2 = 1059.1 kN$$

Il carico equivalente:

$$p = 1059.1 \cdot 10^3 N \cdot 8 \cdot \frac{1075.2 mm}{42\,500 mm^2} = 5.04 \frac{N}{mm}$$

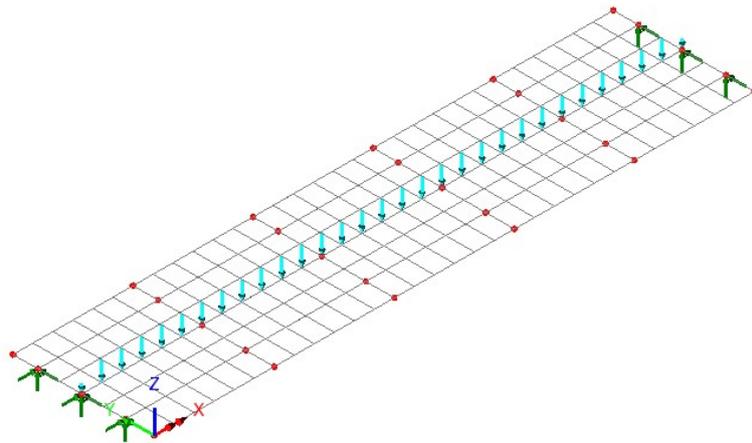


Figure 8.7: Carico equivalente applicato sul modello della singola campata

La situazione da analizzare è quella in cui si ha perdita di precompressione di un cavo, perciò, il carico equivalente verrà applicato sulla trave centrale in direzione gravitazionale.

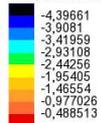
8.3.1. Analisi statica: confronto spostamenti

Caso I: tir in mezzeria della trave centrale

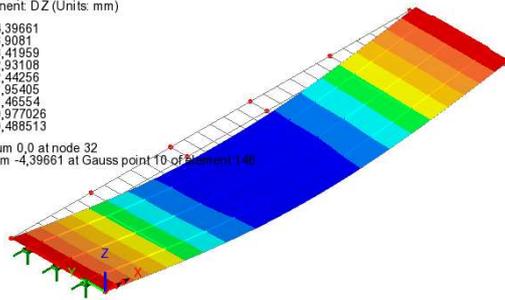
	Nodo	DZ	Δdz
	-	mm	%
Perdita CAVO	171	-4,37306	-34,2541
	109	-4,39629	-34,149
	47	-4,29345	-34,258
Modello privo di danneggiamenti	171	-3,2573	
	109	-3,27717	
	47	-3,19791	

Modello con perdita di precompressione cavo 3

Analysis: Analysis 1
Loadcase: 9 tir mezzeria centrale
Results file: 01_Modello_singola_campata_eigenvalue-Analysis 1.mys
Entity: Displacement
Component: DZ (Units: mm)

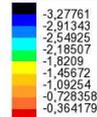


Maximum 0,0 at node 32
Minimum -4,39661 at Gauss point 10 of element 146

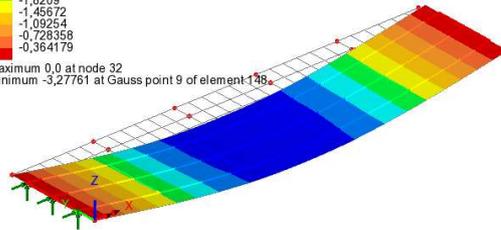


Modello privo di danneggiamenti

Analysis: Analysis 1
Loadcase: 9 tir mezzeria centrale
Results file: 01_Modello_singola_campata_eigenvalue-Analysis 1.mys
Entity: Displacement
Component: DZ (Units: mm)



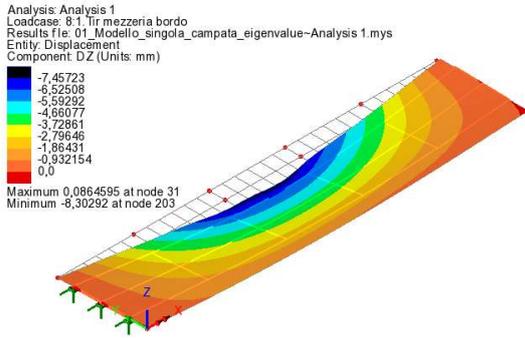
Maximum 0,0 at node 32
Minimum -3,27761 at Gauss point 9 of element 146



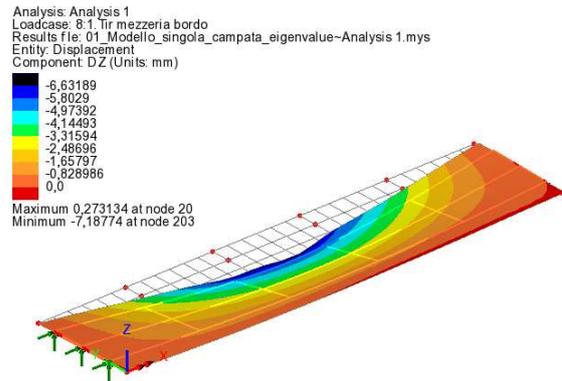
Caso II: tir in mezzeria della trave di bordo

	Nodo	DZ	Δdz
	-	mm	%
Perdita CAVO	171	-6,53257	-20,5981
	109	-4,37251	-34,3986
	47	-2,27671	-92,7488
Modello privo di danneggiamenti	171	-5,41681	
	109	-3,25339	
	47	-1,18118	

Modello con perdita di cavo di precompressione



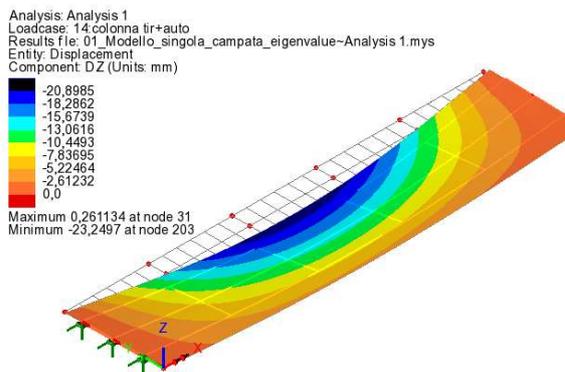
Modello privo di danneggiamenti



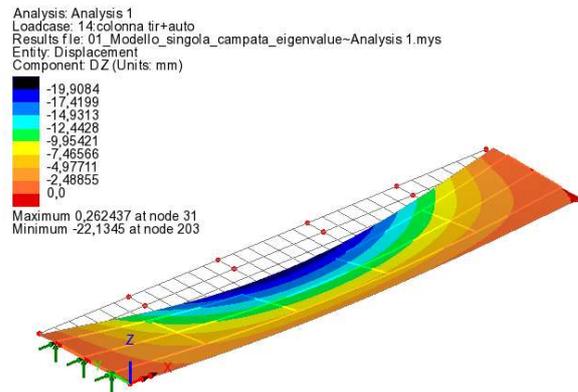
Caso III: colonna di tir affiancata a colonna di auto

	Nodo	DZ	Δdz
	-	mm	%
Perdita CAVO	171	-19,6787	-6,01091
	109	-13,8285	-8,80529
	47	-8,05728	-15,7364
Modello privo di danneggiamenti	171	-18,5629	
	109	-12,7094	
	47	-6,96175	

Modello con perdita di precompressione cavo 3



Modello privo di danneggiamenti



Avendo incrementato il carico, anche gli abbassamenti sono aumentati, rispetto alla situazione con cavo integro.

8.3.2. Analisi statica: confronto rotazioni massime agli appoggi

Caso I: tir su trave centrale posto a $x=17.5$ m

		Rotazioni agli appoggi						
		Nodo	THX	THY	THZ	Δ THX	Δ THY	Δ THZ
		-	rad	rad	rad	%	%	%
Perdita CAVO	Appoggio 1 sx	156	7,89E-07	3,12E-04	-3,67E-06	-65,77	-35,43	-9,54
	Appoggio 2 sx	94	-7,36E-08	3,10E-04	-2,93E-06	-34,79	-35,69	-34,95
	Appoggio 3 sx	32	-1,11E-06	3,06E-04	-3,14E-06	-55,46	-35,44	-84,91
	Appoggio 1 dx	186	6,48E-07	-2,90E-04	3,09E-06	-71,31	-38,80	-12,07
	Appoggio 2 dx	124	-6,33E-08	-2,89E-04	2,72E-06	-38,67	-40,14	-38,87
	Appoggio 3 dx	62	-9,12E-07	-2,85E-04	3,20E-06	-61,88	-38,79	-81,25
Modello privo di danneggiamenti	Appoggio 1 sx	156	4,76E-07	2,30E-04	-3,35E-06			
	Appoggio 2 sx	94	-5,46E-08	2,29E-04	-2,17E-06			
	Appoggio 3 sx	32	-7,11E-07	2,26E-04	-1,70E-06			
	Appoggio 1 dx	186	3,78E-07	-2,09E-04	2,76E-06			
	Appoggio 2 dx	124	-4,56E-08	-2,06E-04	1,96E-06			
	Appoggio 3 dx	62	-5,63E-07	-2,05E-04	1,76E-06			

Caso II: tir su trave di bordo posto a $x=17.5$ m

		Rotazioni agli appoggi						
		Nodo	THX	THY	THZ	Δ THX	Δ THY	Δ THZ
		-	rad	rad	rad	%	%	%
Perdita CAVO	Appoggio 1 sx	156	-9,01E-06	3,67E-04	-7,97E-05	3,36	-28,63	-0,40
	Appoggio 2 sx	94	-9,99E-06	3,13E-04	-6,45E-05	-0,19	-35,23	-1,19
	Appoggio 3 sx	32	-1,09E-05	2,57E-04	-8,07E-05	-3,74	-45,45	-1,82
	Appoggio 1 dx	186	3,93E-06	-4,21E-04	8,46E-05	-7,37	-23,84	-0,39
	Appoggio 2 dx	124	3,25E-06	-2,92E-04	6,52E-05	0,54	-39,65	-1,18
	Appoggio 3 dx	62	2,46E-06	-1,58E-04	8,52E-05	12,40	-101,11	-1,71
Modello privo di danneggiamenti	Appoggio 1 sx	156	-9,32E-06	2,85E-04	-7,93E-05			
	Appoggio 2 sx	94	-9,97E-06	2,31E-04	-6,38E-05			
	Appoggio 3 sx	32	-1,06E-05	1,76E-04	-7,93E-05			
	Appoggio 1 dx	186	3,66E-06	-3,40E-04	8,43E-05			
	Appoggio 2 dx	124	3,26E-06	-2,09E-04	6,44E-05			
	Appoggio 3 dx	62	2,81E-06	-7,86E-05	8,37E-05			

Caso III: Tir su trave centrale posto a $x=24.5$ m

		Rotazioni agli appoggi						
		Nodo	THX	THY	THZ	Δ THX	Δ THY	Δ THZ
		-	rad	rad	rad	%	%	%
Perdita CAVO	Appoggio 1 sx	156	6,61E-07	2,87E-04	-3,04E-06	-89,97	-39,65	-11,76
	Appoggio 2 sx	94	-6,78E-08	2,86E-04	-2,69E-06	-38,96	-39,92	-39,20
	Appoggio 3 sx	32	-9,32E-07	2,82E-04	-3,19E-06	-73,37	-39,66	-82,11
	Appoggio 1 dx	186	7,60E-07	-3,11E-04	3,73E-06	-54,96	-35,16	-9,81
	Appoggio 2 dx	124	-7,01E-08	-3,11E-04	2,94E-06	-33,65	-36,25	-34,97
	Appoggio 3 dx	62	-1,07E-06	-3,06E-04	3,11E-06	-48,18	-35,17	-85,33
Modello privo di danneggiamenti	Appoggio 1 sx	156	3,48E-07	2,06E-04	-2,72E-06			
	Appoggio 2 sx	94	-4,88E-08	2,04E-04	-1,93E-06			
	Appoggio 3 sx	32	-5,38E-07	2,02E-04	-1,75E-06			
	Appoggio 1 dx	186	4,90E-07	-2,30E-04	3,39E-06			
	Appoggio 2 dx	124	-5,25E-08	-2,28E-04	2,18E-06			
	Appoggio 3 dx	62	-7,24E-07	-2,26E-04	1,68E-06			

Caso IV: tir su trave di bordo posto a $x=24.5$ m

		Rotazioni agli appoggi						
		Nodo	THX	THY	THZ	Δ THX	Δ THY	Δ THZ
		-	rad	rad	rad	%	%	%
Perdita CAVO	Appoggio 1 sx	156	-7,94E-06	3,35E-04	-6,94E-05	3,79	-32,26	-0,46
	Appoggio 2 sx	94	-8,63E-06	2,88E-04	-5,58E-05	-0,22	-39,47	-1,38
	Appoggio 3 sx	32	-9,57E-06	2,39E-04	-7,01E-05	-4,30	-50,35	-2,10
	Appoggio 1 dx	186	2,12E-06	-4,79E-04	1,01E-04	-14,55	-20,37	-0,33
	Appoggio 2 dx	124	1,14E-06	-3,13E-04	7,68E-05	1,52	-35,95	-1,00
	Appoggio 3 dx	62	3,24E-07	-1,45E-04	1,02E-04	51,86	-121,34	-1,43
Modello privo di danneggiamenti	Appoggio 1 sx	156	-8,25E-06	2,53E-04	-6,91E-05			
	Appoggio 2 sx	94	-8,61E-06	2,07E-04	-5,50E-05			
	Appoggio 3 sx	32	-9,18E-06	1,59E-04	-6,87E-05			
	Appoggio 1 dx	186	1,85E-06	-3,98E-04	1,00E-04			
	Appoggio 2 dx	124	1,16E-06	-2,30E-04	7,61E-05			
	Appoggio 3 dx	62	6,72E-07	-6,55E-05	1,00E-04			

8.3.3. Analisi statica: confronto deformazioni in mezzeria

Caso I: tir in mezzeria della trave centrale

	Nodo	Ex	Ey	Ez	ΔEx	ΔEy	ΔEz
Perdita CAVO	171	1,55E-05	1,69E-07	7,10E-07	-31,60	0,04	-0,19
	109	1,70E-05	-2,08E-10	1,95E-06	-47,63	99,90	-184,03
	47	1,60E-05	-1,69E-07	6,96E-07	-31,63	0,03	-0,11
Modello privo di danneggiamenti	171	1,18E-05	1,69E-07	7,08E-07			
	109	1,15E-05	-2,17E-07	6,87E-07			
	47	1,22E-05	-1,69E-07	6,96E-07			

Caso II: tir in mezzeria della trave di bordo

	Nodo	Ex	Ey	Ez	ΔEx	ΔEy	ΔEz
Perdita CAVO	171	2,36E-05	-1,92E-07	4,82E-06	-18,63	-0,03	-0,03
	109	1,53E-05	-2,17E-07	6,85E-07	-33,25	0,00	0,32
	47	9,22E-06	-3,81E-08	-2,45E-06	-71,46	0,14	0,03
Modello privo di danneggiamenti	171	1,99E-05	-1,92E-07	4,82E-06			
	109	1,15E-05	-2,17E-07	6,87E-07			
	47	5,38E-06	-3,81E-08	-2,45E-06			

Caso III: colonna di tir affiancata a colonna di auto

	Nodo	Ex	Ey	Ez	ΔEx	ΔEy	ΔEz
Perdita CAVO	171	6,05E-05	-1,01E-07	7,46E-06	-6,54	-0,07	-0,02
	109	4,62E-05	-1,50E-07	9,94E-09	-9,03	-0,01	17,91
	47	3,34E-05	-1,01E-07	-7,34E-06	-13,02	0,05	0,01
Modello privo di danneggiamenti	171	5,68E-05	-1,01E-07	7,46E-06			
	109	4,24E-05	-1,50E-07	1,21E-08			
	47	2,95E-05	-1,01E-07	-7,35E-06			

Come nel caso degli abbassamenti, anche rotazioni e deformazioni sono maggiori nel modello con cavo danneggiato, in quanto viene applicato un carico maggiore.

8.3.4. Analisi dinamica: confronto frequenze e periodi propri

Durante l'analisi modale di un elemento strutturale o di un modello tridimensionale, entrano in gioco la massa e la rigidità, secondo l'equazione caratteristica della dinamica:

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = 0$$

Per determinare forme modali, frequenze e periodi propri non intervengono forze esterne le quali non rientrano nell'analisi. Per simulare l'effetto generato dal carico equivalente, in un procedimento approssimato, si determina un valore di densità aggiuntiva da distribuire lungo la trave centrale, generando un aumento di massa che contribuirà a eventuali variazioni.

$$\Delta\rho = \frac{p}{A_{sezione}} = \frac{5.04 \cdot \frac{10^3 N}{m}}{0.9673 m^2} = 521.03 \frac{kg}{m^3}$$

Per cui:

$$\rho = 2.54 \cdot 10^3 + 0.521 \cdot 10^3 = 3.069 \frac{kg}{m^3}$$

Modello privo di masse applicate

Perdita CAVO				MODELLO PRIVO DI DANNEGGIAMENTI					
Mode	Eigenvalue	F	T	Mode	Eigenvalue	f	T	Δf	ΔT
-	-	Hz	s	-	-	Hz	s	%	%
1	330,481	2,893	0,346	1	340,776	2,938	0,340	1,522	-1,546
2	450,425	3,378	0,296	2	460,703	3,416	0,293	1,122	-1,134
3	2666,020	8,218	0,122	3	2705,990	8,279	0,121	0,741	-0,747
4	4022,780	10,095	0,099	4	4143,730	10,245	0,098	1,470	-1,492
5	4576,710	10,767	0,093	5	4662,440	10,867	0,092	0,923	-0,932
6	10122,900	16,013	0,062	6	10411,600	16,240	0,062	1,396	-1,416
7	13244,600	18,316	0,055	7	13388,000	18,415	0,054	0,537	-0,540
8	16310,800	20,326	0,049	8	16624,600	20,521	0,049	0,949	-0,958
9	17918,800	21,305	0,047	9	18100,300	21,412	0,047	0,503	-0,505
10	18096,000	21,410	0,047	10	18386,100	21,581	0,046	0,792	-0,798
11	19656,800	22,314	0,045	11	19804,400	22,398	0,045	0,373	-0,375
12	20745,800	22,924	0,044	12	20887,200	23,002	0,043	0,339	-0,340
13	21058,200	23,096	0,043	13	21186,100	23,166	0,043	0,302	-0,303
14	23243,600	24,265	0,041	14	23522,300	24,410	0,041	0,594	-0,598
15	23646,200	24,474	0,041	15	23955,800	24,633	0,041	0,648	-0,653

16	24687,800	25,007	0,040	16	26726,600	26,019	0,038	3,890	-4,047
17	26175,000	25,749	0,039	17	27341,600	26,317	0,038	2,156	-2,204
18	27488,200	26,387	0,038	18	30027,100	27,579	0,036	4,321	-4,516
19	28617,300	26,924	0,037	19	31617,500	28,300	0,035	4,863	-5,112
20	29988,400	27,561	0,036	20	33766,300	29,246	0,034	5,760	-6,112

Modello con tir in mezzeria (m=40 ton)

Perdita CAVO				MODELLO PRIVO DI DANNEGGIAMENTI					
Mode	Eigenvalue	f	T	Mode	Eigenvalue	f	T	Δf	ΔT
-	-	Hz	s	-	-	Hz	s	%	%
1	287,211	2,697	0,371	1	295,251	2,735	0,366	1,371	-1,390
2	376,615	3,089	0,324	2	384,083	3,119	0,321	0,977	-0,987
3	2584,660	8,091	0,124	3	2616,590	8,141	0,123	0,612	-0,615
4	3820,750	9,838	0,102	4	3930,860	9,978	0,100	1,410	-1,431
5	3876,170	9,909	0,101	5	3948,100	10,000	0,100	0,915	-0,923
6	4540,980	10,725	0,093	6	4626,110	10,825	0,092	0,925	-0,933
7	9446,000	15,468	0,065	7	9708,600	15,682	0,064	1,361	-1,380
8	13352,600	18,391	0,054	8	13460,300	18,465	0,054	0,401	-0,403
9	16162,900	20,234	0,049	9	16475,400	20,429	0,049	0,953	-0,962
10	17858,300	21,269	0,047	10	18024,900	21,368	0,047	0,463	-0,465
11	18246,200	21,498	0,047	11	18475,300	21,633	0,046	0,622	-0,626
12	19140,100	22,019	0,045	12	19371,100	22,151	0,045	0,598	-0,602
13	20652,600	22,872	0,044	13	20797,900	22,953	0,044	0,350	-0,351
14	21019,400	23,074	0,043	14	21143,000	23,142	0,043	0,293	-0,294
15	21183,000	23,164	0,043	15	21360,700	23,261	0,043	0,417	-0,418
16	23090,300	24,184	0,041	16	23375,100	24,333	0,041	0,611	-0,615
17	24965,600	25,147	0,040	17	25535,300	25,433	0,039	1,122	-1,135
18	26967,700	26,136	0,038	18	29487,700	27,330	0,037	4,368	-4,568
19	27431,800	26,360	0,038	19	29911,500	27,526	0,036	4,235	-4,422
20	28630,600	26,930	0,037	20	31601,500	28,293	0,035	4,817	-5,060

Modello con auto in mezzeria (m=2.8 ton)

Perdita CAVO				MODELLO PRIVO DI DANNEGGIAMENTI					
Mode	Eigenvalue	f	T	Mode	Eigenvalue	f	T	Δf	ΔT
-	-	Hz	s	-	-	Hz	s	%	%
1	316,538	2,832	0,353	1	326,310	2,875	0,348	1,509	-1,532
2	438,531	3,333	0,300	2	448,489	3,371	0,297	1,116	-1,129
3	2650,650	8,194	0,122	3	2689,880	8,254	0,121	0,732	-0,737

4	3965,640	10,023	0,100	4	4084,560	10,172	0,098	1,467	-1,488
5	4540,510	10,724	0,093	5	4626,210	10,825	0,092	0,930	-0,939
6	9796,720	15,753	0,063	6	10076,100	15,976	0,063	1,396	-1,416
7	13041,200	18,175	0,055	7	13225,100	18,303	0,055	0,698	-0,703
8	16166,300	20,236	0,049	8	16482,100	20,433	0,049	0,963	-0,972
9	16970,200	20,733	0,048	9	17685,000	21,165	0,047	2,042	-2,084
10	17860,700	21,270	0,047	10	18029,600	21,370	0,047	0,469	-0,472
11	19134,100	22,015	0,045	11	19540,700	22,248	0,045	1,045	-1,057
12	20028,000	22,524	0,044	12	20348,400	22,703	0,044	0,790	-0,797
13	20980,400	23,053	0,043	13	21133,000	23,137	0,043	0,361	-0,363
14	21135,400	23,138	0,043	14	21864,600	23,534	0,042	1,681	-1,710
15	23058,600	24,168	0,041	15	23359,300	24,325	0,041	0,645	-0,650
16	23347,000	24,318	0,041	16	23679,300	24,491	0,041	0,704	-0,709
17	25877,600	25,603	0,039	17	26550,200	25,933	0,039	1,275	-1,291
18	27254,800	26,275	0,038	18	29834,200	27,490	0,036	4,421	-4,625
19	27896,400	26,582	0,038	19	30518,800	27,804	0,036	4,393	-4,595
20	28822,900	27,020	0,037	20	31805,400	28,384	0,035	4,804	-5,046

8.3.5. Analisi transitorio dinamico: variazioni spostamenti e accelerazioni in mezzeria

Corsia centrale

Nodo 109

			ΔA_i (%)
Perdita CAVO	Ax max (m/s ²)	9,99E-03	-6,34
	Ax min (m/s ²)	-1,17E-02	1,96
	AY max (m/s ²)	2,98E-03	27,28
	AY min (m/s ²)	-4,06E-03	24,81
	AZ max (m/s ²)	5,73E-02	2,90
	AZ min (m/s ²)	-5,95E-02	-7,92
Modello privo di DANNEGGIAMENTI	Ax max (m/s ²)	9,39E-03	
	Ax min (m/s ²)	-1,20E-02	
	AY max (m/s ²)	4,10E-03	
	AY min (m/s ²)	-5,40E-03	
	AZ max (m/s ²)	5,90E-02	
	AZ min (m/s ²)	-5,51E-02	

Nodo 171

			ΔA_i (%)
Perdita CAVO	Ax max (m/s ²)	1,03E-02	82,64
	Ax min (m/s ²)	-1,17E-02	79,57
	AY max (m/s ²)	7,53E-03	-16,46
	AY min (m/s ²)	-7,21E-03	4,31
	AZ max (m/s ²)	5,76E-02	-495,37
	AZ min (m/s ²)	-6,14E-02	-415,35
Modello privo di DANNEGGIAMENTI	Ax max (m/s ²)	5,94E-02	
	Ax min (m/s ²)	-5,71E-02	
	AY max (m/s ²)	6,47E-03	
	AY min (m/s ²)	-7,53E-03	
	AZ max (m/s ²)	9,67E-03	
	AZ min (m/s ²)	-1,19E-02	

Nodo 47

			ΔA_i (%)
Perdita CAVO	Ax max (m/s ²)	1,01E-02	82,98
	Ax min (m/s ²)	-1,17E-02	78,28
	AY max (m/s ²)	6,46E-03	8,33
	AY min (m/s ²)	-7,08E-03	10,90
	AZ max (m/s ²)	5,73E-02	-511,17
	AZ min (m/s ²)	-5,84E-02	-388,10
Modello privo di DANNEGGIAMENTI	Ax max (m/s ²)	5,91E-02	
	Ax min (m/s ²)	-5,40E-02	
	AY max (m/s ²)	7,05E-03	
	AY min (m/s ²)	-7,94E-03	
	AZ max (m/s ²)	9,38E-03	
	AZ min (m/s ²)	-1,20E-02	

Spostamenti in mezzeria

		DZ dinamico	Δdz
		mm	%
PERDITA CAVO	Nodo 171	-3,312	-0,430
	Nodo 109	-3,305	-0,531

	Nodo 47	-3,260	-0,399
Modello privo di danneggiamenti	Nodo 171	-3,298	
	Nodo 109	-3,288	
	Nodo 47	-3,247	

Corsia eccentrica

Nodo 109

			ΔA_i (%)
PERDITA CAVO	Ax max (m/s ²)	1,24E-01	7,82
	Ax min (m/s ²)	-1,07E-01	43,29
	AY max (m/s ²)	4,16E-01	30,59
	AY min (m/s ²)	-4,88E-01	30,63
	AZ max (m/s ²)	1,31E-01	-22,90
	AZ min (m/s ²)	-1,91E-01	-99,58
Modello privo di DANNEGGIAMENTI	Ax max (m/s ²)	1,34E-01	
	Ax min (m/s ²)	-1,89E-01	
	AY max (m/s ²)	5,99E-01	
	AY min (m/s ²)	-7,03E-01	
	AZ max (m/s ²)	1,07E-01	
	AZ min (m/s ²)	-9,56E-02	

Nodo 171

			ΔA_i (%)
PERDITA CAVO	Ax max (m/s ²)	6,75E-02	66,10
	Ax min (m/s ²)	-4,30E-02	84,07
	AY max (m/s ²)	6,55E-01	23,88
	AY min (m/s ²)	-6,87E-01	19,78
	AZ max (m/s ²)	1,81E-01	-154,31
	AZ min (m/s ²)	-2,50E-01	-341,06
Modello privo di DANNEGGIAMENTI	Ax max (m/s ²)	1,99E-01	
	Ax min (m/s ²)	-2,70E-01	
	AY max (m/s ²)	8,60E-01	
	AY min (m/s ²)	-8,57E-01	
	AZ max (m/s ²)	7,10E-02	
	AZ min (m/s ²)	-5,67E-02	

Nodo 47

			ΔA_i (%)
PERDITA CAVO	Ax max (m/s ²)	6,04E-02	57,07
	Ax min (m/s ²)	-9,92E-02	31,57
	AY max (m/s ²)	3,25E-01	4,98
	AY min (m/s ²)	-3,61E-01	17,98
	AZ max (m/s ²)	1,03E-01	-46,24
	AZ min (m/s ²)	-1,02E-01	4,04
Modello privo di DANNEGGIAMENTI	Ax max (m/s ²)	1,41E-01	
	Ax min (m/s ²)	-1,45E-01	
	AY max (m/s ²)	3,42E-01	
	AY min (m/s ²)	-4,40E-01	
	AZ max (m/s ²)	7,01E-02	
	AZ min (m/s ²)	-1,07E-01	

Spostamenti in mezzeria

		DZ dinamico	Δdz
		mm	%
PERDITA CAVO	Nodo 171	-5,212	0,354
	Nodo 109	-3,310	-0,452
	Nodo 47	-1,567	-0,159
Modello privo di danneggiamenti	Nodo 171	-5,230	
	Nodo 109	-3,295	
	Nodo 47	-1,564	

Nell'analisi dinamica, così come per la statica, gli abbassamenti sono maggiori nel modello danneggiato per via della schematizzazione adottata per il carico equivalente. Anche le accelerazioni sono superiori rispetto al caso ideale.

8.3.6. Analisi transitorio dinamico: variazioni rotazioni agli appoggi

Corsia centrata

		Rotazioni agli appoggi (DINAMICA)						
		Nodo	THX max	THY max	THZ max	Δ THX	Δ THY	Δ THZ
		-	rad	rad	rad	%	%	%
Perdita CAVO	Appoggio 1 sx	156	6,60E-07	2,41E-04	-4,87E-06	5,62	-0,13	-0,08
	Appoggio 2 sx	94	7,49E-08	2,39E-04	-1,53E-06	20,16	-0,09	-0,48
	Appoggio 3 sx	32	-6,44E-07	2,36E-04	-9,97E-07	0,39	-0,11	-16,78
	Appoggio 1 dx	186	6,28E-07	-2,39E-04	4,44E-06	6,16	0,17	1,66
	Appoggio 2 dx	124	4,92E-08	-2,37E-04	1,54E-06	29,03	0,25	-1,50
	Appoggio 3 dx	62	-6,58E-07	-2,35E-04	1,31E-06	-0,53	0,21	-24,60
Modello privo di DANNEGGIAMENTI	Appoggio 1 sx	156	6,99E-07	2,40E-04	-4,87E-06			
	Appoggio 2 sx	94	9,38E-08	2,39E-04	-1,52E-06			
	Appoggio 3 sx	32	-6,47E-07	2,36E-04	-8,53E-07			
	Appoggio 1 dx	186	6,69E-07	-2,39E-04	4,52E-06			
	Appoggio 2 dx	124	6,93E-08	-2,37E-04	1,52E-06			
	Appoggio 3 dx	62	-6,55E-07	-2,35E-04	1,05E-06			

Corsia laterale

		Rotazioni agli appoggi (DINAMICA)						
		Nodo	THX max	THY max	THZ max	Δ THX	Δ THY	Δ THZ
		-	rad	Rad	rad	%	%	%
PERDITA CAVO	Appoggio 1 sx	156	-8,07E-06	2,90E-04	-7,45E-05	0,16	-0,19	-0,02
	Appoggio 2 sx	94	-8,75E-06	2,42E-04	-5,83E-05	0,22	-0,17	0,00
	Appoggio 3 sx	32	-9,37E-06	1,93E-04	-7,17E-05	0,26	-0,17	-0,36
	Appoggio 1 dx	186	2,14E-06	-3,89E-04	9,22E-05	0,71	0,06	0,11
	Appoggio 2 dx	124	1,45E-06	-2,39E-04	6,90E-05	0,65	0,19	-0,03
	Appoggio 3 dx	62	9,29E-07	-9,07E-05	9,10E-05	0,78	0,52	-0,32
Modello privo di DANNEGGIAMENTI	Appoggio 1 sx	156	-8,08E-06	2,89E-04	-7,44E-05			
	Appoggio 2 sx	94	-8,77E-06	2,42E-04	-5,83E-05			
	Appoggio 3 sx	32	-9,39E-06	1,93E-04	-7,15E-05			
	Appoggio 1 dx	186	2,15E-06	-3,89E-04	9,23E-05			
	Appoggio 2 dx	124	1,46E-06	-2,39E-04	6,90E-05			
	Appoggio 3 dx	62	9,37E-07	-9,12E-05	9,07E-05			

Tra i due modelli, le rotazioni sono simili e si hanno piccole variazioni negative nel modello nel quale si ha una perdita di precompressione.

8.3.7. Analisi transitorio dinamico: confronto deformazioni in mezzeria

Corsia centrata

	Nodo 109	Nodo 171	Nodo 47
PERDITA CAVO	-1,09E-05	-1,76E-05	-1,37E-05
Modello privo di danneggiamenti	-1,21E-05	-1,21E-05	-1,37E-05
$\Delta\epsilon_x$ (%)	9,95	-44,6	0,47

Corsia laterale

	Nodo 109	Nodo 171	Nodo 47
PERDITA CAVO	-2,82E-06	-8,60E-06	-2,08E-06
Modello privo di danneggiamenti	-1,69E-05	-2,84E-05	-5,40E-06
$\Delta\epsilon_x$ (%)	83,3	69,7	61,5

Le deformazioni presentano valori superiori nel caso di struttura priva di danneggiamenti.

A seguito delle simulazioni numeriche effettuate sulla struttura danneggiata, si può concludere che il caso peggiore, che provoca maggiori variazioni sia in termini di spostamenti e rotazioni che sulle accelerazioni, è quello in cui risulta una porzione di trave longitudinale fessurata e non reagente, generando una rigidità inferiore sull'intero impalcato.

9. Sensori per il monitoraggio

Una volta effettuate le simulazioni numeriche sul modello agli elementi finiti e, noti i valori di rotazione, spostamenti e accelerazioni attese, è possibile selezionare i sensori più appropriati. Gli strumenti che richiedono uno studio più approfondito sono inclinometri e accelerometri. Per una scelta più accurata occorre tener conto delle diverse tipologie di funzionamento dei sensori e delle caratteristiche fondamentali degli strumenti di misura, quali accuratezza, sensibilità, risoluzione ecc.

9.1. Accelerometri

Questi strumenti di misura sono in grado di rilevare e misurare l'accelerazione in base all'inerzia di una massa sospesa ad una molla. Durante l'accelerazione, la massa si sposta dalla sua posizione iniziale e il sensore trasforma il movimento in un segnale elettrico.

9.1.1. Accelerometri piezoelettrici

Per misurare lo spostamento della massa, sfruttano un segnale elettrico generato da un materiale piezoelettrico quando viene sottoposto a una compressione. Il materiale più usato è il cristallo di quarzo che, posto tra due facce conduttive di un condensatore, fa in modo che, una volta applicata una forza, gli elettroni passino tra le due superfici metalliche e caricandosi, generino il segnale elettrico. La quantità di corrente generata dipende anche dal tipo e dall'orientazione del cristallo di quarzo o altro materiale piezoelettrico utilizzato.

In genere, si possono avere due effetti opposti dipendenti dal tipo di applicazione della forza:

- Effetto longitudinale, in cui la carica generata è data da:

$$Q = F \cdot d$$

Con d la costante piezoelettrica del materiale.

- Effetto trasversale, in cui la carica è generata da:

$$Q = F \cdot d \cdot \frac{b}{a}$$

Il rapporto b/a risulta essere spesso maggiore di 1, perciò la quantità di carica generata sarà maggiore e, di conseguenza, lo strumento sarà più sensibile.

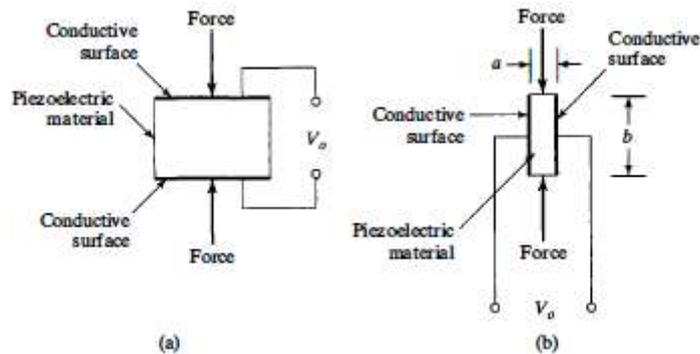


Figure 9.1: schema funzionamento accelerometro piezoelettrico

La tensione elettrica dipende non solo dal materiale piezoelettrico, ma anche dai cavi di collegamento e dall'*input* del condizionatore del segnale, il quale filtra e converte la carica elettrica in tensione.

In queste tipologie di sensori la carica decade nel tempo, anche a causa del condizionatore di segnale, per cui non possono essere usati per misure statiche. In genere, non possono lavorare con frequenze troppo basse. Hanno un'alta banda passante e un'alta sensibilità, ma non possono misurare forze costanti.

9.1.2. Accelerometri che usano elementi sensibili piezoelettrici

Sono costituiti da un contenitore, una massa sismica e un elemento piezoelettrico. Prima dell'utilizzo, si impone una compressione affinché si attivi il meccanismo di carica del piezoelettrico.

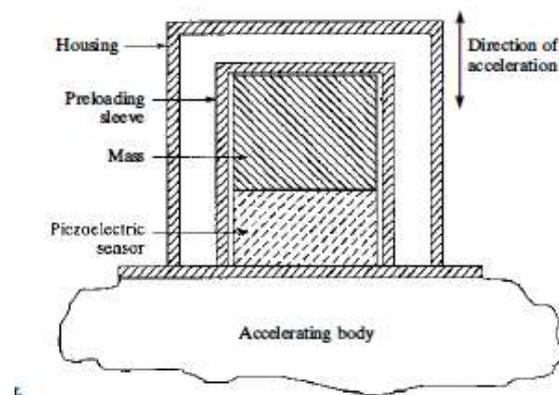


Figure 9.2: schema accelerometri con elementi piezoresistivi

Quando l'accelerometro è soggetto ad un'accelerazione, la forza di precarico varia generando una carica elettrica prelevata con un amplificatore di carica, che la converte in modo proporzionale, in tensione. Le frequenze naturali di questi sensori sono molto alte, sino a 125 kHz, e possono misurare frequenze di 25 kHz. I range di accelerazione arrivano a 1000 g. Unica limitazione è data dalla banda passante, infatti il limite inferiore di frequenza è di 100 Hz. La sensibilità di questa tipologia è bassa e sono soggetti a errori di carico.

9.1.3. Accelerometri con estensimetri

L'elemento che misura lo spostamento della massa non è più il materiale piezoelettrico, ma un estensimetro. Sono costituiti da un'asta a mensola su cui è posta una massa, il tutto inserito in un contenitore di olio che ne smorza le oscillazioni.

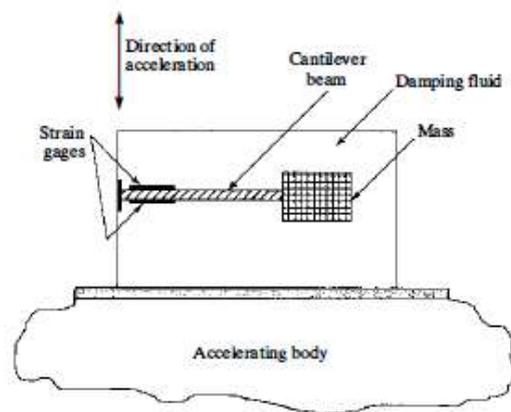


Figure 9.3: schema accelerometro con estensimetri

Il principio di funzionamento è dato dall'oscillazione dell'asta generata dall'accelerazione imposta. La flessione della mensola è misurata attraverso degli estensimetri a semiconduttore. Questi strumenti variano la propria resistenza al variare della resistività del materiale sensibile, al contrario dei classici estensimetri, la cui variazione di resistenza è provocata dal cambiamento di lunghezza o sezione del conduttore. Sono in grado di misurare accelerazioni sino a 1000 g anche costanti. La frequenza propria è bassa e il limite superiore di utilizzo è di qualche centinaio di Hz.

Rispetto agli accelerometri piezoelettrici, hanno una sensibilità maggiore, ma basse frequenze.

9.1.4. Servoaccelerometri

Il sistema è costituito da un'asta al cui estremo è posta una massa, essa è collegata a un motore rotativo. Quando il sensore è sottoposto ad un'accelerazione, la massa viene spostata dalla sua posizione di quiete, si genera una tensione nel circuito, la quale aziona il motore che riporta la massa nella posizione iniziale.

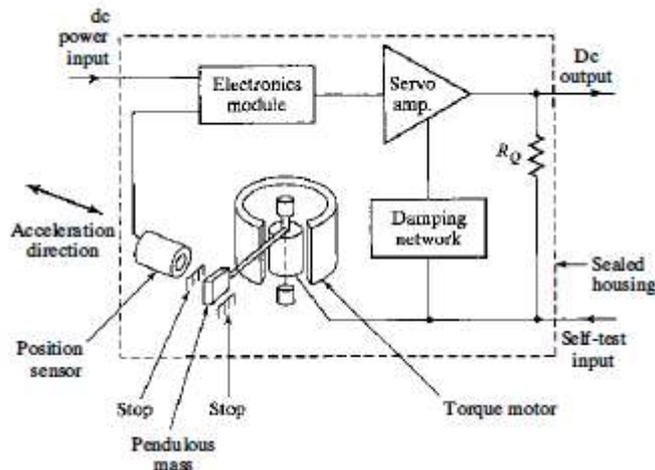


Figure 9.4: schema funzionamento servo-accelerometri

La coppia necessaria a effettuare lo spostamento è proporzionale all'accelerazione applicata al sistema.

Questo sistema è molto accurato e sono, in genere, usati per sistemi di navigazione o nei satelliti. Misurano accelerazioni sino a 50 g e possono rilevare anche accelerazioni angolari. Le frequenze naturali arrivano massimo a 200 Hz, per cui possono misurare anche frequenze basse.

9.1.5. Vibrometri

Sono strumenti usati per misurare le accelerazioni provocate dai terremoti o sui macchinari meccanici. Il sistema è costituito in modo analogo agli accelerometri piezoelettrici e con estensimetro, ma, in questo caso, la massa sismica è più grande e la molla più deformabile. Ne segue che, quando il contenitore è soggetto a un movimento, la massa rimane quasi immobile.

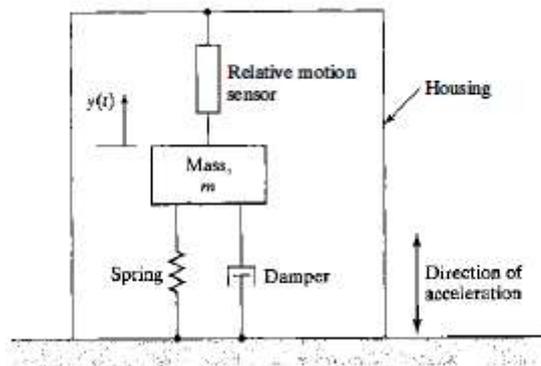


Figure 9.5: schema funzionamento vibrometro

Il movimento relativo, invece, è maggiore e viene rilevato per mezzo di un trasduttore LVDT, per piccoli spostamenti. I vibrometri hanno una frequenza naturale bassa, da 0.1 Hz a qualche unità di Hz, perciò sono indicati nelle situazioni in cui la frequenza del sistema è contenuta e lo spostamento è elevato.

9.1.6. Accelerometri capacitivi²⁷

Sfruttano la variazione di capacità elettrica di un condensatore al variare della distanza tra le armature. Sono molto utilizzati poiché le loro caratteristiche variano a seconda della geometria del sistema e non dal materiale utilizzato, come nel caso dei piezoelettrici.

Il meccanismo è costituito da una piastra mobile posta tra due piastre fisse, il quale genera un condensatore piano con armature parallele in serie.

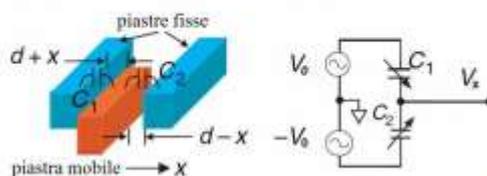


Figure 9.6: meccanismo di funzionamento accelerometro capacitivo

La capacità di ciascun condensatore dipende dalla distanza tra la piastra fissa e mobile, dallo spessore delle armature nonché dal materiale che circonda le piastre.

²⁷ “Linee guida per la qualificazione di accelerometri MEMS”, Tesi di laurea di Nicola Fiorato, Padova, 2014/2015

$$c_1 = c_2 = C_0 = \varepsilon \cdot \frac{l t}{d}$$

Con ε permittività elettrica del mezzo; l lunghezza di sovrapposizione tra le piastre; t spessore e d distanza tra le due piastre a riposo.

Per costituire il sistema utilizzato per il sensore, si riproduce lo schema di base N volte, vincolando le piastre mobili a una massa, il tutto collegato da una molla di rigidezza costante.

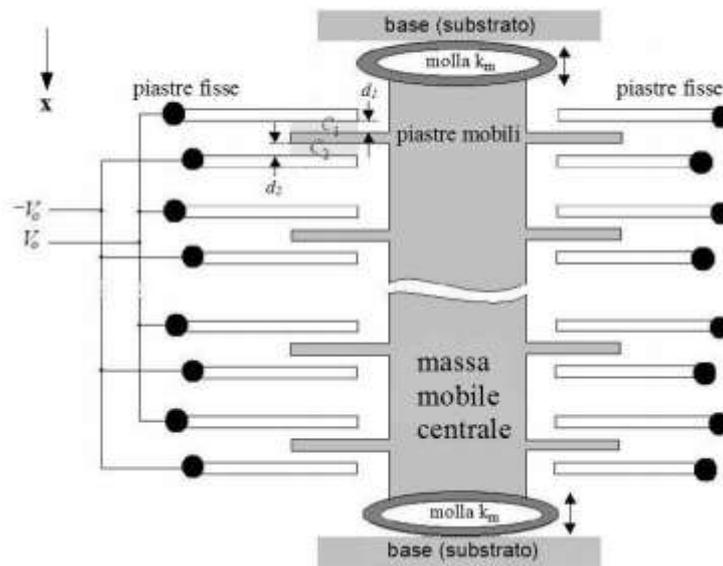


Figure 9.7: schema funzionamento sensore

Data un'accelerazione, la massa mobile si sposta e provoca l'allontanamento di un'armatura e l'avvicinamento dell'altra, generando, quindi, una variazione della capacità.

$$c_1 = \varepsilon \cdot \frac{l t}{d + x}$$

$$c_2 = \varepsilon \cdot \frac{l t}{d - x}$$

Sperimentalmente, si è visto come, per piccoli spostamenti:

$$x \approx \frac{1}{2} \frac{\Delta C}{C_0} d$$

Per cui, l'accelerazione misurata:

$$a = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\Delta C}{C_0} \right) d \cdot \omega_n^2 = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\Delta C}{C_0} \right) d \cdot \frac{k}{m}$$

L'accelerazione è, quindi, proporzionale alla capacità differenziale del sistema.

9.1.7. Accelerometri piezoresistivi

È una variante dell'accelerometro con estensimetro, in cui al posto dell'estensimetro si usano sensori piezoresistivi. Essi sono in grado di misurare gli spostamenti come l'estensimetro, ma hanno allungamenti e sensibilità maggiori.

Generando una forza sul sistema, si ha lo spostamento di atomi, il quale genera una variazione nella resistenza elettrica, R :

$$\frac{dR}{R} = (1 + 2\nu)\varepsilon + \frac{d\rho}{\rho}$$

Con ν coefficiente di Poisson; ε deformazione; ρ resistività elettrica.

Normalizzando con la sensitività per avere un confronto tra materiali, si ottiene la resistenza normalizzata GF :

$$GF = \frac{\left(\frac{dR}{R} \right)}{\varepsilon} = (1 + 2\nu) + \frac{\frac{d\rho}{\rho}}{\varepsilon}$$

I metalli hanno un valore di GF intorno a 2, mentre i semi-conduttori hanno valori più elevati. Difatti, il materiale più utilizzato è il silicio con attenzione alla quantità di drogaggio, influente sulla sensibilità dello strumento.

Il sistema è caratterizzato da una massa attaccata ad una mensola; nella zona di incastro, nella quale le sollecitazioni sono superiori, sono inseriti due piezoresistori che ne misurano la tensione elettrica, proporzionale allo spostamento provocato sul sistema.

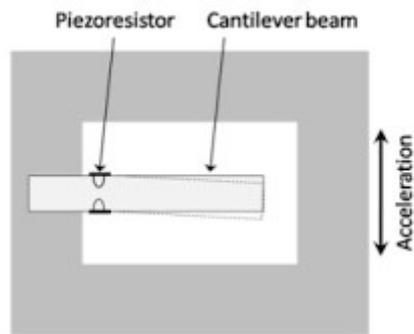


Figure 9.8: schema funzionamento accelerometro piezoresistivo

Gli accelerometri piezoresistivi sono di facile fabbricazione, infatti, in genere, sono costituiti da un telaio di 4 travi simmetriche, in modo da fornire l'accelerazione nelle 3 direzioni.

L'applicazione ideale è per shock o vibrazioni istantanee, in quanto hanno bassa sensibilità.

9.2. Inclinatori

Sono dei sensori utilizzati per misurare l'angolo di inclinazione di una superficie rispetto alla forza gravitazionale. Si utilizzano spesso inclinometri da parete che vengono utilizzati per:

- Monitoraggio strutture danneggiate a seguito di frane o terremoti;
- Controllo rotazioni su diaframmi su scavi;
- Muri di contenimento, ponti e viadotti;
- Torri e campanili.

L'inclinometro è costituito da un contenitore al cui interno è installato il sensore che può essere di tipo elettrolitico biassiale o di tipo micro elettromeccanico MEMS mono o biassiale. Entrambi hanno una buona stabilità termica, ma i secondi consentono anche una linearità del problema. Il fondo scala, in genere, si attesta tra $\pm 2^\circ$ e ± 5 garantendo una buona stabilità e risoluzione. All'interno dello strumento è anche inserito un termometro che consente di valutare l'effetto termico, isolando le sole rotazioni.

9.2.1. Servo-inclinometri²⁸

Il principio di funzionamento è basato sulle misurazioni fornite da un galvanometro elettromeccanico. L'inclinazione è valutata attraverso il momento torcente sul galvanometro generato da una massa sismica per effetto della forza peso. Il sensore di posizione intrinseco fa in modo che il galvanometro torni nella posizione di equilibrio; per cui la corrente è direttamente proporzionale all'angolo di inclinazione.

Il servo-inclinometro è in grado di effettuare misurazioni di angoli molto piccoli, garantendo elevate accuratezze, ripetibilità e ottime risoluzioni.

La massa sismica può essere smorzata se è inserita in un fluido o non smorzata se è a contatto con l'aria; la scelta dipende dal tipo di applicazione e dal livello di vibrazione previsto.

²⁸ <https://it.wikipedia.org/wiki/Servoinclinometro>

9.3. Caratteristiche fondamentali degli strumenti di misura

9.3.1. Il rumore²⁹

I sensori sono componenti elettronici e, come tali, sono soggetti a possibili effetti causati dal rumore (*noise*). Quest'ultimo è definito come l'insieme di segnali indesiderati che sovrappoendosi al segnale utile, provocano una perdita di informazione. Gli errori di misura sono una manifestazione del rumore, il quale provoca anche degli effetti di deriva (*drift*) sulle componenti a bassissima frequenza.

Il rumore si distingue dall'interferenza, in quanto, quest'ultima è causata da circuiti vicini ed è eliminabile, mentre il rumore è generato da meccanismi fisici del circuito stesso e può essere solo ridotto entro certi limiti.

Ad ogni campione di misure viene associata una quantità di informazione, definita entropia H , data da:

$$H = \log_2 n$$

Con n pari al numero di valori che il campione può assumere; perciò, in presenza di rumore, n diminuisce poiché diventa più difficile distinguere i diversi valori, per cui H diminuisce.

Nello studio del rumore è importante valutare il rapporto segnale/rumore (*signal-to-noise ratio*) SNR, definito come il rapporto tra lo scarto quadratico medio delle due grandezze:

$$SNR = \frac{s^2(t)}{n^2(t)}$$

²⁹ "Appunti di Elettronica", G. V. Pallottino, Maggio 2011, Università di Roma Sapienza

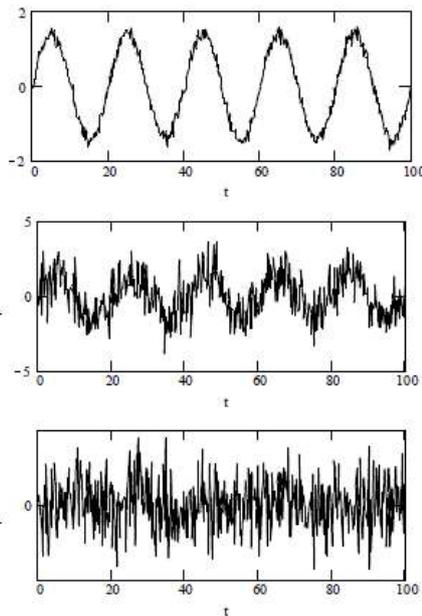


Figure 9.9: somma di una sinusoide e di un rumore per i rapporti 10,1 e 0.1

Dal punto di vista matematico, il rumore viene rappresentato e caratterizzato dalle sue proprietà statistiche, si richiede la conoscenza di infinite funzioni di distribuzione o di densità di probabilità. In genere, il rumore è gaussiano, perciò la funzione densità di probabilità è data da:

$$f_x(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{(x - \mu)^2}{2\sigma^2}\right)$$

Con σ la deviazione standard e μ il valor medio.

La funzione di autocorrelazione tra due campioni generici a una certa distanza di tempo è definita come:

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

La rappresentazione dell'energia di un processo stocastico sull'asse delle frequenze è eseguita con uno spettro di potenza o densità spettrale, ottenuta facendo passare il processo in un filtro passa banda, che consente il passaggio di frequenze in un determinato intervallo e attenua quelle al di fuori, e misurando la varianza in uscita. La funzione di autocorrelazione e la densità di probabilità sono definite in un intervallo temporale che

va da $-\infty$ a $+\infty$, per cui si ottengono spettri bilateri. Tuttavia, nella pratica, si considerano spettri unilaterali. L'unità di misura dello spettro di potenza è data da quella della grandezza misurata al quadrato diviso hertz. Negli spettri di ampiezza invece si adotta la forma sotto radice quadrata.

Tipi di rumore³⁰

Rumore bianco: ha ampiezza costante lungo tutto lo spettro di frequenze e non ha una periodicità nel tempo. Nella realtà non esiste uno spettro uniforme in tutto l'intervallo, ma può esserlo per brevi periodi. È caratterizzato da valor medio nullo e da una matrice di autocorrelazione multiplo dell'identità. In genere è utilizzato per verificare la risposta in sistemi acustici o elettronici.

Rumore rosa: chiamato anche “tremolio”, caratterizzato da una potenza elevata nelle componenti a bassa frequenza, con spettro di potenza del tipo:

$$S_{\omega} = \frac{1}{f^{\alpha}}$$

Con α tra 0.8 e 1.3. Non è possibile definire un valore quadratico medio poiché lo spettro ha un andamento divergente. È difficile ridurre le fluttuazioni, perciò costituisce il limite alla sensibilità delle misure a frequenze più basse.

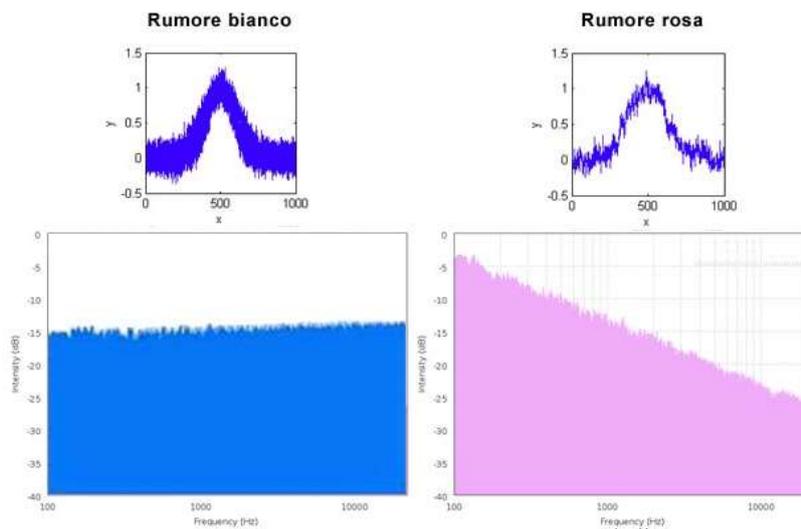


Figure 9.10: confronto spettri di potenza rumore bianco e rosa

³⁰ “Introduzione al rumore in elettronica”, Elettronica di Front-end per i rilevatori di particelle, Valerio Re, Pavia, 2004

Rumore termico: si manifesta in qualsiasi sistema dissipativo ed è dovuto al moto degli elettroni, indipendentemente dal passaggio di una corrente elettrica diretta. Anche in questo caso il valor medio è nullo poiché il rumore proviene da infiniti contributi elementari indipendenti. Il valore dello spettro di frequenza dipende solo dalla temperatura del sistema.

Rumore di quantizzazione: dovuto all'incertezza durante la conversione del segnale da analogico a digitale.

Sono presenti anche altri rumori, come il rumore granulare, il rumore Lorentziano ecc.

9.3.2. Accuratezza

Viene definita come la vicinanza tra un valore misurato e il valore vero. In genere, i produttori di dispositivi forniscono il valore di inaccuratezza tra le specifiche del prodotto. Essa include nel suo interno eventuali errori casuali e sistematici residui. L'inaccuratezza viene indicata come una percentuale dell'*output* di fondo scala.

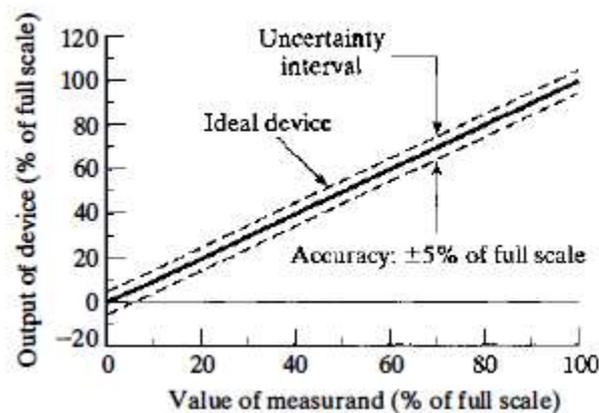


Figure 9.11: accuratezza come percentuale del fondo scala

Negli strumenti di misura l'accuratezza è spesso diminuita da un fenomeno detto "isteresi", generato da flessione meccanica, dispositivi di frizione, capacità elettrica del sistema. Esso è un errore sistematico, ma con effetti casuali; nelle schede fornite dai produttori è intrinsecamente contenuto nell'inaccuratezza.

9.3.3. Risoluzione

È la più piccola variazione apprezzabile da uno strumento, nonché, in strumenti analogici, la divisione più piccola della scala di misurazione. Sebbene i misurandi varino in maniera continua, l'*output* è ad intervalli discreti; quest'incapacità nel seguire i cambiamenti viene definita come errore di risoluzione, di tipo casuale.

La risoluzione può essere espressa in sottomultipli della grandezza che il sensore dovrà rilevare o può avere un valore in percentuale, da moltiplicare per il valore più piccolo dell'intervallo di misurazione.

La risoluzione può rappresentare un valore RMS (*root mean square*) o *Peak-to-Peak*. La misurazione RMS è simile al valor medio e indica la potenza equivalente proveniente da una corrente continua. Il valore, post digitalizzazione e analisi statistica, è la deviazione standard dei campioni considerati. *Peak-to-Peak* si riferisce, invece, alla differenza tra picchi di massimo e minimo del rumore in un determinato intervallo di tempo. È, perciò, un valore molto maggiore rispetto al RMS, ed è in continua variazione a seconda della posizione temporale.³¹

I valori e i grafici ottenuti nelle simulazioni numeriche sono di tipo continuo, poiché caratterizzati da un Δt molto piccolo, in grado di rilevare in modo più preciso l'esatto comportamento della grandezza da misurare. Gli strumenti di misura, quali accelerometri e inclinometri, non misurano su intervalli così piccoli, bensì effettuano una discretizzazione più ampia ottenendo, di conseguenza, non più un grafico continuo, ma a gradini. Si fissa per ogni misura attesa un certo numero di discretizzazioni, che andranno poi direttamente confrontate con la risoluzione dello strumento. Nel caso in esame, per ricercare una buona risoluzione, i dati numerici sono divisi per 20.

³¹ "Specifiche di risoluzione ed effetti sulle prestazioni", Lion Precision, 2014

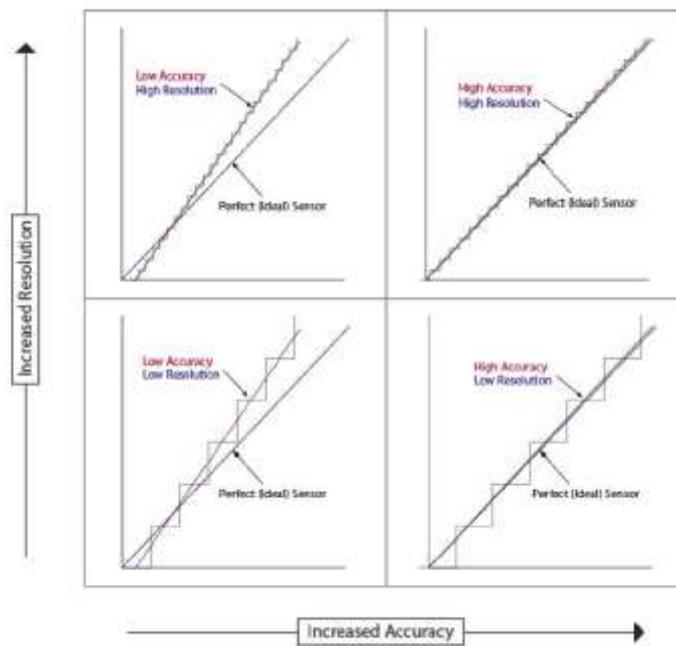


Figure 9.12: confronto tra grafici con diversa accuratezza e risoluzione

9.3.4. Sensibilità

È il più piccolo valore della grandezza che un sensore può rilevare, è data da:

$$\text{sensibilità} = \frac{\Delta \text{output}}{\Delta \text{input}}$$

Graficamente rappresenta la pendenza della retta rappresentativa del sensore (*input-output*, nell'ipotesi di linearità).

Negli strumenti elettrici può essere aumentata mediante un amplificatore; valori alti di sensibilità rendono meno influente il contributo del rumore. Eventuali errori di sensibilità possono essere eliminati durante il processo di calibrazione dello strumento. In linea generale, più uno strumento è sensibile e più piccola è la variazione della grandezza di *input* che produce una variazione sull'*output*.

Un'altra caratteristica strettamente correlata alla sensibilità è la linearità. Per un sistema di misura avere una relazione lineare tra *input* e *output* semplifica il processo di calibrazione evitando la valutazione in più punti.

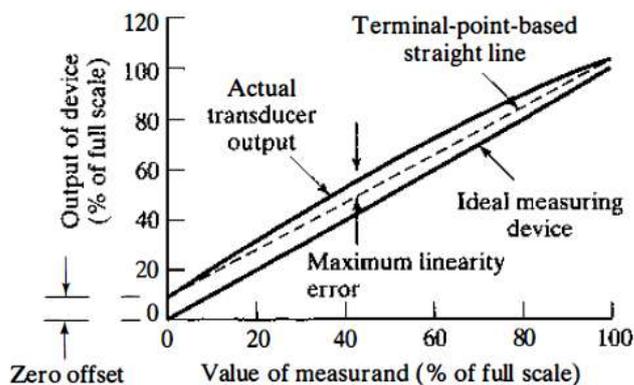


Figure 9.13: esempio di non linearità e zero offset

L'equazione che lega linearità e sensibilità è:

$$X_{output} = k \cdot X_{input} + offset$$

K = sensibilità

$Offset$ = errore nella misura di output quando l'input è zero

Le deviazioni dalla linea retta ideale sono definite come errore di linearità di tipo sistematico. In genere, è fornita come percentuale del range di misura.

9.3.5. Deriva termica

Uno strumento può essere sensibile alla temperatura ambientale, generando un *drift* del valore dell'*output*, che si va ad aggiungere all'errore sull'inaccuratezza. L'errore generato dipende dalla sensibilità termica dello strumento e può essere ridotto con dispositivi appositi con *low drift* o *zero drift* o utilizzando il sistema a temperature costanti.

Nell'applicazione considerata, l'errore derivante da *drift* termici è trascurabile, poiché le misurazioni effettuate durante il transito dei veicoli lungo la campata, fanno sì che la temperatura sia pressoché costante.

9.3.6. Larghezza di banda³²

È la misura dell'ampiezza di banda dello spettro; fa riferimento alla larghezza di banda di un segnale o alla banda di lavoro di un sistema fisico.

³² https://it.wikipedia.org/wiki/Larghezza_di_banda

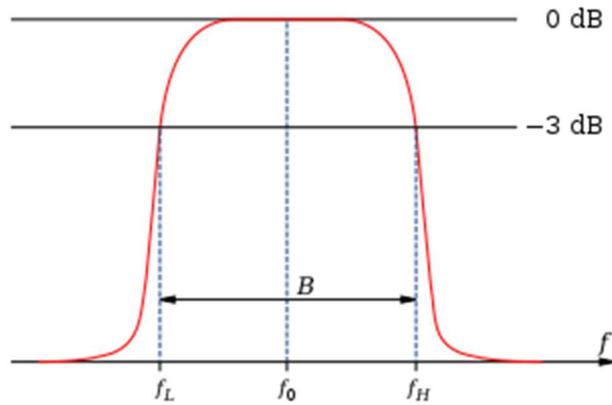


Figure 9.14: diagramma di larghezza di banda

Tutte le frequenze interne all'intervallo f_L - f_H sono misurate senza attenuazioni e senza errori; nella scelta di uno strumento si cercano, perciò, larghezze di banda ampia così da avere una valutazione di tutte le frequenze caratterizzanti il fenomeno fisico.

10. Scelta dei sensori

Dalle simulazioni numeriche effettuate nei precedenti capitoli, si possono estrapolare i valori attesi di rotazioni, accelerazioni e frequenze. In base a essi, e conoscendo le caratteristiche sopra citate fornite dai produttori, è possibile effettuare una scelta preliminare e approssimata degli accelerometri e inclinometri più idonei.

I sensori più adatti devono avere un rumore al di sotto di $1/20$ del valore atteso, per consentire di rilevare la misura con maggiore esattezza. Si definisce una buona risoluzione se ha un valore di almeno $1/20$ della misura ottenuta dalle analisi numeriche, per consentire la rilevazione di tutti i valori stimati.

Generalmente, per il monitoraggio delle strutture e dei ponti, la sensibilità richiesta è elevata, in quanto si ha un fondo scala di frequenze basso, cercando di rendere il contributo del rumore ininfluenza.

10.1. Range di frequenze richieste

Dall'analisi modale sul viadotto completo, ricercando 20 autovalori, il range richiesto, tenuto conto dell'eventualità di una massa concentrata è: 0,589 Hz-3,471 Hz.

Per il modello della singola campata, invece, valutando 20 forme modali è: 2,735 Hz-29,246 Hz.

Tuttavia, nell'analisi di transitorio dinamico, per raggiungere il 90% della massa partecipante, gli autovalori richiesti sono stati 40, con una frequenza massima di 45 Hz.

Range di frequenza complessivo: 0,589 Hz – 45 Hz

Durante le attività di monitoraggio si è, in genere, interessati al solo primo modo di vibrare; talvolta, sono presi in considerazione anche fino al 3° o 4° modo. La larghezza di banda dei sensori può, quindi, essere ridotta, in quanto non tutte le 40 frequenze di oscillazione sono oggetto di valutazione.

10.2. Range di rotazioni richieste

Le rotazioni sono state valutate sia per le analisi statiche con un tir fermo in una data posizione e nella condizione di ingorgo stradale, che nelle analisi dinamiche considerando il movimento del mezzo, con poche variazioni tra le due. Le rotazioni di interesse ai fini

del monitoraggio sono quelle lungo lo sviluppo del ponte; il valore massimo e minimo in assoluto, valutando i risultati di entrambe le analisi sono:

$$\begin{aligned} \text{Range rotazioni: } & 9,12 \cdot 10^{-5} \text{ rad} - 1,41 \cdot 10^{-3} \text{ rad} \\ & = 5,225 \cdot 10^{-3} \text{ }^\circ - 8,078 \cdot 10^{-2} \text{ }^\circ \end{aligned}$$

La risoluzione minima richiesta è di:

$$\begin{aligned} & 2,612 \cdot 10^{-4} \text{ }^\circ - 4,39 \cdot 10^{-3} \text{ }^\circ \\ & 4,56 \cdot 10^{-6} \text{ rad} - 7,05 \cdot 10^{-5} \text{ rad} \end{aligned}$$

Il rumore del sensore deve essere inferiore a:

$$\begin{aligned} & 2,612 \cdot 10^{-4} \text{ }^\circ \\ & 4,56 \cdot 10^{-6} \text{ rad} \end{aligned}$$

10.3. Range di accelerazioni richiesto

Le accelerazioni sono state valutate sulla base di un veicolo transitante su una singola campata a velocità pari a 80 km/h su una corsia centrata e con un'eccentricità di 2,785 m.

Corsia centrata		
<i>Ax max</i>	5,94E-02	m/s ²
<i>Ax min</i>	-5,71E-02	m/s ²
<i>AY max</i>	2,44E-02	m/s ²
<i>Ay min</i>	-2,57E-02	m/s ²
<i>AZ max</i>	5,90E-02	m/s ²
<i>AZ min</i>	-5,51E-02	m/s ²

Corsia eccentrica		
<i>Ax max</i>	2,87E-01	m/s ²
<i>Ax min</i>	-2,70E-01	m/s ²
<i>AY max</i>	1,76E+00	m/s ²
<i>Ay min</i>	-1,69E+00	m/s ²
<i>AZ max</i>	3,14E-01	m/s ²
<i>AZ min</i>	-2,60E-01	m/s ²

Ne consegue che il valore massimo e minimo in valore assoluto, considerando entrambi i casi e le 3 direzioni, sono:

$$\text{Range di accelerazioni: } 5,94 \cdot 10^{-2} \frac{m}{s^2} - 1,76 \frac{m}{s^2} = 6,055 \cdot 10^{-3} g - 0,180 g$$

Affinché vengano rilevate tutte le accelerazioni previste, la risoluzione deve essere almeno pari a: $0,30 \cdot 10^{-3}g - 9 \cdot 10^{-3}g$

Si ricercano sensori con rumore inferiore a: $0,30 \cdot 10^{-3}g$

10.4. Schede tecniche accelerometri

Si ricercano online alcune schede tecniche di varie tipologie di accelerometri e se ne valutano le caratteristiche confrontando le specifiche con i risultati attesi dalle analisi sui modelli numerici. Vengono valutate 5 tipologie di accelerometri forniti da produttori differenti.

10.4.1. Tipologia 1

Le caratteristiche fornite dall'azienda di fabbricazione sono:

- Accelerometri piezoelettrici;
- Output ad alta sensibilità;
- Risoluzione inferiore a $1,0 \mu\text{m rms}$;
- Sigillati ermeticamente, realizzati con acciaio inox e titanio;
- Resistenti all'acqua.

Sono utilizzati per differenti applicazioni, come: monitoraggio di fondazioni e vibrazioni sui piani, analisi sismiche e oscillazioni di fatica, controllo strutturale di ponti, monitoraggio delle vibrazioni su macchinari.

Nella tabella di seguito, sono indicate le specifiche di 6 modelli diversi; si considerano gli ultimi 3, in quanto presentano un range di accelerazione più vicino a quelle ottenute dalle simulazioni numeriche.

SPECIFICATIONS						
Model Number	393A03	393B04	393B32	393B12	393B05	393B31
Performance						
Sensitivity	1.0 V/g	1.0 V/g	5.0 V/g	10 V/g	10 V/g	10 V/g
Measurement Range	±5.0 g pk	±5.0 g pk	±1.0 g pk	±0.5 g pk	±0.5 g pk	±0.5 g pk
Frequency Range (±5%)	0.5 to 2,000 Hz	0.06 to 450 Hz	0.2 to 200 Hz	0.15 to 1,000 Hz	0.7 to 450 Hz	0.1 to 200 Hz
Resonant Frequency	≥10,000 Hz	≥2,500 Hz	≥700 Hz	≥10,000 Hz	≥2,500 Hz	≥700 Hz
Broadband Resolution	0.00001 g rms	0.00003 g rms	0.00002 g rms	0.00008 g rms	0.00004 g rms	0.00001 g rms
Non-Linearity	≤1 %	≤1 %	≤1 %	≤1 %	≤1 %	≤1 %
Transverse Sensitivity	≤7 %	≤5 %	≤5 %	≤7 %	≤5 %	≤5 %
Overload Limit (Shock)	±5000 g pk	±300 g pk	±40 g pk	±5000 g pk	±300 g pk	±40 g pk
Base Strain Sensitivity	≤0.0005 g/µε	≤0.0005 g/µε	≤0.0005 g/µε	≤0.0005 g/µε	≤0.0005 g/µε	≤0.0005 g/µε
Temperature Range	-65 to +250 °F	-15 to +176 °F	-15 to +150 °F	-50 to +180 °F	-15 to +176 °F	-15 to +150 °F
Electrical						
Excitation Voltage	18 to 30 VDC	18 to 30 VDC	24 to 28 VDC	18 to 30 VDC	18 to 30 VDC	24 to 28 VDC
Constant Current Excitation	2 to 20 mA	2 to 10 mA	2 to 10 mA	2 to 20 mA	2 to 10 mA	2 to 10 mA
Output Impedance	<250 Ohm	<500 Ohm	≤500 Ohm	<1500 Ohm	<500 Ohm	≤500 Ohm
Output Bias Voltage	8 to 12 VDC	7 to 12 VDC	8 to 14 VDC	8 to 12 VDC	7 to 12 VDC	8 to 14 VDC
Discharge Time Constant	1 to 3 sec	5 to 15 sec	≥2 sec	≥3.5 sec	0.5 to 2.0 sec	≥5 sec
Settling Time	<15 sec	<100 sec	≤10 sec	<60 sec	<100 sec	60 sec
Spectral Noise (1 Hz) (Typical)	2 µg/√Hz	0.30 µg/√Hz	0.12 µg/√Hz	1.30 µg/√Hz	0.50 µg/√Hz	0.06 µg/√Hz
Spectral Noise (10 Hz) (Typical)	0.5 µg/√Hz	0.10 µg/√Hz	0.02 µg/√Hz	0.32 µg/√Hz	0.10 µg/√Hz	0.01 µg/√Hz
TEDS 1.0 version available (TLD)	-	Yes	-	-	Yes	-
Physical						
Sensing Element	Ceramic					
Sensing Geometry	Shear	Flexural	Flexural	Shear	Flexural	Flexural
Housing Material	Stainless Steel	Titanium	Stainless Steel	Stainless Steel	Titanium	Stainless Steel
Size - Diameter / Hex	1.18 in	0.99 in	2.25 in	1.18 in	0.99 in	2.25 in
Size - Height	2.18 in	1.22 in	2.80 in	2.18 in	1.22 in	2.80 in
Weight	210 gm (7.4 oz)	50 gm (1.8 oz)	635 gm (22.4 oz)	210 gm (7.4 oz)	50 gm (1.8 oz)	635 gm (22.4 oz)
Electrical Connector	2-Pin MIL-C-5015	10-32 Coaxial Jack	2-Pin MIL-C-5015	2-Pin MIL-C-5015	10-32 Coaxial Jack	2-Pin MIL-C-5015
Mounting Thread	1/4-28 Female	10-32 Female	1/4-28 Female	1/4-28 Female	10-32 Female	1/4-28 Female

Osservazioni

Le frequenze del viadotto completo sono sull'ordine di 0.7 Hz, per cui si esclude il modello 393B05; si valutano le caratteristiche del modello **393B31**.

La frequenza di risonanza limite è di 700 Hz, lontana dalle accelerazioni provocate dal transito dei veicoli.

La risoluzione indicata sul *datasheet* del prodotto è di 1 µg RMS, riferendosi al valor medio delle misurazioni; il range di risoluzione richiesto per rilevare il massimo e il minimo valore di accelerazione è: 0.3 mg - 9mg. L'accelerometro è quindi in grado di effettuare la misurazione.

Il rumore dichiarato dal produttore a 1 Hz è di 0.06 µg/Hz^{1/2}, 0.01 µg/Hz^{1/2} per 10 Hz; il minimo valore atteso è:

$$\text{per } f = 1 \text{ Hz} \rightarrow \text{rumore} = \frac{0,3 \text{ mg}}{(1 \text{ Hz})^2} = 0,3 \frac{\text{mg}}{\text{Hz}^2}$$

$$\text{per } f = 10 \text{ Hz} \rightarrow \text{rumore} = \frac{0,3 \text{ mg}}{(10 \text{ Hz})^{\frac{1}{2}}} = 0,09 \frac{\text{mg}}{\text{Hz}^{\frac{1}{2}}}$$

Valutando il rumore spettrale per l'accelerazione massima prevista:

$$\text{per } f = 1 \text{ Hz} \rightarrow \text{rumore} = \frac{9 \text{ mg}}{(1 \text{ Hz})^{\frac{1}{2}}} = 9 \frac{\text{mg}}{\text{Hz}^{\frac{1}{2}}}$$

$$\text{per } f = 10 \text{ Hz} \rightarrow \text{rumore} = \frac{9 \text{ mg}}{(10 \text{ Hz})^{\frac{1}{2}}} = 2,85 \frac{\text{mg}}{\text{Hz}^{\frac{1}{2}}}$$

Il sensore considerato è, perciò, in grado di rilevare le accelerazioni attese in modo attendibile, senza disturbi.

Gli errori dovuti a non linearità o sensitività trasversale sono molto bassi, conferendo ottime caratteristiche al sensore.

Si può concludere che l'accelerometro di tipologia 1 è un valido strumento per le misurazioni richieste.

10.4.2. Tipologia 2

Le caratteristiche costruttive sono:

- Realizzato in acciaio inossidabile;
- Ermetico;
- Realizzato con Faraday Shield, una barriera di materiale conduttivo che blocca i campi elettromagnetici;
- Disponibile con acqua e oli che garantiscono una protezione ambientale;
- Tipo IEPE (*Integrated Electronics Piezo-Electric*), in grado di convertire segnali ad alta impedenza dei materiali piezoelettrici in tensione elettrica a bassa impedenza.

Sono tipicamente utilizzabili per il monitoraggio di ponti, per misurazioni di vibrazioni a bassa frequenza, per monitoraggio sismico e per analisi modali su grandi strutture.

	ENGLISH		SI	
PHYSICAL				
Weight, Max	27	oz	775	grams
Connector	2 -PIN, MIL-C-5015-10SL-4P		2 -PIN, MIL-C-5015-10SL-4P	
Mounting Provision	1/4-28, TAPPED HOLE		1/4-28, TAPPED HOLE	
Material, Housing/Connector	300 SERIES		300 SERIES	
Sensing Element	CERAMIC		CERAMIC	
Element Style	ANNULAR SHEAR		ANNULAR SHEAR	
PERFORMANCE				
Sensitivity, $\pm 5\%$ [2]	10	V/g	1	V/m/s ²
Range for ± 5 Volts Output	0.5	g pk	5	m/s ² pk
Frequency Response, $\pm 5\%$	0.08 to 1000	Hz	0.08 to 1000	Hz
$\pm 10\%$	0.065 to 1500	Hz	0.065 to 1500	Hz
$\pm 3db$	0.045 to 3000	Hz	0.045 to 3000	Hz
Resonant Frequency	> 8	KHz	> 8	KHz
Linearity [3]	± 1	% F.S.	± 1	% F.S.
Maximum Transverse sensitivity	5	%	5	%
Strain Sensitivity @ 250 μ r	0.001	g/ μ s	0.01	m/s ² / μ s
Coefficient of Thermal Sensitivity	0.07	%/F	0.14	%/C
Broad Band Resolution	3.0E-06	g RMS	2.9E-05	m/s ² RMS
Spectral Noise				
1Hz	3.1E-07	μ g RMS/ $\sqrt{}$ (Hz)	3.0E-06	μ m/s ² RMS/ $\sqrt{}$ (Hz)
10Hz	1.5E-07	μ g RMS/ $\sqrt{}$ (Hz)	1.5E-06	μ m/s ² RMS/ $\sqrt{}$ (Hz)
100Hz	6.1E-08	μ g RMS/ $\sqrt{}$ (Hz)	6.0E-07	μ m/s ² RMS/ $\sqrt{}$ (Hz)
1000Hz	3.0E-08	μ g RMS/ $\sqrt{}$ (Hz)	2.9E-07	μ m/s ² RMS/ $\sqrt{}$ (Hz)
ENVIRONMENTAL				
Maximum Shock	100	g pk	981	m/s ² pk
Operating Temperature Range	-60 to +250	F	-51 to 121	C
Seal	HERMETIC		HERMETIC	
ELECTRICAL				
Supply Current Range [4]	2 to 20	mA	2 to 20	mA
Compliance Voltage Range	+18 to +30	Volts	+18 to +30	Volts
Output Impedence, Typ	100	Ω	100	Ω
Bias Voltage	+11 to +13	VDC	+11 to +13	VDC
Discharge Time Constant	3 to 7	Sec	3 to 7	Sec
Electrical Isolation	10	G Ω ,min	10	G Ω ,min

Osservazioni

Il range di frequenza di 0.08-1000 Hz garantisce una buona accuratezza delle misurazioni, i dati attesi sono dell'ordine di 0.70-45 Hz, per cui lo strumento è in grado di rilevarli.

La frequenza di risonanza limite è di 8000 Hz, un valore molto alto se confrontato con le frequenze attese sul viadotto studiato.

La risoluzione indicata sulle specifiche tecniche del prodotto è di $3 \cdot 10^{-6}$ g RMS, riferendosi al valor medio delle misurazioni; dai risultati delle simulazioni numeriche il valore minimo richiesto è di $0,3 \cdot 10^{-3}$ g, il massimo è di $9 \cdot 10^{-3}$ g; l'accelerometro è quindi in grado di effettuare la misurazione.

Il rumore indicato su *datasheet* è fornito in base alla frequenza di utilizzo, è indicato per 1, 10, 100, 1000 Hz. Il rumore spettrale che verrà confrontato è quello più vicino alla frequenza del viadotto, perciò, $3.1 \cdot 10^{-7}$ μ g/Hz^{1/2} per 1 Hz e $1.5 \cdot 10^{-7}$ μ g/Hz^{1/2} per 10 Hz.

Valutando il rumore definito per l'accelerazione minima:

$$\text{per } f = 1 \text{ Hz} \rightarrow \text{rumore} = \frac{0,3 \text{ mg}}{(1 \text{ Hz})^{\frac{1}{2}}} = 0,3 \frac{\text{mg}}{\text{Hz}^{\frac{1}{2}}}$$

$$\text{per } f = 10 \text{ Hz} \rightarrow \text{rumore} = \frac{0,3 \text{ mg}}{(10 \text{ Hz})^{\frac{1}{2}}} = 0,09 \frac{\text{mg}}{\text{Hz}^{\frac{1}{2}}}$$

Per l'accelerazione massima, invece:

$$\text{per } f = 1 \text{ Hz} \rightarrow \text{rumore} = \frac{9 \text{ mg}}{(1 \text{ Hz})^{\frac{1}{2}}} = 9 \frac{\text{mg}}{\text{Hz}^{\frac{1}{2}}}$$

$$\text{per } f = 10 \text{ Hz} \rightarrow \text{rumore} = \frac{9 \text{ mg}}{(10 \text{ Hz})^{\frac{1}{2}}} = 2,85 \frac{\text{mg}}{\text{Hz}^{\frac{1}{2}}}$$

Entrambi i limiti presentano un valore numerico di rumore inferiore a quello previsto; il sensore considerato è perciò in grado di rilevare le accelerazioni attese in modo attendibile, senza disturbi.

L'errore causato da eventuali non linearità è basso.

Anche l'accelerometro di tipologia 2 è un valido strumento per l'applicazione di interesse.

10.4.3. Tipologia 3

Caratterizzato da:

- Output digitale;
- Bassa risoluzione $8\mu\text{g}$;
- Alta precisione e ottime prestazioni;
- Può essere usato in presenza di shock e vibrazioni ambientali;
- Basso rumore.

È utilizzato per controllo di antenne o radar, monitoraggio sismico e strutturale, controllo delle posizioni del treno, misurazioni di accelerazioni e decelerazioni lineari.

Making Sense out of Motion...					
Performance					
Input Range ¹ , g	±0.25g	±0.50g	±0.87g	±1.00g	±2.00g
Number of Axis	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
Non Linearity ² , %FRO, Max	0.02	0.02	0.03	0.05	0.03
Scale Factor Tolerance, % Max	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
Bias, mg	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Bias Thermal Sensitivity, mg	90	90	90	90	90
Bandwidth (-3dB), Hz, Nom ⁴	30	30	30	30	30
Transverse Axis Misalignment, °, Max	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Digital Output					
Interface	EIA-RS485 (default)/EIA-RS422				
Protocol	Proprietary				
Output Representation	g's				
Baud Rate ⁴	19200	38400	57600	115200	230400
Electrical					
Supply Voltage, Volts DC	10 to 30				
Input Current, mA, Max	DXA-100 80 mA/DXA-200 70 mA				
Environmental					
Operational Temp Range, °C	-40 to +70				
Storage and Temp Range, °C	-40 to +75				
Protection Class per IEC 529	IP67				
NEMA Enclosure Rating	6				
Shock Survival	1500g, 1msec, ½ sine				
Vibration Survival, grms (20Hz to 2 KHz)	20				
Enclosure					
Housing Material	Anodized Aluminum				
Weight	DXA-100 8 oz [226.80 g]/ DXA-200 10 oz [283.50 g]				
Connector Type	MS27476Y10D35P				
Recommended Mating Connector	MS27473T10B35S				

Osservazioni

A differenza delle precedenti tipologie, in questo caso non è presente esplicitamente il range di frequenza, ma viene indicata la larghezza di banda, pari a 30 Hz. Nelle applicazioni in campo civile, e nel monitoraggio, tuttavia, si è interessati ai primi modi di vibrare, per cui, nonostante la larghezza di banda non includa tutti e 40 i modi previsti per il raggiungimento del 90% di massa partecipante, è comunque un valido strumento per il viadotto in esame.

La risoluzione indicata sulle specifiche tecniche del prodotto è di 8 µg; dai risultati delle simulazioni numeriche il range richiesto è di 0,3 mg – 9 mg; l'accelerometro è quindi in grado di effettuare la misurazione.

Non sono fornite indicazioni numeriche sul rumore, ma viene solo indicato come “basso” nelle caratteristiche generali.

Anche la tipologia 3 è un ottimo accelerometro, inoltre, ha un basso range di accelerazioni, per cui avrà un'accuratezza maggiore.

10.4.4. Tipologia 4

L'accelerometro 4 è triassiale con tecnologia MEMS; le caratteristiche principali sono:

- Peso ridotto;
- Disponibile in più range di accelerazioni;
- Ottima risoluzione.

È utilizzabile nel monitoraggio strutturale e per cicli di fatica, nei crash test, è ideale per applicazioni a bassa frequenza.

Specifications by Range @25°C		±1g	±2g	±3g	±5g	±10g	±20g
Output Impedance	Ω (max)				1		
Output Noise	V _{rms} (max)				5		
Filtered Output Response	dB				-3		
Non-linearity (seernote 2)	% FRO(max)				±0.5		
Hysteresis	% FRO(max)				0.02		
Resolution	% FRO(min)				0.001		
Cross-axis Sensitivity (seernote 3)	% FRO(max)				±1		
Zero Offset (seernote 4)	% FRO(max)				±2		
Damping Ratio					0.7 (±0.2)		
Thermal Zero Shift	%FRO/°C (max)				±0.02		
Thermal Sensitivity Shift	%Reading/°C (max)				±0.02		
Weight	grams (max)				120		

Electrical			
Full Range Output (FRO)(seernote 1)	Volts dc		±5 (±2%)
Input Voltage	Volts dc		+6 to 32Vdc Unregulated
Input Current	mA dc (max)		100

Environmental Characteristics			
Operating Temperature Range	°C		-40 to 100
Compensated Temperature Range	°C		0 to 50
Storage Temperature Range	g		-55 to 130
Shock	g		200 for 2ms
Insulation Resistance	MΩ (@50Vdc)		20

Osservazioni

Il range di frequenza non è esplicitamente dichiarato, ma dalla scheda del produttore, nella sezione “Applicazioni” è indicato la possibilità di utilizzo in caso di basse frequenze, come nel caso in esame.

La risoluzione è indicata come percentuale del FRO (Full Range Output) ed è pari a:

$$\text{Risoluzione} = 0.00001 \cdot 2g = 0.00002 \text{ g}$$

Ottenendo una risoluzione migliore di quella prevista di 0.3 mg – 9 mg.

Il rumore indicato sul datasheet è fornito in Volt, perciò non è possibile un confronto diretto con le misurazioni attese.

Anche gli errori di isteresi, zero offset e di sensitività trasversale sono molto bassi, conferendo ottime caratteristiche al sensore analizzato.

Anche la tipologia 4 può essere utilizzata per l'applicazione in esame.

10.4.5. Tipologia 5

Caratteristiche:

- Acciaio inossidabile;
- Ermetico;
- Disponibile con acqua o olio per protezione ambientale;
- IEPE (*Integrated Electronics Piezo-Electric*) per la riduzione dell'impedenza.

I campi di applicazione sono: monitoraggio ponti, misure di vibrazioni a bassa frequenza, analisi modali su grandi strutture, monitoraggio sismico.

	ENGLISH		SI	
PHYSICAL				
Weight, Max	27	oz	775	grams
Connector	2 -PIN, MIL-C-5015-10SL-4P		2 -PIN, MIL-C-5015-10SL-4P	
Mounting Provision	1/4-28, TAPPED HOLE		1/4-28, TAPPED HOLE	
Material, Housing/Connector	300 SERIES		300 SERIES	
Sensing Element	CERAMIC		CERAMIC	
Element Style	ANNULAR SHEAR		ANNULAR SHEAR	
PERFORMANCE				
Sensitivity, ±5% [2]	5	V/g	1	V/m/s ²
Range for ± 5 Volts Output	1	g pk	10	m/s ² pk
Frequency Response, ±5%	0.08 to 1000	Hz	0.08 to 1000	Hz
Resonant Frequency	> 8	kHz	> 8	kHz
Broad Band Resolution	0.000012	g RMS	0.00012	m/s ² RMS
Linearity [3]	± 1	% F.S.	± 1	% F.S.
Maximum Transverse sensitivity	5	%	6	%
Strain Sensitivity @ 250µs	0.001	G/µs	0.01	m/s ² /µs
Coefficient of Thermal Sensitivity	0.07	%/°F	0.14	%/°C
ENVIRONMENTAL				
Maximum Shock	100	g pk	981	m/s ² pk
Operating Temperature Range	-60 to +225	°F	-51 to 107	°C
Seal	HERMETIC		HERMETIC	
ELECTRICAL				
Supply Current Range [4]	2 to 20	mA	2 to 20	mA
Compliance Voltage Range	+18 to +30	Volts	+18 to +30	Volts
Output Impedence, Typ	100	Ω	100	Ω
Bias Voltage	+11 to +13	VDC	+11 to +13	VDC
Discharge Time Constant	4 to 7	Sec	4 to 7	Sec
Electrical Isolation	10	GΩ,min	10	GΩ,min

Osservazioni

Il range di frequenza di 0.08-1000 Hz garantisce una buona accuratezza delle misurazioni, i dati attesi sono dell'ordine di 0.70-45 Hz, per cui lo strumento è in grado di rilevarli.

La risoluzione indicata sulle specifiche tecniche del prodotto è di $12 \cdot 10^{-6}$ g RMS, riferendosi al valor medio delle misurazioni; dai risultati delle simulazioni numeriche il valore richiesto è di 0,3 mg – 9 mg; l'accelerometro è quindi in grado di effettuare la misurazione.

Non sono presenti indicazioni sul rumore.

L'accelerometro 5 è un buon sensore per le misurazioni attese.

10.4.6. Conclusioni

Sulla base delle considerazioni effettuate, è possibile affermare che gli accelerometri analizzati forniscono buone misurazioni. Al fine di ricercare il più appropriato si valuta l'accuratezza, scegliendo quello con un range di misura più vicino alle misurazioni attese di 0,006 g – 0,180 g; per cui i modelli più idonei sono le tipologie **1, 2 e 3**.

10.5. Schede tecniche inclinometri

Anche per gli inclinometri si vanno a cercare 5 schede tecniche di diversi produttori al fine di individuarne i più idonei, con valori di rumore e risoluzione in linea con quelli definiti sulla base delle rotazioni attese.

10.5.1. Tipologia 1

Caratteristiche:

- Elevata risoluzione e isteresi inferiore allo 0.0005% del range di *output*;
- Design robusto;
- Alta accuratezza;
- Basso livello di rumore bianco di $0.15 \mu\text{V}/\text{Hz}^{1/2}$.

Viene utilizzato nei processi di produzione dell'acciaio, nei forni elettrici, nelle costruzioni pesanti, per realizzazione di tunnel, per monitoraggi strutturali ecc.

STATIC/DYNAMIC

INPUT RANGE (°)	±1	±3	±14.5	±30	±45	±90
FULL RANGE OUTPUT (VDC) ±1% [±]	±5					
NONLINEARITY (% FRO) ² max	0.05	0.05	0.02	0.02	0.02	0.05
SCALE FACTOR (V/g) nominal	286.5	95.5	20.0	10.0	7.071	5.0
SCALE FACTOR TEMP. SENSITIVITY (PPM/°C) max	400	300	100	60	60	60
BANDWIDTH (-3dB) Hz, nominal	0.5	2	15	20	20	40
TRANSVERSE AXIS MISALIGNMENT, ° max	0.1	0.15	0.25	0.5	1.00	1.00
OUTPUT AT 0° TILT (V)	±0.1	±0.04	±0.02	±0.02	±0.02	±0.02
0° OUTPUT TEMP. SENSITIVITY (Volts/°C) max	0.005	0.003	0.001	0.0005	0.0004	0.0003
RESOLUTION & THRESHOLD (µradians) max	1					

ELECTRICAL

NUMBER OF AXES	1
INPUT VOLTAGE RANGE (VDC)	±12 to ±18
INPUT CURRENT (mA, max)	15
OUTPUT IMPEDANCE (Ohms) nominal	100
NOISE (V _{rms} , max)	0.002

ENVIRONMENTAL

OPERATING TEMP. RANGE	-18° to +71°C
STORAGE TEMP. RANGE	-40° to +71°C
VIBRATION	20 grms
SHOCK	1500g, 0.5 msec, ½ sine

ENCLOSURE

HOUSING MATERIAL	Anodized Aluminum
WEIGHT	13 oz (368.5 g)
PROTECTION CLASS (per IEC 529)	IP68
FASTENER SIZE ³	#8-32 (M4X0.7)
TORQUE FOR STEEL FASTENERS ⁴	10 inch-lbs (1.0Nm)
JEWELL CONNECTOR PART #	62101011-000
SURFACE FLATNESS ⁵	0.003 (0.0765mm)

Considerazioni

Avendo rotazioni molto piccole, si considera il primo inclinometro con *input* di ±1°.

Limite derivante dal sensore considerato è la larghezza di banda bassa, per cui è possibile valutare solo la prima frequenza propria, in quanto con valori superiori o inferiori di 0.5 Hz, si ha un'attenuazione del segnale.

Il rumore è fornito come caratteristica elettrica, per cui non è possibile un confronto diretto con il valore determinato sulla base delle analisi numeriche.

La risoluzione fornita dal datasheet è di 1 μ rad, la quale è inferiore al valore di 4.56 μ rad-70,5 μ rad determinato sulla base delle misure attese. Lo strumento è, perciò, in grado di misurare gli angoli ottenuti con le simulazioni numeriche.

L'inclinometro di tipologia 1 è un valido strumento per misurare angoli sotto l'unità con una buona risoluzione; unico limite è dato dalla bassa banda di frequenza.

10.5.2. Tipologia 2

Caratteristiche:

- Operativi tra -19 °C e +70°C;
- Estremamente robusto;
- Alta accuratezza;
- Buona risoluzione.

È utilizzato nel campo del monitoraggio strutturale, per applicazioni geotecniche o sismiche, per strutture offshore, per sistemi di calibrazione, per installazione di tubazioni.

Specifications by Range @ 20°C		±1°	±3°	±14.5°	±30°	±47.5°	±90°
Output Impedance	Ω					<10	
Output Standardisation	% FRO					±1	
Output Noise	V rms (max)					0.002	
Non-linearity (see note 2)	% FRO (max)	0.05	0.05	0.02	0.02	0.02	0.05
Non-repeatability	% FRO (max)	0.04	0.02	0.004	0.002	0.002	0.001
Resolution	arc seconds	0.1	0.2	1.0	2.0	2.0	4.0
3 dB Frequency	Hz	10	15	30	40	40	55
Sensitive Axis to Case Misalignment	deg (max)	±0.1	±0.15	±0.25	±0.5	±0.5	±1.0
Cross-axis Sensitivity (see note 3)	% FRO (max)					0.2	
Zero Offset (see note 4)	Volts dc (max)	±0.05	±0.04	±0.03	±0.02	±0.02	±0.02
Thermal Zero Shift	%FRO/°C (max)	0.05	0.03	0.01	0.005	0.005	0.003
Thermal Sensitivity	%Reading/°C (max)	0.04	0.03	0.01	0.006	0.006	0.006

Electrical		
Full Range Output (FRO) (see note 1 & 5)	Volts dc	±5
Excitation Voltage	Volts dc	±12 to ±18
Current Consumption	mA (nom)	±15

Environmental Characteristics		
Operating Temperature Range	°C	-18 to 70
Survival Temperature Range	°C	-40 to 70
Constant Acceleration	g	50
Overload		1500g, 0.5msec, ½ sine
Shock Survival		35g rms, 20 Hz to 2000 Hz
Vibration Endurance		sinusoidal
Environmental Sealing		IP65

Considerazioni

L'intervallo di output da valutare è $\pm 1^\circ$, in quanto si hanno bassi valori di rotazione.

Il rumore è indicato in Volt, per cui non è possibile un confronto diretto con il valore atteso.

La risoluzione è fornita in arc-seconds, ossia $1/3600$ di grado ed è pari a $0,00003^\circ$; dalle simulazioni numeriche, si richiede un range di $2,6 \cdot 10^{-4}^\circ - 4,4 \cdot 10^{-3}^\circ$, il quale risulta essere peggiore, perciò lo strumento è in grado di rilevare in modo accurato le inclinazioni attese.

Anche gli errori di zero offset, non linearità e non ripetibilità sono bassi, così come la sensibilità, attribuendo ottime caratteristiche all'inclinometro analizzato.

La tipologia 2 è un valido strumento per le misurazioni attese.

10.5.3. Tipologia 3

Caratteristiche:

- *Output* digitale;
- Risoluzione di 0.001°;
- Buon utilizzo per shock e vibrazioni;
- Alta precisione e buone performance;
- Basso rumore.

Le più comuni applicazioni sono: controllo radar e antenne, monitoraggio strutturale e sismico, livellamento di piattaforme, controllo automatico della posizione del treno.

PERFORMANCE					
INPUT RANGE (°)	±1.0	±3.0	±14.5	±30.0	±60.0
NON LINEARITY (%FRO max) ^a	0.06	0.015	0.02	0.02	0.03
SCALE FACTOR TOLERANCE (% max)	0.1				
SCALE FACTOR TEMP. SENSITIVITY (PPM/°C, max)	100				
OUTPUT AT 0° TILT (° max)	±0.01	±0.01	±0.05	±0.05	±0.05
0° OUTPUT TEMP. SENSITIVITY (°/°C, max)	0.005				
BANDWIDTH (-3dB, Hz, nominal) ^a	3	6	30	30	30
TRANSVERSE AXIS MISALIGNMENT (° max)	0.15	0.15	0.5	0.5	0.5
RESOLUTION & THRESHOLD (° max)	0.001				
POWER ON REPEATABILITY (° max)	0.001				
REPEATABILITY (° max)	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003

ELECTRICAL	
NUMBER OF AXES	1 or 2
SUPPLY VOLTAGE RANGE (VDC)	10 to 30
NOISE (g rms, max)	0.005
INPUT CURRENT (mA, max)	100

ENVIRONMENTAL	
OPERATING TEMP. RANGE	-40° to +85°C
STORAGE TEMP. RANGE	-40° to +85°C
VIBRATION	20 grms
SHOCK	1500g, 1 msec, ½ sine

Ipotizziamo di considerare un range di input maggiore, così facendo è possibile apprezzare più modi di vibrare, avendo una larghezza di banda di 30 Hz.

La risoluzione del sensore è di $1 \cdot 10^{-3} \text{ }^\circ$, contro $2.61 \cdot 10^{-4} \text{ }^\circ$ - $4.39 \cdot 10^{-3}$, per cui è in grado di rilevare solo il valore maggiore del range. Si noti come, anche per input range inferiori, la risoluzione rimanga bassa.

Inoltre, il rumore è fornito in base all'accelerazione ed è pari a 0,005 g ed è superiore a quello previsto di 0.3 mg – 9 mg, per cui le misurazioni saranno affette da errore.

Si esclude, così, la tipologia 3.

10.5.4. Tipologia 4

Caratteristiche:

- Alta risoluzione;
- Involucro robusto;
- Alta accuratezza;
- Facile montaggio.

Tipiche applicazioni sono: monitoraggio strutturale, posizionamento piattaforme e elementi idraulici, sono usati nelle macchine trivellatrici e per gru fisse o mobili, ecc.

PERFORMANCE SPECIFICATIONS

	Conditions	Min	Type	Max	Unit
Measurement range		-5, -15, -45		+5, +15, +45	°
Resolution		0.001		0.005	°
Accuracy, digital output	Ta = +25°C		0.02, 0.03, 0.4		°
Accuracy, analogue output	Ta = +25°C		0.05, 0.06, 0.6		°
Accuracy, digital output	Ta = -25°C to +85°C		0.2, 0.4, 0.7		°
Accuracy, analogue output	Ta = -25°C to +85°C		0.25, 0.5, 0.8		°
Noise RMS			0.002		°
Power supply		+6.5		+24	VDC
Current consumption	Sensor specific		30	40	mA
Operation temperature range		-25		+85	°C
Storage temperature range		-40		+85	°C
Transmission rate	RS 232 interface		1		Hz
Baud rate, programmable	RS 232 interface	2.4		9.6	kB
Current output (1)	NS-xx/PI	20		4	mA
Voltage output (2)	NS-xx/P	-1.5		+1.5	V
Weight	Depending on kind of sensor	210		340	g
Dimensions	Single axis unit, W x D x H		90 x 40 x 45.5		mm
Dimensions	Dual axis unit, W x D x H		90 x 60 x 45.5		mm

(1) Standard impedance Za<160 Ohm, special impedance Za<280 Ohm on request
 (2) Ratiometric to GNDx

Il range da adottare è di $\pm 5^\circ$.

Anche in questo caso la risoluzione è troppo alta, tale da non percepire piccole variazioni ottenute dai valori attesi.

Il rumore da datasheet è di 0.002° , il quale deve essere inferiore a $1/20$ della misura attesa massima e minima, pari a $4.39 \cdot 10^{-3}^\circ$ e $2.61 \cdot 10^{-4}^\circ$. Lo strumento, quindi, effettuerebbe misurazioni affette da errori, causati dal disturbo del rumore.

Si esclude, perciò, la tipologia 4.

10.5.5. Tipologia 5

Il servo-inclinometro in esame, ha le seguenti caratteristiche:

- Elevata sensibilità,
- Realizzato con una protezione di bagno di alluminio fuso che conferisce una buona robustezza;
- Range di misurazione basso, con alta risoluzione;
- Sensori e segnali elettrici isolati dagli elementi di protezione;
- Elevata stabilità nel tempo;
- Bassa sensibilità alla temperatura.

Sono utilizzati in campo civile, per misurazioni in pendii, su navi o veicoli, per escavatori o gru.

Tipo	NG360	SBS1U
Campo di misura	±1°	±1°
Risoluzione	0,01°	<0,0002°
Linearità	±0,25°	-
Uscita	RS-485	±5V o 0,5-4,5V
Alimentazione	9-15V	12 oppure 24 Vdc
Dimensione mm	Dia. 67x28,6	98x64x36
Temperatura	-40 a 85°C	
Protezione	IP65	
Condizionatore integrato	-	SI
Note	Uscita digitale	Servo-inclinometro

Il campo di misura di $\pm 1^\circ$ permette di rilevare gli angoli determinati dalle analisi numeriche, dell'ordine di $0,0005^\circ$ - $0,008^\circ$.

La risoluzione fornita è minore di $0,0002^\circ$, perciò è in grado di individuare e valutare variazioni di $2,61 \cdot 10^{-4}^\circ$ - $4,39 \cdot 10^{-3}^\circ$, come previsto dalle misure attese.

Non sono presenti indicazioni esplicite sul rumore.

L'inclinometro tipologia 4 è un valido strumento per il monitoraggio del viadotto in esame.

10.5.6. Conclusioni

Gli inclinometri più indicati sono la tipologia **2** e **5**, i quali forniscono un'ottima risoluzione e una bassa influenza al rumore.

10.6. Installazione sensori

Le analisi effettuate sui modelli agli elementi finiti hanno dato una valutazione sulle accelerazioni e sulle rotazioni attese.

I punti caratteristici per le accelerazioni sono:

- in mezzeria, in corrispondenza delle travi longitudinali, al fine di evidenziare il comportamento dell'impalcato nella posizione in cui la freccia è massima;
- in prossimità degli appoggi, ad una distanza di circa 1.40 m, per valutare eventuali criticità fornite dall'ingresso in campata del tir.

Sulla base degli output forniti dal software, si riporti uno schema approssimativo della posizione di installazione degli accelerometri:

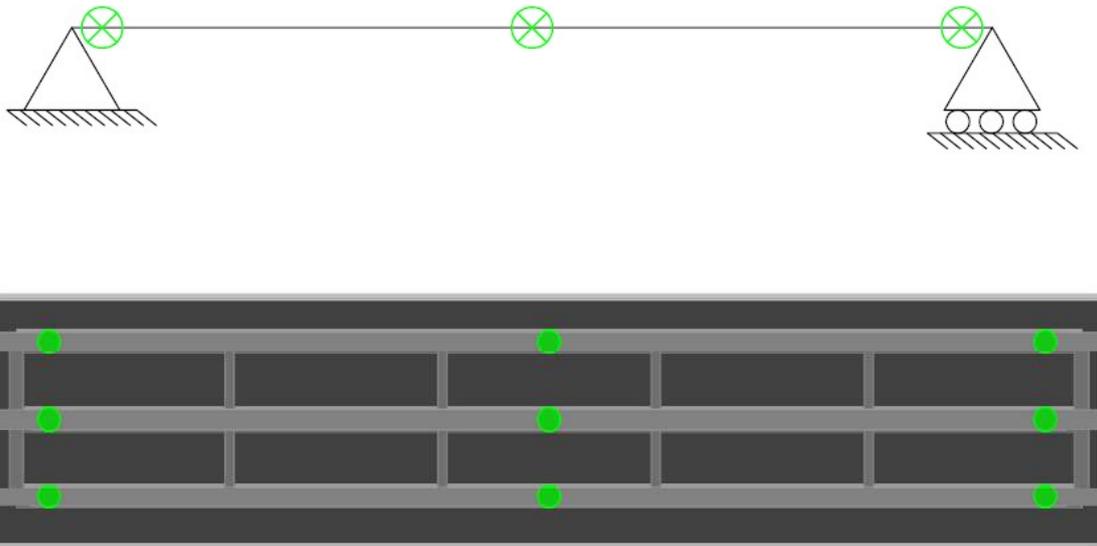


Figure 10.1: schema 2D trave longitudinale e 3D impalcato visto dal basso con indicazione sulla posizione degli accelerometri

Le rotazioni sul modello FEM della singola campata sono state valutate direttamente sul nodo rappresentativo dell'appoggio. Sulla struttura reale non è possibile applicare i sensori sullo stesso punto, in quanto il viadotto è costituito da più campate e da più

elementi connessi tra di loro (travi longitudinali e traversi appoggiati su una piastra 60x70cm in neoprene, posta al di sopra del pulvino).

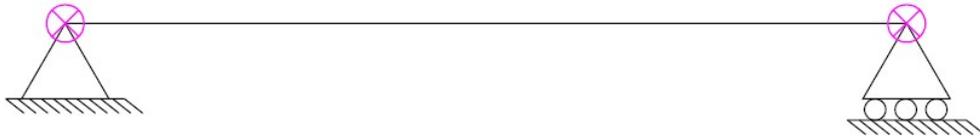


Figure 10.2: Schema 2D trave longitudinale e indicazione sulla posizione degli inclinometri

Nella realtà, gli inclinometri, sono posizionati quanto più vicino possibile all'appoggio, come indicato nell'immagine seguente, sul modello CAD 3D:

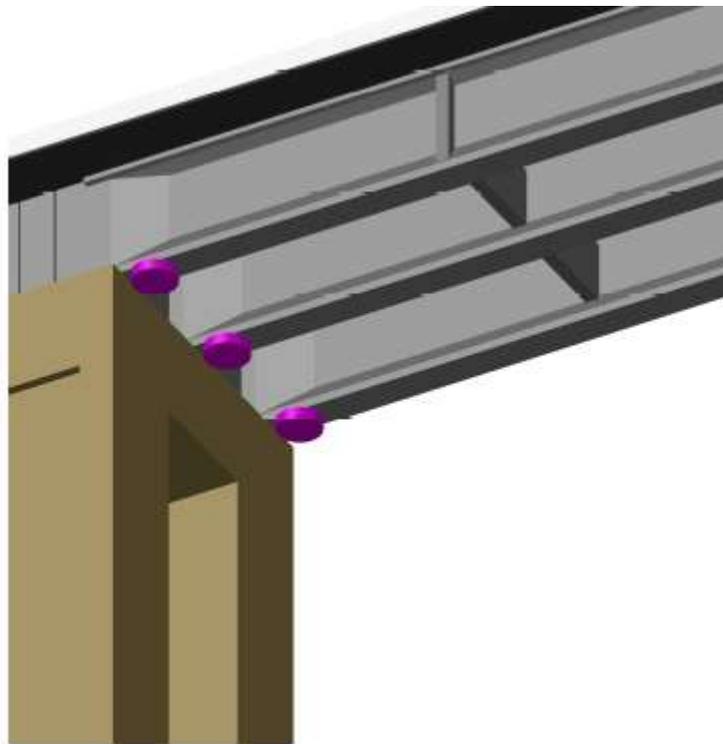


Figure 10.3: vista 3D del particolare pila-impalcato con indicazione sulla posizione degli inclinometri

Gli inclinometri possono anche essere posizionati sul pulvino delle pile per valutarne eventuali variazioni di inclinazione dalla verticale. Altri sensori utilizzati sono gli estensimetri, il quale scopo è quello di definire la freccia massima, perciò sono installati sull'intradosso della trave in mezzeria.

11. Conclusioni

L'obiettivo della tesi è quello di poter definire un piano di monitoraggio per il viadotto oggetto di studio. Per poter individuare i sensori più appropriati è stato reso necessario effettuare le analisi numeriche su un modello agli elementi finiti che fosse quanto più conforme alla struttura reale. I dati ottenuti dal software sono stati utili anche a definire le posizioni più critiche sia dal punto di vista statico che dinamico. In particolare, le osservazioni rilevate sono state:

- Gli abbassamenti maggiori si hanno nella condizione statica di ingorgo stradale e nel caso in cui il tir si trovi sulla trave di bordo, con un valore di pochi mm;
- Le rotazioni massime agli appoggi non sono nel punto in mezzzeria ma sono poste a una distanza di -3,75 m e +3,25 m a seconda dell'appoggio da considerare;
- Le frequenze di oscillazione si abbassano nell'applicazione di una massa concentrata in mezzzeria, in particolare si hanno forti variazioni tra il 6° e 10° modo di vibrare;
- Le accelerazioni maggiori si hanno nella situazione in cui il tir transita sul bordo della carreggiata;
- In generale, i risultati ottenuti dalle analisi statiche sono in linea con quelli ottenuti nelle analisi dinamiche.

Le osservazioni effettuate, invece, nel caso dei modelli con danneggiamenti sono che nel caso in cui si ha una diminuzione di rigidità della trave longitudinale, abbassamenti, rotazioni, deformazioni e accelerazioni sono maggiori rispetto agli altri casi. In particolare, nella situazione in cui è mancante una porzione di traverso, si registrano abbassamenti maggiori nel modello privo di danneggiamento nelle travi non direttamente caricate. Le frequenze di oscillazione hanno maggiori differenze nel modello con un traverso mancante, in quanto la massa è inferiore.

Sulla base delle considerazioni effettuate e dei valori ottenuti si è potuta effettuare una scelta indicativa sugli accelerometri e inclinometri utilizzabili, confrontando diverse schede tecniche online. Si precisa che, per concludere la progettazione del sistema di

monitoraggio, occorrerebbe valutare anche altri sensori e strumenti, come cavi di alimentazione o collegamento adeguati, sensori di posizione ecc.

Bibliografia

- Prof. Ing. Porco Giacinto - Slide Convegno “Controlli innovativi per la costruzione e la manutenzione di componenti meccanici ed opere infrastrutturali: monitoraggio e controllo di opere infrastrutturali”
- “Monitoraggio attivo del viadotto Marchetti” Le Strade 7/2014
- Prof. Ing. Ventura G. - “Sistemi di monitoraggio attivo”, ARCOS Engineering
- “Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti” (2020)
- Ing. Giannetto V., Ing. Volpe M. - “Il monitoraggio strutturale di ponti e viadotti”, INGENIO, 2020
- “Controllo delle condizioni di stabilità delle opere stradali” Circolare Ministeriale 6736/61 A1
- “Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali” 25/02/1991, Ministero dei lavori pubblici
- Prof. Ing. C. Gentile - “Identificazione modale: valutazione dello stato di conservazione dei ponti in cemento armato”, Politecnico di Milano
- Norma UNI/TR 11634 “Linee Guida per il monitoraggio strutturale” 2016
- Peppucci M., - “Decreto Genova in Gazzetta Ufficiale: riepilogo di tutte le misure d’interesse” 20/11/2018, INGENIO-web
- Pefano R., - “Gestione dei ponti esistenti: il quadro normativo italiano e il confronto con alcune normative internazionali”, INGENIO, 2020
- “Bridge Inspection Manual”, Ministry of Public Works and Transport, Cambogia, 2018
- Prof. Ing. Claudio Modena - “Metodologie e tecniche di monitoraggio e di caratterizzazione strutturale di ponti”, ENEA
- “Bridge Inspector Reference Manual” AASHTO
- “Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali” Circolare 14/02/1962
- Prof. Ing. Sabia D. - “Integrazione numerica” Slide del corso di Ingegneria sismica, Politecnico di Torino
- “IMD Plus: Train induced vibration of a bridge” Manuale esempio su Lusas

- Klaus-Jürgen Bathe - “Solution of Equilibrium Equations in Dynamic Analysis”, “Finite element procedures”
- “Analisi dinamica” Elementi di dinamica strutturale tramite FEM, Corso di Costruzioni di macchine, UNIPI
- “Cos’è l’analisi transitoria con gli elementi finiti”, blog.smartcae.com
- Anthony J. Wheeler, Ahmad R. Ganji - “Introduction to Engineering Experimentation”
- Fiorato N. – Tesi di laurea “Linee guida per la qualificazione di accelerometri MEMS”, Padova, a.a. 2014/2015
- G. V. Pallottino -“Appunti di Elettronica”, Maggio 2011, Università di Roma Sapienza
- Re Valerio – Corso nazionale di formazione: Elettronica di Front-end per i rilevatori di particelle “Introduzione al rumore in elettronica”, Pavia, 2004

Sitografia

- <https://www.lionprecision.com/it/understanding-sensor-resolution-specifications-and-effects-on-performance/>
- https://it.wikipedia.org/wiki/Larghezza_di_banda
- “Il monitoraggio dinamico delle strutture”
<https://www.drcitalia.it/2017/06/23/il-monitoraggio-dinamico-delle-strutture/>
- “Monitoraggio strutturale attraverso prove statiche e dinamiche”
<http://www.cias-italia.it/PDF/19.%20cias-dipaola.MOD.pdf>
- “Smart Bridge”
https://www.intelligentebuecke.de/ibuecke/EN/e-Home/home_node.html
- <https://it.wikipedia.org/wiki/Servoinclinometro>

Indice delle figure

Figure 1.1: Schema approccio SHM.....	15
Figure 1.2: Architettura del sistema di monitoraggio statico	19
Figure 1.3: Architettura del sistema di monitoraggio dinamico.....	21
Figure 2.1: Approccio multilivello e relazioni tra i livelli di analisi.....	35
Figure 2.2: curva di degrado tipica in c.a.	39
Figure 2.3: evoluzione dell'indice di affidabilità della vita utile in funzione degli interventi.....	39
Figure 3.1: Crollo del Silver Bridge (1967)	40
Figure 3.2: schema funzionale del BMS	41
Figure 3.3: Cause di verifica non soddisfatta nel campione di ponti analizzati	42
Figure 3.4: veduta del ponte e confronto delle domande in termini di carico equivalente tra i vari modelli	44
Figure 3.5: schema diagnosi e monitoraggio di un ponte.....	45
Figure 4.1: Mappa sintetica estrapolata dalla CTR per l'individuazione del viadotto....	49
Figure 4.2: Immagine estrapolata da Google Earth raffigurante una porzione di viadotto	50
Figure 4.3: Sezione tipo impalcato	50
Figure 4.4: Vista dall'alto del viadotto (immagine estrapolata da Google Earth)	51
Figure 4.5: una porzione di vista laterale del viadotto	54
Figure 4.6: una porzione di vista dall'alto dell'impalcato	55
Figure 4.7: sezione dei traversi.....	58
Figure 4.8: individuazione eccentricità tra soletta e trave longitudinale (misure in cm)	60
Figure 4.9: modello tridimensionale di una singola campata e modello numerico adottato per le analisi.....	61
Figure 4.10: Sezione laterale impalcato	62
Figure 4.11: Vista trasversale pila-travi principali-soletta	63
Figure 4.12: Vista laterale pila	64
Figure 4.13: vista trasversale pila modello FEM 3D e modello lineare	65
Figure 4.14: modello tridimensionale dell'intero viadotto	66
Figure 4.15: modello agli elementi finiti dell'intero viadotto.....	67
Figure 4.16: render viadotto	67
Figure 5.1: schemi adottati nella progettazione del viadotto secondo la Circolare del 1962	69
Figure 5.2 :disposizione carichi secondo Circolare 1962.....	70
Figure 5.3: Numerazione dei nodi nel modello	71
Figure 5.4: sezione laterale impalcato con evidenza sui particolari esterni dei cordoli .	75

Figure 5.5: disposizione carichi TS secondo NTC18.....	76
Figure 5.6: disposizione carichi UDL secondo NTC18	78
Figure 6.1: schema dimensioni di un autocarro IVECO EURO VI	82
Figure 6.2: dimensioni e caratteristiche auto.....	84
Figure 6.3: schema di carico combinazione 1	85
Figure 6.4: numerazione dei nodi del modello.....	86
Figure 6.5: schema di carico combinazione 2	86
Figure 6.6: andamento della rotazione agli appoggi a seconda della posizione del carico	91
Figure 6.7: schema di calcolo tir isolato in mezzeria della trave centrale.....	92
Figure 6.8: numerazione dei nodi del modello.....	92
Figure 6.9: schema di carico tir isolato in mezzeria della trave di bordo.....	93
Figure 6.10: schema di carico volto a massimizzare la rotazione agli appoggi di sinistra (tir su trave centrale).....	94
Figure 6.11: schema di carico volto a massimizzare la rotazione agli appoggi di sinistra (tir su trave di bordo).....	96
Figure 6.12: schema di carico volto a massimizzare la rotazione agli appoggi di destra (tir su trave centrale).....	97
Figure 6.13: schema di carico volto a massimizzare la rotazione all'appoggio di destra (tir su trave di bordo).....	99
Figure 7.1: metodologia di risoluzione dell'integrazione step-by-step.....	104
Figure 7.2: grafico risolutivo del metodo esplicito	106
Figure 7.3: modello utilizzato per l'analisi modale con massa concentrata in mezzeria	113
Figure 7.4: Denominazione nodi modello e identificazione dei nodi processati per l'analisi IMD	127
Figure 8.1: modello utilizzato senza una porzione di traverso	150
Figure 8.2: Sezione ridotta.....	164
Figure 8.3: modello con porzione di trave di rigidezza inferiore	165
Figure 8.4: andamento forze su una porzione di cavo di acciaio precompresso	177
Figure 8.5: disposizione cavi sezione di mezzeria	178
Figure 8.6: andamento tracciato dei cavi all'interno della trave lunga 42,50 m.....	178
Figure 8.7: Carico equivalente applicato sul modello della singola campata	179
Figure 9.1: schema funzionamento accelerometro piezoelettrico	194
Figure 9.2: schema accelerometri con elementi piezoresistivi	194
Figure 9.3: schema accelerometro con estensimetri.....	195
Figure 9.4: schema funzionamento servo-accelerometri.....	196
Figure 9.5: schema funzionamento vibrometro	197
Figure 9.6: meccanismo di funzionamento accelerometro capacitivo	197

Figure 9.7: schema funzionamento sensore.....	198
Figure 9.8: schema funzionamento accelerometro piezoresistivo.....	200
Figure 9.9: somma di una sinusoide e di un rumore per i rapporti 10,1 e 0.1	203
Figure 9.10: confronto spettri di potenza rumore bianco e rosa.....	204
Figure 9.11: accuratezza come percentuale del fondo scala.....	205
Figure 9.12: confronto tra grafici con diversa accuratezza e risoluzione.....	207
Figure 9.13: esempio di non linearità e zero offset	208
Figure 9.14: diagramma di larghezza di banda.....	209
Figure 10.1: schema 2D trave longitudinale e 3D impalcato visto dal basso con indicazione sulla posizione degli accelerometri	227
Figure 10.2: Schema 2D trave longitudinale e indicazione sulla posizione degli inclinometri.....	228
Figure 10.3: vista 3D del particolare pila-impalcato con indicazione sulla posizione degli inclinometri.....	228

Ringraziamenti

Questa tesi rappresenta la fine di un capitolo importante della mia vita iniziato più di 5 anni fa e che mi ha permesso di formarmi non solo a livello professionale ma anche come persona.

Prima di tutto, mi sento di ringraziare il prof. Chiaia Bernardino e il prof. Ventura Giulio per avermi dato l'opportunità di mettermi alla prova con una tematica importante ai giorni nostri e a me molto cara e per la disponibilità dimostrata.

Un ringraziamento importante va al dottorando Ing. Viale Nicola che è stato non solo un aiuto fondamentale per la conclusione del lavoro, ma anche un ottimo consigliere e incoraggiatore.

Un semplice grazie non è sufficiente per la mia famiglia e per i miei nonni, per avermi dato supporto economico, ma soprattutto morale, credendo in me e dandomi la forza per non mollare; un ringraziamento particolare va a mio fratello Mattia per essere stato il mio punto di riferimento in questi 5 anni.

Grazie ad Antonio, la mia valvola di sfogo principale, nonché sopportatore costante delle mie paure e delle mie insicurezze. Grazie per aver creduto sempre in me e per essere stato sempre presente!

Grazie alle mie Mediterranee per essere state e per essere tuttora, nonostante la distanza, la mia seconda famiglia, il mio punto fisso. Grazie per le chiacchierate notturne, per le pause caffè lunghe una vita, per le serate tra Sansa e Panche, grazie per aver reso questi anni universitari più spensierati.

Grazie alle mie ingegnere preferite Giulia e Arianna per aver condiviso gioie e dolori pre-durante-post esame. Grazie per essere esaurite come me e con me! Vi auguro un futuro pieno di soddisfazioni.

Grazie alla mia cristallina Ilenia, non una cugina, ma una vera e propria sorella acquisita. Grazie per le risate insieme, per avermi colorato le giornate universitarie e per essere la mia sostenitrice e sponsor numero 1!

Grazie a Bea, amica di una vita, per essere stata presente anche a distanza, con un semplice messaggio anche dopo mesi, diminuendo di i km e gli anni passati.

Grazie alla famiglia Potenza, i miei zii e cugini acquisiti torinesi, per le domeniche passate insieme e per avermi fatto sentire un po' di più a casa.

Grazie a casa Turati, casa Dante, casa Polo e a tutti gli amici e colleghi non menzionati, per essere stati presenti in un modo o nell'altro!

E infine, grazie a me, per aver creduto nei miei sogni e per la mia determinazione, per non essermi arresa e per essere riuscita a raggiungere i miei obiettivi.

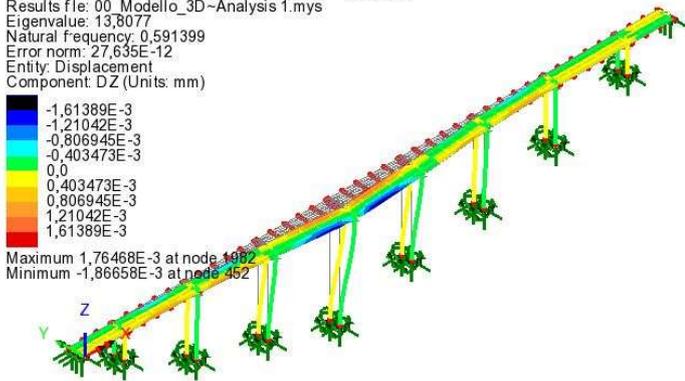
APPENDICE I: Modi di vibrare a confronto modello viadotto completo

Modello senza massa concentrata

Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 1 Frequency = 0.591399
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 13,8077
 Natural frequency: 0.591399
 Error norm: 27,635E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)

-1,61389E-3
 -1,21042E-3
 -0,806945E-3
 -0,403473E-3
 0,0
 0,403473E-3
 0,806945E-3
 1,21042E-3
 1,61389E-3

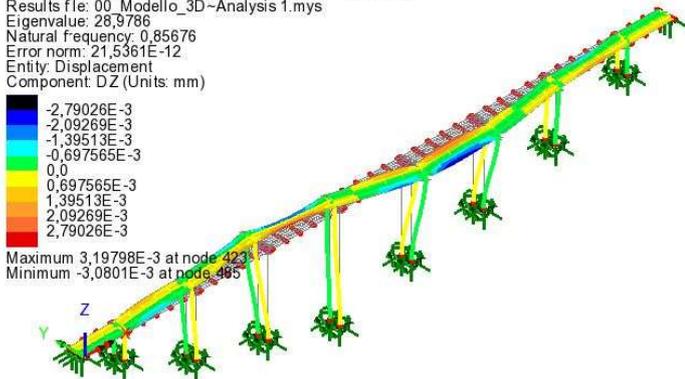
Maximum 1,76468E-3 at node 1982
 Minimum -1,86658E-3 at node 452



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 2 Frequency = 0.856760
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 28,9786
 Natural frequency: 0.85676
 Error norm: 21,5361E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)

-2,79026E-3
 -2,09269E-3
 -1,39513E-3
 -0,697565E-3
 0,0
 0,697565E-3
 1,39513E-3
 2,09269E-3
 2,79026E-3

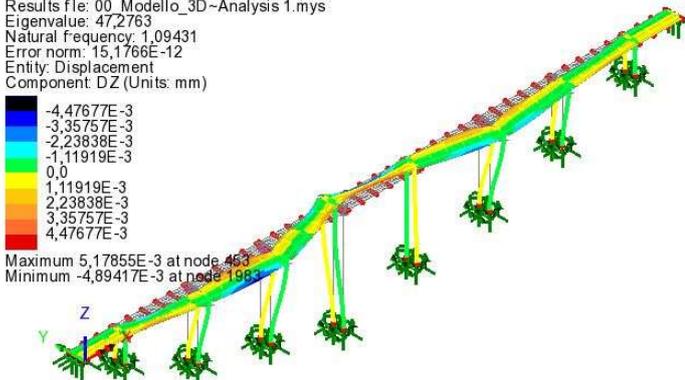
Maximum 3,19798E-3 at node 423
 Minimum -3,0801E-3 at node 485



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 3 Frequency = 1.09431
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 47,2763
 Natural frequency: 1.09431
 Error norm: 15,1766E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)

-4,47677E-3
 -3,35757E-3
 -2,23838E-3
 -1,11919E-3
 0,0
 1,11919E-3
 2,23838E-3
 3,35757E-3
 4,47677E-3

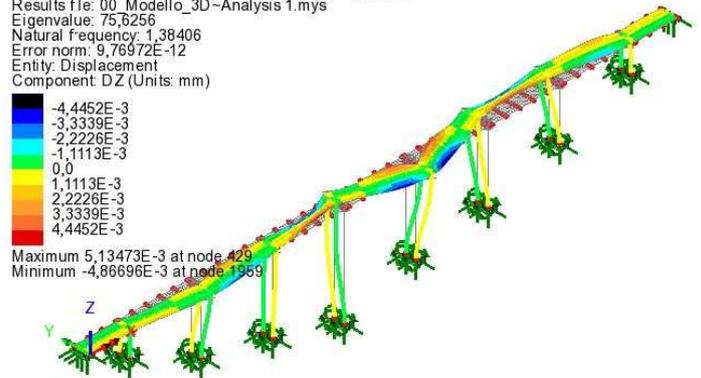
Maximum 5,17855E-3 at node 453
 Minimum -4,89417E-3 at node 1983



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 4 Frequency = 1.38406
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 75,6256
 Natural frequency: 1.38406
 Error norm: 9,76972E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)

-4,4452E-3
 -3,3339E-3
 -2,2226E-3
 -1,1113E-3
 0,0
 1,1113E-3
 2,2226E-3
 3,3339E-3
 4,4452E-3

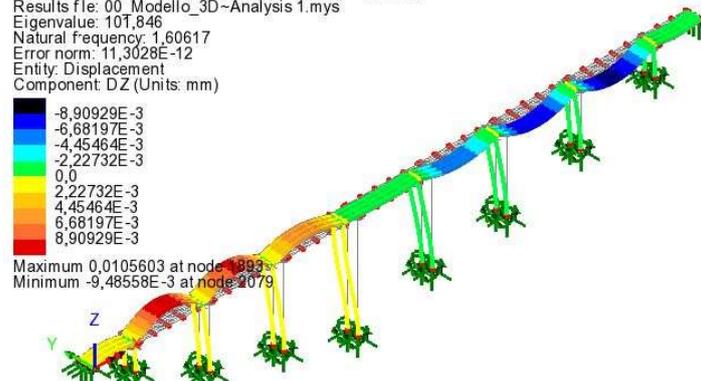
Maximum 5,13473E-3 at node 429
 Minimum -4,86696E-3 at node 1959



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 5 Frequency = 1.60617
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 107,846
 Natural frequency: 1.60617
 Error norm: 11,3028E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)

-8,90929E-3
 -6,68197E-3
 -4,45464E-3
 -2,22732E-3
 0,0
 2,22732E-3
 4,45464E-3
 6,68197E-3
 8,90929E-3

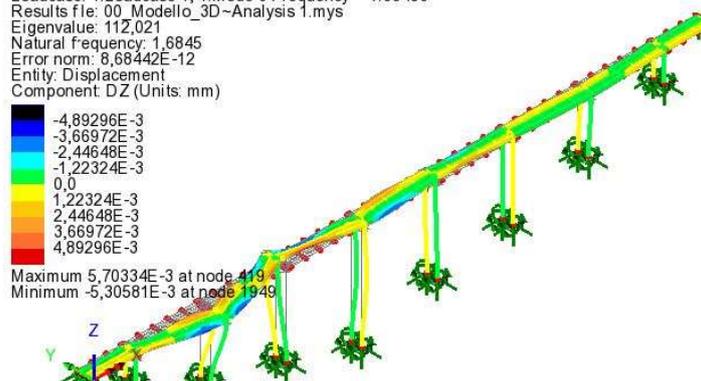
Maximum 0,0105603 at node 493
 Minimum -9,48558E-3 at node 2079



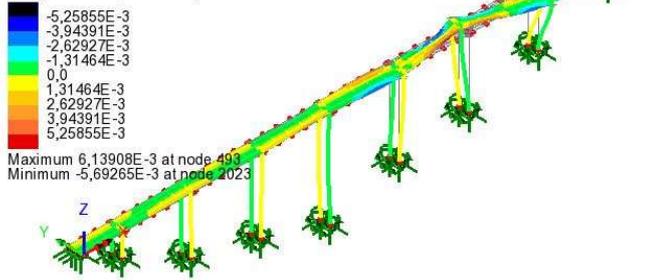
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 6 Frequency = 1.68450
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 112,021
 Natural frequency: 1.6845
 Error norm: 8,68442E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)

-4,89296E-3
 -3,66972E-3
 -2,44648E-3
 -1,22324E-3
 0,0
 1,22324E-3
 2,44648E-3
 3,66972E-3
 4,89296E-3

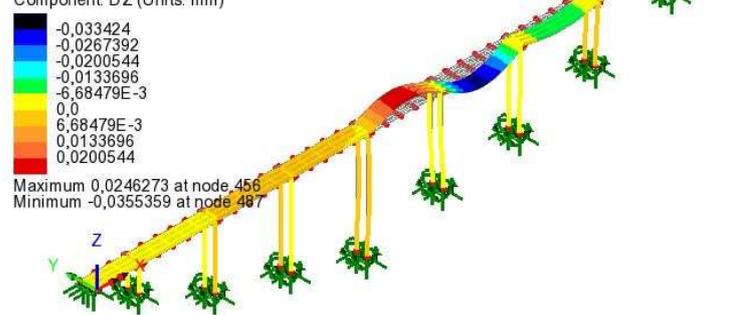
Maximum 5,70334E-3 at node 419
 Minimum -5,30581E-3 at node 1949



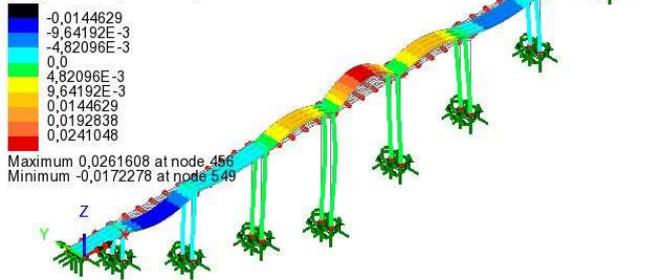
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 7 Frequency = 1.89848
 Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 142,29
 Natural frequency: 1,89848
 Error norm: 6,75955E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



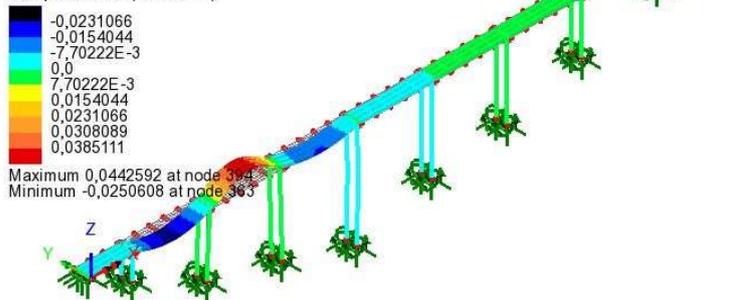
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 12 Frequency = 2.81978
 Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 313,899
 Natural frequency: 2,81978
 Error norm: 4,70872E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



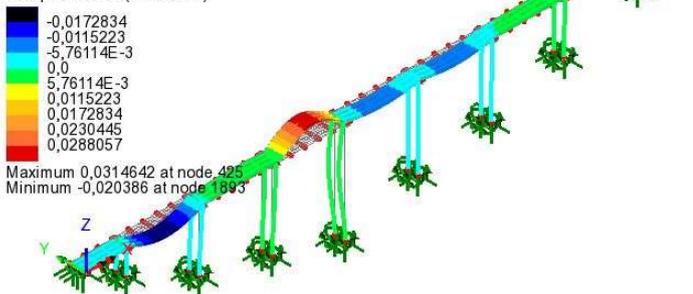
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 9 Frequency = 2.45288
 Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 237,527
 Natural frequency: 2,45288
 Error norm: 5,25199E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



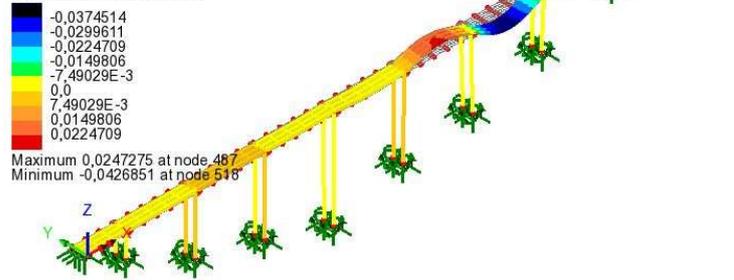
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 13 Frequency = 2.90006
 Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 332,028
 Natural frequency: 2,90006
 Error norm: 7,79321E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



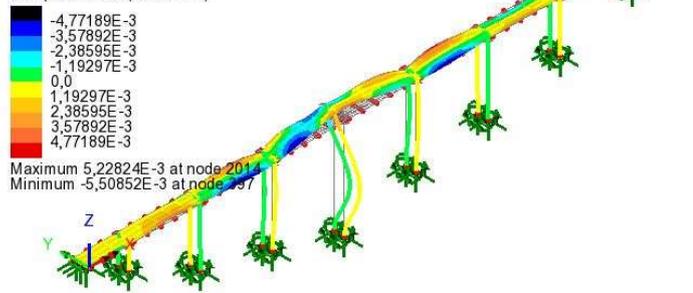
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 10 Frequency = 2.66310
 Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 279,984
 Natural frequency: 2,66310
 Error norm: 6,74447E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



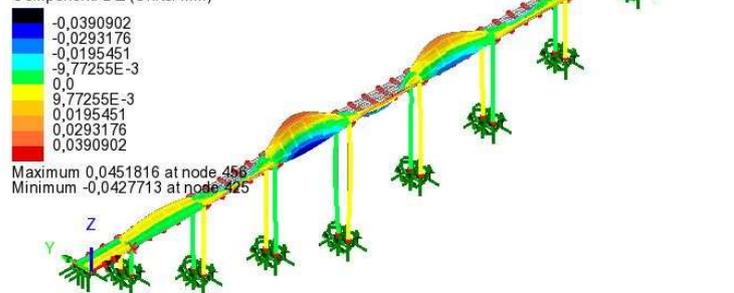
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 14 Frequency = 2.92903
 Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 338,695
 Natural frequency: 2,92903
 Error norm: 10,6047E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



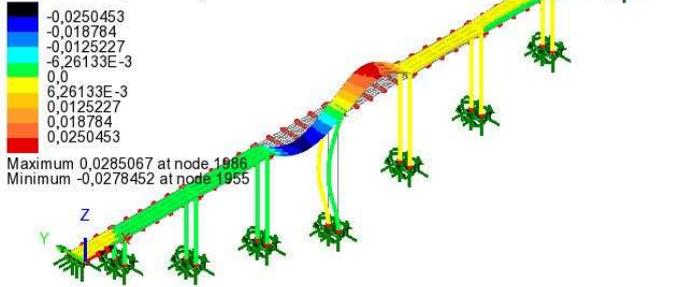
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 11 Frequency = 2.67667
 Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 282,845
 Natural frequency: 2,67667
 Error norm: 3,56179E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



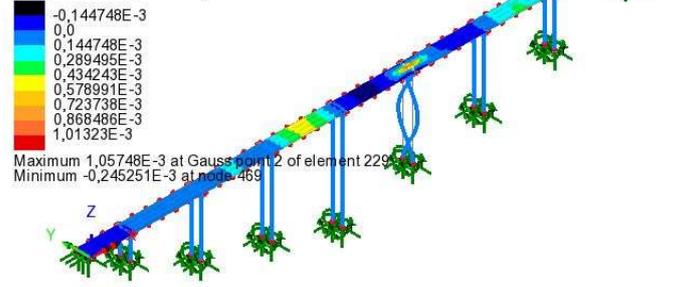
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 15 Frequency = 3.05097
 Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 367,482
 Natural frequency: 3,05097
 Error norm: 9,46999E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



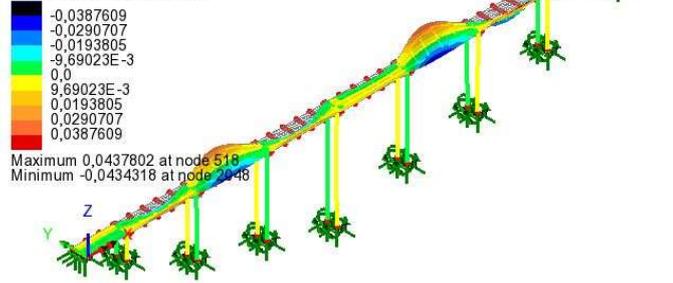
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 16 Frequency = 3.16834
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 395,298
 Natural frequency: 3.16834
 Error norm: 3,63902E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



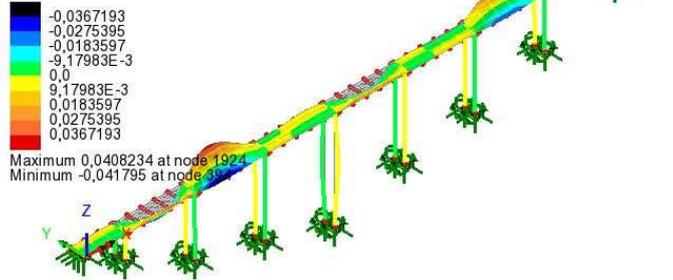
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 20 Frequency = 3.47090
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 475,602
 Natural frequency: 3.4709
 Error norm: 0,322553E-6
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



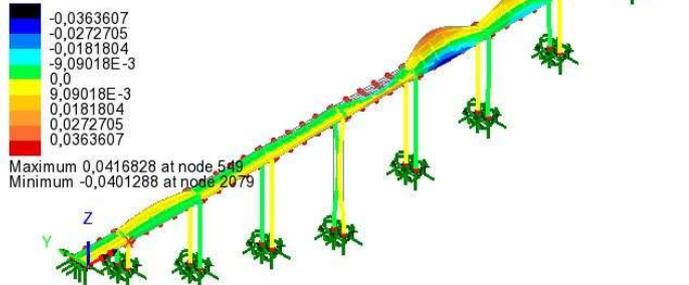
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 17 Frequency = 3.21826
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 408,887
 Natural frequency: 3.21826
 Error norm: 65,8151E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 18 Frequency = 3.33688
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 439,583
 Natural frequency: 3.33688
 Error norm: 0,449797E-9
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 19 Frequency = 3.46287
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 473,405
 Natural frequency: 3.46287
 Error norm: 0,176121E-6
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)

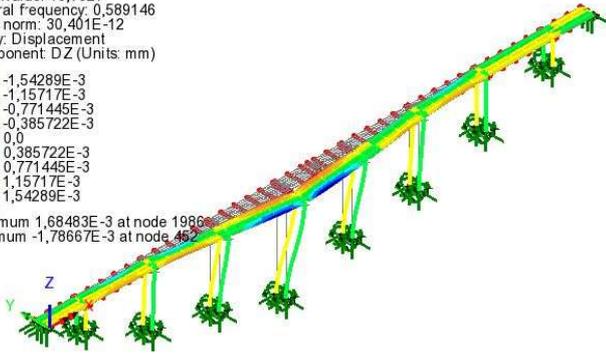


Modello con massa concentrata di 40 ton (Tir)

Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 1 Frequency = 0.589146
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 13,7027
 Natural Frequency: 0,589146
 Error norm: 30,401E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)

-1,54289E-3
 -1,15717E-3
 -0,771445E-3
 -0,385722E-3
 0,0
 0,385722E-3
 0,771445E-3
 1,15717E-3
 1,54289E-3

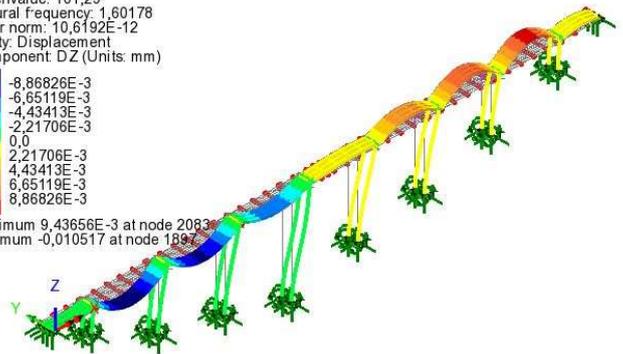
Maximum 1,68483E-3 at node 1986
 Minimum -1,78667E-3 at node 452



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 5 Frequency = 1.60178
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 10T,29
 Natural Frequency: 1,60178
 Error norm: 10,6192E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)

-8,86826E-3
 -6,65119E-3
 -4,43413E-3
 -2,21706E-3
 0,0
 2,21706E-3
 4,43413E-3
 6,65119E-3
 8,86826E-3

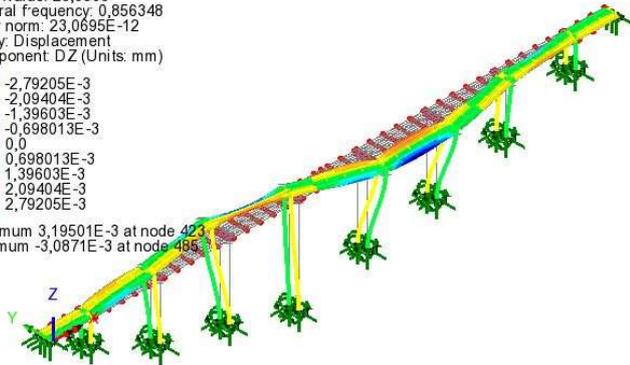
Maximum 9,43656E-3 at node 2083
 Minimum -0,010517 at node 1897



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 2 Frequency = 0.856348
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 26,9508
 Natural frequency: 0,856348
 Error norm: 23,0695E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)

-2,79205E-3
 -2,09404E-3
 -1,39603E-3
 -0,698013E-3
 0,0
 0,698013E-3
 1,39603E-3
 2,09404E-3
 2,79205E-3

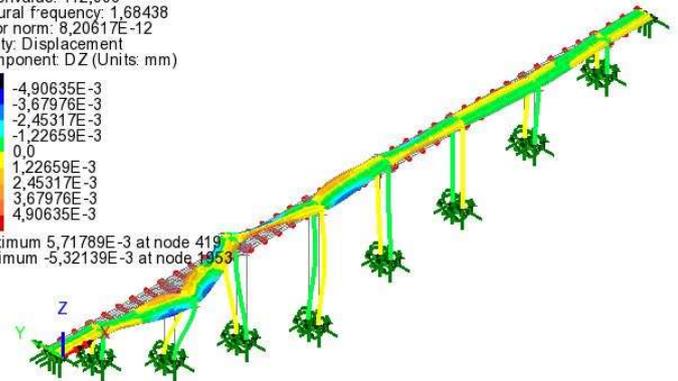
Maximum 3,19501E-3 at node 423
 Minimum -3,0871E-3 at node 485



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 6 Frequency = 1.68438
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 112,006
 Natural frequency: 1,68438
 Error norm: 8,20617E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)

-4,90635E-3
 -3,67976E-3
 -2,45317E-3
 -1,22659E-3
 0,0
 1,22659E-3
 2,45317E-3
 3,67976E-3
 4,90635E-3

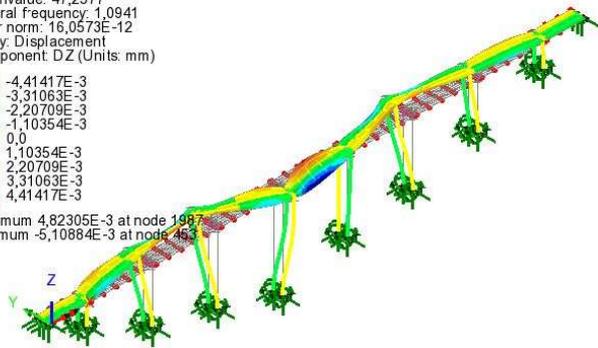
Maximum 5,71789E-3 at node 419
 Minimum -5,32139E-3 at node 1953



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 3 Frequency = 1.09410
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 47,2577
 Natural frequency: 1,0941
 Error norm: 16,0573E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)

-4,41417E-3
 -3,31063E-3
 -2,20709E-3
 -1,10354E-3
 0,0
 1,10354E-3
 2,20709E-3
 3,31063E-3
 4,41417E-3

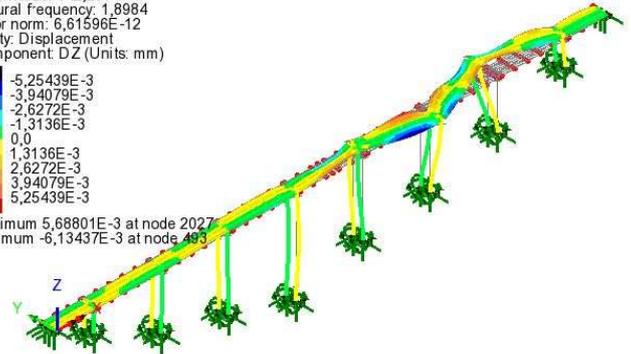
Maximum 4,82305E-3 at node 1987
 Minimum -5,10884E-3 at node 452



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 7 Frequency = 1.89840
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 142,277
 Natural frequency: 1,8984
 Error norm: 6,61596E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)

-5,25439E-3
 -3,94079E-3
 -2,6272E-3
 -1,3136E-3
 0,0
 1,3136E-3
 2,6272E-3
 3,94079E-3
 5,25439E-3

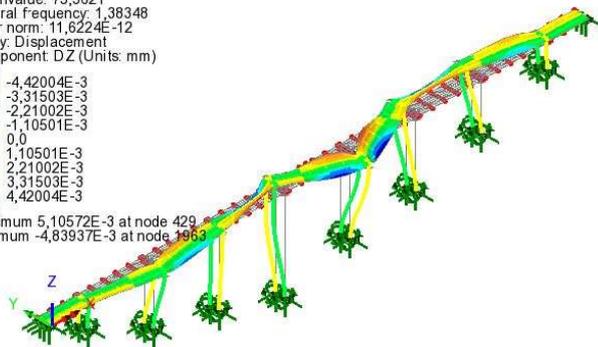
Maximum 5,68801E-3 at node 2027
 Minimum -6,13437E-3 at node 493



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 4 Frequency = 1.38348
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 75,5621
 Natural frequency: 1,38348
 Error norm: 11,6224E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)

-4,42004E-3
 -3,31503E-3
 -2,21002E-3
 -1,10501E-3
 0,0
 1,10501E-3
 2,21002E-3
 3,31503E-3
 4,42004E-3

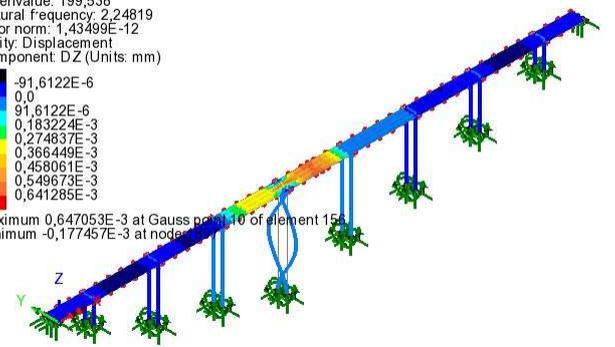
Maximum 5,10572E-3 at node 429
 Minimum -4,83937E-3 at node 1953



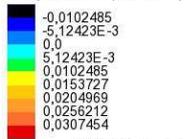
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 8 Frequency = 2.24819
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 199,538
 Natural frequency: 2,24819
 Error norm: 1,43499E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)

-91,6122E-6
 0,0
 91,6122E-6
 0,183224E-3
 0,274837E-3
 0,366449E-3
 0,458061E-3
 0,549673E-3
 0,641285E-3

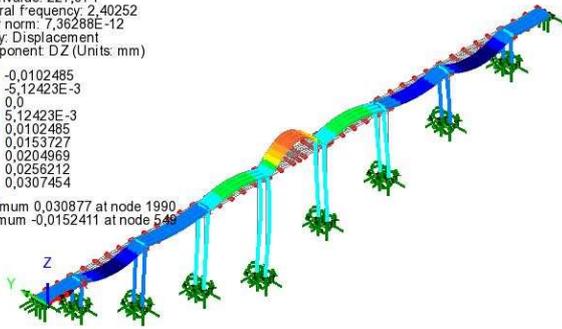
Maximum 0,647053E-3 at Gauss point 10 of element 156
 Minimum -0,177457E-3 at node 493



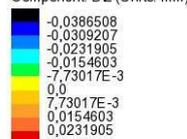
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 9 Frequency = 2.40252
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 227,874
 Natural Frequency: 2,40252
 Error norm: 7,36288E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



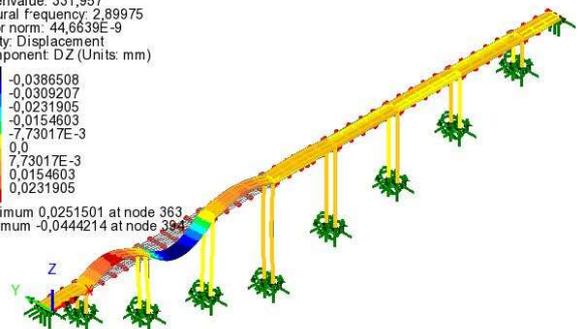
Maximum 0,030877 at node 1990
 Minimum -0,0152411 at node 548



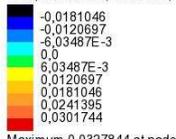
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 13 Frequency = 2.89975
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 331,957
 Natural Frequency: 2,89975
 Error norm: 44,6639E-9
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



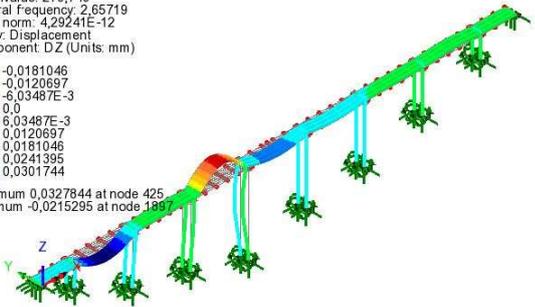
Maximum 0,0251501 at node 363
 Minimum -0,0444214 at node 394



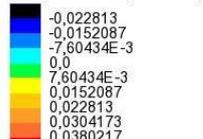
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 10 Frequency = 2.65719
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 278,743
 Natural Frequency: 2,65719
 Error norm: 4,29241E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



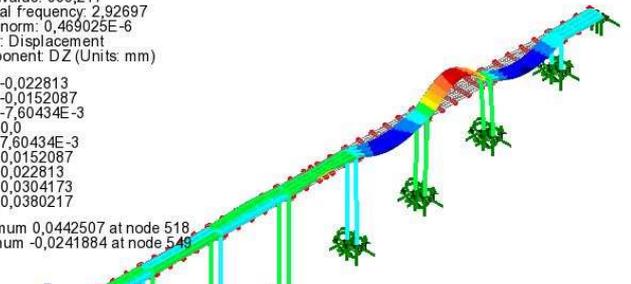
Maximum 0,0327844 at node 425
 Minimum -0,0215295 at node 1897



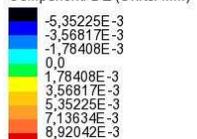
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 14 Frequency = 2.92697
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 338,217
 Natural frequency: 2,92697
 Error norm: 0,469025E-6
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



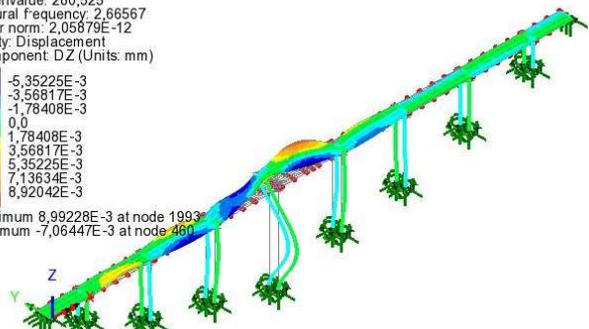
Maximum 0,0442507 at node 518
 Minimum -0,0241884 at node 548



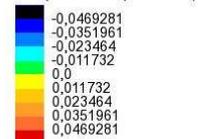
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 11 Frequency = 2.66567
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 280,525
 Natural Frequency: 2,66567
 Error norm: 2,05879E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



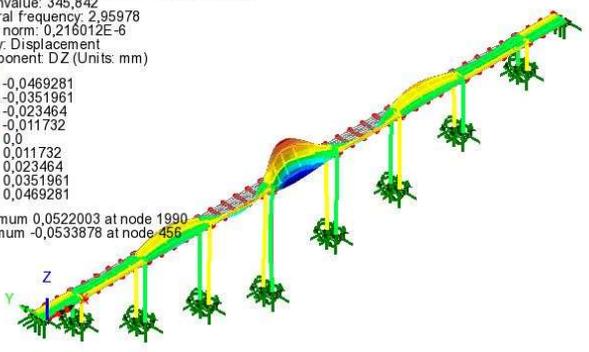
Maximum 8,99228E-3 at node 1993
 Minimum -7,06447E-3 at node 480



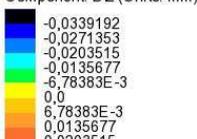
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 15 Frequency = 2.95978
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 345,842
 Natural frequency: 2,95978
 Error norm: 0,216012E-6
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



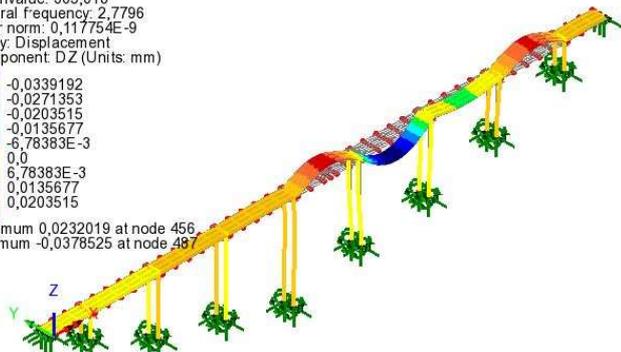
Maximum 0,0522003 at node 1990
 Minimum -0,0533878 at node 456



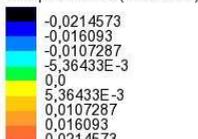
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 12 Frequency = 2.77960
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 305,018
 Natural Frequency: 2,7796
 Error norm: 0,117754E-9
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



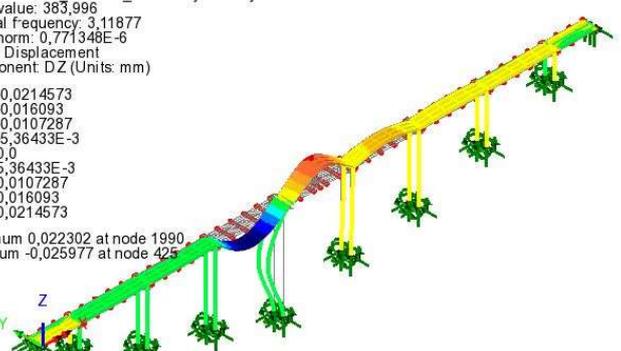
Maximum 0,0232019 at node 456
 Minimum -0,0378525 at node 487



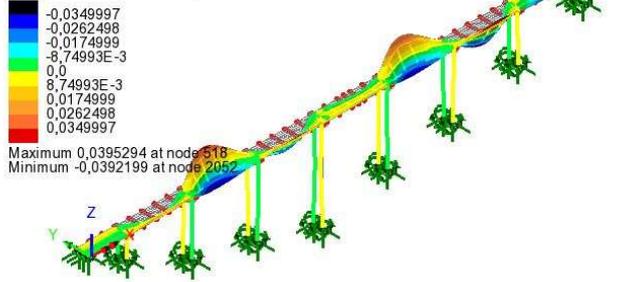
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 16 Frequency = 3.11877
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 383,996
 Natural Frequency: 3,11877
 Error norm: 0,771348E-6
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



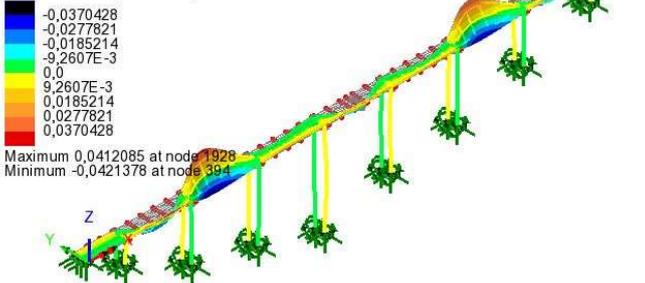
Maximum 0,022302 at node 1990
 Minimum -0,025977 at node 425



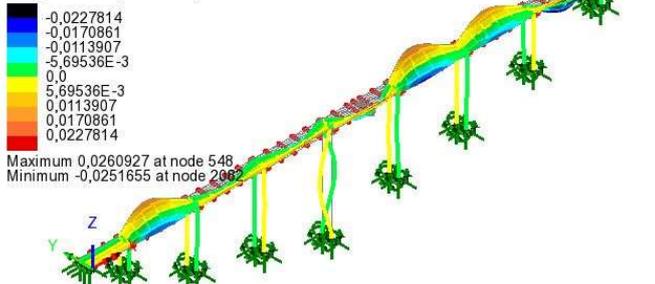
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 17 Frequency = 3.21601
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 408,314
 Natural Frequency: 3,21601
 Error norm: 1,92797E-6
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



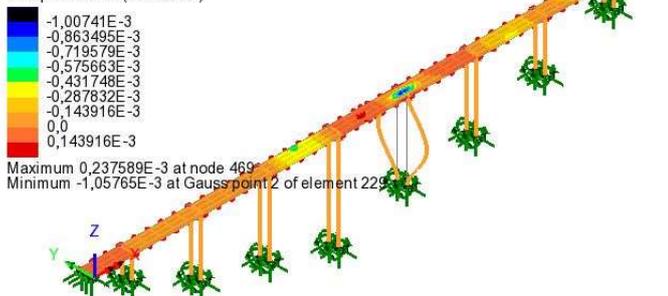
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 18 Frequency = 3.30441
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 431,07
 Natural Frequency: 3,30441
 Error norm: 3,78042E-9
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 19 Frequency = 3.43983
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 467,126
 Natural Frequency: 3,43983
 Error norm: 2,22293E-9
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)

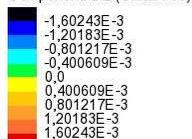


Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 20 Frequency = 3.47090
 Results file: 00_Modello_3D-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 475,601
 Natural Frequency: 3,4709
 Error norm: 8,32975E-9
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)

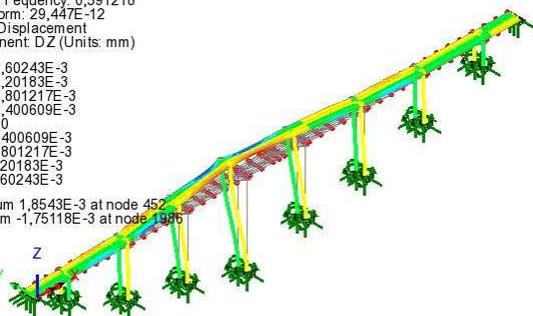


Modello con massa concentrata di 2,8 ton (auto)

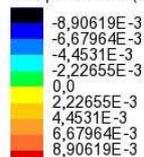
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 1 Frequency = 0.591218
 Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 13,7992
 Natural frequency: 0,591218
 Error norm: 29,447E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



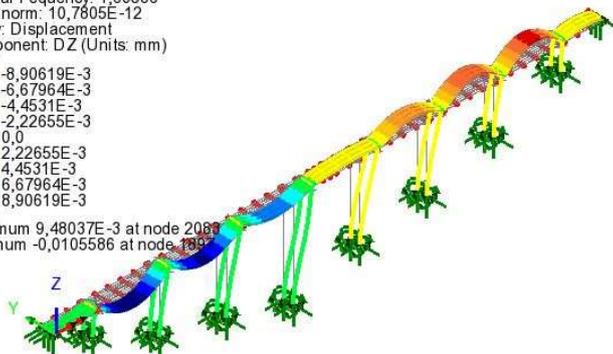
Maximum 1,8543E-3 at node 452
 Minimum -1,75118E-3 at node 1986



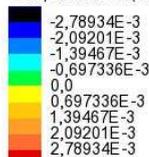
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 5 Frequency = 1.60586
 Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 107,806
 Natural frequency: 1,60586
 Error norm: 10,7805E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



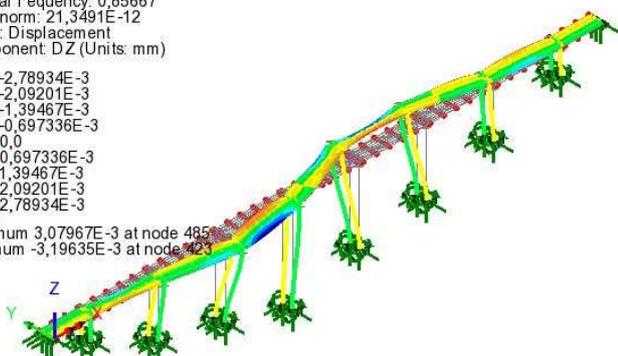
Maximum 9,48037E-3 at node 2080
 Minimum -0,0105586 at node 1986



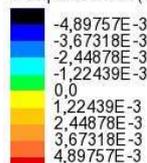
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 2 Frequency = 0.856670
 Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 28,3725
 Natural frequency: 0,85667
 Error norm: 21,3491E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



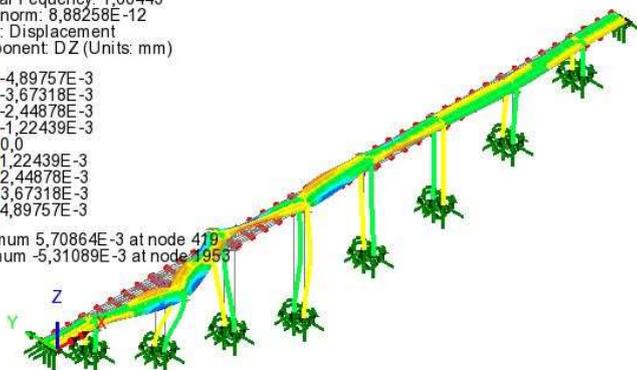
Maximum 3,07967E-3 at node 485
 Minimum -3,19635E-3 at node 423



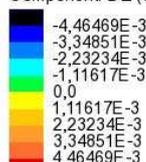
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 6 Frequency = 1.68443
 Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 112,012
 Natural frequency: 1,68443
 Error norm: 8,88258E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



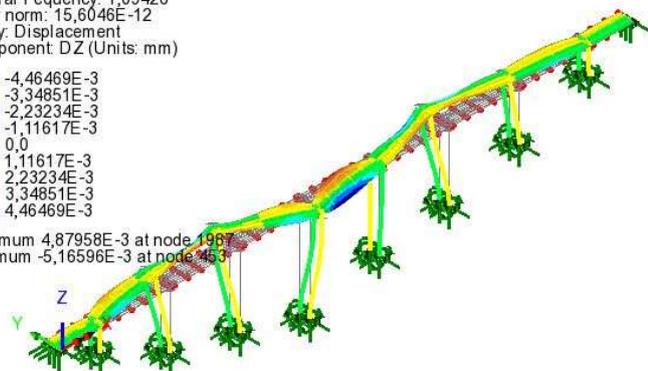
Maximum 5,70864E-3 at node 479
 Minimum -5,31089E-3 at node 1986



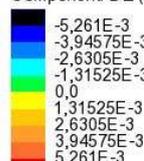
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 3 Frequency = 1.09426
 Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 47,2717
 Natural frequency: 1,09426
 Error norm: 15,6046E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



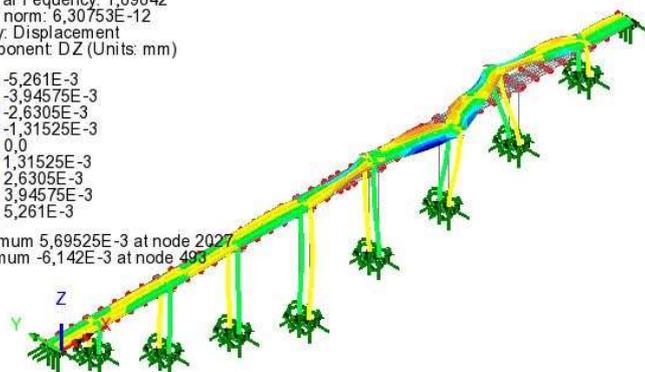
Maximum 4,87958E-3 at node 1987
 Minimum -5,16596E-3 at node 453



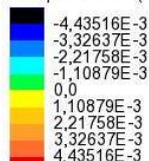
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 7 Frequency = 1.89842
 Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 142,281
 Natural frequency: 1,89842
 Error norm: 6,30753E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



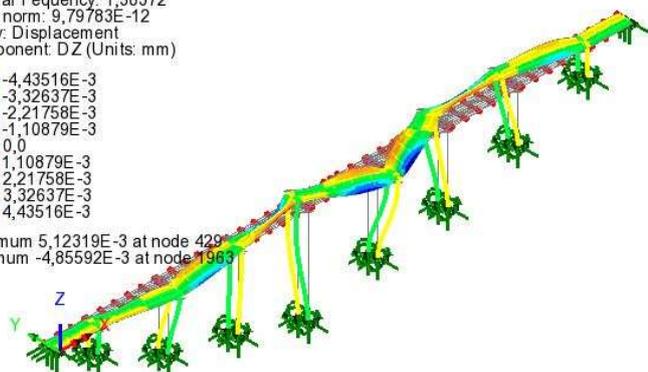
Maximum 5,69525E-3 at node 2027
 Minimum -6,142E-3 at node 493



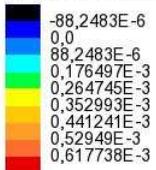
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 4 Frequency = 1.38372
 Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 75,5881
 Natural frequency: 1,38372
 Error norm: 9,79783E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



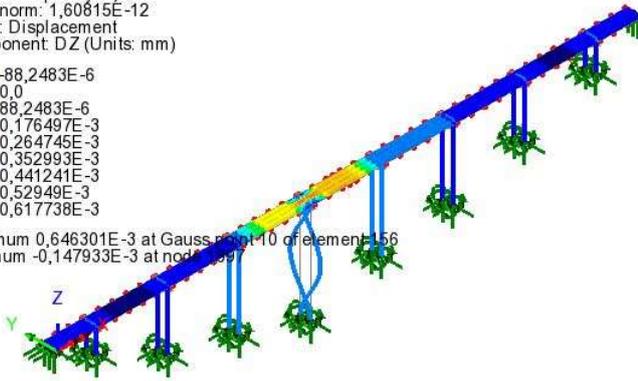
Maximum 5,12319E-3 at node 429
 Minimum -4,85592E-3 at node 1986



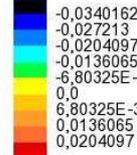
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 8 Frequency = 2.24820
 Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 199,54
 Natural frequency: 2,2482
 Error norm: 1,60815E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



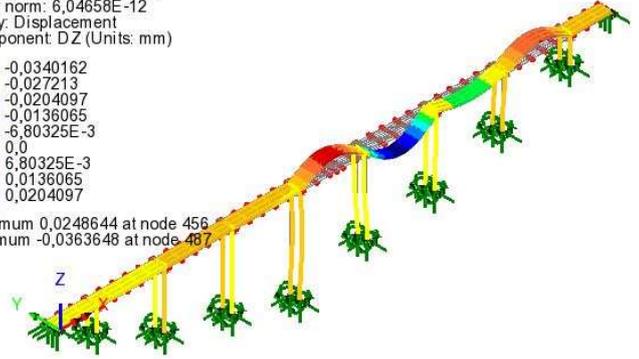
Maximum 0,646301E-3 at Gauss point 10 of element 156
 Minimum -0,147933E-3 at node 399



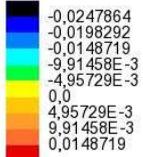
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 12 Frequency = 2.80776
 Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 311,229
 Natural frequency: 2,80776
 Error norm: 6,04658E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



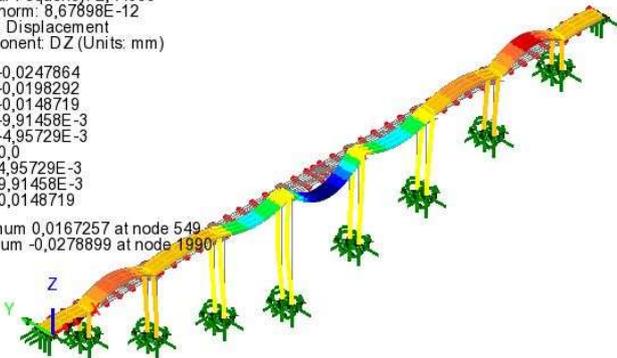
Maximum 0,0248644 at node 456
 Minimum -0,0363648 at node 487



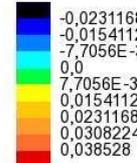
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 9 Frequency = 2.44036
 Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 235,108
 Natural frequency: 2,44036
 Error norm: 8,67898E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



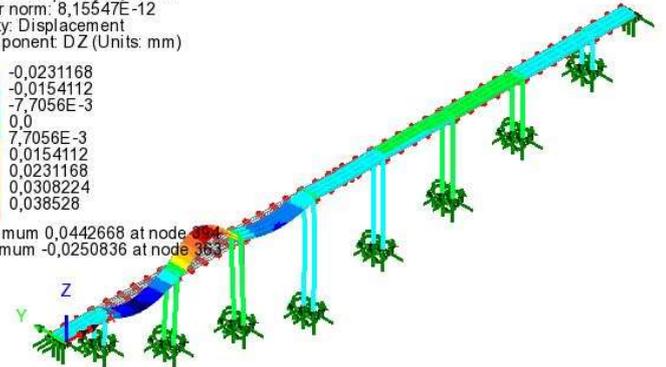
Maximum 0,0167257 at node 549
 Minimum -0,0278899 at node 1990



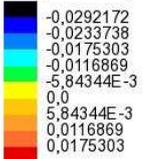
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 13 Frequency = 2.89996
 Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 332,005
 Natural frequency: 2,89996
 Error norm: 8,15547E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



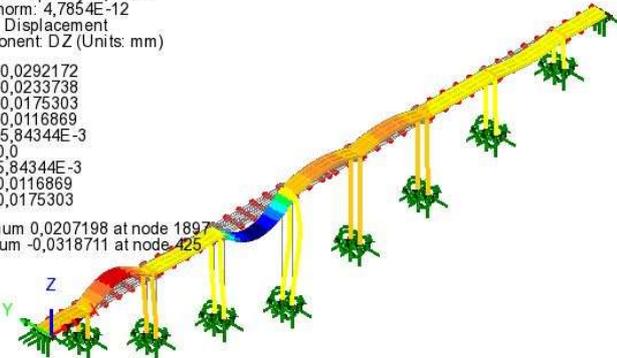
Maximum 0,0442668 at node 363
 Minimum -0,0250836 at node 363



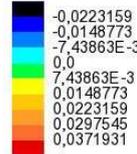
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 10 Frequency = 2.66161
 Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 279,672
 Natural frequency: 2,66161
 Error norm: 4,7854E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



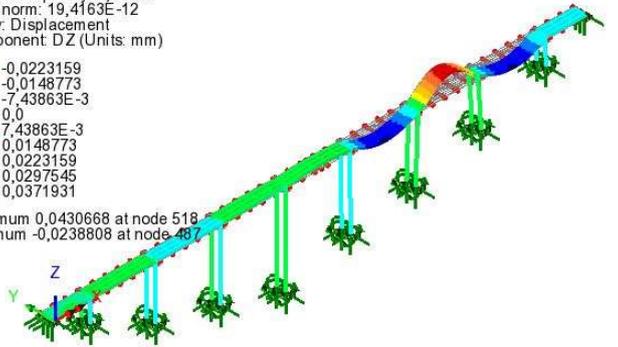
Maximum 0,0207198 at node 1897
 Minimum -0,0318711 at node 425



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 14 Frequency = 2.92837
 Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 338,54
 Natural frequency: 2,92837
 Error norm: 19,4163E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



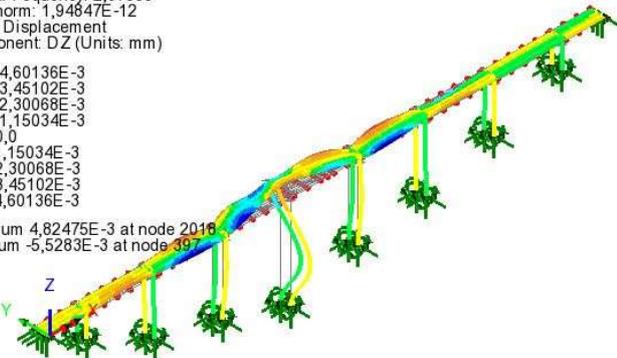
Maximum 0,0430668 at node 518
 Minimum -0,0238808 at node 487



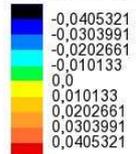
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 11 Frequency = 2.67555
 Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 282,609
 Natural frequency: 2,67555
 Error norm: 1,94847E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



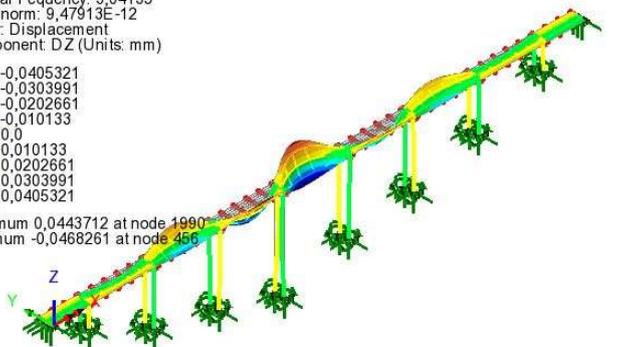
Maximum 4,82475E-3 at node 2016
 Minimum -5,5263E-3 at node 397



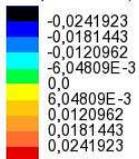
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 15 Frequency = 3.04135
 Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 365,167
 Natural frequency: 3,04135
 Error norm: 9,47913E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



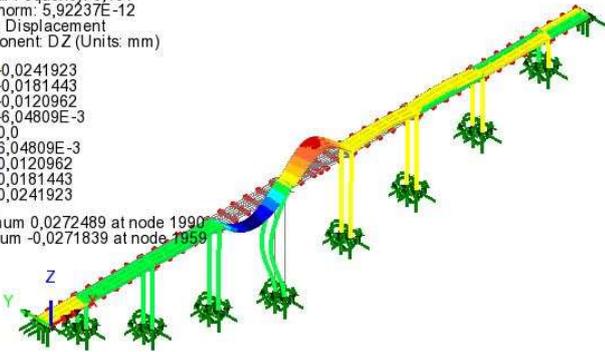
Maximum 0,0443712 at node 1990
 Minimum -0,0468261 at node 456



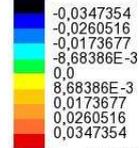
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 16 Frequency = 3.15100
 Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 391,973
 Natural frequency: 3.151
 Error norm: 5,92237E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



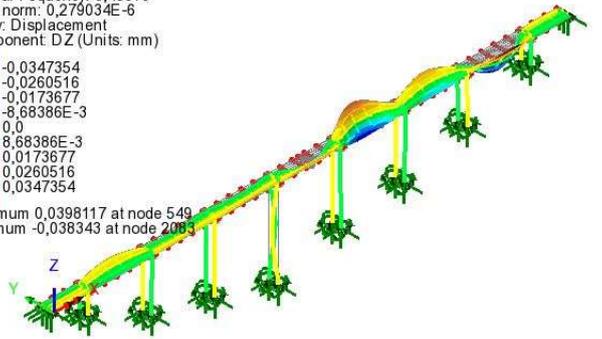
Maximum 0,0272489 at node 1990
 Minimum -0,0271839 at node 1959



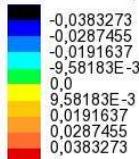
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 19 Frequency = 3.45979
 Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 472,562
 Natural frequency: 3.45979
 Error norm: 0,279034E-6
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



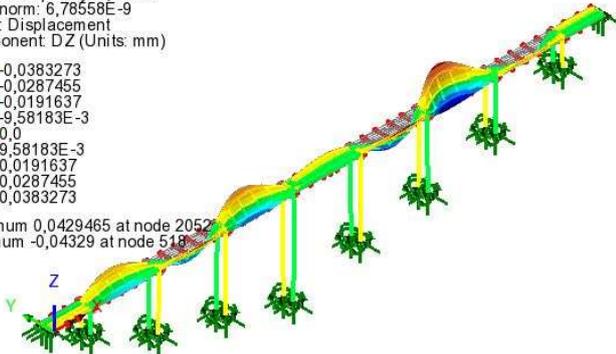
Maximum 0,0398117 at node 549
 Minimum -0,038343 at node 2083



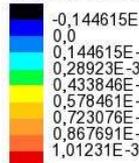
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 17 Frequency = 3.21789
 Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 408,793
 Natural frequency: 3.21789
 Error norm: 6,76558E-9
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



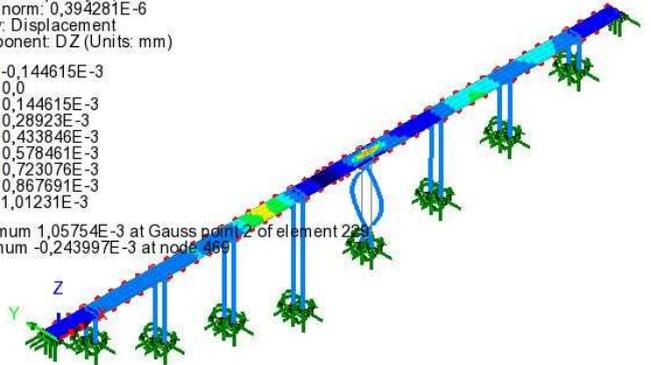
Maximum 0,0429465 at node 2052
 Minimum -0,04329 at node 518



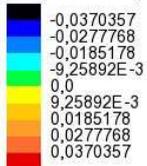
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 20 Frequency = 3.47090
 Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 475,602
 Natural frequency: 3.4709
 Error norm: 0,394281E-6
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



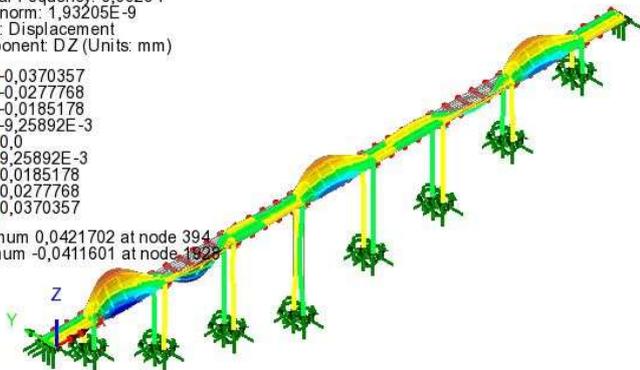
Maximum 1,05754E-3 at Gauss point 2 of element 223
 Minimum -0,243997E-3 at node 489



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 18 Frequency = 3.33284
 Results file: 00_Modello_3D~Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 438,52
 Natural frequency: 3.33284
 Error norm: 1,93205E-9
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



Maximum 0,0421702 at node 394
 Minimum -0,0411601 at node 1822



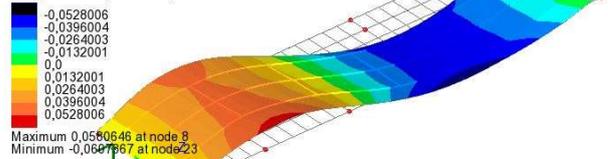
APPENDICE II: Modi di vibrare a confronto modello campata singola

Modello senza massa concentrata

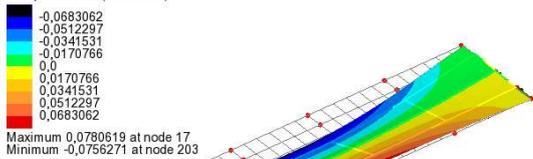
Analysis: Analysis 1
Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 1 Frequency = 2.93802
Results file: 01_campata_singola_-Analysis 1.mys
Eigenvalue: 340,776
Natural frequency: 2,93802
Error norm: 12,5507E-12
Entity: Displacement
Component: D,Z (Units: mm)



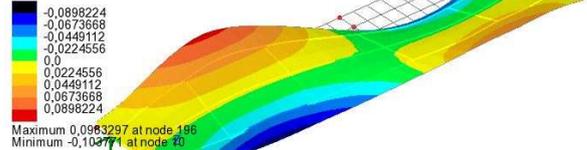
Analysis: Analysis 1
Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 4 Frequency = 10.2451
Results file: 01_campata_singola_-Analysis 1.mys
Eigenvalue: 4,14373E3
Natural frequency: 10,2451
Error norm: 1,34692E-12
Entity: Displacement
Component: D,Z (Units: mm)



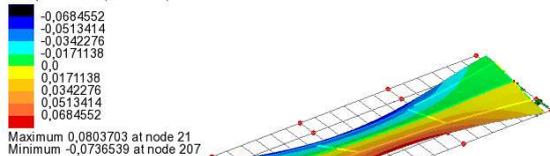
Analysis: Analysis 1
Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 2 Frequency = 3.41610
Results file: 01_campata_singola_-Analysis 1.mys
Eigenvalue: 460,703
Natural frequency: 3,4161
Error norm: 9,65077E-12
Entity: Displacement
Component: D,Z (Units: mm)



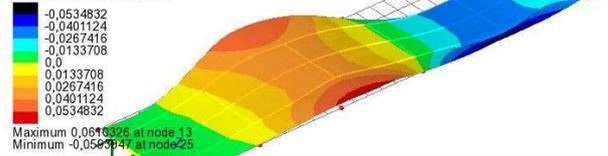
Analysis: Analysis 1
Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 5 Frequency = 10.8674
Results file: 01_campata_singola_-Analysis 1.mys
Eigenvalue: 4,66244E3
Natural frequency: 10,8674
Error norm: 1,65557E-12
Entity: Displacement
Component: D,Z (Units: mm)



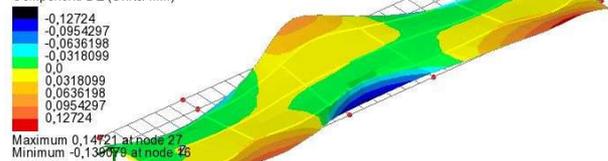
Analysis: Analysis 1
Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 3 Frequency = 8.27910
Results file: 01_campata_singola_-Analysis 1.mys
Eigenvalue: 2,70599E3
Natural frequency: 8,2791
Error norm: 1,59296E-12
Entity: Displacement
Component: D,Z (Units: mm)

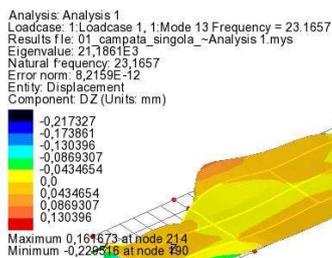
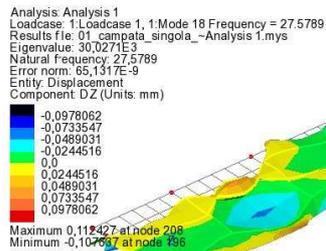
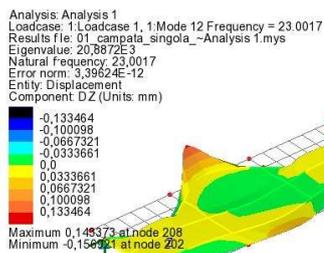
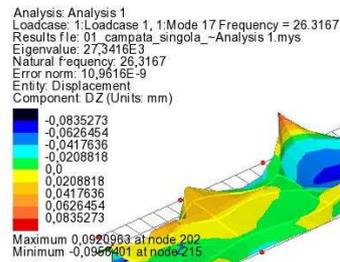
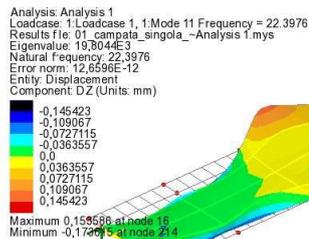
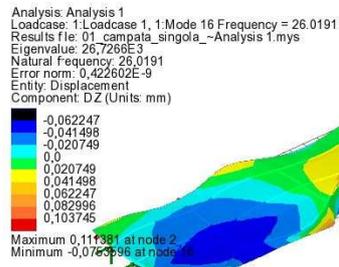
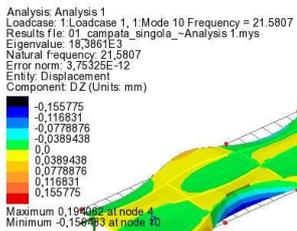
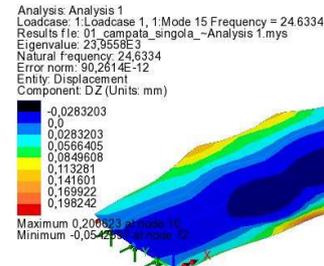
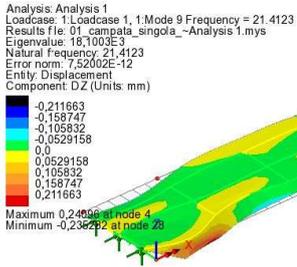
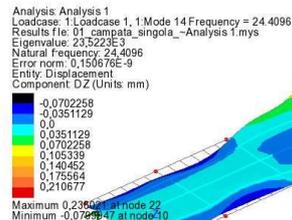
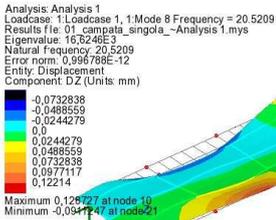


Analysis: Analysis 1
Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 6 Frequency = 16.2397
Results file: 01_campata_singola_-Analysis 1.mys
Eigenvalue: 10,4116E3
Natural frequency: 16,2397
Error norm: 1,48827E-12
Entity: Displacement
Component: D,Z (Units: mm)

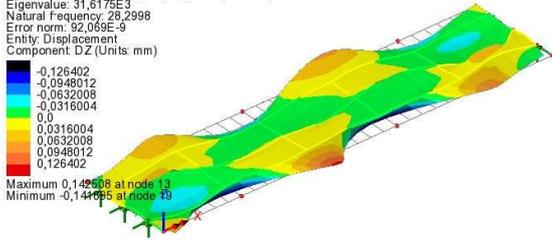


Analysis: Analysis 1
Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 7 Frequency = 18.4153
Results file: 01_campata_singola_-Analysis 1.mys
Eigenvalue: 13,388E3
Natural frequency: 18,4153
Error norm: 3,26106E-12
Entity: Displacement
Component: D,Z (Units: mm)

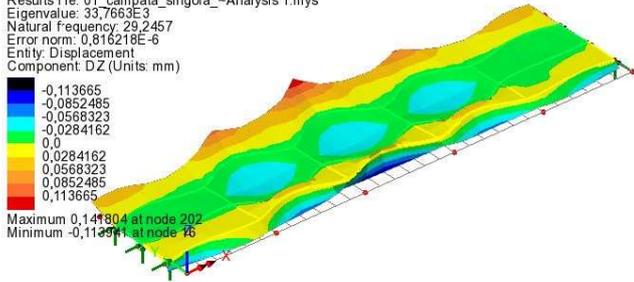




Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 19 Frequency = 28.2998
 Results file: 01_campata_singola_-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 31,6179E3
 Natural Frequency: 28,2998
 Error norm: 92,069E-9
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)

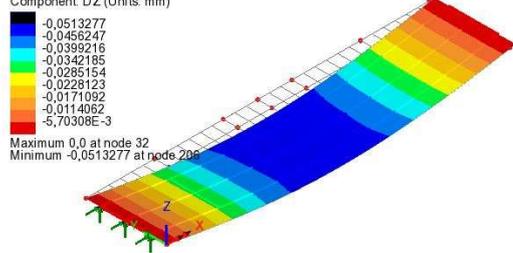


Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 20 Frequency = 29.2457
 Results file: 01_campata_singola_-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 33,7663E3
 Natural Frequency: 29,2457
 Error norm: 0,816218E-6
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)

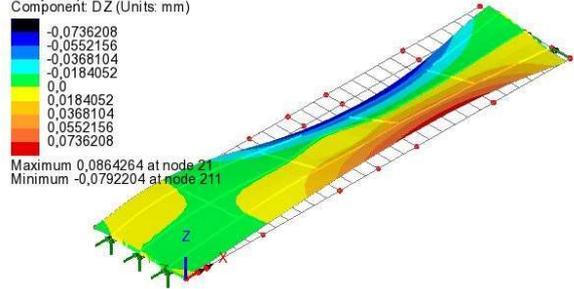


Modello con massa concentrata di 40 ton (Tir)

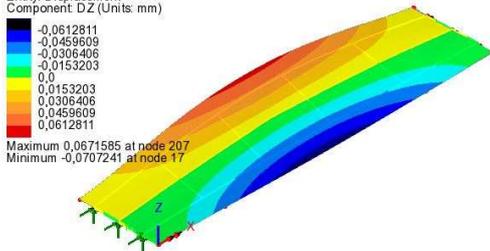
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 1 Frequency = 2.73474
 Results file: 01_a_campata_singola_massa_concentrata_mezzeria_-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 295,251
 Natural Frequency: 2,73474
 Error norm: 15,7798E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



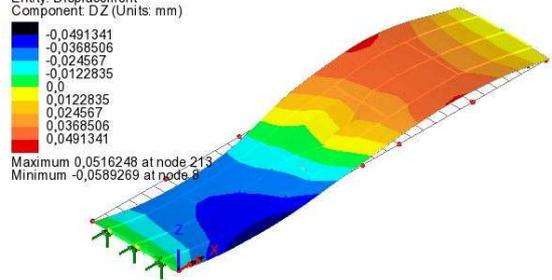
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 3 Frequency = 8.14118
 Results file: 01_a_campata_singola_massa_concentrata_mezzeria_-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 2,61659E3
 Natural Frequency: 8,14118
 Error norm: 1,33953E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



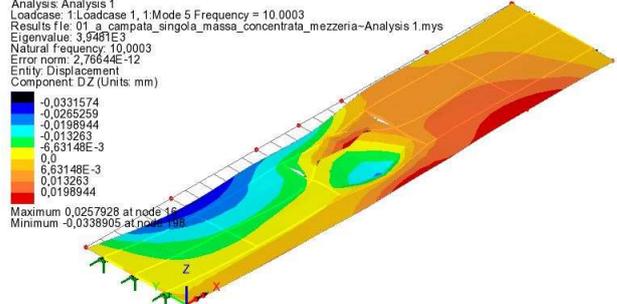
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 2 Frequency = 3.11912
 Results file: 01_a_campata_singola_massa_concentrata_mezzeria_-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 384,083
 Natural Frequency: 3,11912
 Error norm: 12,7899E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)

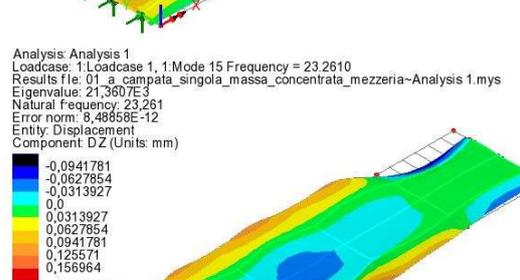
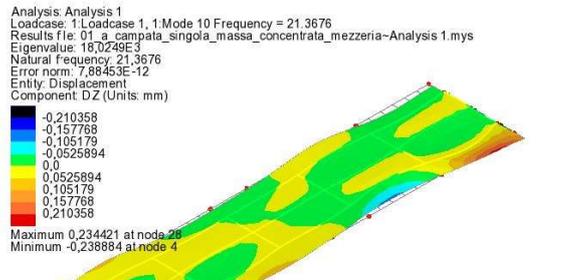
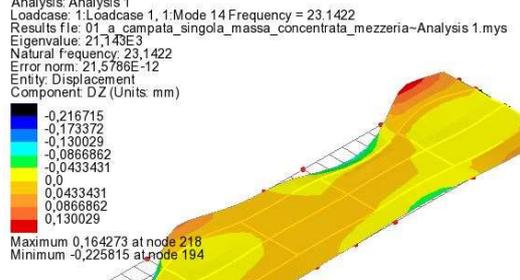
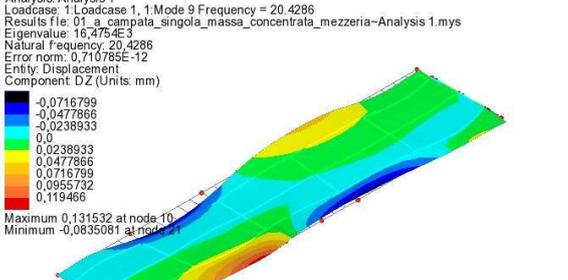
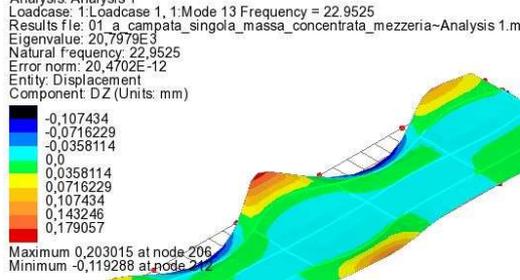
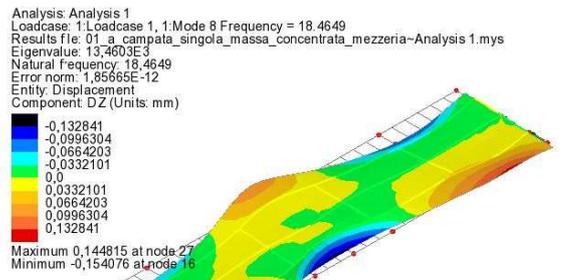
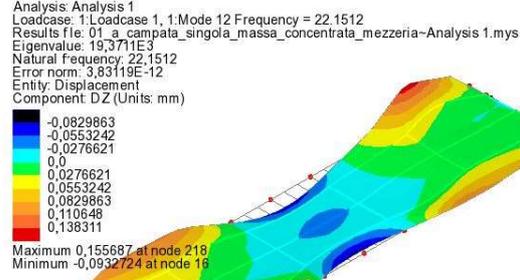
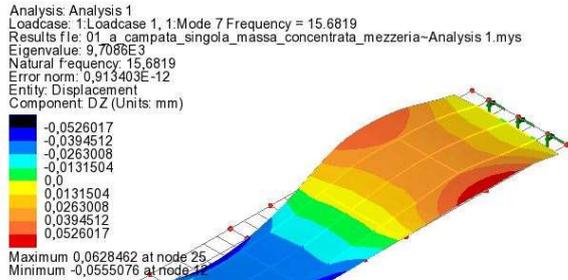
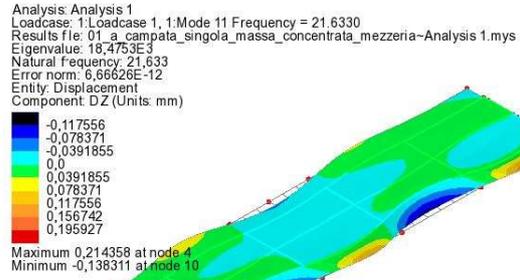
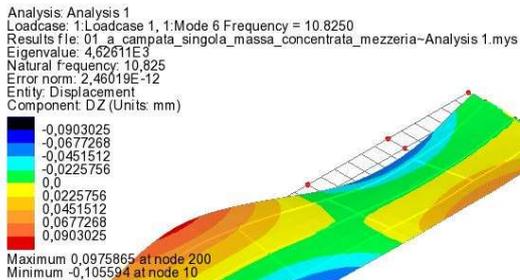


Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 4 Frequency = 9.97847
 Results file: 01_a_campata_singola_massa_concentrata_mezzeria_-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 3,93086E3
 Natural frequency: 9,97847
 Error norm: 1,71581E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



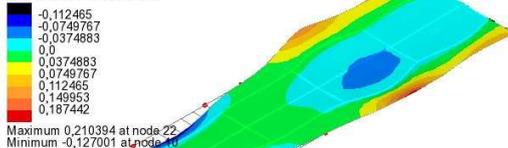
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1:Loadcase 1, 1:Mode 5 Frequency = 10.0003
 Results file: 01_a_campata_singola_massa_concentrata_mezzeria_-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 3,9481E3
 Natural Frequency: 10,0003
 Error norm: 2,76644E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



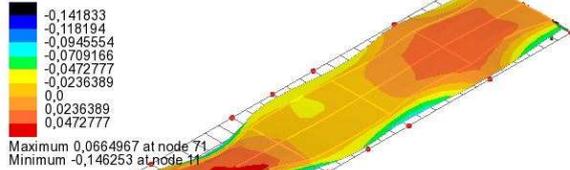


Modello con massa concentrata di 2,8 ton (auto)

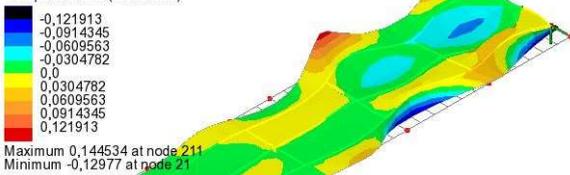
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 16 Frequency = 24.3331
 Results file: 01_a_campata_singola_massa_concentrata_mezzeria-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 23,3751E3
 Natural Frequency: 24,3331
 Error norm: 8,43591E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



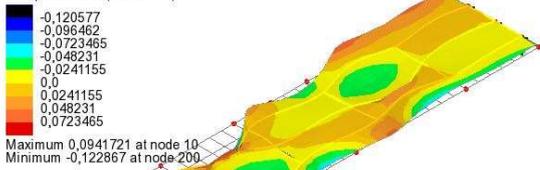
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 17 Frequency = 25.4326
 Results file: 01_a_campata_singola_massa_concentrata_mezzeria-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 25,5353E3
 Natural Frequency: 25,4326
 Error norm: 29,8136E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



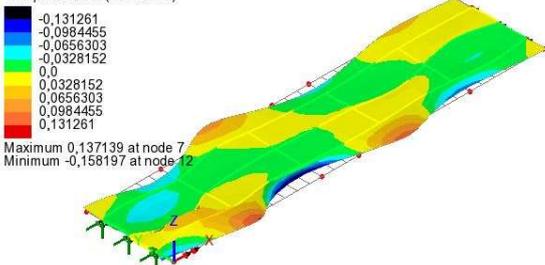
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 18 Frequency = 27.3300
 Results file: 01_a_campata_singola_massa_concentrata_mezzeria-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 29,4877E3
 Natural frequency: 27,333
 Error norm: 0,109623E-6
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



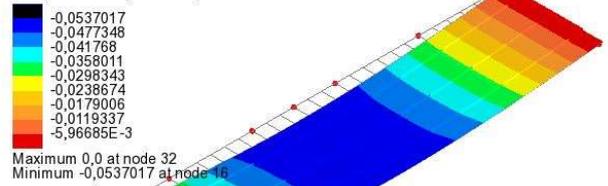
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 19 Frequency = 27.5258
 Results file: 01_a_campata_singola_massa_concentrata_mezzeria-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 29,9115E3
 Natural Frequency: 27,5258
 Error norm: 58,3583E-9
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 20 Frequency = 28.2927
 Results file: 01_a_campata_singola_massa_concentrata_mezzeria-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 31,8015E3
 Natural frequency: 28,2927
 Error norm: 0,192273E-6
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



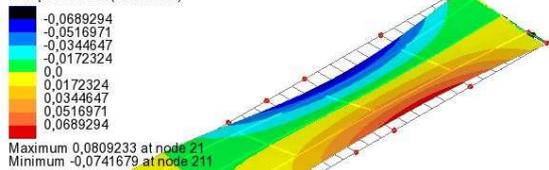
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 1 Frequency = 2.87498
 Results file: 01_a_campata_singola_massa_concentrata_mezzeria-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 326,31
 Natural Frequency: 2,87498
 Error norm: 14,9553E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



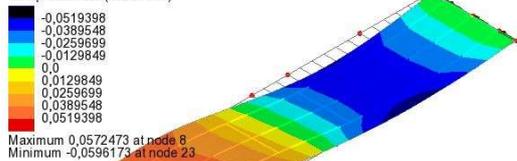
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 2 Frequency = 3.37051
 Results file: 01_a_campata_singola_massa_concentrata_mezzeria-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 448,489
 Natural Frequency: 3,37051
 Error norm: 10,4637E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)

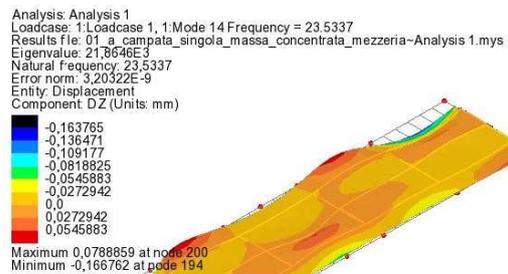
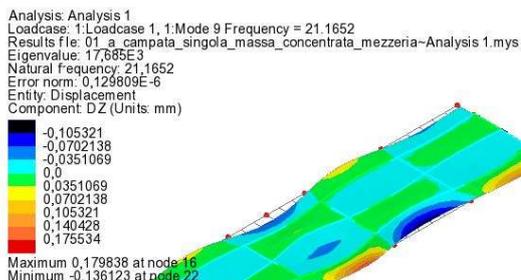
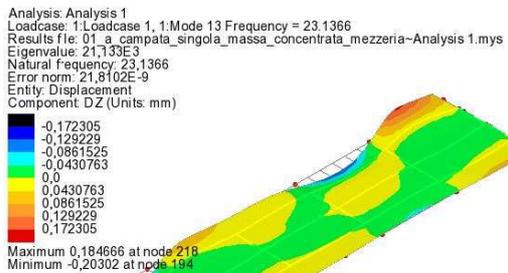
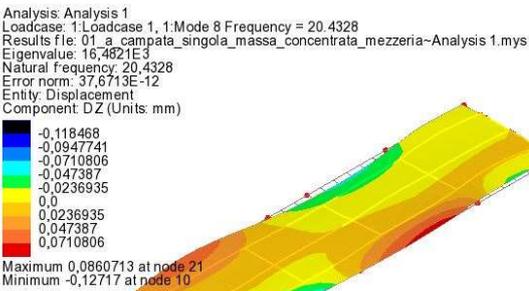
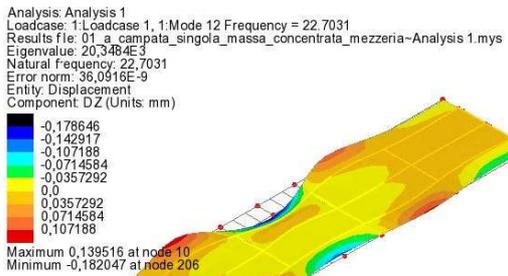
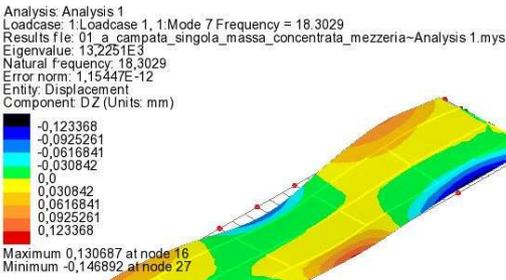
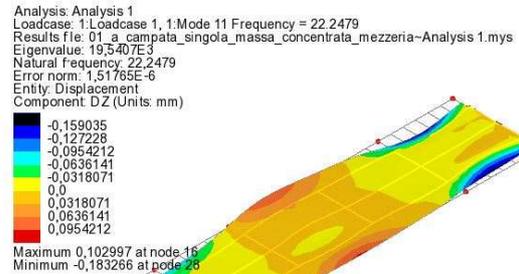
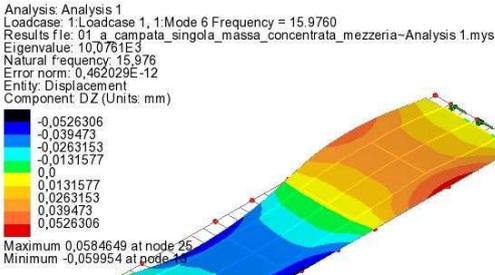
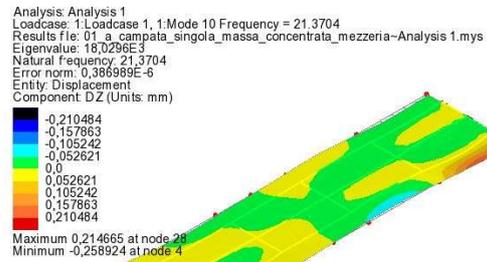
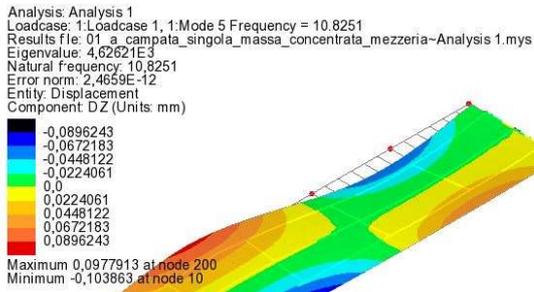


Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 3 Frequency = 8.25441
 Results file: 01_a_campata_singola_massa_concentrata_mezzeria-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 2,68988E3
 Natural frequency: 8,25441
 Error norm: 1,27332E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)

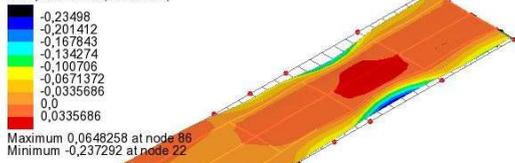


Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 4 Frequency = 10.1717
 Results file: 01_a_campata_singola_massa_concentrata_mezzeria-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 4,08456E3
 Natural Frequency: 10,1717
 Error norm: 1,29028E-12
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)

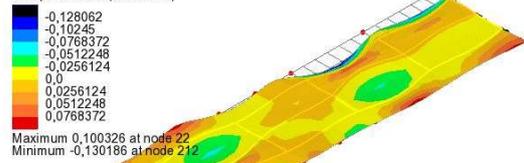




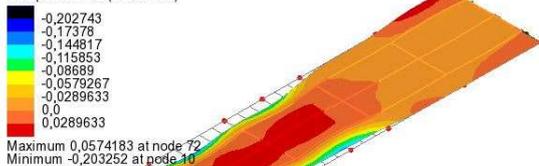
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 15 Frequency = 24.3248
 Results file: 01_a_campata_singola_massa_concentrata_mezzeria-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 23,3593E-3
 Natural frequency: 24,3248
 Error norm: 4,25774E-9
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



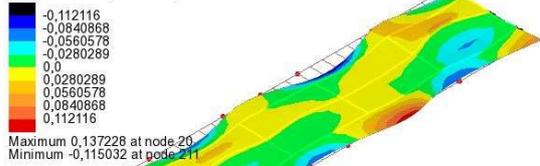
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 18 Frequency = 27.4902
 Results file: 01_a_campata_singola_massa_concentrata_mezzeria-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 29,3542E-3
 Natural frequency: 27,4902
 Error norm: 10,3538E-9
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



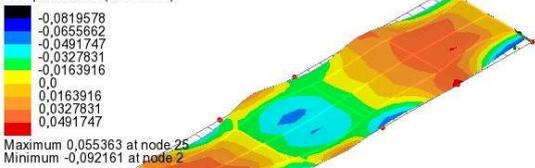
Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 16 Frequency = 24.4909
 Results file: 01_a_campata_singola_massa_concentrata_mezzeria-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 23,6793E-3
 Natural frequency: 24,4909
 Error norm: 2,32396E-9
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 19 Frequency = 27.8038
 Results file: 01_a_campata_singola_massa_concentrata_mezzeria-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 30,5786E-3
 Natural frequency: 27,8038
 Error norm: 19,0736E-9
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 17 Frequency = 25.9331
 Results file: 01_a_campata_singola_massa_concentrata_mezzeria-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 26,5302E-3
 Natural frequency: 25,9331
 Error norm: 0,387395E-9
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)



Analysis: Analysis 1
 Loadcase: 1: Loadcase 1, 1: Mode 20 Frequency = 28.3838
 Results file: 01_a_campata_singola_massa_concentrata_mezzeria-Analysis 1.mys
 Eigenvalue: 31,8054E-3
 Natural frequency: 28,3838
 Error norm: 62,2239E-9
 Entity: Displacement
 Component: DZ (Units: mm)

