

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE

*D.I.C.A.M.
Tecnica delle Costruzioni*

TESI DI LAUREA

in
PROGETTO DI PONTI M

**PONTE AD ARCO
CON IMPALCATO METALLICO SOSPESO
ANALISI SISMICA
IN PRESENZA DI DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO**

CANDIDATO:
Bondi Sebastiano

RELATORE:
Chiar.mo Prof. Ing. Maurizio Merli

CORRELATORI:
Chiar.mo Prof. Ing. Tomaso Trombetti
Dott. Ing. Carlo Cremonini
Dott. Ing. Stefano Silvestri

Anno Accademico: 2010/11

Sessione III

A mia nonna Lores
(1917-2003)

SOMMARIO

PREFAZIONE.....	1
1 INTRODUZIONE	3
1.1 Descrizione della Campata ad Arco.....	3
2 MODELLI DI CALCOLO PER IL PONTE AD ARCO.....	6
2.1 Generalità	6
2.2 Modello per l'Analisi Statica.....	7
2.2.1 Schema di vincolo.....	9
2.2.2 Condizioni di carico.....	10
2.2.3 Combinazioni di carico.....	15
2.3 Modello per lo Studio dell'Instabilità dell'Arco.....	15
2.3.1 Schema di vincolo.....	16
2.3.2 Condizioni di carico.....	16
2.3.3 Combinazioni di carico.....	18
2.4 Modelli Semplificati.....	18
3 CONCEZIONE STRUTTURALE	19
3.1 Considerazioni sulla Massa della Struttura.....	19
3.2 Il Periodo Fondamentale della Struttura	20
4 STUDIO PRELIMINARE DELLA STRUTTURA ATTRAVERSO SCHEMI SEMPLICI.....	25
4.1 Trazione.....	25
4.2 Flessione nel Piano XZ	32
4.2.1 Osservazioni relative alla freccia	35
4.3 Flessione nel Piano XY	36
4.4 Torsione.....	43
4.5 Reazioni Vincolari	44

4.5.1	Reazioni verticali, studio del sollevamento.....	44
5	ANALISI STATICA	47
5.1	Funi.....	47
5.1.1	Verifica a trazione.....	47
5.2	Traversi Arco.....	49
5.2.1	Verifica a presso-flessione in assenza di instabilità flesso - torsionale.....	50
5.3	Lastra d'Impalcato	52
5.4	Travi Principali e Traversi d'Impalcato	53
6	STUDIO DELLA STABILITÀ GLOBALE DELL'ARCO.....	57
6.1	Instabilità nel Piano.....	57
6.2	Instabilità Fuori Piano	59
6.2.1	Indicazioni dell'Eurocodice	59
6.2.2	Modelli e metodo di analisi	61
6.2.3	Verifica.....	68
7	ANALISI LINEARE DINAMICA DEL PONTE NON ISOLATO... ..	75
7.1	Azioni Orizzontali Trasmesse alle Pile.....	77
7.1.1	Direzione X.....	79
7.1.2	Direzione Y	83
7.2	Reazioni Verticali.....	84
7.3	Funi.....	84
7.3.1	Pretensione richiesta per evitare perdita di tiro	84
7.3.2	Problema della risonanza.....	85
7.4	Spostamenti	86
8	PROGETTO E MODELLAZIONE DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO	88
8.1	Scelta della Tipologia di Isolatori	95

8.2	Modellazione del Sistema di Isolamento	101
9	ANALISI LINEARE DINAMICA DEL PONTE IN PRESENZA DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO	103
9.1	Azioni Orizzontali Trasmesse alle Pile.....	104
9.1.1	Direzione X.....	106
9.1.2	Direzione Y.....	108
9.2	Reazioni Verticali.....	109
9.3	Funi.....	109
9.3.1	Pretensione richiesta per evitare perdita di tiro	109
9.3.2	Problema della risonanza.....	110
9.4	Spostamenti	110
9.4.1	Verifica degli spostamenti	112
10	CONFRONTO DEI RISULTATI.....	113
11	CONCLUSIONI	115
11.1	Risultati e Fattibilità	115
11.2	Sviluppi Futuri.....	117
12	BIBLIOGRAFIA	118

PREFAZIONE

*Marco Polo descrive un ponte, pietra per pietra.
-Ma qual è la pietra che sostiene il ponte? -
chiede Kublai Kan
-Il ponte non è sostenuto da questa o quella pietra -
risponde Marco,
-ma dalla linea dell'arco che esse formano.
Kublai Kan rimane silenzioso, riflettendo.
Poi soggiunge:
-Perché mi parli delle pietre? È solo l'arco che importa.
Polo risponde:
- Senza pietre non c'è arco.*

ITALO CALVINO, "Le città invisibili"

Inquadramento

Il ponte che ci accingiamo ad analizzare è costituito da un arco parabolico al quale è sospeso un impalcato metallico. Questo arco è costituito da due arcate che si generano da un'unica imposta in asse all'impalcato, divergono in corrispondenza della sua mezzeria, per confluire nuovamente in un unico punto, configurazione che risulta insolita rispetto alla norma, dove le due arcate solitamente hanno imposte distinte. Il sito dove si prevede di realizzare questo manufatto è una zona ad alta sismicità.

Finalità dello studio

Questa tesi si propone di verificare il comportamento statico del ponte, con particolare attenzione agli aspetti dell'instabilità dell'arco, e di analizzarne il comportamento dinamico in ambito sismico per individuare eventuali criticità e valutare i benefici che si potrebbero ottenere qualora si realizzasse un sistema di isolamento alla base dell'impalcato.

Lo studio è stato portato avanti ricorrendo a modelli agli elementi finiti. Sono stati realizzati modelli con diversi livelli di accuratezza. Questo approccio è stato ritenuto necessario poiché modelli molto sofisticati, sebbene consentano di ottenere risultati assai precisi, non danno la possibilità di cogliere in maniera immediata il comportamento della struttura, rendendo più difficile individuare eventuali errori di modellazione. L'utilizzo di modelli sintetici si rivela quindi uno strumento utile, che permette un confronto diretto con valori ricavati da conti di massima a partire da schemi

noti. La sinergia tra questi due approcci permette di acquisire una chiara conoscenza del funzionamento della struttura, senza rinunciare ad un alto livello di precisione.

Organizzazione della Tesi

Nel capitolo 1 si riportano le caratteristiche geometriche della campata ad arco.

I diversi modelli utilizzati per le diverse analisi, con i relativi schemi di vincolo e combinazioni di carico sono illustrati nel capitolo 2.

Nel capitolo 3 vengono discusse alcune considerazioni riguardo alla massa della struttura e al suo periodo fondamentale.

Attraverso schemi semplici nel capitolo 4 si valutano le principali sollecitazioni che agiscono sull'impalcato, come la trazione o la torsione prodotta dal sisma.

Il capitolo 5 è relativo alle verifiche in ambito statico dei principali elementi che compongono la struttura, con particolare attenzione per le funi e i traversi dell'arco.

Il capitolo 6 è interamente dedicato allo studio dell'instabilità dell'arco, sia nel piano che fuori dal piano dello stesso.

L'analisi lineare dinamica del ponte è trattata nel capitolo 7, dove ne sono riportati i risultati salienti.

I capitoli 8 e 9 riguardano rispettivamente la scelta del sistema di isolamento e l'analisi lineare dinamica del ponte in presenza dello stesso.

Nel capitolo 10 viene effettuato un confronto dei risultati.

1 INTRODUZIONE

Il ponte oggetto di studio fa parte del Progetto Preliminare del viadotto denominato “Ronco” connesso con il tracciato della variante alla SS 9 “Via Emilia” nel tratto Forlì - Cesena.

Tale viadotto si sviluppa in tre tratti: il primo e l'ultimo (tratti 1 e 3) sono realizzati impiegando travi in calcestruzzo armato precompresso, quello centrale (tratto 2) è costituito da un arco con impalcato metallico sospeso.

1.1 Descrizione della Campata ad Arco

La lastra superiore d'impalcato, di spessore di 12 mm , è ortotropa con *ribs* di irrigidimento chiusi di 10 mm di spessore. La lastra inferiore è priva di irrigidimenti ed il suo spessore è 15 mm .

L'impalcato è largo complessivamente 24 m , ed è composto da tre travi principali "doppio T": due laterali di altezza 2.00 m con piattabande larghe 0.50 m ed una centrale di altezza 3.00 m e piattabanda di larghezza 1.00 m . Per entrambe le tipologie di travi lo spessore di anima e piattabande è rispettivamente di 15 mm e 30 mm , eccezion fatta per la piattabanda inferiore della trave centrale che è costituita dalla lastra inferiore d'impalcato spessa 15 mm . Lungo tutto lo sviluppo delle travi principali, ogni 3.00 m sono presenti degli irrigidimenti spessi 30 mm .

In senso longitudinale dei piatti di irrigidimento ad interasse 3.00 m costituiscono i traversi dell'impalcato.

Quest'ultimo oltre che dagli appoggi d'estremità, è sostenuto al centro e ai bordi da funi d'acciaio disposte in corrispondenza dei traversi.

Le funi sono collegate in sommità a due archi parabolici che giacciono su due piani, inclinati di 11.5° rispetto alla verticale.

Gli archi sono realizzati mediante profili circolari cavi di diametro esterno 800 mm e di spessore 40 mm .

I traversi che collegano le due arcate in corrispondenza dell'attacco delle funi sono profili tubolari spessi 20 mm con un diametro esterno di 400 mm .

2 MODELLI DI CALCOLO PER IL PONTE AD ARCO

2.1 Generalità

Per lo studio del ponte è stata realizzata un'ampia gamma di modelli calibrati per analizzarne il comportamento in diversi ambiti.

Detti modelli sono stati realizzati mediante il programma di analisi strutturale SAP 2000 v14.0.0 Advanced della “Computers and Structures, Inc.”, Berkeley – California (USA), e possono essere suddivisi principalmente in tre categorie:

- Modelli per lo studio STATICO e SISMICO
- Modelli per lo studio dell'INSTABILITÀ
- Modelli SEMPLIFICATI

A partire dal modello per lo studio STATICO, quello più complesso, si sono effettuate successive semplificazioni, per arrivare a cogliere l'essenza del comportamento della struttura e ottenere un riscontro con calcoli di massima effettuati "a mano" o comunque senza ricorrere agli elementi finiti.

In tutti questi modelli i due archi e i traversi che li collegano sono stati modellati mediante elementi *frame* monodimensionali, mentre per la lastra di impalcato superiore (che è stata considerata piana, considerando trascurabile l'inclinazione trasversale pari al 2.5% presente nel progetto) sono stati adottati elementi *thin shell*, ovvero elementi bidimensionali che schematizzano sia il comportamento a membrana sia a lastra trascurando la deformabilità per azioni taglianti ortogonali al piano dell'elemento (ipotesi di Kirchhoff -Love).

Si ricorda che la lastra superiore di impalcato è ortotropa con irrigidimenti chiusi. In tutti i modelli (eccetto i cosiddetti modelli "semplificati", dove l'intero impalcato è stato ridotto ad un unico elemento *frame* monodimensionale) la sua sezione corrisponde alla sola lastra priva di irrigidimenti; l'effettivo comportamento a lastra ortotropa è stato messo in conto assegnando nei parametri relativi alle proprietà della sezione un moltiplicatore amplificativo $f = 1284$ per la rigidezza a flessione attorno all'asse ortogonale agli irrigidimenti, e il peso proprio dell'elemento è stato incrementato di un coefficiente $f = 1.918$. Diversamente non è stato considerato l'incremento di rigidezza

torsionale derivante dalla presenza delle nervature, in quanto incisivo in una sola direzione.

2.2 Modello per l'Analisi Statica

In questo modello l'intero impalcato metallico (incluse le travi e i traversi) è costituito da elementi *shell*. Questa scelta ha permesso di:

- realizzare un modello molto accurato, con una *mesh* costituita da elementi per lo più quadrati di lato 60 *cm*;
- considerare la continuità della lastra di impalcato alla quale sono saldate le travi longitudinali, per cui essa costituisce la loro piattabanda inferiore (la medesima osservazione vale anche per la lastra superiore di impalcato, alla quale sono saldate tutte le travi ad esclusione della centrale e delle due esterne)
- inserire nel modello gli irrigidimenti presenti in tre delle nove travi principali (le due esterne e la centrale) in corrispondenza dei traversi.

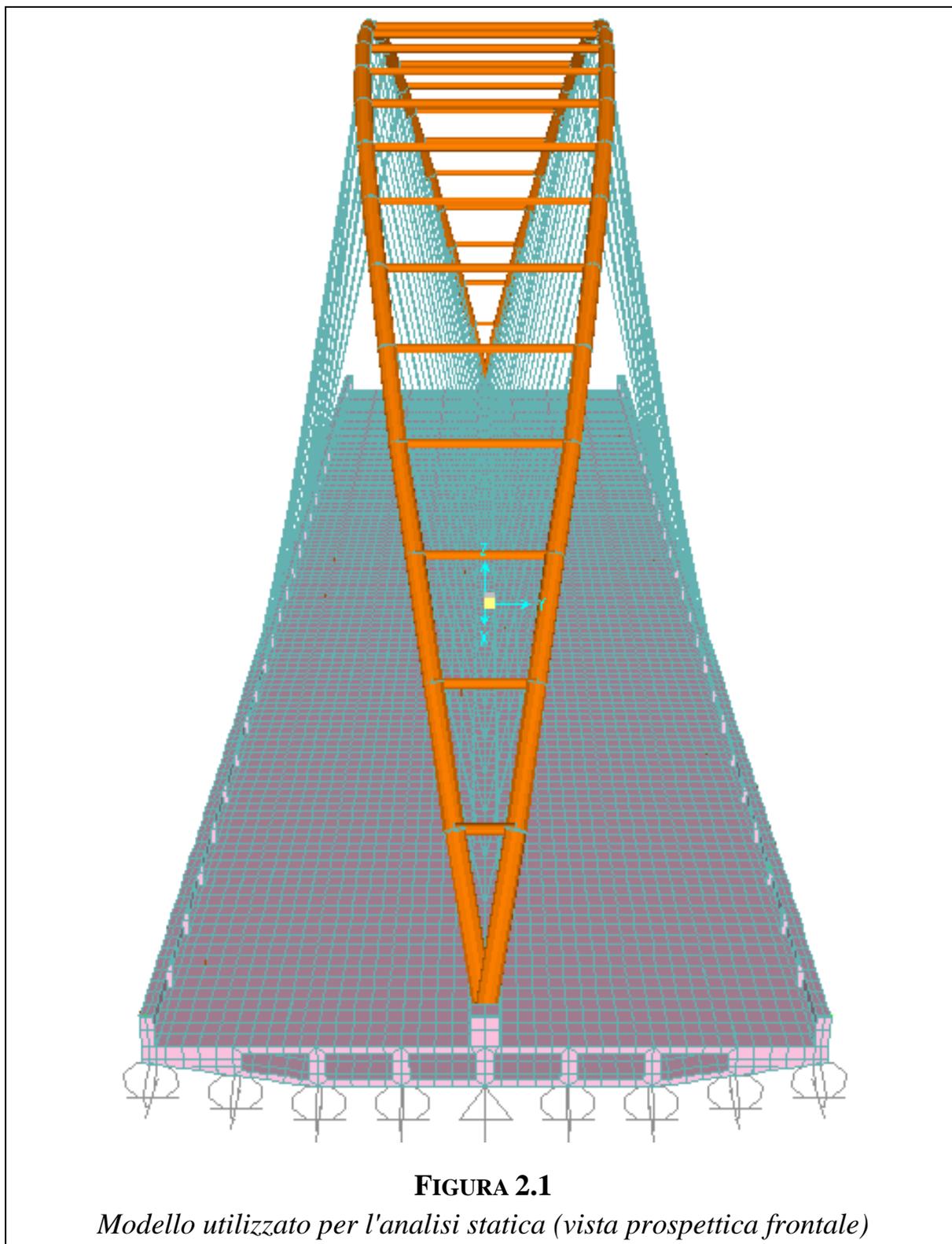
I pendini che trasmettono il carico dell'impalcato all'arco sono cavi a 19 trefoli composti ciascuno da 7 fili con le seguenti caratteristiche:

- diametro nominale del trefolo 15.7 *mm*;
- sezione nominale del trefolo 150 *mm*²
- resistenza tensionale caratteristica 1860 *MPa*;
- carico di rottura nominale del trefolo 279 *kN*.

Questi cavi sono stati inseriti nel modello come *pinned frame* (bielle), ovvero elementi in grado di sopportare esclusivamente sforzi di trazione o compressione. Tali elementi risultano più semplici rispetto ad elementi *cable* (cavi) o *tendon* (tiranti); i primi infatti tengono conto dell'inflessione del cavo dovuta al peso proprio, ma le funi nel caso in esame sono praticamente verticali ed inoltre saranno pretese per garantire fin dalle prime fasi di messa in opera la trasmissione del carico; tuttavia tale pretensione non è tale da giustificare l'inserimento di elementi *tendon*. Se si considera inoltre che il comportamento non lineare degli elementi *cable* e *tendon* non consente di effettuare l'analisi "*moving loads*" (che è un'analisi lineare), appare evidente come la scelta di elementi *pinned frame* per modellare i cavi sia la più appropriata per le finalità dello studio. L'unica accortezza da adottare sarà verificare al termine delle analisi che tutti i cavi siano effettivamente tesi sotto i carichi permanenti, e che gli eventuali sforzi di compressione indotti dai carichi mobili siano sempre inferiori agli sforzi di trazione

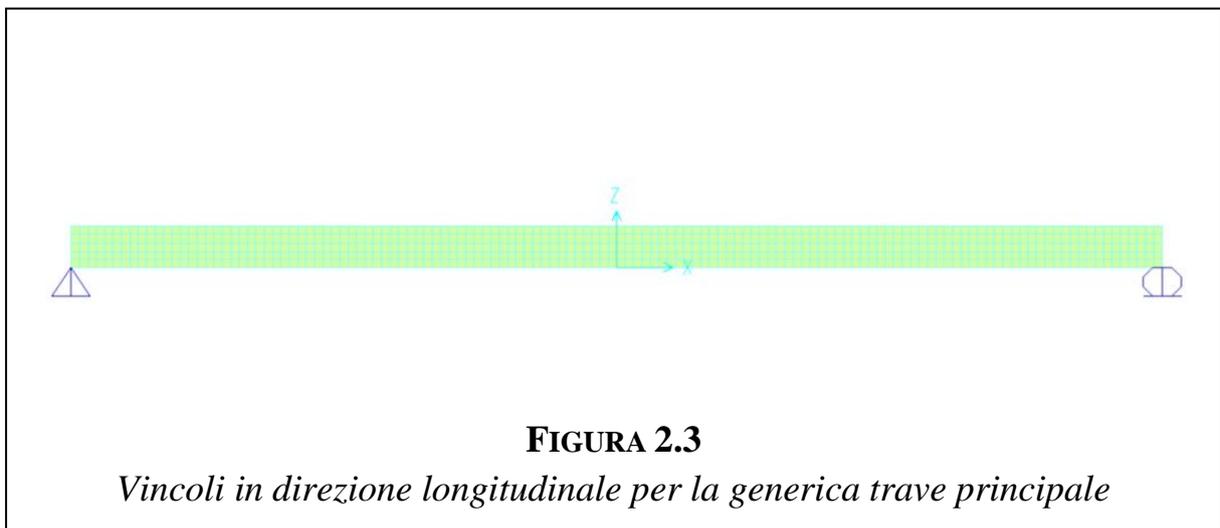
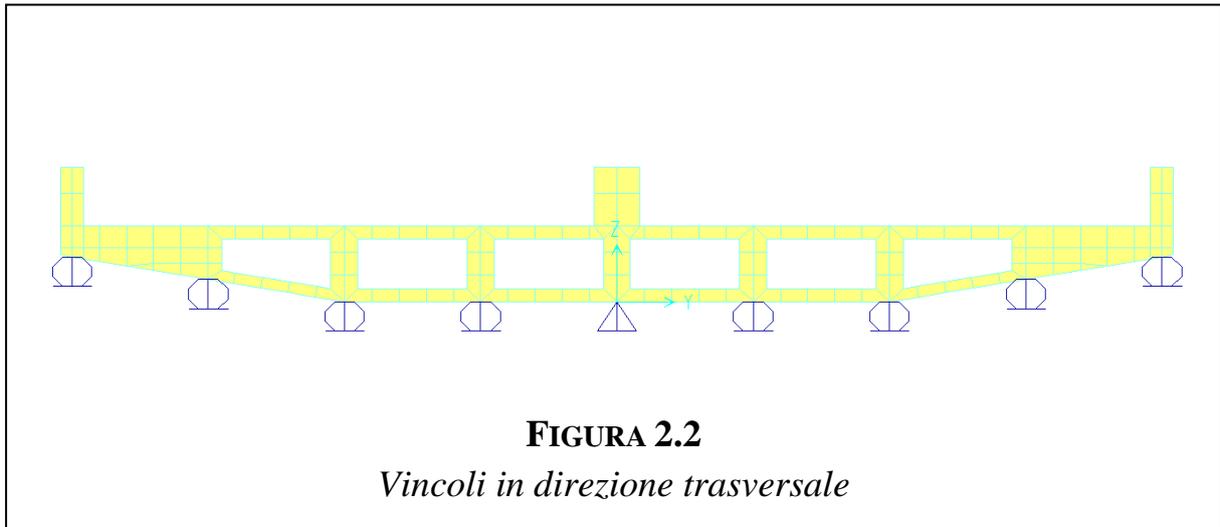
prodotti dalla pretensione e dai carichi permanenti. I risultati di questo controllo sono riportati nel §5.1.

Complessivamente per la realizzazione del modello utilizzato per l'analisi statica sono stati impiegati 1709 elementi *frame* e 19982 elementi *shell*.



2.2.1 SCHEMA DI VINCOLO

In questa fase per il vincolamento dell'impalcato è stato assunto uno schema in semplice appoggio. In direzione trasversale la traslazione è impedita solo per i due appoggi centrali, al fine di garantire la dilatazione termica senza indurre stati di sollecitazione. La traslazione verticale è impedita per tutti gli appoggi. Le figure seguenti mostrano i vincoli inseriti nel modello.



2.2.2 CONDIZIONI DI CARICO

Oltre al peso proprio delle strutture (G1), sono state considerate le seguenti azioni permanenti (G2):

- un carico distribuito di 1.00 kN/m^2 su tutto l'impalcato (marciapiedi esclusi), corrispondente ad una pavimentazione leggera da realizzare sulla lastra ortotropa;
- un carico distribuito di 5.00 kN/m^2 in corrispondenza dei marciapiedi, che deriva dalla presenza di uno strato di calcestruzzo spesso 20 cm sul quale verranno fissati i sicurvia;
- quattro carichi lineari da 1.5 kN/m ciascuno, disposti in direzione longitudinale laddove si trovano i sicurvia;
- un carico lineare da 0.75 kN/m per ognuna delle due travi esterne che schematizza l'azione generata dal parapetto.

I carichi appena menzionati sono mostrati nelle figure seguenti.

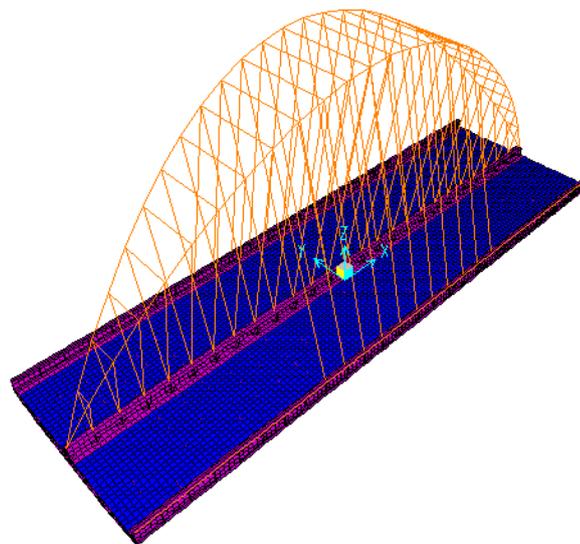


FIGURA 2.4

Carico distribuito corrispondente alla Pavimentazione (in Blu)

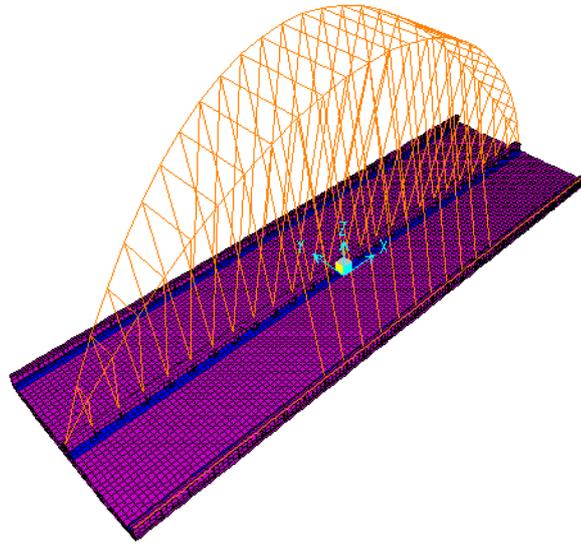


FIGURA 2.5

Carico distribuito corrispondente ai Marciapiedi (in Blu)

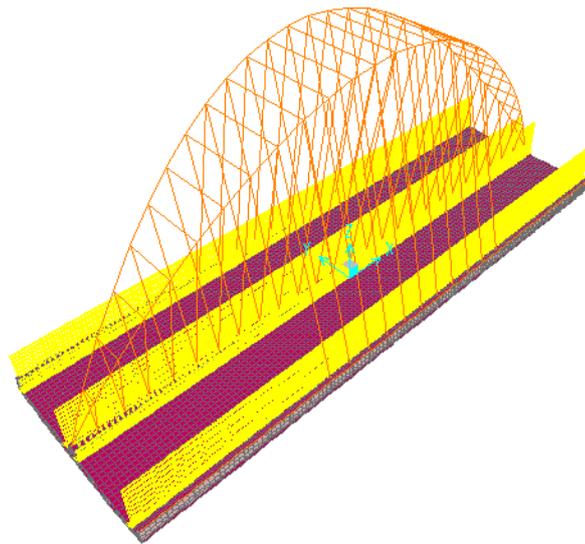


FIGURA 2.6

Carico lineare corrispondente ai Sicurvia (in Giallo)

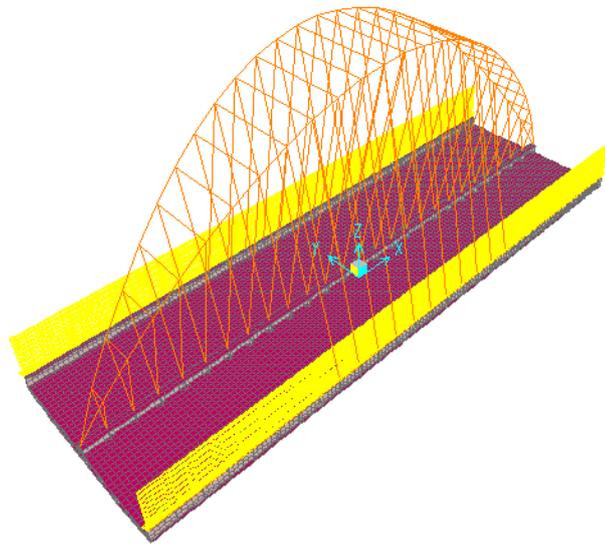


FIGURA 2.7
Carico lineare corrispondente ai Parapetti (in Giallo)

Le corsie di carico previste dal DM 14/01/2008 sono state definite come *bridge loads* (Figura 2.8); in questo modo il programma di calcolo provvede autonomamente a spostare i carichi lungo le corsie definite dall'utente, e valuta tutte le possibili combinazioni in modo da massimizzare le sollecitazioni. A titolo esemplificativo in Figura 2.11 è riportata la definizione del veicolo in transito sulla Corsia 1.

In aggiunta ai *bridge loads* sono state definite anche condizioni di carico più semplici ed immediate, nelle quali si sono applicati i carichi da traffico direttamente agli elementi e ai nodi (si vedano ad esempio le Figure 2.9 e 2.10), sia per avere un controllo sui risultati forniti dal programma sia per un loro più facile impiego nelle verifiche.

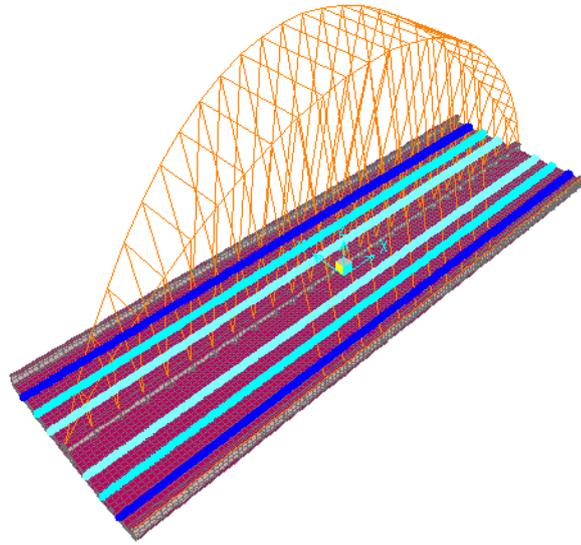


FIGURA 2.8
Corsie di Carico (in Blu, Ciano e Azzurro)

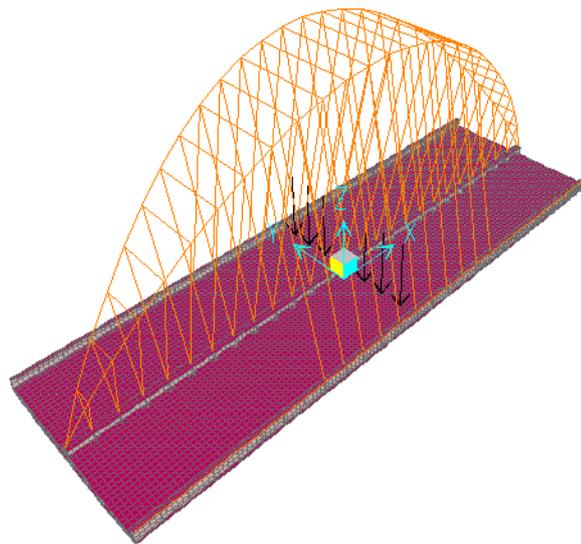


FIGURA 2.9
Carichi concentrati per massimizzare il momento in mezzeria (in Nero)

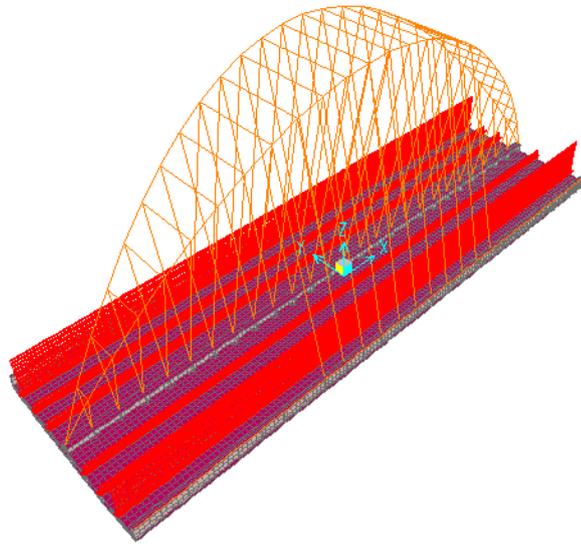


FIGURA 2.10

Carichi lineari per massimizzare il momento in mezzeria (in Rosso)

Vehicle name: Units:

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	<input type="text" value="300."/>	<input type="text" value="One Point"/>	<input type="text"/>
For Other Responses	<input type="text" value="300."/>	<input type="text" value="One Point"/>	<input type="text"/>

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge:

Lane Interior Edge:

Length Effects

Axle:

Uniform:

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.027	Zero Width		300.	Two Points	2000.
Leading Load	Infinite		0.027	Zero Width		300.	Two Points	2000.
Fixed Length	1200.		0.027	Zero Width		300.	Two Points	2000.
Trailing Load	Infinite		0.027	Zero Width				

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

FIGURA 2.11

Definizione del veicolo in transito sulla Corsia 1

2.2.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Nella tabella seguente si riportano i coefficienti parziali adottati nelle combinazioni considerate per le verifiche agli stati limite ultimi (Tabella 2.6.I del DM 14/01/2008):

		Coefficiente γ_F	A1 STR
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	1.0
	Sfavorevoli		1.3
Carichi permanenti non strutturali	Favorevoli	γ_{G2}	0.0
	Sfavorevoli		1.5
Carichi variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0.0
	Sfavorevoli		1.5

2.3 Modello per lo Studio dell'Instabilità dell'Arco

Rispetto al modello precedente la geometria dell'arco e dei pendini è rimasta invariata, mentre l'impalcato metallico è stato notevolmente semplificato. Di seguito si espongono le principali differenze tra i due modelli:

- l'intero impalcato è stato schematizzato con elementi *frame* e *shell* i cui assi giacciono a quota 3 metri, quota di attacco degli stralli;
- travi e traversi sono stati modellati come elementi *frame*. Alle travi esterne e a quella centrale sono state assegnate sezioni a doppio T, mentre semplici sezioni rettangolari per le restanti. Per quanto riguarda i traversi questi sono stati schematizzati con sezioni sparse composte da due rettangoli;

–si è considerata esclusivamente la lastra superiore di impalcato, con una *mesh* di elementi quadrati di lato 100 *cm*, la lastra inferiore è stata ridotta ad un carico lineare equamente ripartito tra le travi principali;

–non sono presenti gli irrigidimenti delle travi principali.

Questo modello chiaramente non si presta per un'analisi accurata delle deformazioni indotte dai carichi agenti sul ponte a causa dell'eccessiva semplificazione, ma permette di valutare il fattore di *buckling*, ovvero di determinare il carico critico per l'arco, considerando anche l'instabilità fuori piano dello stesso. L'analisi di *buckling* è stata effettuata anche per il modello statico, ma a causa della discretizzazione molto accurata dell'impalcato si sono ottenuti moltiplicatori di *buckling* molto bassi (compresi tra 0.25 e 0.6 per i primi 40 modi) relativi a meccanismi locali dove si instabilizzano gli elementi *shell* dell'impalcato e non l'arco. Per tale motivo si è scelto di realizzare un modello *ad hoc* per la determinazione del carico critico dell'arco.

Complessivamente per la realizzazione di questo modello sono stati impiegati 599 elementi *frame* e 1872 elementi *shell* (contro i 1709 *frame* e 19982 *shell* del modello statico).

2.3.1 SCHEMA DI VINCOLO

Lo schema di vincolo adottato è il medesimo del modello precedente.

2.3.2 CONDIZIONI DI CARICO

I carichi sono praticamente coincidenti con quelli del modello precedente, le uniche differenze riguardano l'assegnazione dei carichi agli elementi strutturali:

–la larghezza del marciapiede centrale in questo modello è 2.0 *m*, mentre nel precedente 2.4 *m*, approssimazione lecita in quanto si traduce in una diminuzione del carico complessivo dell'1%;

–i carichi lineari relativi al sicurvia sono stati ripartiti fra le due travi adiacenti in base alle reazioni di una trave in semplice appoggio soggetta ad un carico concentrato;

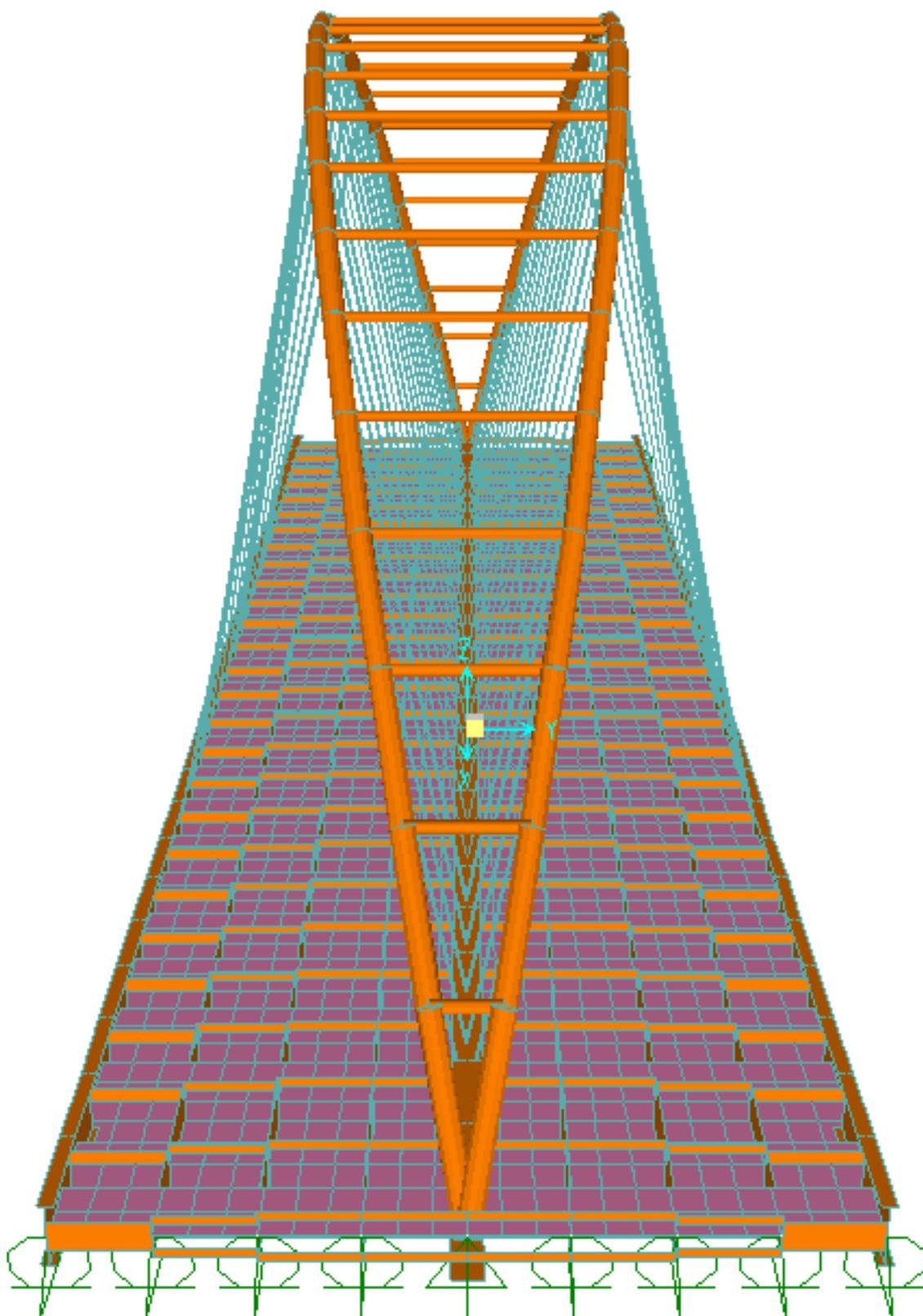
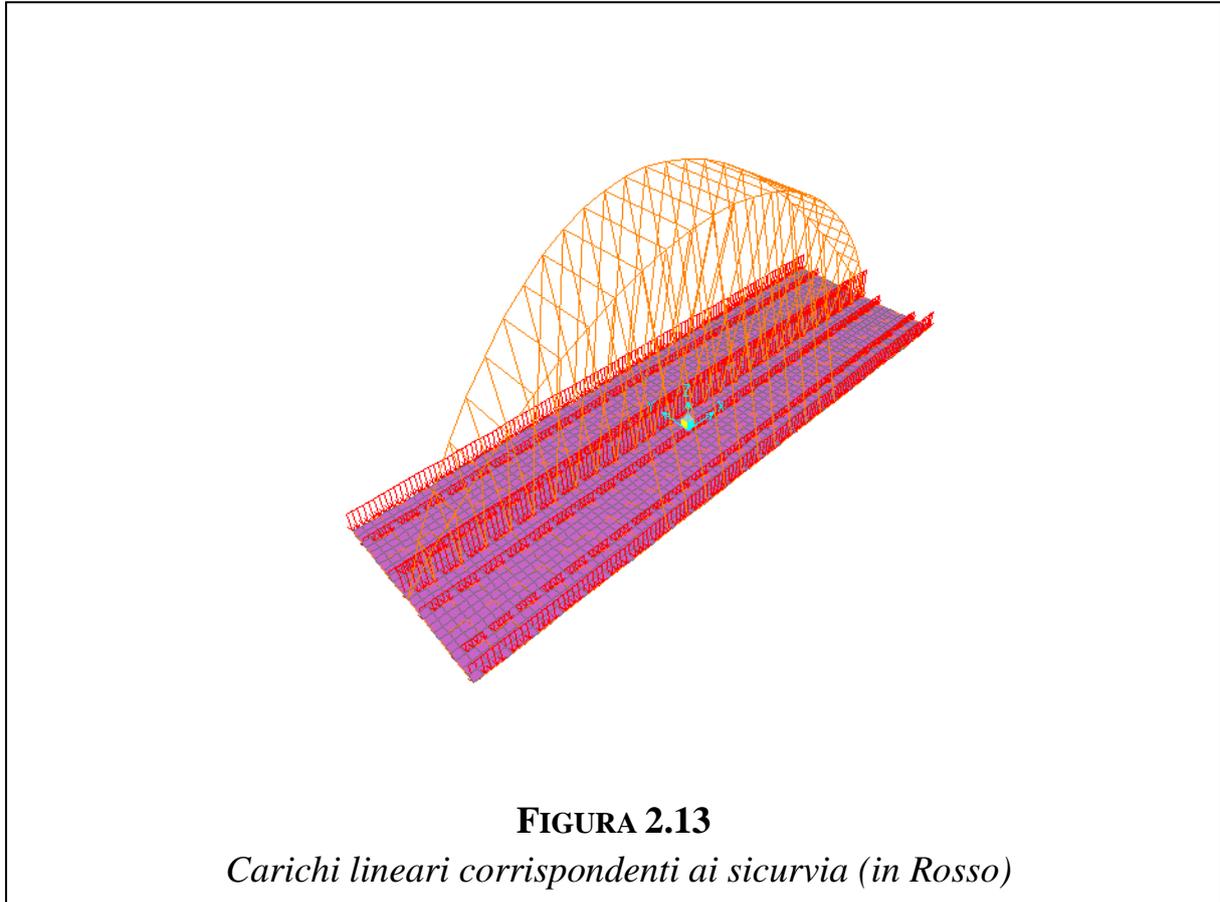


FIGURA 2.12

*Modello utilizzato per l'analisi di instabilità (vista prospettica frontale)
si noti come l'impalcato sia ora rappresentato da un'unica lastra*

–il carico lineare da 0.75 kN/m corrispondente all'azione del parapetto agisce in asse alle travi esterne e non più sul bordo dell'ala superiore.

La Figura 2.13 mostra i carichi lineari relativi ai sicurvia.



2.3.3 *COMBINAZIONI DI CARICO*

Le combinazioni considerate per le verifiche agli stati limite ultimi utilizzano gli stessi coefficienti parziali del caso precedente, secondo quanto specificato nel DM 14/01/2008.

2.4 **Modelli Semplificati**

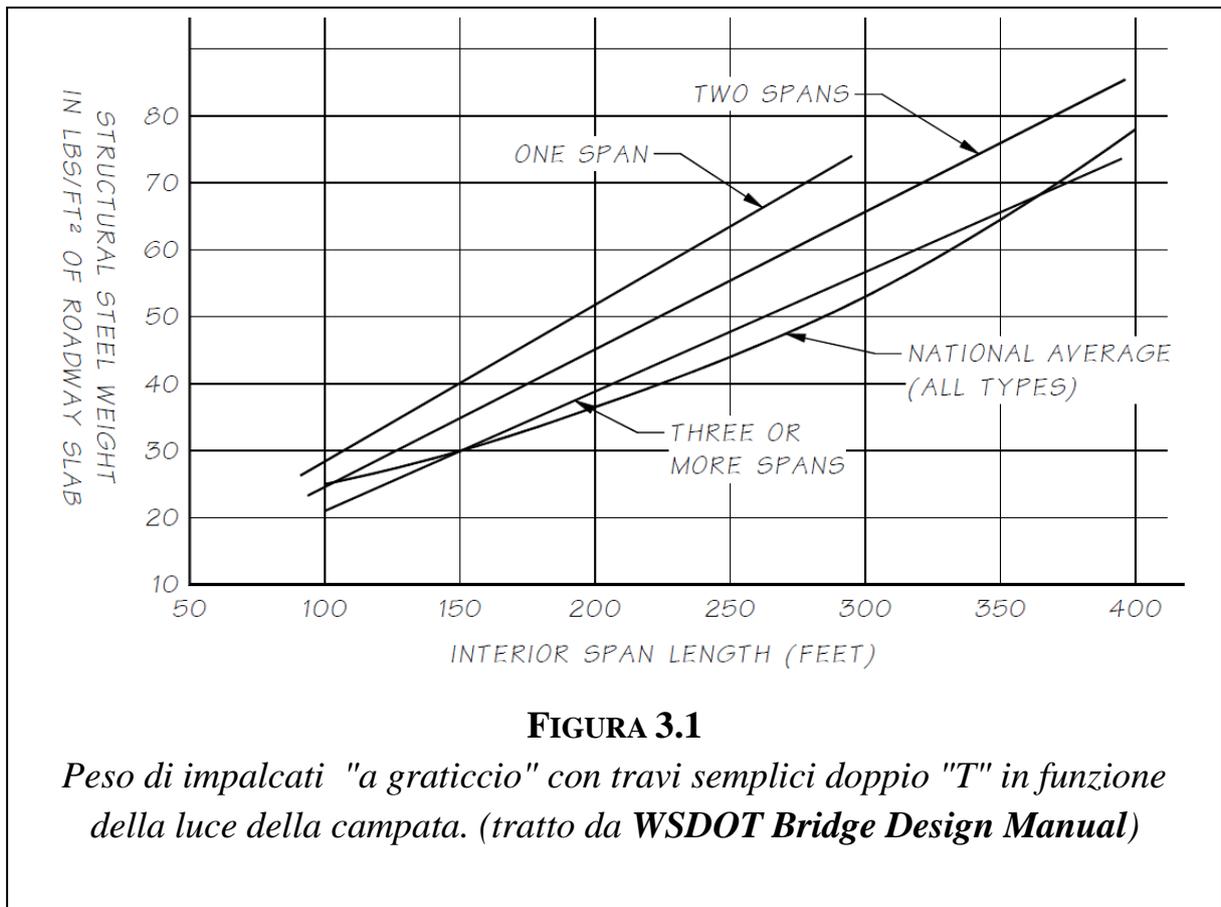
Le peculiarità dei diversi modelli semplificati verranno di volta in volta illustrate nel capitolo seguente, relativo alla concezione strutturale.

3 CONCEZIONE STRUTTURALE

3.1 Considerazioni sulla Massa della Struttura

Il peso proprio dell'intera struttura è pari a circa 10500 kN , che si traduce in un carico per metro lineare di circa 135 kN/m e un peso per metro quadro di impalcato di 5.6 kN/m^2 . Si tratta di un valore piuttosto elevato per un impalcato a lastra ortotropa (solitamente circa 5 kN/m^2), che può essere ritenuto accettabile vista la presenza delle due robuste arcate a sezione tubolare.

Se si tiene conto in prima istanza del solo impalcato, si possono dedurre alcune interessanti considerazioni dall'osservazione del seguente grafico, tratto dal capitolo 6 del Bridge Design Manual del *Washington State Department of Transportation*.



Esso mostra in funzione della luce della campata del ponte il peso dell'acciaio strutturale necessario per una struttura di travi in acciaio. La campata in esame (78 m) corrisponde a poco più di 250 ft ; per tale luce in semplice appoggio il peso dell'acciaio strutturale è

di circa 65 lbs/ft^2 ($\cong 3.2 \text{ kN/m}^2$) mentre i 5.6 kN/m^2 del ponte in questione equivalgono a circa 115 lbs/ft^2 . Occorre precisare che il grafico si riferisce a strutture semplici travi-traversi e non a impalcati con lastra ortotropa, e tale differenza può essere tenuta in conto incrementando di un 25÷40% il valore ottenuto, arrivando così a $4 \div 4.5 \text{ kN/m}^2$.

Il valore di per sé piuttosto elevato di 5.6 kN/m^2 pur senza tenere in conto dell'incidenza in termini di peso dell'arco, presenta alcuni vantaggi derivanti proprio dalla presenza dello stesso. Infatti è noto che la configurazione per la quale un arco è soggetto a sola compressione è unica, e solitamente si determina considerando i soli carichi permanenti. Per cui, paradossalmente, più l'arco è impegnato a portare se stesso e i carichi permanenti, migliore sarà il suo comportamento; difatti quanto maggiore è l'incidenza dei carichi permanenti sul carico totale, tanto minore è l'incidenza dei carichi variabili, e quindi per l'arco disegnato in base alla linea catenaria, essa sarà pressoché coincidente con la funicolare dei carichi e l'arco risulterà soggetto a modesti momenti flettenti per qualsiasi configurazione di carico.

Un'ultima considerazione relativa alla massa si rende necessaria in vista dell'analisi sismica. Un'elevata massa implica un elevato primo periodo di vibrazione T_1 , che se da un lato comporta basse accelerazioni spettrali in ingresso, dall'altro rende più difficile realizzare un sistema di isolamento con un periodo $T_{is} \cong 2.5 T_1$ (tale aspetto verrà approfondito nel capitolo relativo all'isolamento). In generale in un'ottica di ottimizzazione strutturale (considerando in particolare la sismica), sarebbe opportuno cercare di alleggerire l'impalcato, riducendo i pesi propri strutturali, il che contribuirebbe anche a ridurre i costi dell'opera.

3.2 Il Periodo Fondamentale della Struttura

Il primo periodo di vibrare di una struttura fornisce importanti informazioni sul suo comportamento; esso è influenzato da due parametri fondamentali: la massa m e la rigidità k . Per un oscillatore semplice risulta infatti

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

Da tale espressione emerge chiaramente come a prescindere dalla complessità della struttura, una rigidità elevata sia indice di periodi molto corti, mentre strutture con

masse significative (come possono essere le strutture a pendolo inverso) saranno caratterizzate da periodi elevati.

Dal momento che il primo periodo (periodo fondamentale) di una struttura a infiniti gradi di libertà è il più elevato tra i periodi associati agli infiniti modi di vibrare, per capire quale sia il primo modo di vibrare occorre valutare in che direzione si abbia la minore rigidità, e quale movimento coinvolga più massa.

In base a tali criteri, è possibile effettuare alcune considerazioni per il ponte in analisi. Per quanto riguarda la particolare configurazione dell'arco si noti come le due arcate siano vincolate all'impalcato in un unico punto, con le funi che garantiscono l'allineamento con l'asse d'impalcato.

Per via dell'elevata freccia ($\cong 32\text{ m}$) la massa dell'arco risulta molto eccentrica rispetto al baricentro della struttura, che si troverà al di sotto del piano stradale. Allo stesso tempo tale massa risulta collegata all'impalcato con elementi dotati di elevata rigidità a trazione, ma qualora tali elementi entrino in compressione per l'insorgere di azioni orizzontali come può essere l'azione del sisma, la loro rigidità risulta nulla, a meno che non sia prevista una pre-tensione sufficiente ad evitare tale circostanza.

In base a queste affermazioni, se si indica con X la direzione longitudinale, con Y la direzione trasversale e con Z l'asse verticale, si può ipotizzare che il primo modo di vibrare della struttura sia di tipo rotazionale attorno all'asse X. Ciò è confermato dai risultati del modello, come mostrano le Figure 3.2 e 3.3, relative ai due casi limite di vincolo alle imposte (cerniera bi-direzionale e incastro).

Nella prima ipotesi (cerniera bi-direzionale) il modello fornisce un periodo $T_1 = 1.0506\text{ s}$, mentre nel secondo caso (incastro) si ha $T_1 = 1.0487\text{ s}$, minore del precedente (il modello è difatti più rigido) ma non di molto. Anche le figure mostrano che le differenze tra i due diversi modelli sono impercettibili.

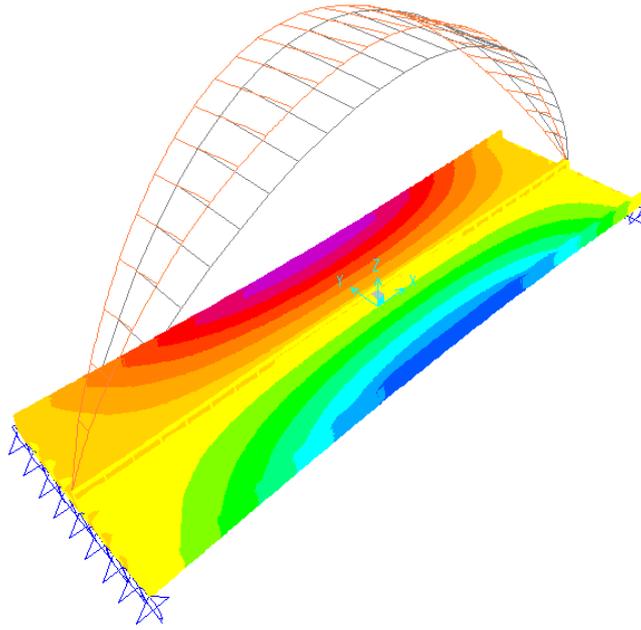


FIGURA 3.2

*Primo modo di vibrare nell'ipotesi di cerniera bidirezionale alle imposte.
I colori si riferiscono allo spostamento in direzione verticale.
(per rendere più chiara la rappresentazione non sono visualizzati i pendini)
Le linee grigie mostrano la configurazione indeformata*

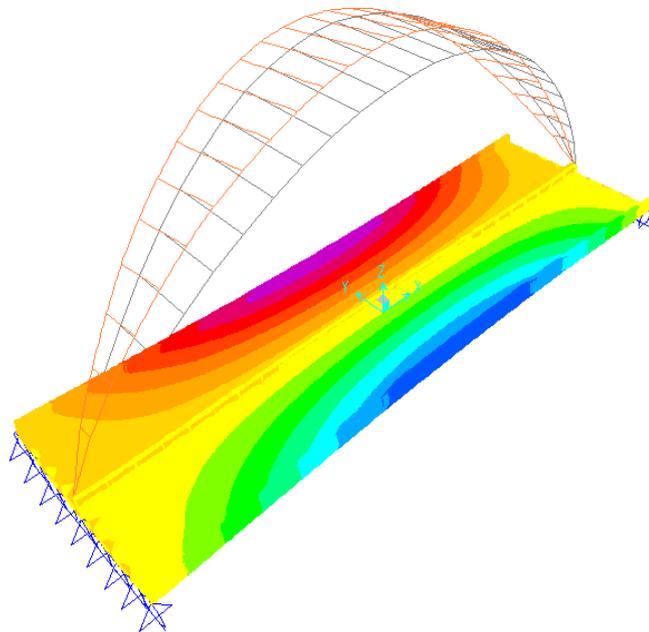


FIGURA 3.3

*Primo modo di vibrare nell'ipotesi di incastro alle imposte.
I colori si riferiscono allo spostamento in direzione verticale.
(per rendere più chiara la rappresentazione non sono visualizzati i pendini)
Le linee grigie mostrano la configurazione indeformata*

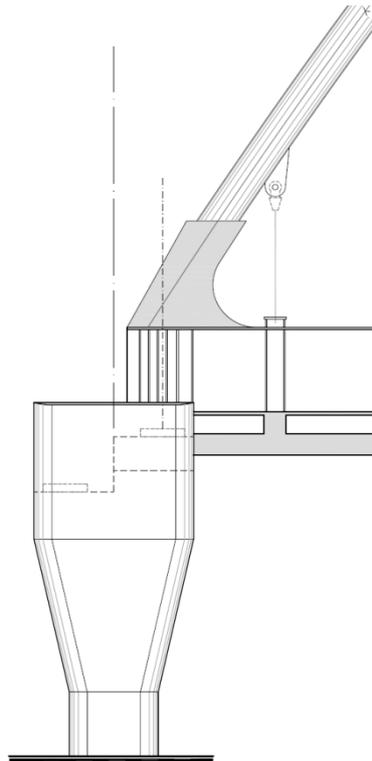


FIGURA 3.4

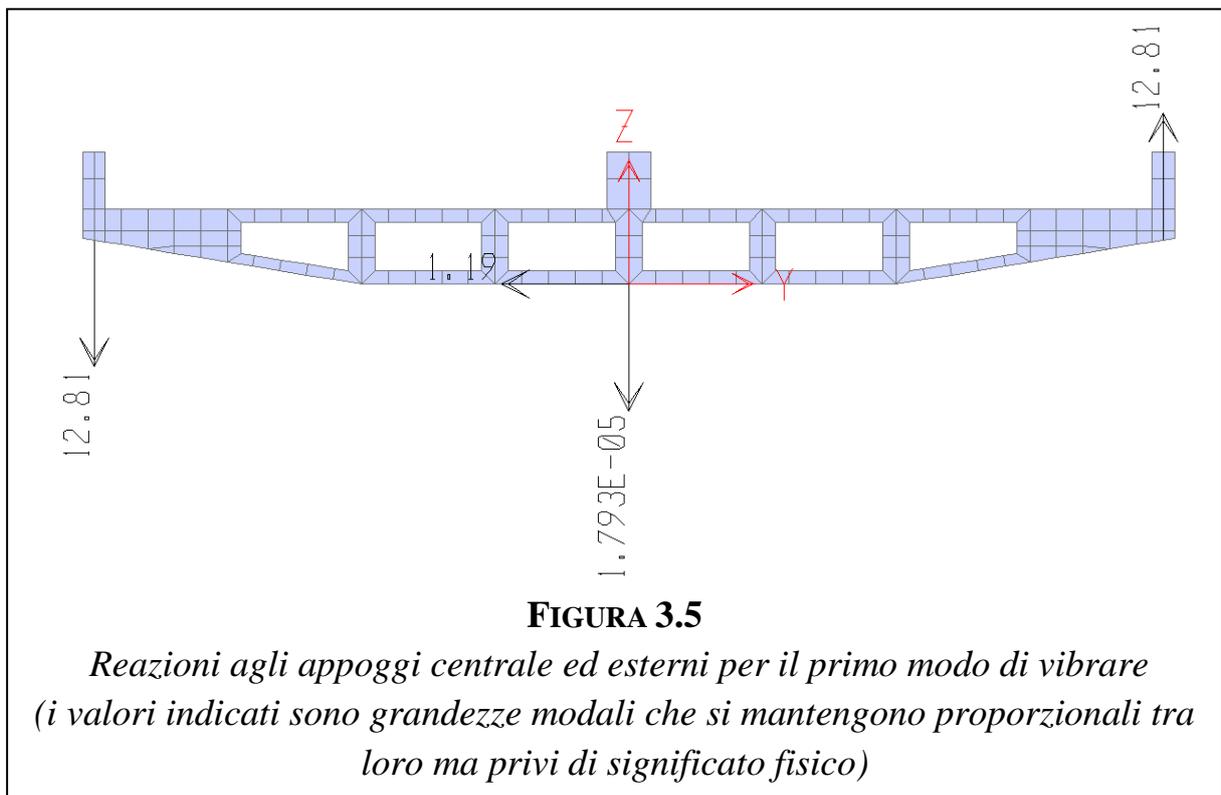
Particolare dell'imposta in base al progetto preliminare

Questo risultato era prevedibile, difatti nel progetto l'imposta dell'arco è fissata alla piattabanda superiore della trave centrale (Figura 3.4), la quale è alta 3 m, e sporge dal piano stradale per 1.3 m, per cui, anche in presenza di un incastro alle imposte, si avrà comunque una rotazione dell'arco, che in questo caso non si verificherà in corrispondenza del nodo cerniera, ma sarà dovuta all'inflessione della parte sommitale della trave.

In base a quanto detto, da un punto di vista sismico la scelta di due arcate con imposte comuni al centro dell'impalcato appare meno adeguata rispetto ad una soluzione più comune di due archi con imposte distinte ai lati dell'impalcato. Difatti si consideri una forza orizzontale agente a livello della sommità dell'arco: a causa del notevole braccio essa genererà un momento ribaltante. Tale azione non può essere trasmessa dal nodo cerniera all'imposta dell'arco, ma viene assorbita esclusivamente dalle funi, che a loro volta producono una torsione nell'impalcato, che si traduce agli appoggi di estremità in azioni con versi opposti, come mostrato in Figura 3.5.

Se invece le imposte si trovassero ai lati e non al centro dell'impalcato, grazie alla rigidità degli elementi che costituiscono gli archi e ai controventi che li collegano, la struttura tenderebbe a ruotare con un moto rigido, con una minore sollecitazione sui pendini e minore rischio che questi perdano tiro.

Anche in questo caso tuttavia è possibile la presenza di una reazione tale da indurre trazione sui dispositivi di appoggio più esterni. Tali reazioni possono contare su un braccio utile considerevole, conseguente alla larghezza dell'impalcato (24 m), circostanza che permetterà di ridurre l'entità di tali forze. Tuttavia rimane opportuno prestare molta attenzione al dimensionamento e alla scelta dei vincoli. Questo problema verrà ripreso in un secondo momento.



4 STUDIO PRELIMINARE DELLA STRUTTURA ATTRAVERSO SCHEMI SEMPLICI

Per qualsiasi struttura è indispensabile all'inizio del processo progettuale ricorrere a schemi semplici e ben noti, al fine di acquisire da subito le informazioni salienti sul comportamento della struttura.

In questo senso i ponti rappresentano strutture di per sé semplici, schematizzabili nella maggior parte dei casi come travi appoggiate.

In ambito sismico tutto si complica, dovendo tenere in conto non solo la rigidezza ma anche la massa ed il modo con cui essa è distribuita all'interno della struttura.

Nel caso in esame, se si vuole schematizzare l'impalcato come una trave in semplice appoggio, in ambito statico essa è soggetta principalmente a:

- Trazione, poiché costituisce la catena di un arco a spinta eliminata;
- Flessione nel piano XZ dovuta alla presenza dei carichi.

Le forze orizzontali generate dal sisma inducono due ulteriori sollecitazioni, in particolare:

- Flessione nel piano XY (ovvero nel piano dell'impalcato) originata dalle forze inerziali applicate a livello dell'impalcato;
- Torsione attorno all'asse X (ovvero l'asse longitudinale) originata dal momento ribaltante associato alle forze inerziali applicate alla sommità dell'arco, come si è visto al paragrafo precedente.

Nel seguito le quattro sollecitazioni appena descritte verranno analizzate ad una ad una con riferimento a schemi semplici per ottenere informazioni di massima sul comportamento della struttura e di volta in volta si cercheranno le corrispondenze con il modello agli elementi finiti.

4.1 Trazione

La trazione sull'impalcato viene valutata con riferimento allo schema di arco a due cerniere a spinta eliminata.

La struttura viene schematizzata con un unico arco parabolico giacente nel piano XZ, con le seguenti caratteristiche:

$$\text{luce } l = 78 \text{ m}$$

$$\text{freccia } f = 32 \text{ m}$$

$$\text{rapporto } \frac{f}{l} = 0.423$$

equazione dell'asse dell'arco parabolico (origine in una delle due imposte)

$$y = 4f/l^2(lx - x^2) = 32/39^2(78x - x^2)$$

lunghezza dell'arco (ottenuta approssimando la parabola con una spezzata) $s = 105.5 \text{ m}$

$$\text{momento d'inerzia sezione arco } J_a = 2 \cdot 6.915 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 = 13.83 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\text{area sezione arco } A_a = 2 \cdot 0.0955 \text{ m}^2 = 0.191 \text{ m}^2$$

$$\text{area sezione catena } A_t = 0.165 \text{ m}^2$$

L'area della sezione trasversale dell'arco corrisponde all'area dei due profili tubolari che compongono le arcate, anche il momento d'inerzia è stato ottenuto moltiplicando per due volte il momento d'inerzia della sezione tubolare; l'area della catena è stata valutata in modo approssimato considerando solamente la sezione della trave centrale

$$\begin{aligned} A_t &= 2 \cdot 0.03 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} + 0.015 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} = \\ &= 0.060 \text{ m}^2 + 0.045 \text{ m}^2 = 0.105 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Si considera l'arco sottoposto al carico uniformemente distribuito q , corrispondente al peso proprio dell'impalcato e dell'arco (già valutato in 135 kN/m) e ai carichi permanenti per metro lineare. Questi ultimi valgono:

- Pavimentazione: $1 \text{ kN/m}^2 \cdot 21.6 \text{ m} = 21.6 \text{ kN/m}$
- Marciapiedi: $5 \text{ kN/m}^2 \cdot 2.4 \text{ m} = 12 \text{ kN/m}$
- Sicurvia: $4 \cdot 1.5 \text{ kN/m} = 6 \text{ kN/m}$
- Parapetti: $2 \cdot 0.75 \text{ kN/m} = 1.5 \text{ kN/m}$

Per un totale di 41.1 kN , per cui si ha

$$q = 135 \text{ kN/m} + 41.1 \text{ kN/m} = 176 \text{ kN/m} \cong 175 \text{ kN/m}$$

Tale carico produce alle imposte dell'arco una spinta H_0 pari a

$$H_0 = \frac{ql^2}{8f} = \frac{175 \text{ kN/m} \cdot 78^2 \text{ m}^2}{8 \cdot 32 \text{ m}} = 4159 \text{ kN}$$

Questa spinta genera una deformazione sulla catena

$$\Delta l_0 = \frac{H_0 l}{EA_t} = 14.7 \text{ mm}$$

ed uno spostamento ξ_0 alle imposte che vale

$$\xi_0 = H_0 \int \frac{ds}{EA}$$

dove ds indica l'incremento infinitesimo lungo l'ascissa curvilinea.

A questo punto si applica l'ipotesi semplificativa introdotta da Winkler e Ritter

$$A = A_c / \cos \theta$$

dove $A_c = A_a$ indica l'area della sezione in chiave dell'arco, mentre $\tan \theta$ indica l'inclinazione della tangente all'arco.

In base a tale ipotesi, e tenendo presente che $dx = ds \cos \theta$, si può scrivere

$$\xi_0 = \frac{H_0}{EA_a} \int_0^l dx = \frac{H_0 l}{EA_a} = 8.1 \text{ mm}$$

Approssimando invece la parabola con una spezzata risulta

$$\xi_0 = \frac{H_0}{EA_a} \int ds = \frac{H_0 s}{EA_a} = 10.9 \text{ mm}$$

Questo secondo approccio è preferibile in quanto per archi poco ribassati ($\frac{f}{l} > 0.2$) come in questo caso, i valori ottenuti con l'ipotesi di Winkler-Ritter si scostano in modo non trascurabile da quelli ottenuti per l'arco a sezione costante.

Occorre ora valutare gli spostamenti indotti dalla forza orizzontale incognita ΔH che nasce per la presenza della catena.

Lo spostamento di quest'ultima prodotto da tale forza è dato da

$$\Delta l = \frac{\Delta H l}{EA_t}$$

mentre lo spostamento indotto sull'arco vale

$$\xi = \Delta H \int y^2 \frac{ds}{EJ}$$

L'integrale $\int y^2 \frac{ds}{EJ}$ rappresenta il contributo flessionale alla cedibilità dell'arco nei confronti di una spinta orizzontale applicata alle imposte. Per valutare il valore di questo integrale è possibile introdurre l'ipotesi di Winkler-Ritter $J = J_c / \cos \theta$ dove $J_c = J_a$ indica il momento d'inerzia della sezione in chiave, per cui si ha

$$\int y^2 \frac{ds}{EJ} = \frac{1}{EJ_a} \cdot \left(\frac{4f}{l^2}\right)^2 \int_0^l (lx - x^2)^2 dx = \frac{16 f^2 l}{30 EJ_a} \cong 0.533 \frac{f^2 l}{EJ_a}$$

$$\int y^2 \frac{ds}{EJ} = \frac{16 \cdot 32^2 \cdot 78}{30 \cdot 2.1 \cdot 10^8 \cdot 13.83 \cdot 10^{-3} \text{ kN} \cdot \text{m}^2} \frac{\text{m}^3}{\text{kN} \cdot \text{m}^2} = 14.67 \frac{\text{mm}}{\text{kN}}$$

Se l'arco fosse costituito da un semicerchio perfetto ($f = \frac{l}{2} = r$) si avrebbe

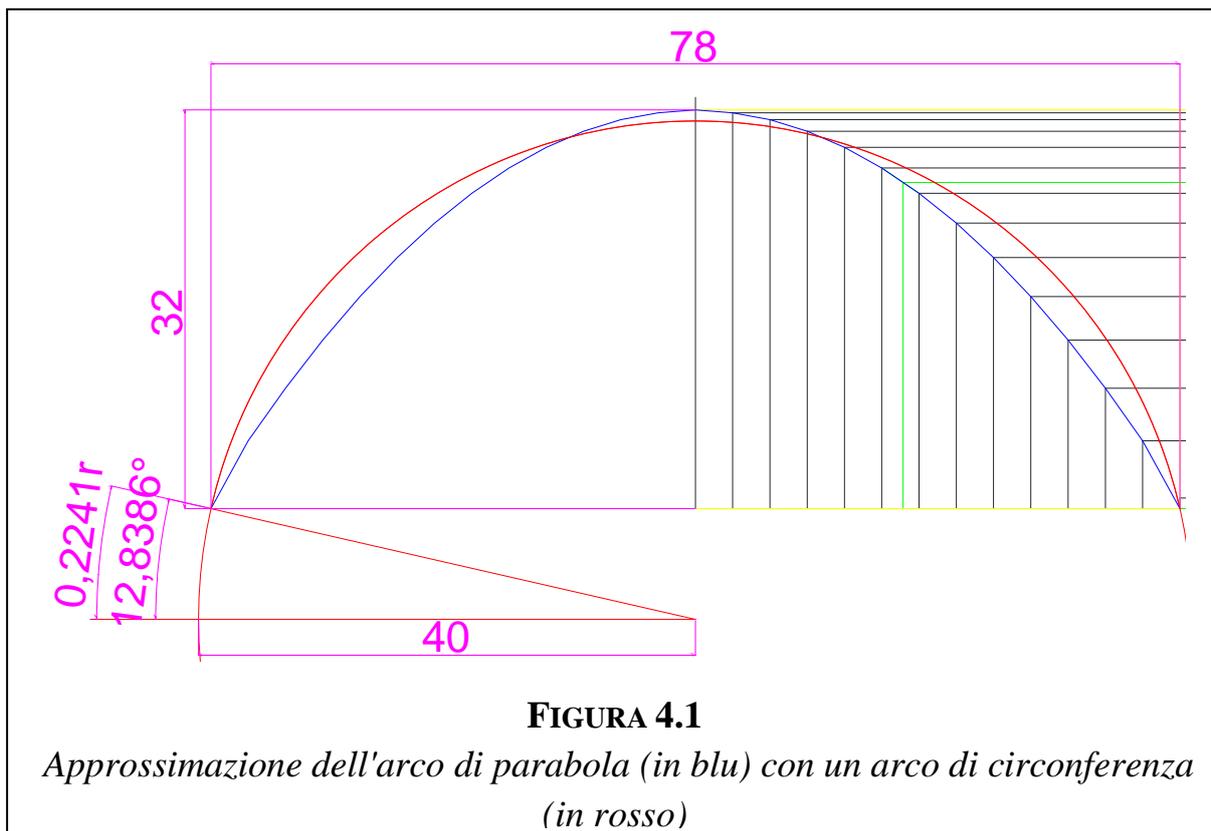
$$\int y^2 \frac{ds}{EJ} = \frac{16 r^2 \cdot 2r}{30 EJ_a} = \frac{16 r^3}{15 EJ_a} \cong \frac{r^3}{EJ_a}$$

e ipotizzando $r = 35 \text{ m}$ (valore intermedio tra f e $\frac{l}{2}$)

$$\int y^2 \frac{ds}{EJ} = \frac{35^3}{2.1 \cdot 10^8 \cdot 13.83 \cdot 10^{-3} \text{ kN} \cdot \text{m}^2} \frac{\text{m}^3}{\text{kN} \cdot \text{m}^2} = 14.76 \frac{\text{mm}}{\text{kN}}$$

Come si vede l'approssimazione è più che accettabile.

Volendo affinare il calcolo è possibile approssimare l'arco di parabola con un arco di circonferenza come mostrato in Figura 4.1.



L'arco è stato ottenuto considerando una circonferenza di raggio 40 m , ed insiste su un angolo di $\frac{6}{7}\pi\text{ rad}$, per cui la sua lunghezza risulta pari a

$$s = \int_0^{\frac{6}{7}\pi} r d\varphi = r \cdot \frac{6}{7}\pi = 107.7\text{ m}$$

valore che si discosta soltanto del +2% dall'effettiva lunghezza delle arcate, per cui si può ritenere un'approssimazione accettabile. In tal caso l'equazione dell'arco è esprimibile in coordinate cilindriche

$$y = r \sin \varphi - r \sin \frac{\pi}{14} \quad \text{con} \quad \frac{1}{14}\pi < \varphi < \frac{13}{14}\pi$$

Per cui

$$\begin{aligned} \int y^2 \frac{ds}{EJ} &= \int y^2 \frac{rd\varphi}{EJ} = \frac{1}{EJ} \int_{\frac{1}{14}\pi}^{\frac{13}{14}\pi} \left(r \sin \varphi - r \sin \frac{\pi}{14} \right)^2 r d\varphi = \\ &= \frac{r^3}{EJ} \left[2 \int_{\frac{\pi}{14}}^{\frac{\pi}{2}} (\sin \varphi)^2 d\varphi - 4 \sin \frac{\pi}{14} \int_{\frac{\pi}{14}}^{\frac{\pi}{2}} \sin \varphi d\varphi + \frac{6}{7}\pi \left(\sin \frac{\pi}{14} \right)^2 \right] = \\ &= \frac{r^3}{EJ} \left[\frac{3}{7}\pi + \sin \frac{\pi}{14} \cos \frac{\pi}{14} - 4 \sin \frac{\pi}{14} \cos \frac{\pi}{14} + \frac{6}{7}\pi \left(\sin \frac{\pi}{14} \right)^2 \right] = \end{aligned}$$

$$= 3 \frac{r^3}{EJ} \left[\frac{\pi}{7} - \sin \frac{\pi}{14} \cos \frac{\pi}{14} + \frac{2}{7} \pi \left(\sin \frac{\pi}{14} \right)^2 \right] \cong \frac{12 r^3}{15 EJ} \cong \frac{20 f^2 l}{30 EJ_a}$$

Valore superiore del 25% circa rispetto a quello calcolato nell'ipotesi di Winkler-Ritter.

La congruenza richiede

$$-\xi_0 + \xi = \Delta l_0 - \Delta l$$

e quindi

$$\xi + \Delta l = \xi_0 + \Delta l_0$$

I due termini a primo e secondo membro sono direttamente proporzionali a ΔH e H_0 rispettivamente, per cui è possibile scrivere

$$\Delta H \int y^2 \frac{ds}{EJ} + \Delta H \frac{l}{EA_t} = H_0 \int \frac{ds}{EA} + H_0 \frac{l}{EA_t}$$

si ricava quindi l'incognita ΔH dalla seguente espressione

$$\Delta H = H_0 \frac{\int \frac{ds}{EA} + \frac{l}{EA_t}}{\int y^2 \frac{ds}{EJ} + \frac{l}{EA_t}} = 4159 \text{ kN} \frac{2.63 \cdot 10^{-3} + 3.54 \cdot 10^{-3}}{18.26 + 3.54 \cdot 10^{-3}} \cong 1 \text{ kN}$$

Tale risultato mostra che la spinta dell'arco viene in pratica interamente assorbita dalla trave centrale.

Per ottenere una conferma delle valutazioni di massima fin qui esposte, è stato realizzato un modello dove l'intero impalcato è stato schematizzato con un unico elemento monodimensionale, collegato all'arco tramite i pendini centrali, mentre i pendini laterali sono stati vincolati con delle molle la cui rigidità è stata valutata applicando delle forze verticali all'impalcato nel modello sofisticato, e osservando i conseguenti spostamenti (Figura 4.2).

In questo modello, nel quale alla trave centrale è stato applicato il carico

$$q = 175 \text{ kN/m}$$

si è osservata una spinta pari a

$$H = 3862 \text{ kN}$$

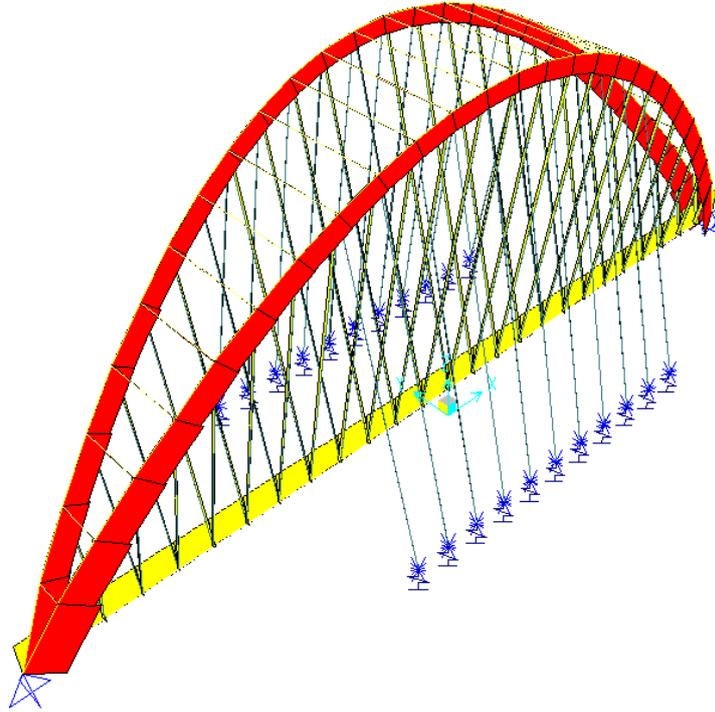


FIGURA 4.2

Sforzi di Trazione (in giallo) e di compressione (in rosso) per il modello con l'impalcato ridotto ad un elemento monodimensionale

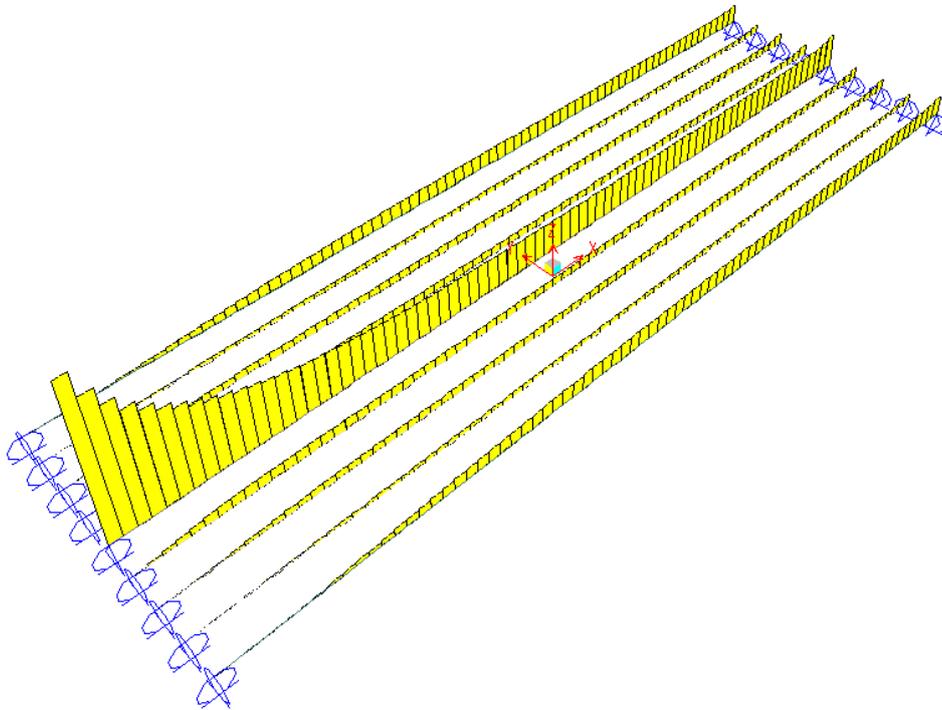


FIGURA 4.3

Sforzi di Trazione (in giallo) sulle travi d'impalcato nel modello utilizzato per lo studio dell'instabilità

Invece nel modello utilizzato per lo studio dell'instabilità (Figura 4.3) si ha

$$H = 3017 \text{ kN}$$

Tale valore della spinta risulta inferiore circa del 27% rispetto al modello dove l'intero impalcato è stato ridotto ad un'unica trave, ciò può essere motivato dalla distribuzione non uniforme dei carichi sulla lastra di impalcato.

4.2 Flessione nel Piano XZ

Una volta stabilito il carico lineare gravante sull'impalcato $q = 175 \text{ kN/m}$ per la combinazione permanente, possiamo ricavare il momento che tale carico provoca nella mezzeria dell'impalcato in assenza dell'arco.

$$M = \frac{ql^2}{8} = 133850 \text{ kNm}$$

Ovviamente i pendini che collegano l'impalcato all'arco ridurranno questo momento grazie alle reazioni dirette verso l'alto.

Di seguito si procede con la valutazione della freccia δ_z ipotizzando la presenza del solo impalcato, per ricavare utili informazioni relative alla sua rigidità.

Se ad esempio lo si considera costituito solamente da nove sezioni "Doppio T", ciascuna con le seguenti caratteristiche

Altezza: 200 cm

Larghezza delle piattabande: 150 cm

Spessore delle piattabande: 30 mm

Spessore dell'anima: 15 mm

Momento d'inerzia: 0.0965 m⁴

sotto il carico $q = 175 \text{ kN/m}$ si avrebbe

$$\delta_z = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EJ} = 462 \text{ mm} = 0.462 \text{ m}$$

Volendo invece adottare come sezione ideale una sezione rettangolare chiusa con le dimensioni qui riportate

Larghezza: 24 m

Altezza: 1.7 m

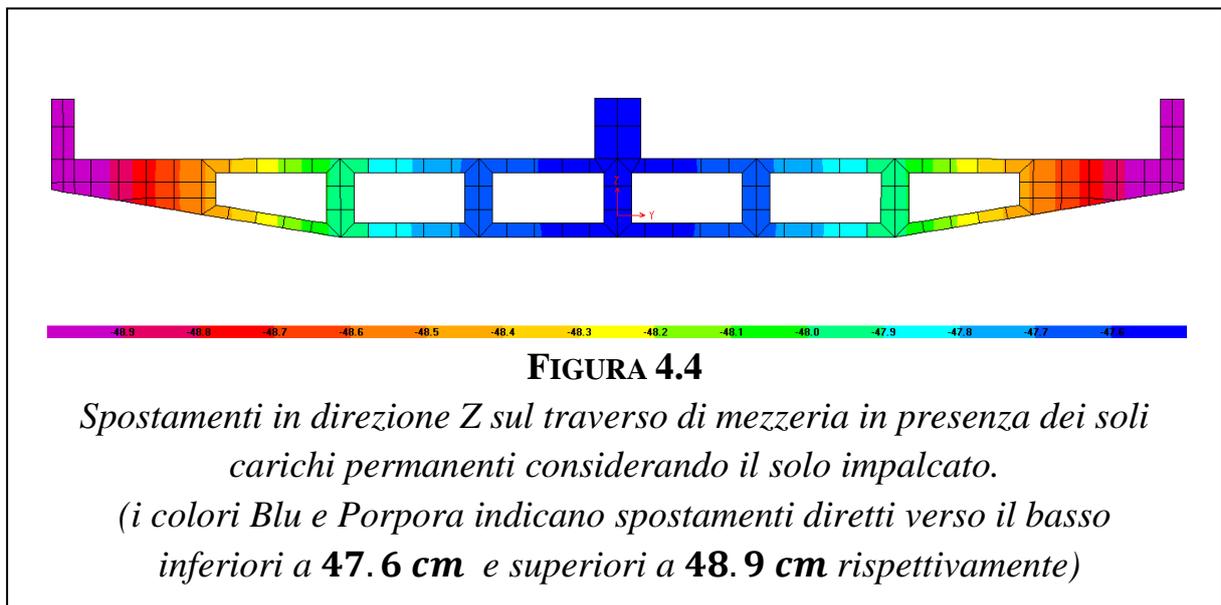
Spessore: 25 mm

Momento d'inerzia: 0.869 m⁴

la freccia sarebbe pari a

$$\delta_z = 467 \text{ mm} = 0.467 \text{ m}$$

A questo punto è stato realizzato un modello agli elementi finiti con la sola presenza dell'impalcato, per valutare la sua effettiva inflessione in assenza dell'arco sotto i carichi permanenti. La Figura 4.4 mostra gli spostamenti in direzione verticale sul traverso di mezzeria. Si noti come essi risultino maggiori per le travi esterne per via dell'inflessione dovuta al peso proprio. Si capisce quindi che i pendini dell'arco giocano un ruolo importante nel ridurre tale inflessione.



Nella sezione di mezzeria dal modello risulta

$$\delta_z = 475 \text{ mm} = 0.475 \text{ m}$$

Tale valore si scosta molto poco da quelli ottenuti considerando sezioni "semplici".

Nota la freccia è possibile ricavare il momento d'inerzia equivalente dell'impalcato

$$J_y^* = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{E\delta_z} = \frac{5}{384} \frac{175 \text{ kN/m} \cdot 78^4 \text{ m}^4}{2.1 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.475 \text{ m}} = 0.846 \text{ m}^4$$

A partire da questo valore si può calcolare il periodo fondamentale del solo impalcato $T_{1,f}^i$ per vibrazioni flessionali.

La massa del solo impalcato (comprensiva dei carichi della pavimentazione, del marciapiede, dei sicurvia e del parapetto) è stata valutata nel modello agli elementi finiti, ed è risultata pari a

$$m = 1268 \text{ ton}$$

di conseguenza la massa distribuita vale

$$\bar{m} = \frac{m}{l} = \frac{1268 \text{ ton}}{78 \text{ m}} = 16.26 \text{ ton/m}$$

La pulsazione $\omega_{1,f}^i$ è data da

$$\omega_{1,f}^i = \pi^2 \sqrt{\frac{EJ}{\bar{m}l^4}}$$

se si pone $J = J_y^* = 0.846 \text{ m}^4$ si ha

$$\omega_{1,f}^i = 5.363 \text{ rad/s}$$

e di conseguenza

$$T_{1,f}^i = \frac{2\pi}{\omega_{1,f}^i} = 1.17 \text{ s}$$

Il modello agli elementi finiti fornisce

$$T_{1,f}^i = 1.24 \text{ s}$$

I due valori differiscono tra loro circa del 5.7%, che può essere ritenuta una buona approssimazione.

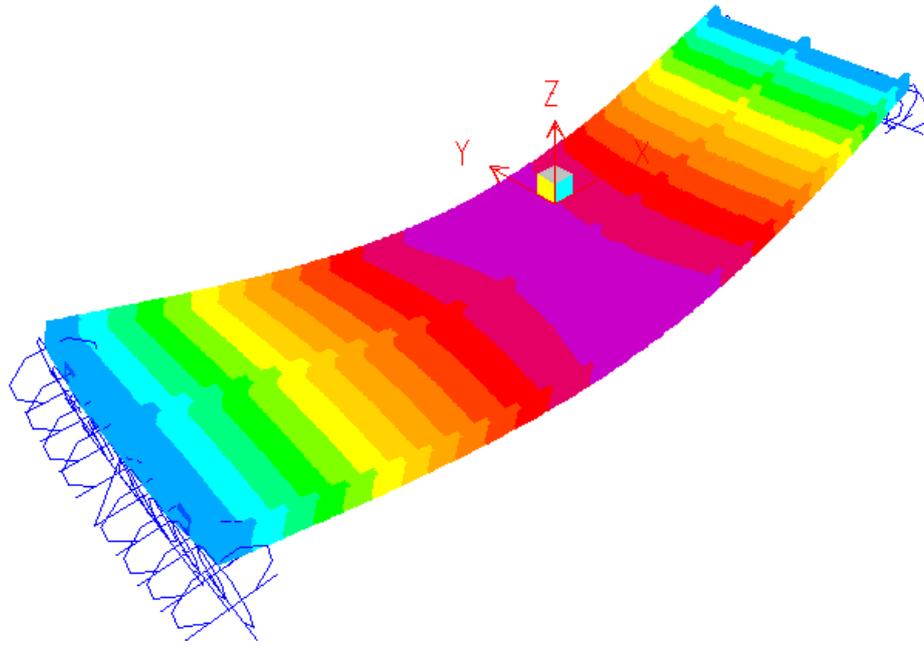


FIGURA 4.5

*Primo modo di vibrare del solo impalcato.
I colori si riferiscono allo spostamento in direzione verticale.*

4.2.1 OSSERVAZIONI RELATIVE ALLA FRECCIA

Relativamente al valore di δ_z in presenza del solo impalcato, è interessante notare come esso corrisponda a

$$\delta_z = \frac{l}{164}$$

ovvero un valore elevato per la freccia dovuta ai soli carichi permanenti non fattorizzati. A tal proposito si fa notare come in presenza dell'arco e dei pendini che lo collegano all'impalcato, tale spostamento risulti pari a

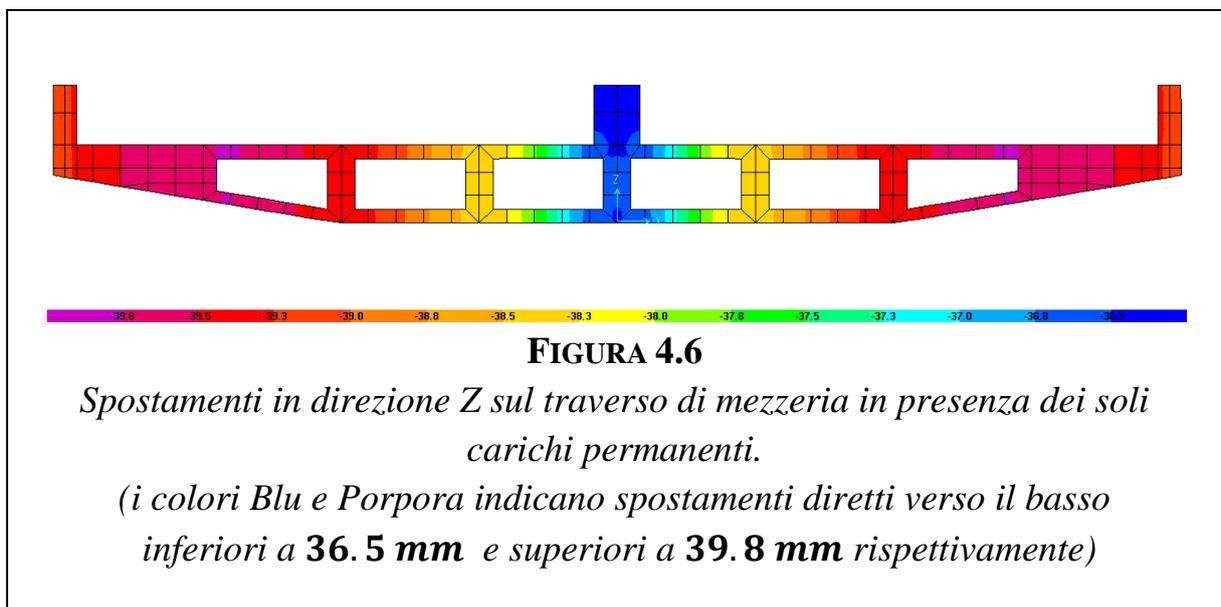
$$\delta_z = 36.5 \text{ mm} = \frac{l}{2137}$$

Tale valore può essere incrementato del 25% per tenere in conto della maggiore rigidità estensionale delle funi rispetto ai cavi inseriti nel modello (si rimanda a quanto discusso nel §5.1.1), si ha quindi

$$\delta_z = 1.25 \cdot 36.5 \text{ mm} = 45.6 \text{ mm} = \frac{l}{1710}$$

ovvero circa 1/10 della freccia ottenuta in assenza dell'arco.

La Figura 4.6 riporta con diversi colori gli spostamenti del traverso di mezzeria nel modello agli elementi finiti. Si osservi come le escursioni massime tra i diversi punti della sezione siano molto contenute rispetto al caso precedente: circa 4 mm , contro 13 mm in presenza del solo impalcato. Un'altra differenza si può ravvisare nel fatto che i massimi spostamenti non si manifestano in corrispondenza delle travi più esterne, ma in quelle ad esse adiacenti, come si nota dalla colorazione porpora; anche questa eventualità è conseguenza del collegamento delle funi con le travi esterne. Per cui si può affermare che i pendini producono un ulteriore effetto benefico riducendo sensibilmente la deformazione dell'impalcato anche trasversalmente oltre che longitudinalmente.



4.3 Flessione nel Piano XY

La flessione nel piano XY si genera in ambito sismico in conseguenza delle accelerazioni applicate alle masse a livello dell'impalcato.

La massa del solo impalcato comprensiva dei carichi permanenti, come si è visto nel paragrafo precedente, è stata valutata pari a

$$m_{imp} = 1268\text{ ton} \cong 1250\text{ ton}$$

A questo punto è necessario valutare lo spettro elastico per il sito in esame, al fine di ricavare l'accelerazione spettrale da applicare alla struttura. I parametri necessari sono

stati ricavati attraverso il foglio elettronico "Spettri-NTC" versione 1.0.3 prodotto dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Le figure seguenti mostrano le schermate di tale foglio elettronico che riportano le grandezze significative ottenute a partire dalle coordinate geografiche del sito dove si prevede debba sorgere il manufatto.

Per la determinazione degli spettri di risposta elastici si sono considerati i seguenti parametri:

- Categoria di sottosuolo: C;
- Categoria topografica: T1;
- Vita nominale: 100 anni;
- Classe d'uso: IV.

Per i diversi stati limite per il sito scelto si ha

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0.121	2.413	0.282
SLD	201	0.150	2.399	0.290
SLV	1898	0.308	2.527	0.328
SLC	2475	0.332	2.552	0.333



FIGURA 4.7

Fase 1: Individuazione della pericolosità del sito

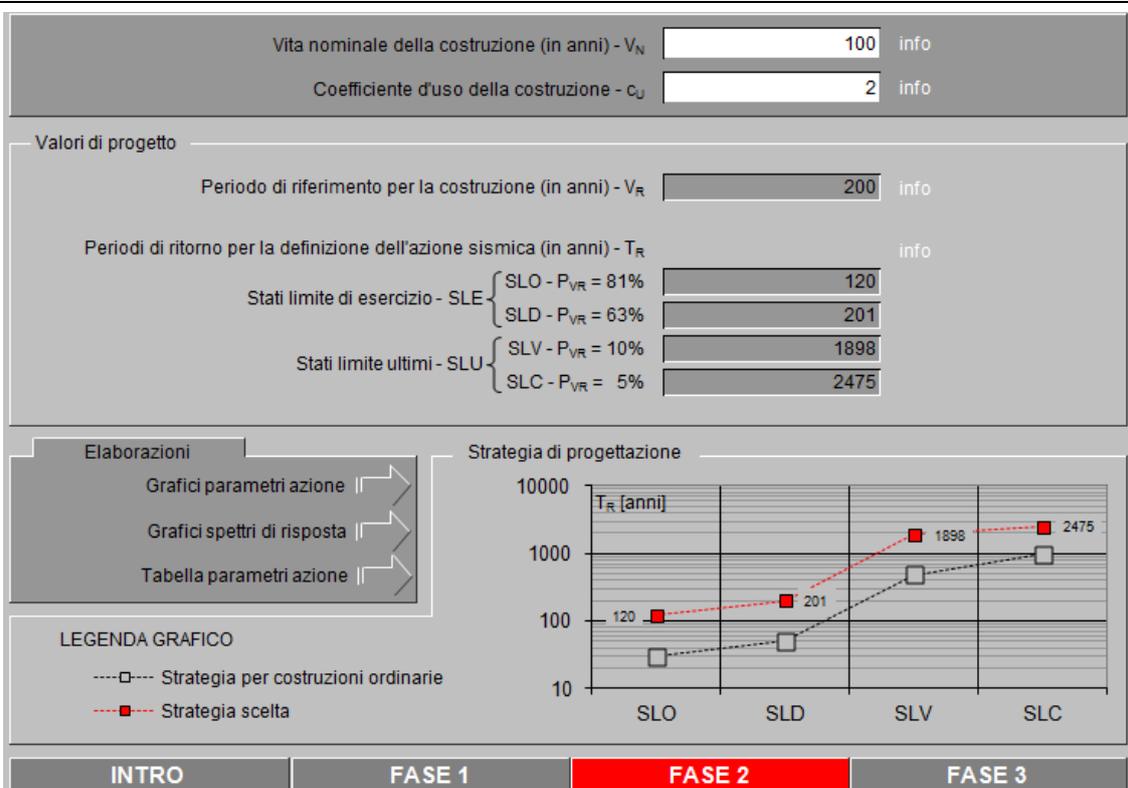


FIGURA 4.8

Fase 2: Scelta della strategia di progettazione

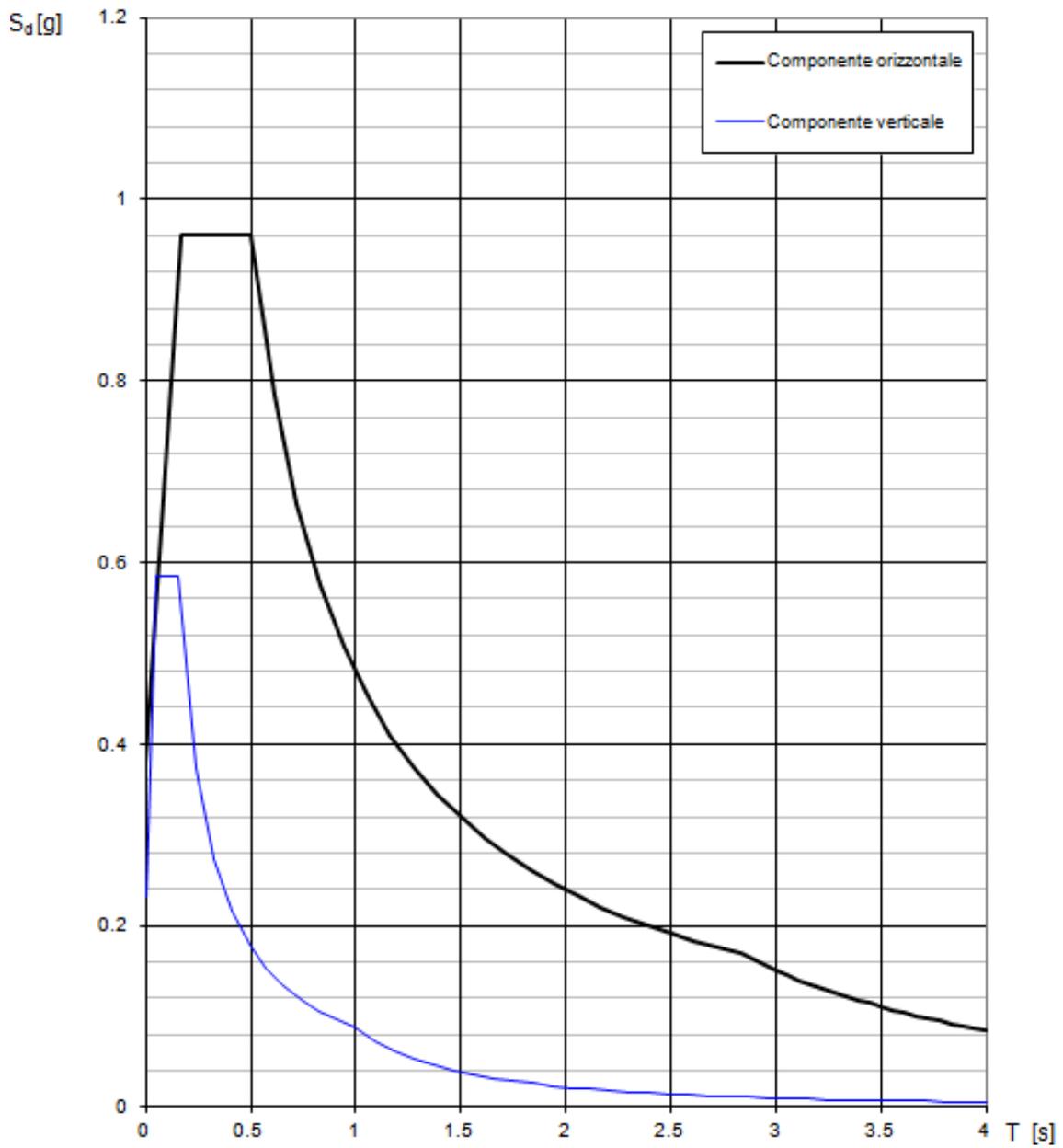


FIGURA 4.9

Grafici degli spettri di risposta elastici per lo SLV per le componenti verticale ed orizzontale

Dallo spettro riportato in Figura 4.9 appare che la componente orizzontale a_h dell'accelerazione per il periodo fondamentale del ponte

$$T_1 = 1.0506 \text{ s}$$

è pari a

$$a_h = 0.456 \text{ g}$$

Per cui il carico orizzontale uniformemente distribuito q_h generato dall'azione del sisma a livello dell'impalcato è valutabile come

$$q_h = \frac{m_{imp} \cdot a_h}{l} = \frac{1250 \text{ ton} \cdot 0.456 \cdot g}{78 \text{ m}} \cong \frac{0.456 \cdot 12500 \text{ kN}}{78 \text{ m}} = 73 \text{ kN/m}$$

La reazione orizzontale F_Y trasmessa alla pila può essere valutata come segue

$$F_Y = q_h \cdot \frac{l}{2} = 2847 \text{ kN}$$

In analogia a quanto fatto per la flessione nel piano XZ, la freccia δ_y si valuta in via preliminare facendo riferimento a sezioni di semplice geometria. A tal proposito si tenga presente che nove sezioni "Doppio T" con le anime distanti 3 m caratterizzate da

Altezza: 170 cm

Larghezza delle piattabande: 50 cm

Spessore delle piattabande: 15 mm

Spessore dell'anima: 15 mm

Area: 0.04 m²

hanno un momento d'inerzia pari a

$$J_z = 0.04 \text{ m}^2 \cdot 2 \cdot (3^2 + 6^2 + 9^2 + 12^2) \text{ m}^2 = 21.6 \text{ m}^4$$

Se si considera una sezione rettangolare chiusa con le seguenti dimensioni

Larghezza: 18 m

Altezza: 0.7 m

Spessore: 20 mm

il momento d'inerzia risulta ancora una volta

$$J_z = 21.6 \text{ m}^4$$

Per cui in questi due casi si avrà la medesima freccia δ_y , che varrà

$$\delta_y = 7.8 \text{ mm}$$

Nel modello agli elementi finiti in presenza del solo impalcato il carico q_h è stato applicato in corrispondenza dell'asse longitudinale alla quota del piano stradale (dove si può pensare collocato il baricentro dell'impalcato). La Figura 4.10 riporta gli spostamenti trasversali ottenuti dall'elaborazione numerica.

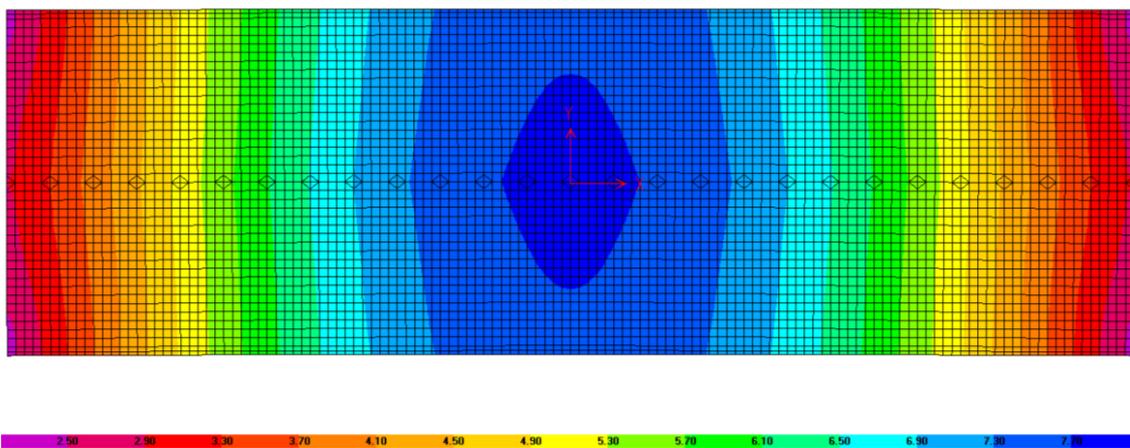


FIGURA 4.10

*Spostamenti in direzione y nel piano della lastra ortotropa generati dal sisma agente in direzione Y considerando il solo impalcato.
(i colori Blu e Porpora indicano spostamenti superiori a **7.7 mm** ed inferiori a **2.5 mm** rispettivamente)*

Nella sezione di mezzeria si ha

$$\delta_y = 7.8 \text{ mm}$$

valore perfettamente coincidente con le frecce valutate per sezioni semplificate.

Il momento d'inerzia equivalente sarà pari a

$$J_z^* = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{E\delta_y} = \frac{5}{384} \frac{73 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 78^4 \text{ m}^4}{2.1 \cdot 10^8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0.0078 \text{ m}} = 21.48 \text{ m}^4$$

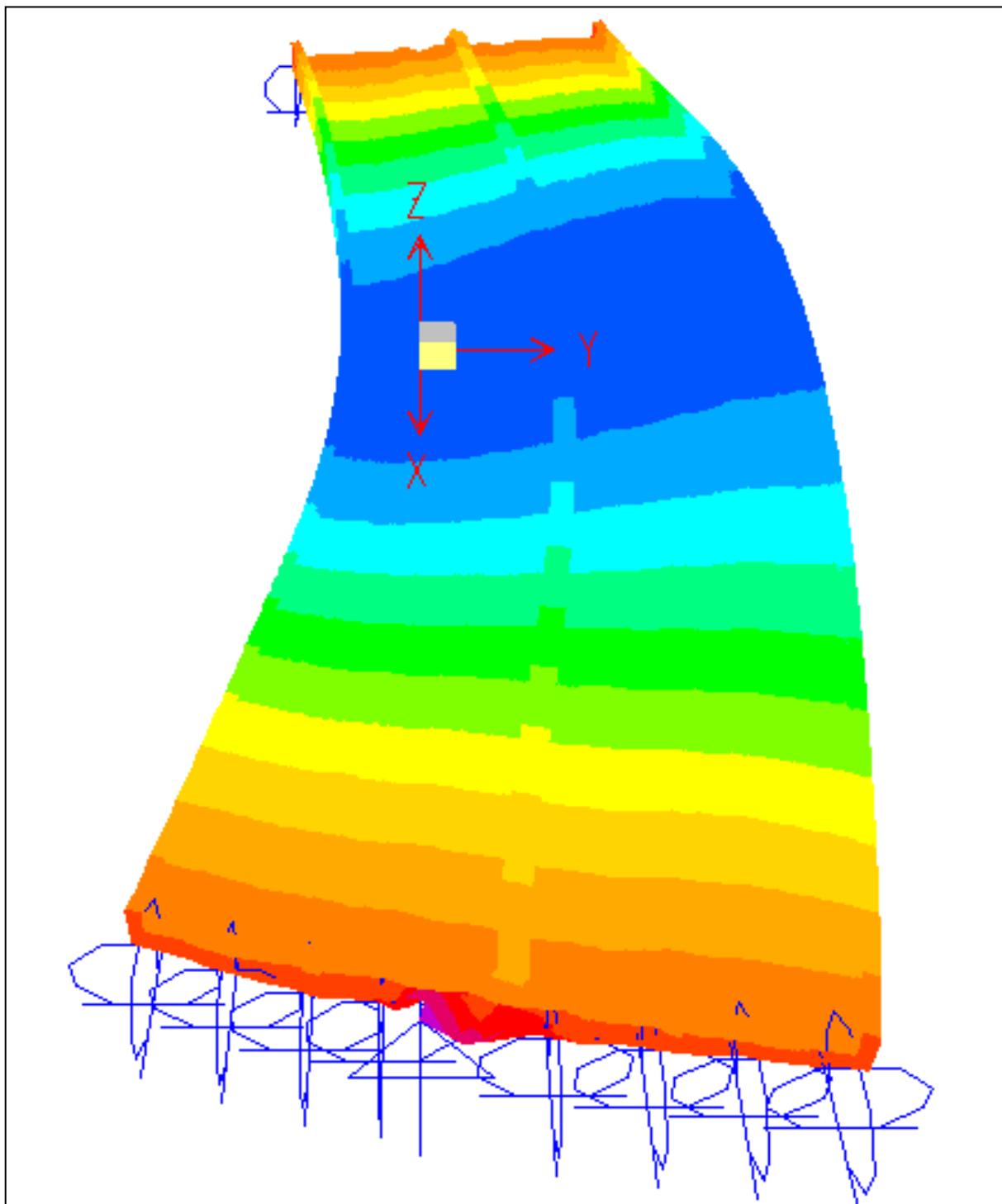


FIGURA 4.11

Quinto modo di vibrare del solo impalcato, corrispondente al primo modo flessionale in direzione trasversale.

I colori si riferiscono allo spostamento in direzione Y.

A partire da questo valore è stato calcolato il periodo fondamentale del solo impalcato $T_{1,t}^i$ per vibrazioni flessionali trasversali.

La pulsazione $\omega_{1,t}^i$ risulta

$$\omega_{1,t}^i = \pi^2 \sqrt{\frac{EJ_z^*}{\bar{m}l^4}} = 27.022 \text{ rad/s}$$

da cui

$$T_{1,t}^i = \frac{2\pi}{\omega_{1,t}^i} = 0.23 \text{ s}$$

Il modello agli elementi finiti fornisce

$$T_{1,t}^i = 0.21 \text{ s}$$

I due valori differiscono tra loro di circa 0.025 s (poco meno del 12%), con una buona approssimazione, anche se inferiore rispetto a quella osservata per $T_{1,f}^i$.

4.4 Torsione

Nell'ipotesi che le imposte delle due arcate non siano in grado di trasmettere momenti, la forza inerziale $F_{h,a}$ prodotta dall'accelerazione orizzontale a_h applicata nel baricentro dell'arco, genera sull'impalcato un momento torcente.

L'entità di tale forza sarà pari a

$$F_{h,a} = m_{arco} \cdot a_h = m_{arco} \cdot 0.456 \text{ g}$$

La massa dell'arco è stata valutata

$$m_{arco} = 250 \text{ ton}$$

corrispondente ad un sesto della massa dell'intera struttura. Si ha quindi

$$F_{h,a} = 250 \text{ ton} \cdot 0.456 \text{ g} \cong 2500 \text{ kN} \cdot 0.456 = 1140 \text{ kN}$$

Poiché l'arco è parabolico, il suo baricentro si troverà a $2/3$ della freccia massima. Tuttavia in corrispondenza della sommità i traversi sono più lunghi rispetto a quelli che

si trovano subito al di sopra delle imposte, per cui il braccio di $F_{h,a}$ si considera intermedio tra f e $\frac{2}{3}f$, ovvero $\frac{5}{6}f = 27\text{ m}$. A tale valore bisogna aggiungere l'altezza della trave centrale, ovvero 3 m . Per cui in definitiva il momento ribaltante M_t che genera torsione sull'impalcato risulta

$$M_{t,a} = F_{h,a} \cdot b = 1140\text{ kN} \cdot 30\text{ m} = 34200\text{ kNm}$$

A questo punto si effettua un confronto di massima con il momento torcente $M_{t,tr}$ prodotto dai carichi da traffico (con valore caratteristico) disposti con la massima eccentricità. Questo momento risulta pari a

$$\begin{aligned} M_{t,tr} &= \left(600\text{ kN} + 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 78\text{ m}\right) \cdot 9.6\text{ m} + \left(400\text{ kN} + 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 78\text{ m}\right) \cdot 6.6\text{ m} \\ &\quad + \left(200\text{ kN} + 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 78\text{ m}\right) \cdot 3.6\text{ m} \\ &= 25978\text{ kNm} + 6501\text{ kNm} + 2826\text{ kNm} = 35305\text{ kNm} \end{aligned}$$

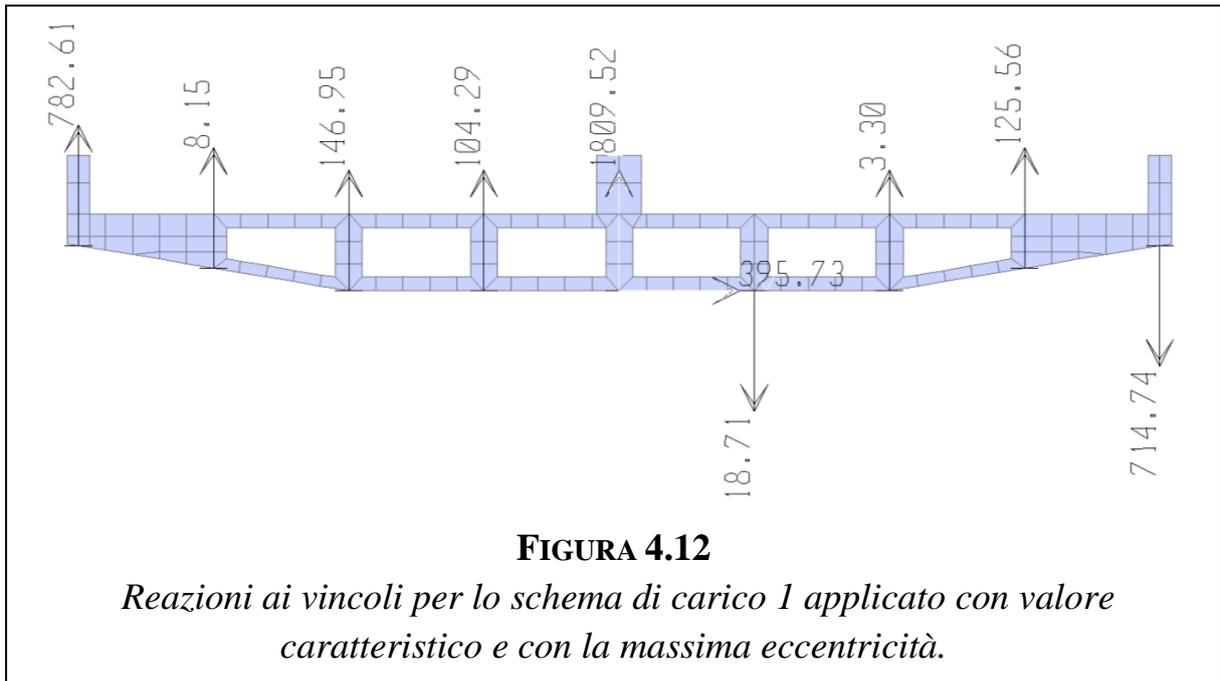
Come si vede i due momenti risultano paragonabili, per cui è possibile affermare che gli effetti torsionali indotti dal sisma sul ponte sono dello stesso ordine di grandezza di quelli prodotti dai carichi da traffico.

4.5 Reazioni Vincolari

4.5.1 REAZIONI VERTICALI, STUDIO DEL SOLLEVAMENTO

Lo studio della torsione è importante anche per quanto riguarda le reazioni ai vincoli. Infatti le reazioni che nascono per equilibrare il momento torcente tendono a sollevare gli appoggi (reazioni dirette verso il basso), circostanza molto pericolosa senz'altro da evitare o quanto meno limitare. Poiché i momenti per i due casi analizzati (ovvero carichi da traffico con eccentricità massima e azione sismica applicata all'arco) sono della stessa entità, le forze in questione dovrebbero essere anch'esse molto simili. Tuttavia la deformabilità della sezione d'impalcato fa sì che l'andamento delle reazioni non sia lineare come nel caso di traversi infinitamente rigidi.

La Figura 4.12 mostra le reazioni per lo schema di carico 1 (con il valore caratteristico) applicato con la massima eccentricità.



La massima reazione di sollevamento è pari a

$$V_{traffico} = 715 \text{ kN}$$

Dall'analisi con i *moving loads* la massima reazione diretta verso l'alto risulta di

$$V_{traffico} = 844 \text{ kN}$$

Mentre nel caso in cui il carico $F_{h,a}$ sia applicato alla sommità dell'arco negli appoggi la massima reazione di sollevamento è pari a

$$V_{sisma arco} = 993 \text{ kN}$$

Occorre però considerare anche la presenza dei carichi permanenti, che hanno un effetto benefico. In tal caso si ha

$$V_{traffico} = 545 \text{ kN}$$

$$V_{sisma arco} = 810 \text{ kN}$$

Il rapporto tra le due risulta

$$\frac{810 \text{ kN}}{545 \text{ kN}} = 1.5$$

Potrebbe essere necessario tenere in conto che anche la forza orizzontale applicata alle masse d'impalcato produrrà un momento ribaltante, che seppure caratterizzato da un braccio modesto (1.7 m), è generato da una forza $F_{h,imp}$ cinque volte maggiore rispetto a $F_{h,a}$.

$$F_{h,imp} = m_{imp} \cdot a_h = 1250 \text{ ton} \cdot 0.456 \text{ g} = 5700 \text{ kN}$$

Da cui

$$M_{t,imp} = 5700 \text{ kN} \cdot 1.7 \text{ m} = 9690 \text{ kNm}$$

È quindi possibile affermare in base a queste prime valutazioni che il momento ribaltante complessivo sarà dovuto per il 78% all'inerzia dell'arco, mentre per il restante 22% all'inerzia dell'impalcato.

Considerando anche la presenza di questo secondo momento si ha

$$V_{sisma \text{ arco}} = 1293 \text{ kN}$$

$$\frac{1293 \text{ kN}}{715 \text{ kN}} = 1.8$$

con la presenza dei carichi permanenti risulta

$$V_{sisma \text{ arco}} = 1123 \text{ kN}$$

$$\frac{1123 \text{ kN}}{544 \text{ kN}} = 2.1$$

In base a queste valutazioni, per minimizzare il rischio di sollevamento degli appoggi si potrebbe prevedere un sistema di isolamento in grado di dimezzare l'azione torcente. Occorre quindi dimezzare l'accelerazione orizzontale a_h , e dallo spettro riportato in Figura 4.9 (pag. 39), si vede che ciò si verifica in corrispondenza di un periodo $T = 2s$.

5 ANALISI STATICA

5.1 Funi

Ogni fune è composta da 19 trefoli, ciascuno dei quali caratterizzato da un carico di rottura nominale $F_{pk} = 279 \text{ kN}$.

5.1.1 VERIFICA A TRAZIONE

In via preliminare nel modello a detti cavi è stata assegnata una sezione circolare piena di 60 mm di diametro, e un modulo elastico di 210000 MPa , per cui il modulo di deformazione risulta

$$\frac{EA}{l} = \frac{210 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2} \cdot \pi \left(\frac{60 \text{ mm}}{2}\right)^2}{l} = \frac{593761}{l} \text{ kN/m}$$

In realtà l'area nominale A_{nom} è pari a

$$A_{nom} = 19 \cdot A_{trefolo} = 19 \cdot 150 \text{ mm}^2 = 2850 \text{ mm}^2$$

mentre il modulo elastico efficace del singolo trefolo è pari a

$$E_{eff} = \frac{f_{p(1)k}}{\varepsilon_1} = \frac{1670 \text{ N/mm}^2}{0.01} = 167000 \text{ N/mm}^2$$

per cui risulta

$$\frac{E_{eff} A_{nom}}{l} = \frac{167 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2} \cdot 2850 \text{ mm}^2}{l} = \frac{475950}{l} \text{ kN/m}$$

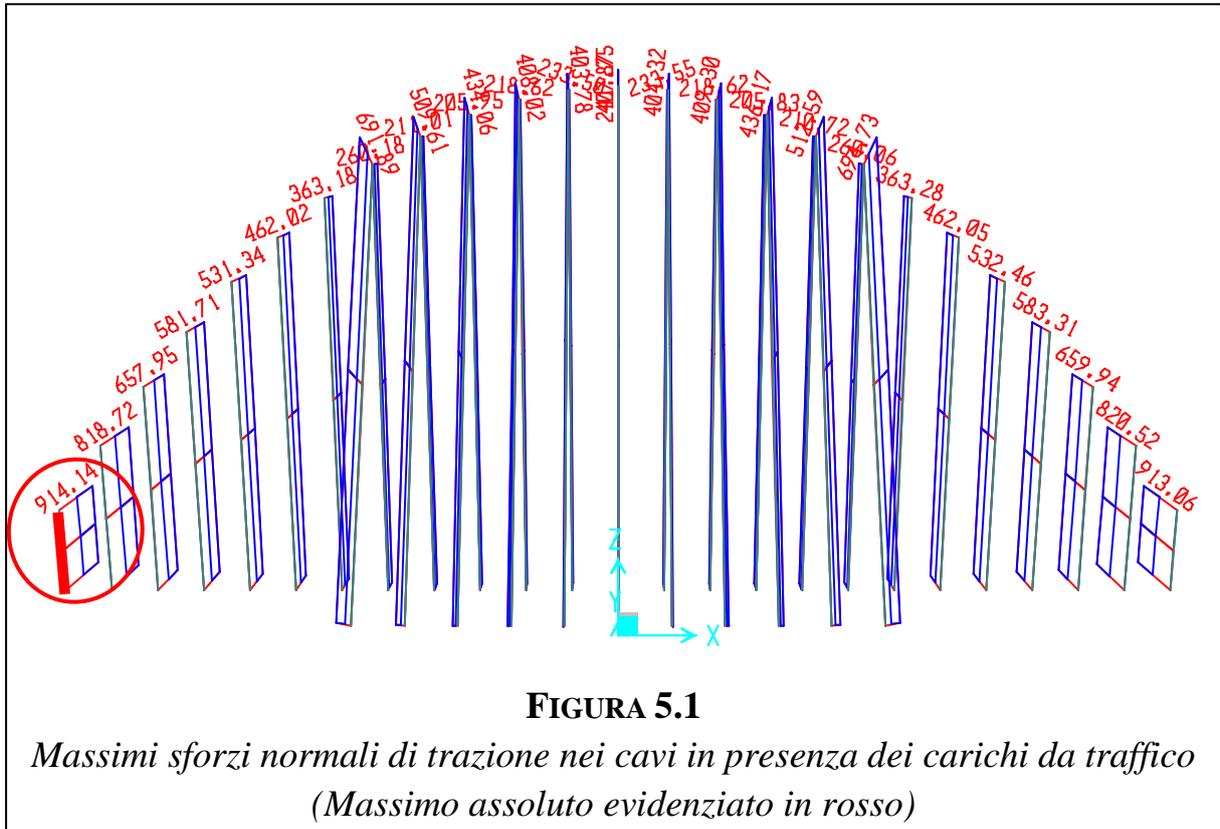
La differenza percentuale fra il modulo di deformazione dei cavi nel modello e quello reale risulta quindi pari a

$$\frac{EA/l - E_{eff} A_{nom}/l}{E_{eff} A_{nom}/l} \cdot 100 = \frac{593761 - 475950}{427500} \cdot 100 = +25\%$$

Tale incremento potrebbe rendere necessario ridurre la rigidezza estensionale degli elementi *frame* di un fattore $f=0.8$, oppure adottare cavi con un maggior numero di trefoli (ad esempio 31). Le funi sono state verificate come bielle rettilinee mantenendo le proprietà definite nel modello.

La massima sollecitazione N_{Ed} di trazione nei tiranti derivante dall'analisi con i *bridge loads* risulta (Figura 5.1):

$$N_{Ed} = 914 \text{ kN}$$



Il coefficiente di sicurezza FS delle funi è stato valutato sia rispetto allo snervamento (come prescrivono le NTC 2008) sia rispetto alla forza di rottura $N_{t,Rd}$ (come prescrive l'Eurocodice 3). Si ha

NTC

$$FS = \frac{N_{y,Rd}}{N_{Ed}} = \frac{A_{nom} \cdot f_{pyk} / \gamma_{M0}}{N_{Ed}} = \frac{2850 \text{ mm}^2 \cdot \frac{1670}{1.05} \text{ N/mm}^2}{914000 \text{ N}} = 5.0$$

EC3

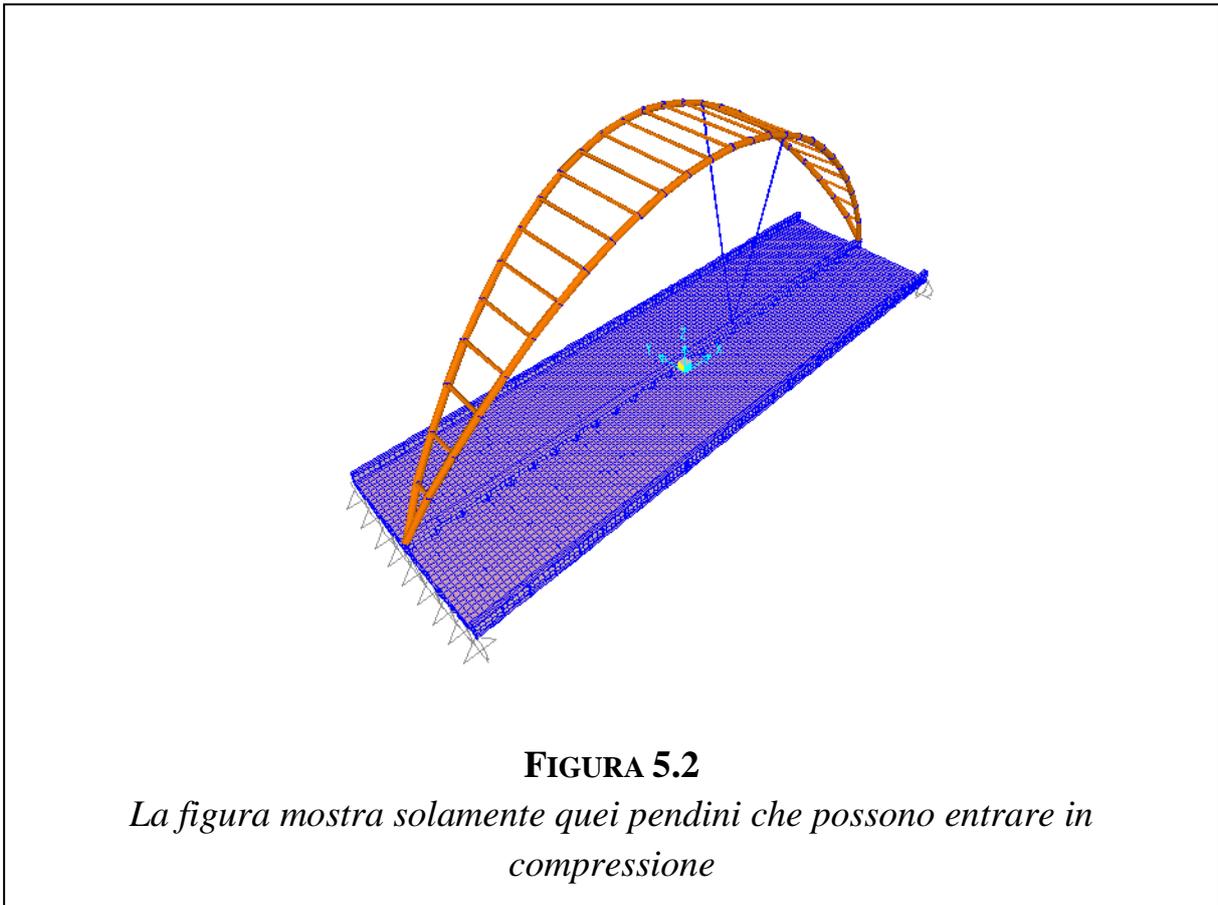
$$FS = \frac{N_{t,Rd}}{N_{Ed}} = \frac{19 \cdot F_{pk} / \gamma_M}{N_{Ed}} = \frac{\frac{5301}{1.8} \text{ kN}}{914 \text{ kN}} = 3.2$$

Circa l'elevato coefficiente di sicurezza rispetto alla rottura, si fa notare che i cavi a 19 trefoli sono stati scelti soprattutto per limitare la deformabilità dell'impalcato.

Si evidenzia inoltre che due pendini possono essere soggetti a sforzi di compressione nella condizione di carico che considera agenti le seguenti azioni:

- peso proprio degli elementi strutturali con un fattore $\gamma_{G1} = 1$
- carico della pavimentazione con un fattore $\gamma_{G2} = 1$
- carichi da traffico amplificati con un fattore $\gamma_Q = 1.35$

Il valore più alto di queste compressioni è $N^- = 3.4 \text{ kN}$ (Figura 5.2) Data la modesta entità di questa sollecitazione e considerato che le funi al momento della messa in opera verranno pretese, è sufficiente realizzare una pre-tensione maggiore o uguale a 5 kN per far sì che in qualsiasi condizione di carico (escluse quelle prodotte dal sisma) i cavi siano in tensione.



5.2 Traversi Arco

I traversi che collegano i due archi sono realizzati con tubi $\varnothing 400 \text{ mm}$ spessi 20 mm . L'innesto si realizza con saldature a piena penetrazione.

5.2.1 VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE IN ASSENZA DI INSTABILITÀ FLESSO - TORSIONALE

La sezione dei traveri è caratterizzata da infiniti assi di simmetria, per cui non è soggetta allo svergolamento. In assenza di fenomeni di instabilità flessio-torsionale la verifica a presso-flessione si ritiene soddisfatta se

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Sd}}{W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{M_{z,Sd}}{W_{pl,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Per sezioni con infiniti assi di simmetria si può scrivere

$$\frac{N_{Sd}}{\chi A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{\sqrt{M_{y,Sd}^2 + M_{z,Sd}^2}}{W_{pl} f_y / \gamma_{M1}} = \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \leq 1$$

In questo caso la sezione è di classe 1, quindi

$$\gamma_{M1} = 1.1$$

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$A = 23876 \text{ mm}^2$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}}$$

$$\alpha = 0.21$$

$$\Phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\chi_{min} = \chi_y = \chi_z = \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

I traveri sono stati considerati:

- incernierati all'arco per il calcolo di N_{cr} (a favore di sicurezza);
- incastrati all'arco per ottenere i momenti e gli sforzi normali agenti.

Nella tabella seguente sono riportate le verifiche di instabilità dei traveri dell'arco, che risultano tutti presso-inflessi. Il momento sollecitante M_{Sd} è stato calcolato quadrando i valori di M_3 e di M_2 forniti dal programma di calcolo. A favore di sicurezza per ogni travaso si sono considerati i massimi momenti e i massimi sforzi normali assoluti, anche se derivanti da combinazioni differenti o non agenti sulle medesime sezioni.

Inoltre per i traversi che risultano tesi per qualsiasi combinazione di carico, si è posto $\chi = 1$ e la verifica si è tradotta in una semplice verifica a tenso-flessione.

Traverso	l [cm]	N_{cr} [kN]	$\bar{\lambda}$	χ	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]	$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}}$	$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}$	$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \leq 1$
T1	221	182728	0.215	1.00	68	27	0.009	0.029	$0.038 \leq 1$
T2	393	57905	0.383	0.96	-11	23	0.001	0.024	$0.026 \leq 1$
T3	550	29578	0.535	0.91	-70	19	0.010	0.020	$0.030 \leq 1$
T4	705	18021	0.686	1.00	167	26	0.022	0.027	$0.049 \leq 1$
T5	820	13331	0.797	0.78	-54	36	0.009	0.039	$0.048 \leq 1$
T6	932	10309	0.907	1.00	6	50	0.001	0.054	$0.055 \leq 1$
T7	1030	8449	1.002	1.00	73	68	0.009	0.073	$0.082 \leq 1$
T8	1111	7242	1.082	1.00	232	87	0.030	0.094	$0.124 \leq 1$
T9	11797	6436	1.148	1.00	212	105	0.028	0.112	$0.140 \leq 1$
T10	12323	5898	1.199	1.00	178	115	0.023	0.124	$0.147 \leq 1$
T11	12699	5554	1.235	1.00	159	119	0.021	0.128	$0.148 \leq 1$
T12	12925	5362	1.257	1.00	158	118	0.021	0.127	$0.147 \leq 1$
T13	13021	5283	1.267	1.00	159	115	0.021	0.123	$0.144 \leq 1$

La verifica risulta ovunque ampiamente soddisfatta.

5.3 Lastra d'Impalcato

Con riferimento alle indicazioni contenute nella normativa UNI ENV 1993-2-2002 (Eurocodice 3) al §4.8, la minima rigidezza delle nervature è stata valutata in base al grafico riportato in Figura 5.3.

Per la nervatura in esame si ha

$$I_B = 10170 \text{ cm}^4$$

per travi principali ad interasse 3 m tale valore è ampiamente superiore al minimo richiesto dalla norma, come mostrato in figura dalle linee rosse.

Inoltre tutti i limiti prescritti nell'appendice G dell'Eurocodice 3 sono rispettati, difatti si ha

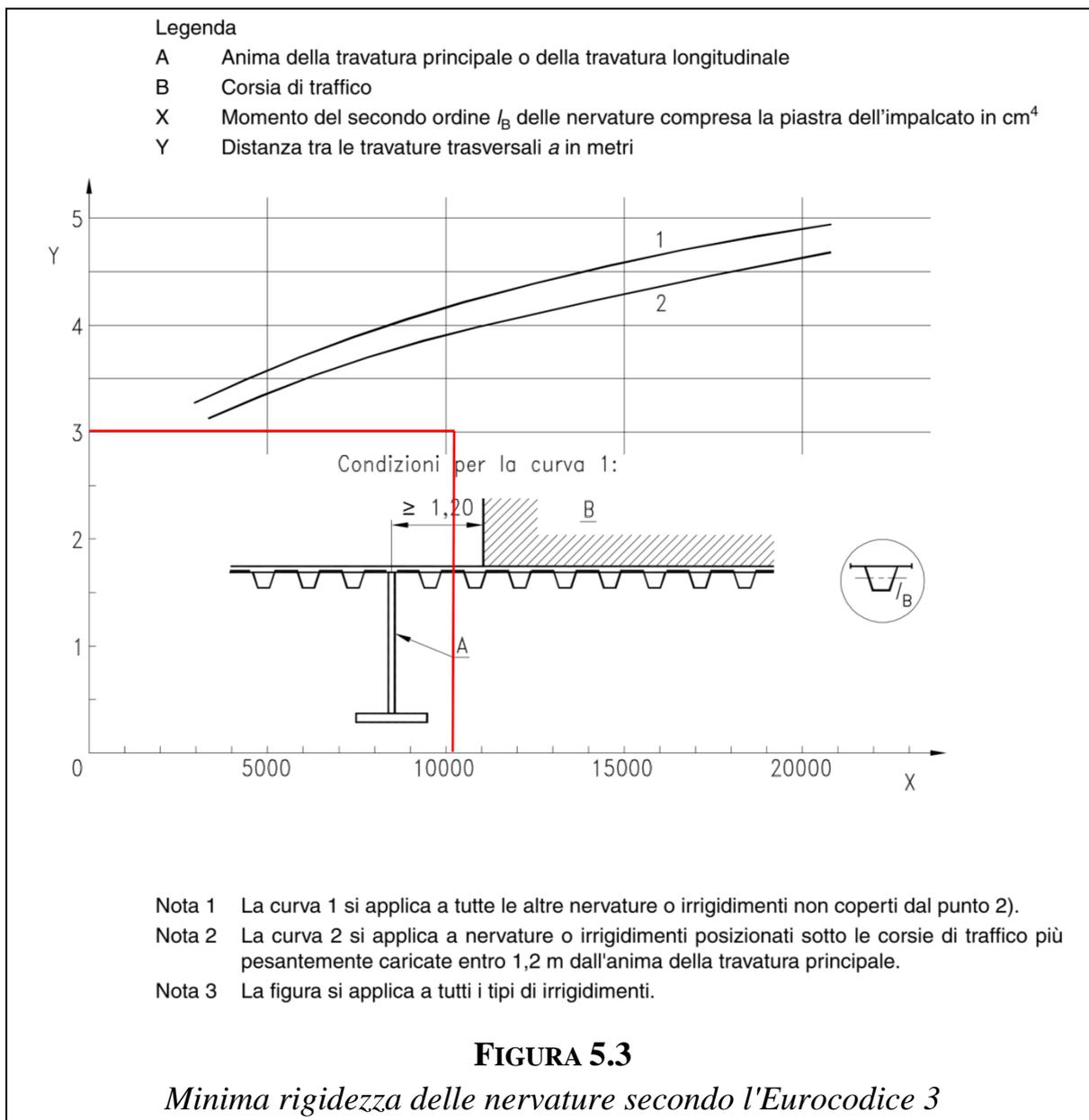
spessore della piastra $t = 12 \text{ mm} \geq 12 \text{ mm} = t_{min}$ per manto di asfalto $\geq 70 \text{ mm}$, qualora lo spessore del pacchetto fosse invece compreso tra 40 mm e 70 mm deve essere $t \geq 14 \text{ mm} = t_{min}$;

spessore degli irrigidimenti $t_2 = 10 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} = t_{2,min}$ per nervature chiuse;

spaziatura dell'appoggio offerto dalle anime delle nervature alla piastra di impalcato $e = 280 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm} = e_{max}$

$$e/t = 280/12 = 23.3 \leq 25$$

Come specificato nel comma (5) al § G.2.1.1 dell'Eurocodice 3, qualora le suddette raccomandazioni siano soddisfatte, i momenti flettenti nella piastra di impalcato non necessitano verifica.



5.4 Travi Principali e Traversi d'Impalcato

La verifica di resistenza delle travi principali e dei traversi (ovvero gli elementi costituenti il graticcio dell'impalcato) è stata effettuata in base al criterio illustrato nelle NTC 2008 al §4.2.4.1.2 e di seguito riportato

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed}\sigma_{x,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk}/\gamma_{M0})^2$$

dove

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

La combinazione più sfavorevole è risultata quella relativa ai carichi da traffico.

Nelle formule le tensioni verranno espresse in N/mm^2 . L'unità di misura non verrà trascritta per semplicità di notazione.

Per la trave centrale all'intradosso in mezzeria si ha

$$81^2 + 1^2 - 1 \cdot 81 + 3 \cdot 10^2 = 6780 \leq 114308 = (355/1.05)^2 == (f_{yk}/\gamma_{M0})^2$$

A titolo esemplificativo in Figura 5.4 sono riportate le tensioni nell'anima della trave centrale per la combinazione "folla compatta". Come si vede le tensioni maggiori si hanno in corrispondenza degli appoggi e dell'imposta dell'arco. Queste tensioni verranno sicuramente ridotte dal momento che i carichi non verranno trasmessi puntualmente come nel modello, ma attraverso una superficie, garantendo una migliore distribuzione. Ad ogni modo agli appoggi bisognerà accuratamente verificare l'instabilità locale dell'anima della trave. In merito all'instabilità globale il fenomeno del secondo ordine più pericoloso sarà lo svergolamento, in quanto la trave, agendo da catena per l'arco, risulterà tesa, prevenendo così il rischio di instabilità a compressione.

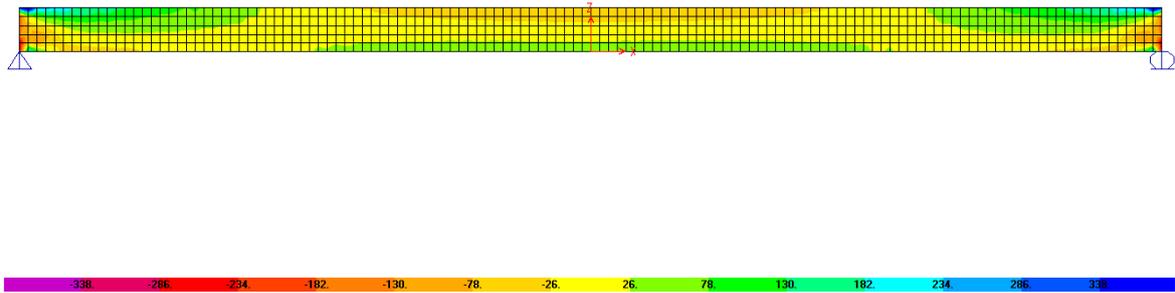


FIGURA 5.4

Tensioni agenti nel piano dell'anima della trave in direzione X in presenza del carico "folla compatta"

(i colori Blu e Porpora indicano tensioni superiori a $f_{yk}/\gamma_{M0} = 338 \text{ N/mm}^2$ rispettivamente in trazione e compressione)

Per le travi laterali all'intradosso in mezzera si ha

$$47^2 + 35^2 - 35 \cdot 47 + 3 \cdot 13^2 = 2296 \leq 114308 = (f_{yk}/\gamma_{M0})^2$$

Per un generico traverso (non in testata) si ha

$$40^2 + 70^2 - 70 \cdot 40 + 3 \cdot 19^2 = 4783 \leq 114308 = (f_{yk}/\gamma_{M0})^2$$

Per i traversi di testata si sono notate significative concentrazioni di tensione sia nei vertici dei "passi d'uomo" (Figura 5.5), ma soprattutto in corrispondenza dell'appoggio centrale (Figura 5.7). Le prime si possono abbattere prevedendo degli smussi, come mostrato nella successiva Figura 5.6. Per quanto riguarda l'appoggio al di sotto dell'imposta dell'arco nella realtà si avrà certamente una redistribuzione delle tensioni dal momento che i carichi non si trasmetteranno puntualmente ma attraverso superfici di contatto. Tuttavia è assolutamente necessario evitare crisi per instabilità locale, in quanto si tratta di nodi di fondamentale importanza dal punto di vista strutturale. Appare quindi opportuno prevedere rinforzi laddove necessario e prestare particolare attenzione alla scelta dell'appoggio.

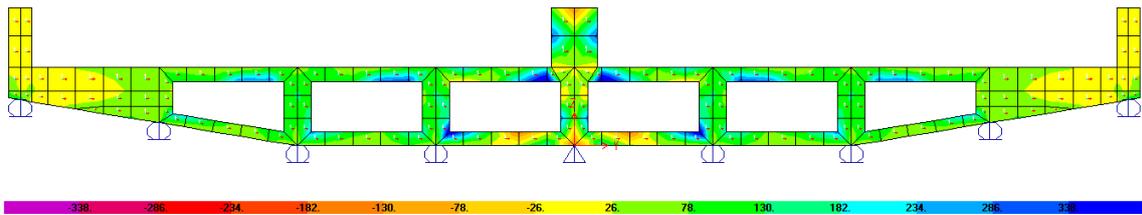


FIGURA 5.5

Inviluppo delle massime tensioni agenti nel piano del traverso in direzione Y per i carichi da traffico

(i colori Blu e Porpora indicano tensioni superiori a $f_{yk}/\gamma_{M0} = 338 \text{ N/mm}^2$ rispettivamente in trazione e compressione)

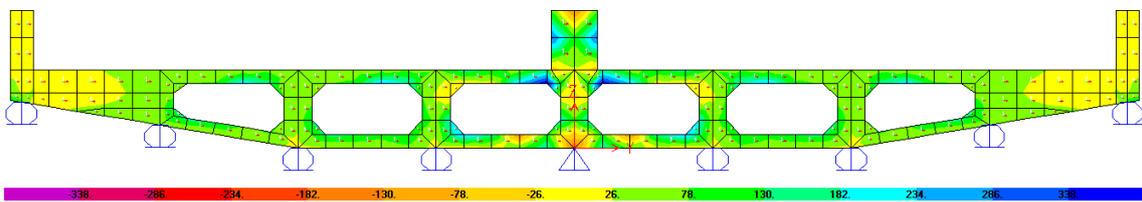


FIGURA 5.6

Inviluppo delle massime tensioni agenti nel piano del traverso in direzione Y per i carichi da traffico in presenza di smussi

(i colori Blu e Porpora indicano tensioni superiori a $f_{yk}/\gamma_{M0} = 338 \text{ N/mm}^2$ rispettivamente in trazione e compressione)

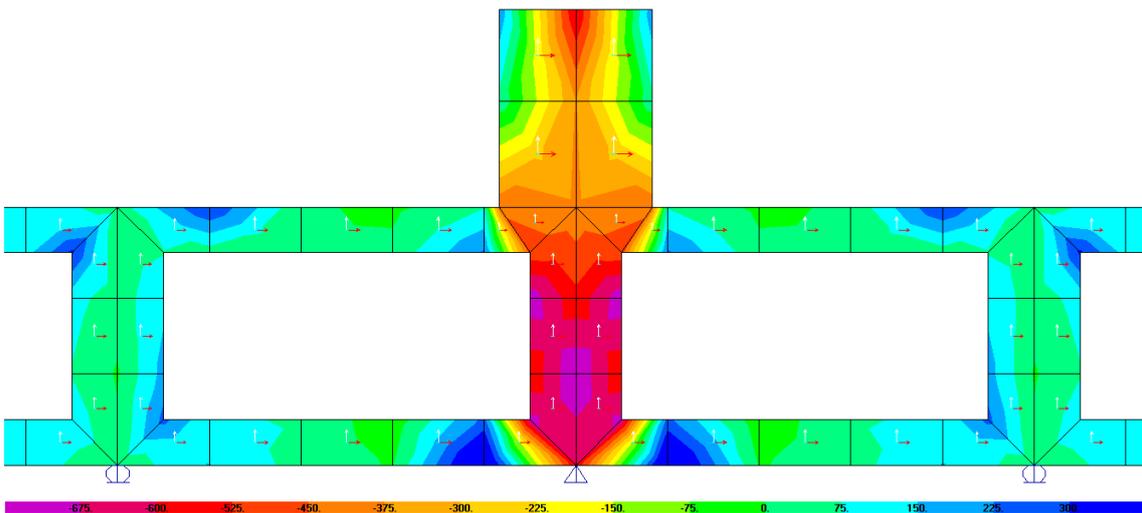


FIGURA 5.7

Inviluppo delle massime tensioni agenti nel piano del traverso in direzione Z per i carichi da traffico, particolare dell'appoggio centrale

(i colori Blu e Porpora indicano rispettivamente tensioni superiori a 300 N/mm^2 in trazione e a 675 N/mm^2 in compressione)

6 STUDIO DELLA STABILITÀ GLOBALE DELL'ARCO

Per l'arco sono state eseguite due verifiche, una "semplificata" considerando l'instabilità del singolo arco nel suo piano, e una "globale" che tiene conto dell'instabilità fuori dal piano dei due archi accoppiati.

6.1 Instabilità nel Piano

Con riferimento al § H.3 della UNI ENV 1993-2: 2002, il carico critico N_{cr} di un arco nel proprio piano è espresso da:

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta s} \right)^2 EJ_y$$

dove:

N_{cr} si riferisce alla forza in corrispondenza degli appoggi;

s è la semilunghezza dell'arco;

EJ_y è la rigidezza flessionale dell'arco nel piano di instabilità;

β è il fattore relativo alla lunghezza di libera inflessione.

Per archi con catena tesa e tiranti di sospensione i fattori di instabilità β sono forniti dalla figura H.4 della citata norma, riprodotta nella Figura 6.1.

Nel caso in esame

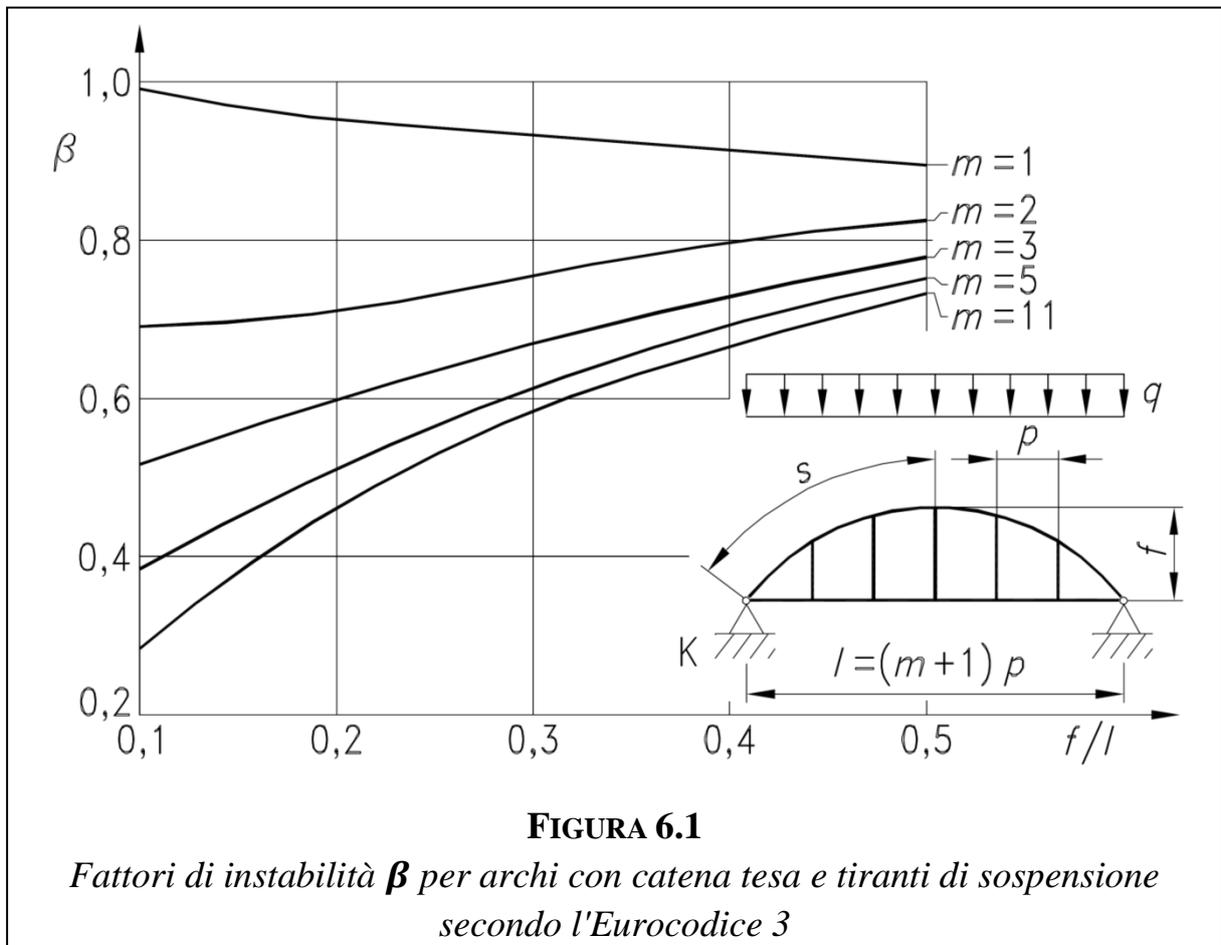
$$\frac{f}{l} \cong 0.4$$

$m = 25$ (a favore di sicurezza si considera $m = 11$)

$$\beta \cong 0.66$$

$s = 53.12 \text{ m}$

$$N_{cr} = 11659 \text{ kN}$$



Si considera agente sull'arco la sola forza di compressione massima derivante dalla configurazione dove i carichi tandem da traffico sono collocati in corrispondenza della mezzeria. Tale sollecitazione è stata valutata nel modello più accurato, realizzato per lo studio statico. Essa vale

$$N_{Ed} = 8898 \text{ kN}$$

Con riferimento al paragrafo 4.2.4.1.3.1 del DM 14/01/2008 si ha (sezione di classe 1):

$$\gamma_{M1} = 1.1$$

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$A = 95504 \text{ mm}^2$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = 1.71$$

$$\alpha = 0.21$$

$$\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 2.112$$

$$\chi_{min} = \chi_y = \chi_z = \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = 0.2978$$

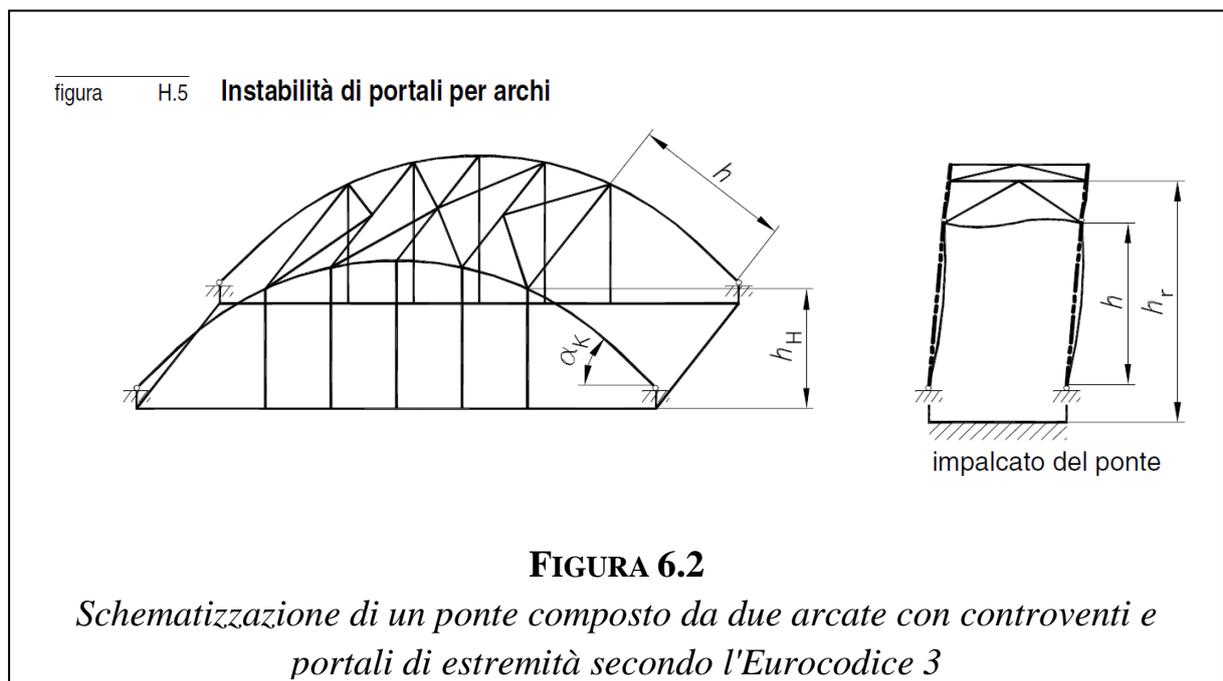
$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{N_{Ed}}{\chi A f_y / \gamma_{M1}} = \frac{8898 \text{ kN}}{9178 \text{ kN}} = 0.969 \leq 1$$

La verifica si ritiene soddisfatta.

6.2 Instabilità Fuori Piano

6.2.1 INDICAZIONI DELL'EUROCODICE

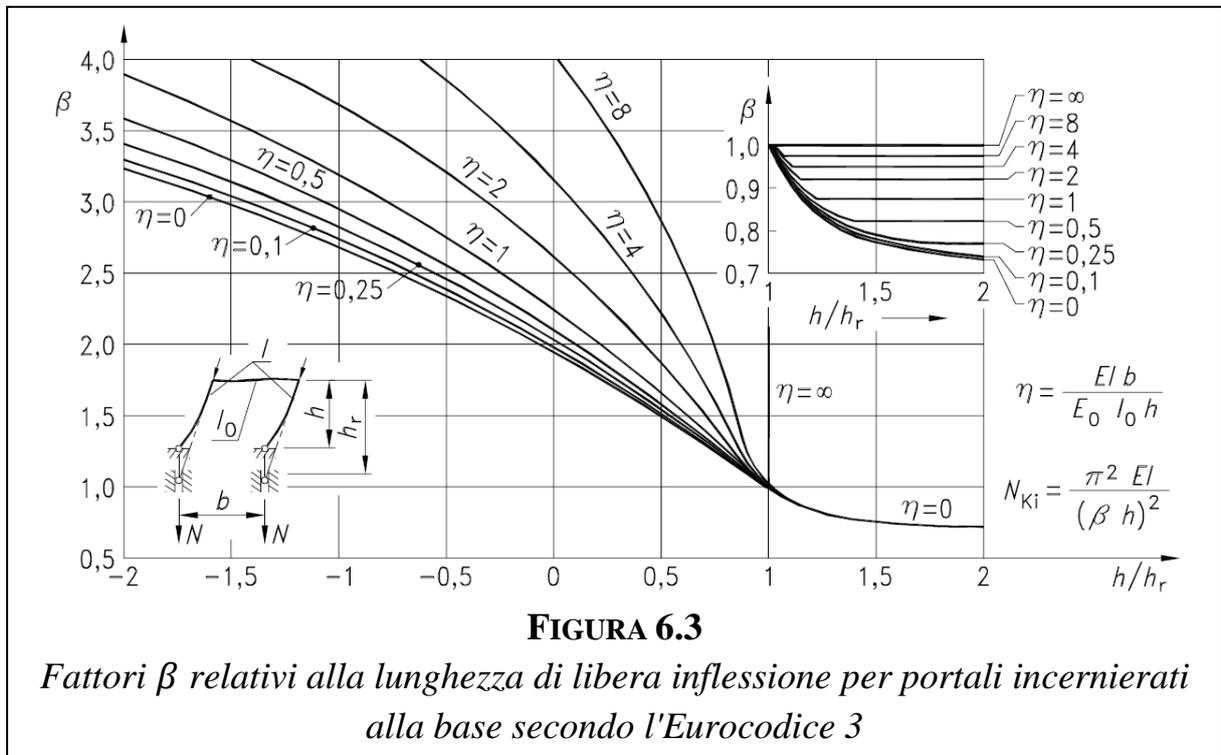
La normativa UNI ENV 1993-2 del Maggio 2002 al § H.3.4 fornisce alcune indicazioni in merito all'instabilità fuori dal piano di archi con controventi e portali di estremità. Il metodo proposto consiste nello schematizzare i due archi accoppiati con un telaio equivalente, e nel valutare l'instabilità fuori dal piano attraverso una verifica dei portali di estremità così ottenuti.



Si è cercato di applicare questo approccio anche al ponte oggetto di studio. Nel caso in esame, tuttavia, la peculiarità della struttura è tale per cui lo schema a telaio non consente di cogliere il modo di instabilizzarsi dell'arco. Infatti:

–i due archi si congiungono all'imposta, mentre l'Eurocodice fa riferimento ad archi con imposte distinte, il che rende inopportuno supporre che il principale modo di instabilità

coincida con quello dei telai indicati dalla suddetta norma (rappresentato in basso a sinistra nella Figura 6.3);



–l'Eurocodice considera ponti nei quali le arcate si trovano ai bordi dell'impalcato, e di conseguenza gli elementi di controventamento sono presenti solamente nella parte alta, per consentire il passaggio dei mezzi. In questo caso invece le arcate si trovano al centro dell'impalcato, dividendolo in due carreggiate, e dal momento che i veicoli non transiteranno fra i due archi, è possibile disporre traversi per tutto il loro sviluppo. Il portale equivalente risulterebbe perciò sproporzionato, infatti con riferimento ai grafici dell'Eurocodice riportati in Figura 6.3 si avrebbe:

$$h \cong 5m$$

$$h_r \cong 25 m$$

$$h/h_r \cong 0.2$$

$$\eta \cong 38$$

$$\beta \gg 4$$

un fattore η (e di conseguenza un fattore β) così elevato per $\frac{h}{h_r} < 1$ è indice dell'evidente inadeguatezza dello schema.

L'approccio dell'Eurocodice per lo studio dell'instabilità fuori dal piano dell'arco è stato quindi abbandonato.

6.2.2 MODELLI E METODO DI ANALISI

A partire dal modello "semplificato" adottato per lo studio dell'instabilità, sono state considerate diverse condizioni di vincolo per le imposte delle arcate e per i traversi che le collegano. In particolare questi ultimi sono stati inseriti nel modello o come bielle o come elementi in grado di trasmettere momento.

Di seguito si riassumono i sei modelli derivati dal modello "semplificato" con le relative denominazioni per una più agevole trattazione:

–**CASO A:** Rotazione delle imposte consentita attorno ad entrambi gli assi X e Y:

A1: Traversi incastrati alle estremità

A2: Traversi svincolati alle estremità (*pinned*)

–**CASO B:** Rotazione delle imposte consentita solamente attorno all'asse Y:

B1: Traversi incastrati alle estremità

B2: Traversi svincolati alle estremità (*pinned*)

–**CASO C:** Rotazione impedita alle imposte attorno ad entrambi gli assi X e Y:

C1: Traversi incastrati alle estremità

C2: Traversi svincolati alle estremità (*pinned*)

L'analisi di instabilità (o analisi di *buckling*) eseguita dal software è un'analisi di tipo lineare, volta a trovare i modi di instabilizzarsi della struttura sotto particolari condizioni di carico. La formulazione del problema si basa sul cosiddetto effetto P-delta, e si traduce nella risoluzione del seguente problema agli autovalori:

$$[K - \lambda G(r)]\Psi = 0$$

dove

K è la matrice di rigidezza del sistema

G(r) è la rigidezza geometrica (P-delta) dovuta al vettore dei carichi **r**

λ è la matrice diagonale contenente tutti gli autovalori

Ψ è la matrice che ha come colonne gli autovettori.

Ogni autovalore λ_{ii} e l'autovettore Ψ_{ji} ad esso associato definiscono univocamente l' i -esimo modo di instabilità della struttura. I modi di vibrare sono ordinati per autovalori crescenti.

L'autovalore λ_{ii} rappresenta il cosiddetto "fattore di *buckling*", ovvero lo scalare per il quale bisogna moltiplicare il vettore dei carichi \mathbf{r} per innescare l'instabilità della struttura secondo il modo i -esimo. Fattori di *buckling* < 1 indicano che la struttura si instabilizza per carichi inferiori a quelli considerati nel vettore \mathbf{r} . Il fattore di *buckling* può essere quindi anche inteso come fattore di sicurezza della struttura nei confronti dell'instabilità.

La combinazione di carico considerata (dalla quale discenderà il vettore dei carichi \mathbf{r}) è mostrata nella tabella seguente, dove per ogni carico è specificato il relativo coefficiente di fattorizzazione:

Carico	Coefficiente di fattorizzazione
Pesi permanenti strutturali	1.35
Pavimentazione	1.5
Marciapiede	1.5
Sicurvia	1.5
Parapetto	1.5
Folla	1.35

Attraverso il software sono stati calcolati i primi 10 modi di instabilizzarsi. I primi due per il caso **A1** sono mostrati nelle Figure 6.4 e 6.5.

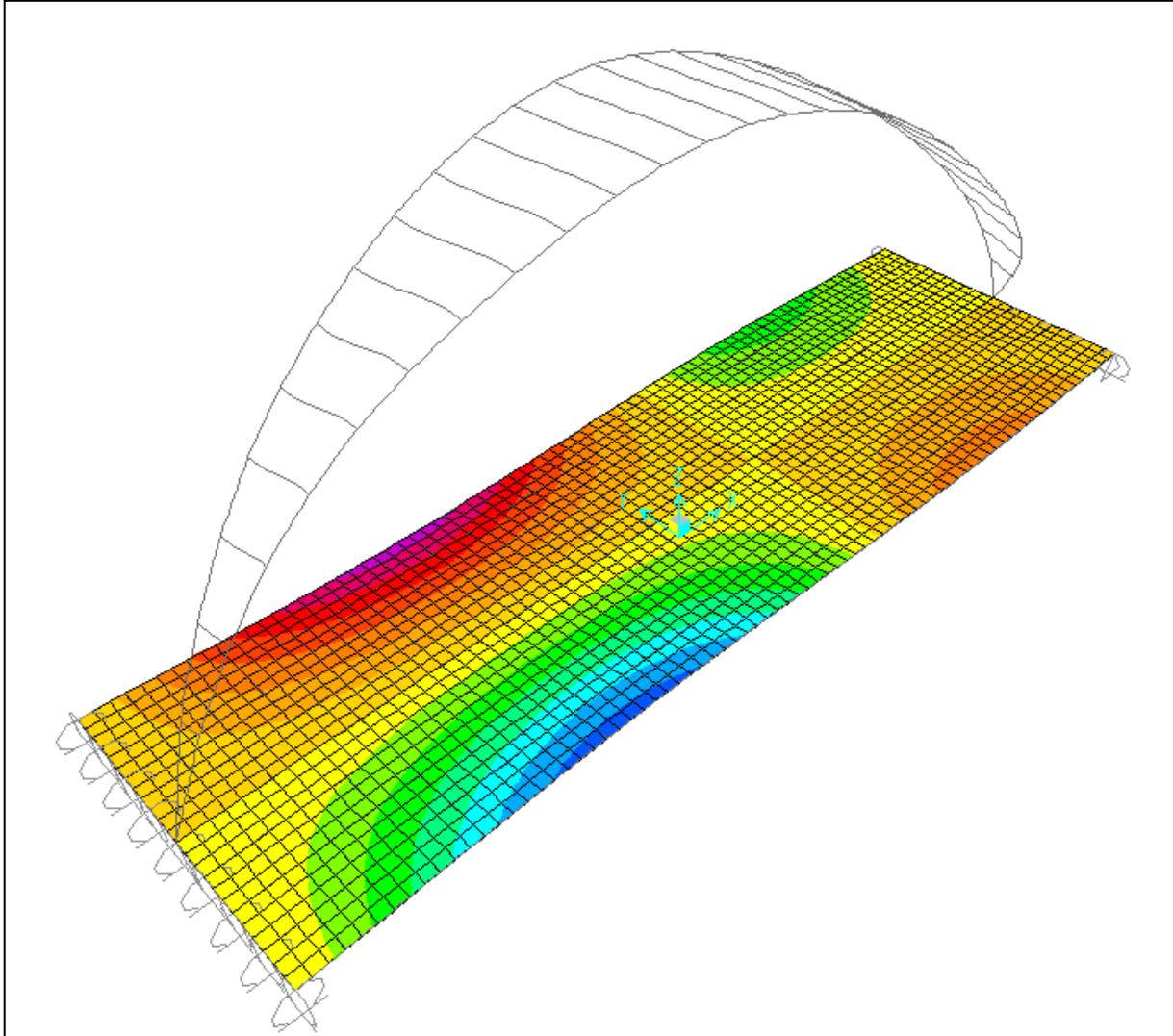


FIGURA 6.4

Primo modo di instabilizzarsi per il caso A1.

I colori si riferiscono allo spostamento in direzione verticale.

(per rendere più chiara la rappresentazione non sono visualizzati i pendini)

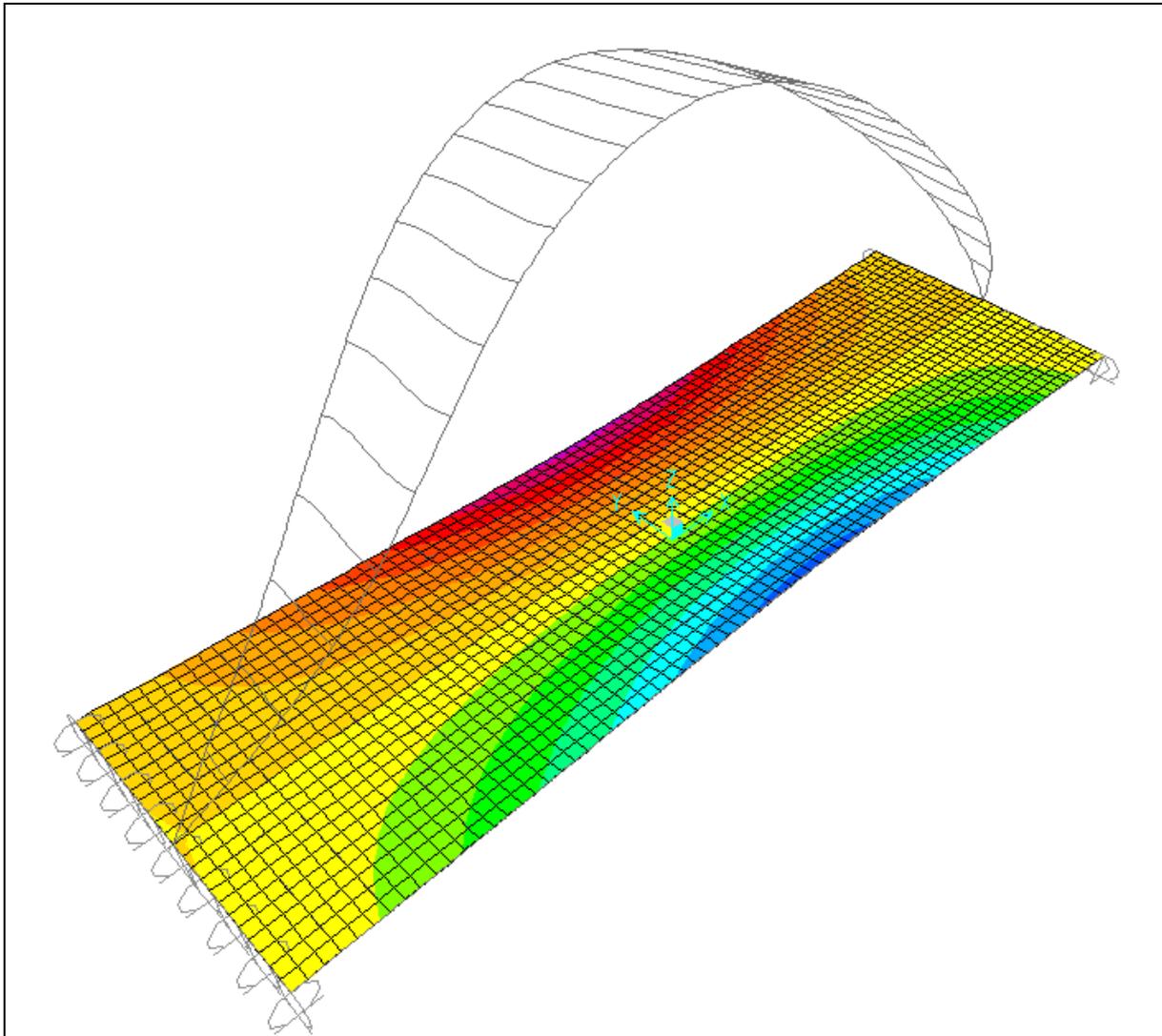


FIGURA 6.5

Secondo modo di instabilizzarsi per il caso A1.

I colori si riferiscono allo spostamento in direzione verticale.

(per rendere più chiara la rappresentazione non sono visualizzati i pendini)

I fattori di *buckling* relativi ai primi due modi per i sei modelli considerati sono riassunti nella tabella seguente:

CASO		VINCOLO ARCATE	Traversi pinned	Fattore di <i>buckling</i>	
				Modo 1	Modo 2
A	1	Cerniera bi-direzionale	No	4.130	4.189
	2		Sì	1.830	1.842
	3		Semi	2.980	3.015
B	1	Cerniera mono-direzionale	No	4.497	5.894
	2		Sì	2.224	3.412
	3		Semi	3.361	4.653
C	1	Incastro	No	4.627	6.166
	2		Sì	2.235	3.476
	3		Semi	3.431	4.821

Nella tabella compaiono anche i fattori di *buckling* per i casi denominati **A3**, **B3** e **C3**. Tali coefficienti sono stati ottenuti mediando quelli dei casi tipo **1** e **2**, e fanno riferimento ad un vincolo dei traversi tipo semi-incastro.

Tra i casi **B** e **C** le differenze sono minime. Occorre però precisare che in questi due modelli la forma del primo e del secondo modo corrispondono rispettivamente al secondo e al primo modo del caso **A**. In particolare per l'arco svincolato in entrambe le direzioni i primi due modi hanno fattori di *buckling* molto prossimi fra loro; laddove invece risulti impedita la rotazione nel piano *YZ*, appare preponderante il modo dove l'arco sbanda in un'unica direzione (Figure 6.6 e 6.7).

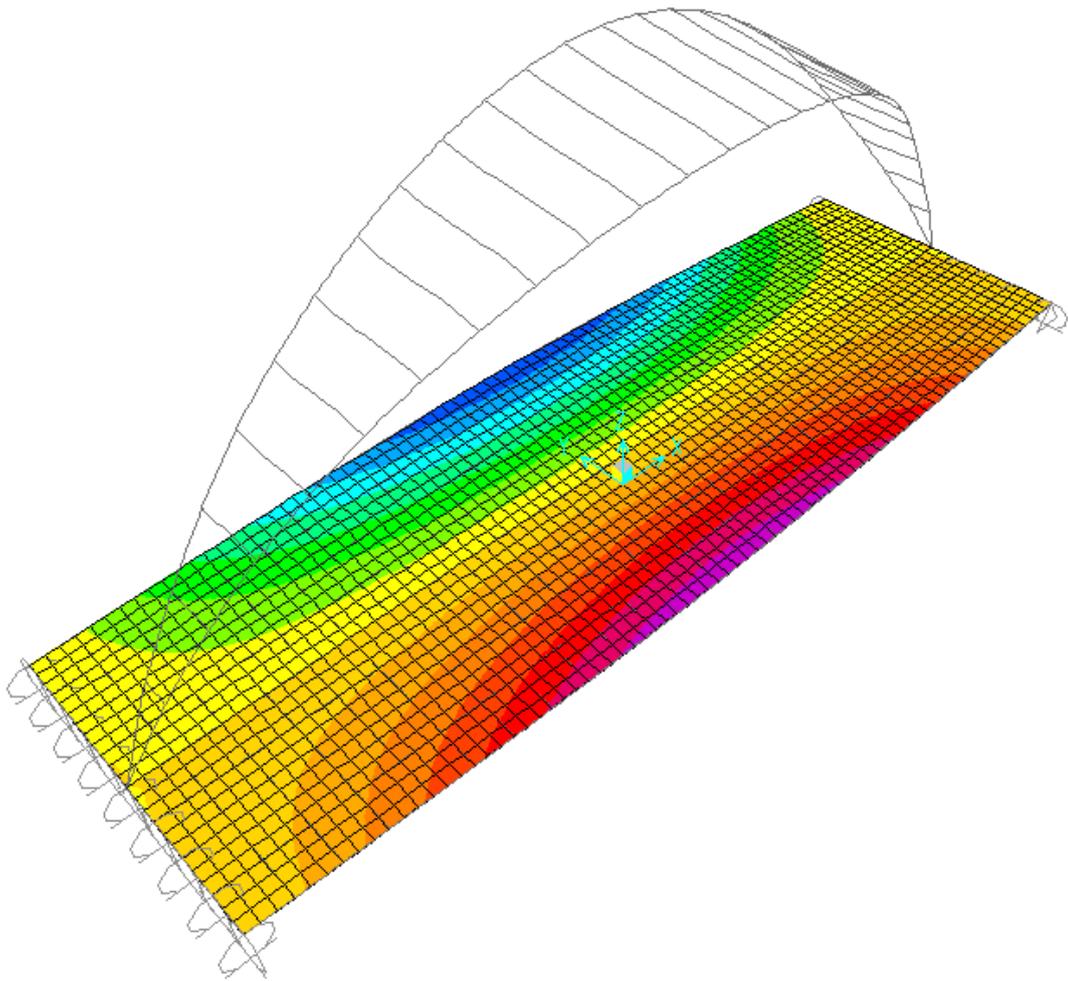


FIGURA 6.6

Primo modo di instabilizzarsi per il caso C1.

I colori si riferiscono allo spostamento in direzione verticale.

(per rendere più chiara la rappresentazione non sono visualizzati i pendini)

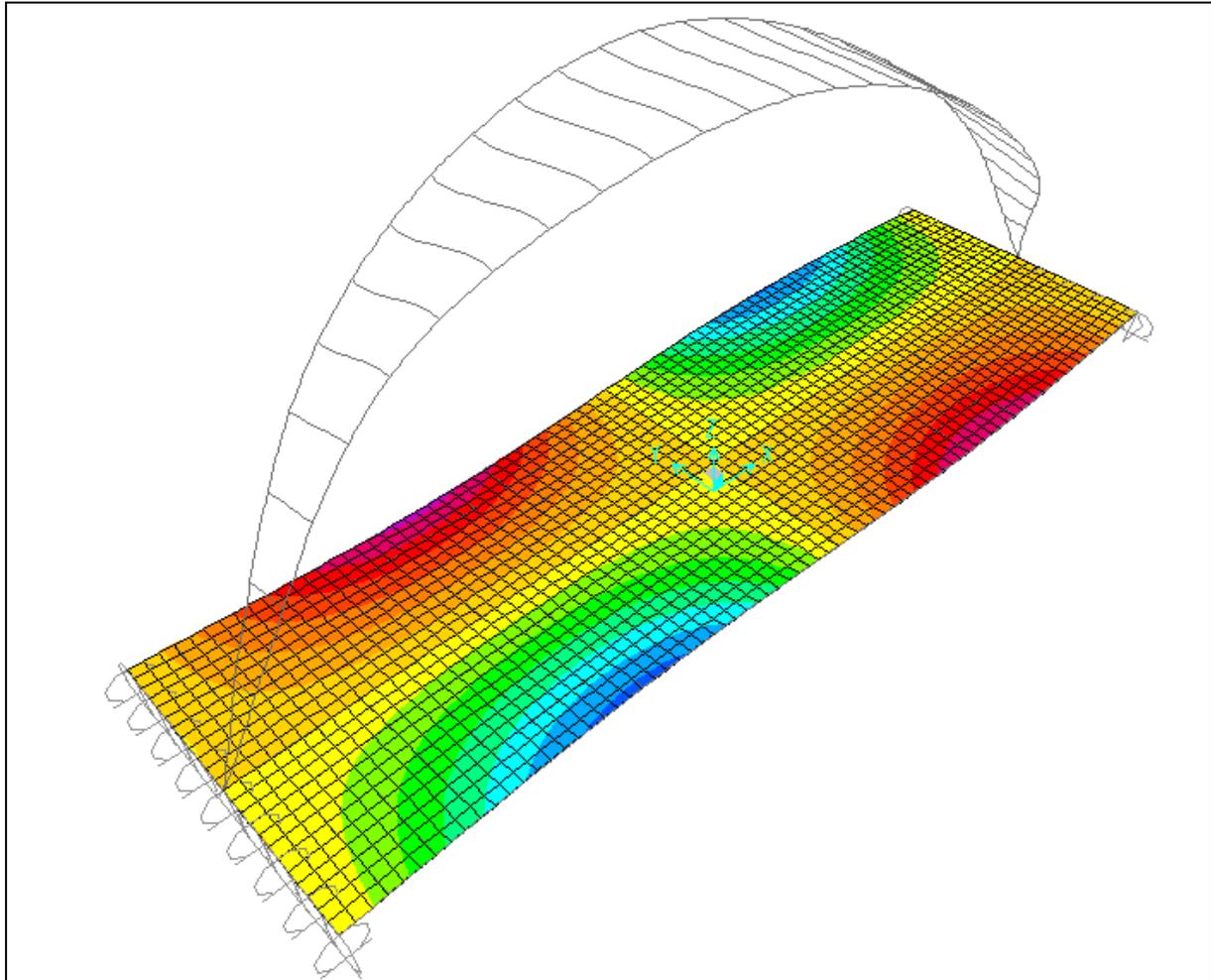


FIGURA 6.7

Secondo modo di instabilizzarsi per il caso C1.

I colori si riferiscono allo spostamento in direzione verticale.

(per rendere più chiara la rappresentazione non sono visualizzati i pendini)

Una volta ottenuti i fattori di *buckling* si è seguita la seguente procedura:

–per ogni modello si è calcolato lo sforzo normale medio \bar{N} agente sull'arco. Per fare ciò in via approssimata e a favore di sicurezza si è moltiplicato il massimo sforzo normale su ogni asta per la lunghezza della stessa, si sono sommati i risultati e infine il totale è stato diviso per la lunghezza complessiva dell'arco;

–dopo aver ricavato lo sforzo normale medio \bar{N} , questo è stato moltiplicato per il fattore di *buckling*, ottenendo così un valore indicativo del carico critico N_{cr} dell'arco;

–con il carico critico così calcolato si sono effettuate le verifiche considerando anche l'influenza del momento flettente. Quest'ultimo contribuisce esclusivamente in termini tensionali, poiché la sezione circolare cava, essendo a simmetria centrale, non è soggetta a svergolamento.

6.2.3 VERIFICA

La verifica a presso-flessione in assenza di instabilità flessio-torsionale per sezioni di classe 1 richiede il soddisfacimento della seguente condizione

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

La simmetria della sezione permette inoltre di ricondurre la verifica a presso-flessione deviata ad una verifica presso-flessione retta. Per quanto testé esposto la formula adottata per la verifica è la seguente:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{\sqrt{M_{y,Ed}^2 + M_{z,Ed}^2}}{W_{pl} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Con riferimento al §4.2.4.1.3.1 del DM 14/01/2008 sono di seguito riportati i parametri significativi per la sezione delle arcate (classe 1)

$$\gamma_{M1} = 1.1$$

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$A = 95504 \text{ mm}^2$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{A f_y / N_{cr}}$$

$$\alpha = 0.21$$

$$\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\chi_{min} = \chi_y = \chi_z = \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

Come entità sollecitanti si sono considerate quelle calcolate con il modello "accurato" utilizzato per lo studio statico.

Da una valutazione preliminare si presumeva che il caso più sfavorevole fosse la presenza del carico "folla" sull'intero impalcato, e in base a tale configurazione sono stati calcolati i fattori di *buckling* nel modello semplificato. Tuttavia dai risultati dell'elaborazione sul modello "accurato" il massimo sforzo normale agente sulle arcate si verifica con i carichi da traffico presenti nelle corsie e i tandem collocati nella mezzeria. Ad ogni modo le differenze tra i due casi sono inferiori al 5% (8898 kN

contro 8574 kN); per cui dato che i fattori di *buckling* variano al variare dei carichi applicati, per coerenza di trattazione si è preferito considerare come sforzo normale sollecitante N_{Ed} il massimo sforzo di compressione agente nelle arcate per la presenza del sovraccarico da folla compatta

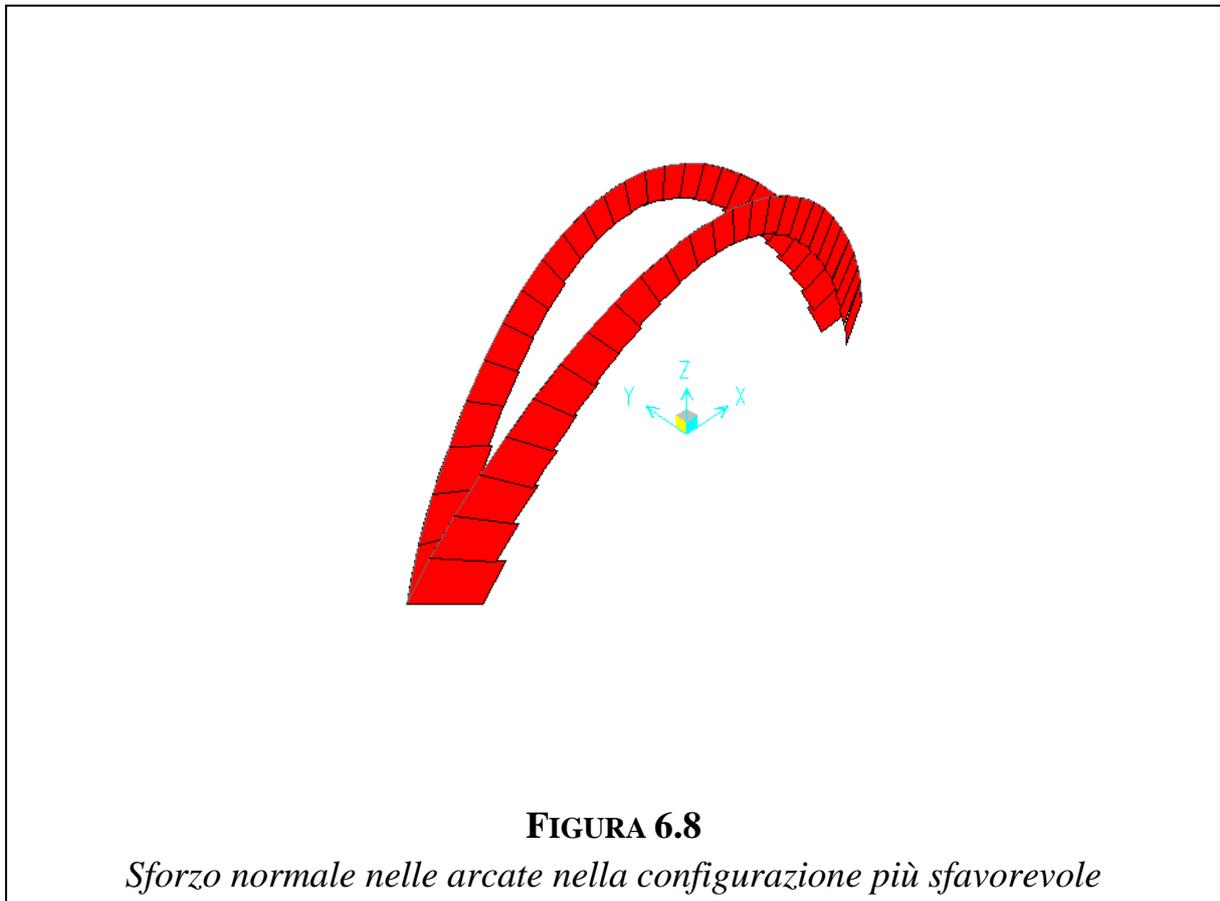
$$N_{Ed} = 8574 \text{ kN}$$

e come momento di progetto quello derivante dalla quadratura dei massimi momenti flettenti $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ agenti nelle due direzioni (questi si verificano nella medesima sezione, come mostrato nelle Figure 6.9 e 6.10)

$$M_{Ed} = \sqrt{M_{y,Ed,Max}^2 + M_{z,Ed,Max}^2} = 1708 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Considerare agenti nella medesima sezione il massimo sforzo normale e il massimo momento flettente è a favore di sicurezza.

I grafici dello sforzo normale e dei momenti flettenti M_y e M_z agenti sugli archi sono riportati rispettivamente nelle Figure 6.8, 6.9 e 6.10.



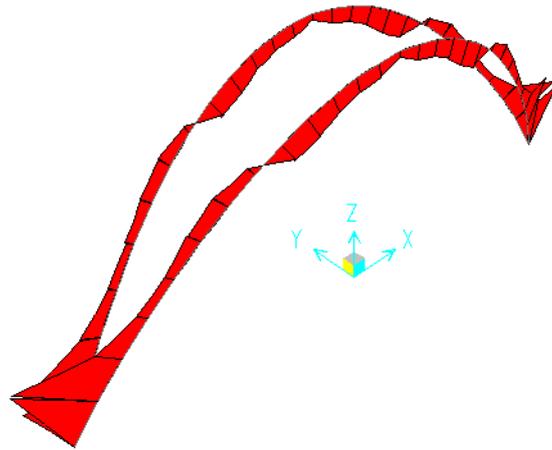


FIGURA 6.9

Momento M_y nelle arcate nella configurazione più sfavorevole

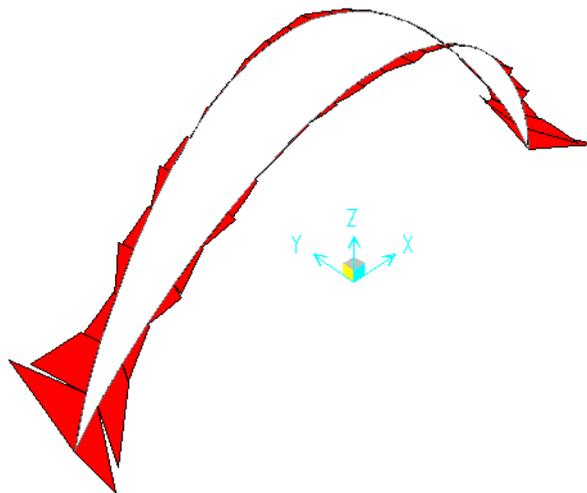


FIGURA 6.10

Momento M_z nelle arcate nella configurazione più sfavorevole

I risultati per i vari casi sono riportati nella tabella alla pagina seguente.

Si osservi che, indipendentemente dal vincolo presente alle imposte, considerare i traversi incernierati piuttosto che incastrati incide notevolmente sul carico critico N_{cr} che risulta più che dimezzato.

Come appare dall'ultima colonna, la verifica è sempre soddisfatta eccetto per il caso **A2**, ovvero cerniera bidirezionale all'imposta delle arcate e traversi incernierati alle stesse. Queste ipotesi sono entrambe troppo cautelative; difatti alla base dell'arco il particolare di collegamento con l'impalcato costituirà certamente un vincolo alla rotazione attorno all'asse X, seppure parziale, in quanto altrimenti la coincidenza dell'asse di simmetria dell'arco con l'asse dell'impalcato sarebbe affidata esclusivamente alle funi; dalle verifiche svolte nel §5.2 si evince che i traversi di collegamento delle due arcate sono in grado di portare anche un momento flettente assieme allo sforzo normale, perciò la verifica ad instabilità fuori piano delle arcate può ritenersi soddisfatta.

Come già accennato in precedenza, a seconda del vincolo presente alle imposte, l'arco può instabilizzarsi secondo due differenti modalità; rimane quindi da determinare quale sia la più gravosa (ovvero quella con il minore coefficiente di *buckling*) tra:

- modo "Torsionale", come nei casi tipo **A** (cerniera bi-direzionale)
- modo "Laterale", come nei casi tipo **B** e **C** (cerniera mono-direzionale e incastro)

Si ricorda che il primo modo delle configurazioni **A** corrisponde al secondo modo delle configurazioni **B** e **C** e viceversa, per cui in base al meccanismo instabile (**T**, torsionale o **L**, laterale) a partire dalle due configurazioni estreme di vincolo alle imposte, (**A**, cerniera bidirezionale e **C**, incastro) sono stati ottenuti i sei casi intermedi riportati di seguito:

–**CASO T**: il fattore di *buckling* e lo sforzo normale \bar{N} rappresentano la media fra i rispettivi valori del primo modo del caso **A** e del secondo modo del caso **C**

T1: Traversi incastrati alle estremità

T2: Traversi svincolati alle estremità (*pinned*)

T3: Traversi semi-incastrati alle estremità (*valori intermedi tra T1 e T2*)

–**CASO L**: il fattore di *buckling* e lo sforzo normale \bar{N} rappresentano la media fra i rispettivi valori del secondo modo del caso **A** e del primo modo del caso **C**

L1: Traversi incastrati alle estremità

L2: Traversi svincolati alle estremità (*pinned*)

L3: Traversi semi-incastrati alle estremità (*valori intermedi tra L1 e L2*)

CASO	VINCOLO ARCATE		Traversi pinned	\bar{N} [kN]	N_{cr} [kN]	$\bar{\lambda}$	χ	$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}$	$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$	$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1$
	1	3								
A	Cerniera bi-direzionale		No	6927	28611	1.09	0.604	0.461	0.219	0.679 ≤ 1
			Semi	6927	20644	1.28	0.481	0.579	0.219	0.797 ≤ 1
			Sì	6928	12677	1.64	0.321	0.867	0.219	1.086 ≤ 1
B	Cerniera mono-direzionale		No	6910	31079	1.04	0.634	0.438	0.219	0.657 ≤ 1
			Semi	6911	23226	1.21	0.525	0.530	0.219	0.749 ≤ 1
			Sì	6911	15372	1.49	0.379	0.734	0.219	0.953 ≤ 1
C	Incastro		No	6855	31716	1.03	0.642	0.433	0.219	0.652 ≤ 1
			Semi	6856	23520	1.20	0.530	0.525	0.219	0.744 ≤ 1
			Sì	6856	15323	1.49	0.378	0.736	0.219	0.955 ≤ 1

Questi sei casi corrispondono ai primi due modi di instabilizzarsi delle arcate considerando alle imposte un semi-incastro sia attorno all'asse X che attorno all'asse Y nelle tre diverse configurazioni di vincolo dei traversi. Questa valutazione, sebbene non necessaria, è ritenuta comunque opportuna, in quanto per il ponte in esame non è possibile assicurare che il vincolo all'imposta dell'arco costituisca un incastro perfetto, e d'altronde prevedere una cerniera bidirezionale non è conforme, sebbene essa sia realizzabile con maggiore facilità. Assumere quindi un comportamento intermedio fra i casi **A** e **C**, anche se ottenuto semplicemente mediando i fattori di *buckling* e gli sforzi normali medi delle due configurazioni, è considerata un'ipotesi plausibile per la valutazione del primo modo di instabilizzarsi.

La tabella alla pagina seguente mostra i risultati ottenuti.

Per i casi di tipo **T** si hanno carichi critici N_{cr} superiori del 17-30% rispetto ai corrispettivi di tipo **L** (differenze maggiori tra **T2** e **L2**, ossia per traversi incernierati); di conseguenza per tali casi i coefficienti riportati nell'ultima colonna risultano maggiori. È quindi possibile affermare che l'instabilità con sbandamento "laterale" costituisce il primo modo, mentre l'instabilità cosiddetta "torsionale" rappresenta il secondo.

L'unico caso in cui la verifica non risulta soddisfatta è **L2**, ma come riportato in precedenza l'ipotesi di traversi incernierati pare eccessivamente cautelativa. Tuttavia affinché tale affermazione risulti effettivamente valida, vista l'importanza dei collegamenti tra traversi e arcate emersa dalla trattazione appena svolta, i detti innesti dovranno essere realizzati con cura mediante saldature a completo ripristino.

La verifica dell'arco all'instabilità fuori piano si ritiene complessivamente soddisfatta.

CASO	Traversi pinned	Fattori di buckling			\bar{N} [kN]	N_{cr} [kN]	$\bar{\lambda}$	χ	$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}$	$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$	$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1$		
		Caso A	Caso C	medio									
T	No	4.13	6.17	5.15	6891	35476	0.98	0.68	0.408	0.219	0.627		
		2.98	4.82	3.90	6891	26880	1.12	0.58	0.479	0.219	0.698		
		2	Sì	1.83	3.48	2.65	6892	18284	1.36	0.44	0.636	0.219	0.855
	Sì	1	No	4.19	4.63	4.41	6891	30375	1.06	0.63	0.444	0.219	0.663
		3	Semi	3.02	3.43	3.22	6891	22212	1.24	0.51	0.548	0.219	0.766
		2	Sì	1.84	2.23	2.04	6892	14047	1.55	0.35	0.793	0.219	1.012
L	Semi	3	Semi	3.02	3.43	3.22	6891	22212	1.24	0.51	0.548	0.219	0.766
		2	Sì	1.84	2.23	2.04	6892	14047	1.55	0.35	0.793	0.219	1.012

7 ANALISI LINEARE DINAMICA DEL PONTE NON ISOLATO

Sull'impalcato in assenza dei dispositivi di isolamento è stata effettuata un'analisi dinamica lineare. Come spettro di progetto è stato considerato lo spettro di risposta elastico, ovvero non sono state considerate le capacità dissipative della struttura. Questa circostanza è ritenuta accettabile in quanto nel modello non sono state inserite le pile in calcestruzzo armato, che contribuiranno alla dissipazione in maniera preponderante rispetto all'impalcato. Si è scelto quindi di studiare solamente la sovrastruttura, e di valutare le azioni da essa trasmesse alla sottostruttura. Un'analisi sismica più accurata dovrebbe comprendere lo studio dell'intero viadotto, di cui l'arco oggetto di studio costituisce la campata principale. In questo modo sarebbe inoltre possibile valutare l'eventualità di pile che oscillano in opposizione di fase, eventualità assai pericolosa che non può non essere presa in considerazione per un adeguato progetto degli apparecchi di appoggio e dei giunti tra i diversi impalcati.

In base a quanto specificato al §7.3.3.1 delle NTC 2008, devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore al 85%. La tabella riportata nella pagina seguente mostra i coefficienti delle masse partecipanti per i primi 30 modi di vibrare. I valori derivano dall'analisi modale effettuata con il software SAP2000. Le celle con i bordi ingrossati indicano i maggiori coefficienti per le masse partecipanti nelle diverse direzioni, inoltre sono stati messi in evidenza nelle ultime sei colonne le masse partecipanti totali per il modo numero 12.

Come si vede affinché la massa partecipante risulti superiore al 85% in tutte e tre le direzioni principali non è sufficiente considerare i primi 30 modi di vibrare. In particolare risulta molto bassa la massa partecipante in direzione X (ovvero lungo l'asse longitudinale). La massa partecipante significativa è quella in direzione Y, che risulta superiore al 85% prendendo in considerazione i primi undici modi. Si noti infine come nel primo modo di vibrare la componente fondamentale di spostamento sia la rotazione attorno all'asse X (massa partecipante 92%), il che conferma le previsioni esposte nel §3.2.

Modo	T [s]	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	Somma	Somma	Somma	Somma	Somma	Somma
								Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz
1	1.0506	0.00	0.16	0.00	0.92	0.00	0.00	2.6E-16	0.16	6.6E-12	0.92	1.3E-16	1.2E-06
2	0.6319	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	4.6E-15	0.16	6.6E-12	0.92	5.2E-13	0.12
3	0.4604	0.00	0.01	0.00	0.01	0.00	0.00	1.1E-14	0.16	1.2E-11	0.93	5.2E-13	0.12
4	0.4425	0.11	0.00	0.00	0.00	0.06	0.00	0.11	0.16	7.5E-05	0.93	5.7E-02	0.12
5	0.3638	0.00	0.00	0.65	0.00	0.00	0.00	0.11	0.16	0.65	0.93	5.7E-02	0.12
6	0.2794	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.11	0.17	0.65	0.93	5.7E-02	0.12
7	0.1993	0.00	0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.11	0.30	0.65	0.93	5.7E-02	0.12
8	0.1922	0.00	0.13	0.00	0.00	0.00	0.02	0.11	0.43	0.65	0.93	5.7E-02	0.14
9	0.1896	0.08	0.00	0.00	0.00	0.34	0.00	0.18	0.43	0.66	0.93	0.40	0.14
10	0.1882	0.00	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.18	0.55	0.66	0.94	0.40	0.15
11	0.1825	0.00	0.37	0.00	0.00	0.00	0.01	0.18	0.92	0.66	0.95	0.40	0.16
12	0.1719	0.01	0.00	0.19	0.00	0.01	0.00	0.20	0.92	0.85	0.95	0.40	0.16
13	0.1567	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.93	0.85	0.95	0.40	0.16
14	0.1456	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.20	0.93	0.85	0.95	0.40	0.17
15	0.1282	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.20	0.93	0.85	0.97	0.40	0.17
16	0.1171	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.20	0.93	0.86	0.97	0.41	0.17
17	0.1160	0.07	0.00	0.00	0.00	0.09	0.00	0.27	0.93	0.86	0.97	0.49	0.17
18	0.1132	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.27	0.93	0.86	0.97	0.49	0.17
19	0.1083	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.27	0.93	0.86	0.97	0.49	0.17
20	0.1082	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.27	0.93	0.86	0.97	0.49	0.17
21	0.1081	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.27	0.93	0.86	0.97	0.49	0.17
22	0.1078	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.27	0.93	0.86	0.97	0.49	0.17
23	0.1074	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.27	0.93	0.86	0.97	0.49	0.17
24	0.1067	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.27	0.93	0.86	0.97	0.49	0.17
25	0.1059	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.27	0.93	0.86	0.97	0.49	0.17
26	0.1057	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.27	0.93	0.86	0.97	0.49	0.17
27	0.1056	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.27	0.93	0.86	0.97	0.49	0.17
28	0.1053	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.27	0.93	0.86	0.97	0.49	0.17
29	0.1049	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.27	0.93	0.86	0.97	0.49	0.17
30	0.1049	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.27	0.93	0.86	0.97	0.49	0.17

In definitiva per l'analisi con spettro di risposta sono stati considerati i primi 12 modi, così da avere una massa partecipante superiore al 85% anche in direzione Z. Si osservi inoltre come per i modi successivi al dodicesimo non si abbiano masse partecipanti superiori al 5%, ad eccezione del 17° modo, che è stato ritenuto poco significativo.

In base a quanto richiesto al §7.3.3.1 delle NTC 2008, per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è stata utilizzata una combinazione quadratica completa (CQC).

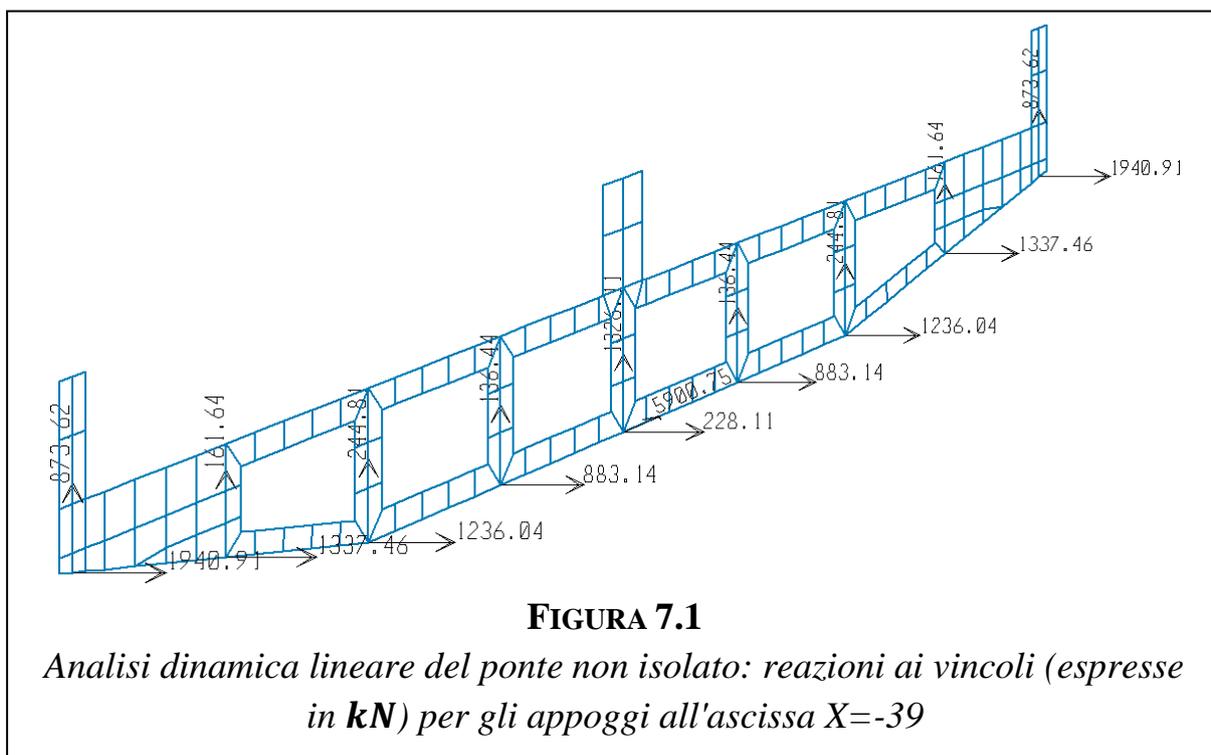
Lo smorzamento modale è stato impostato per tutti i modi ad un valore di 0.05 (5%).

Non è stata considerata l'eccentricità accidentale che secondo il §7.9.3 dovrebbe essere pari al 3% della dimensione dell'impalcato misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica.

È stata considerata anche la componente verticale del sisma, e gli effetti sulla struttura sono stati combinati come prescrivono le NTC 2008 al §7.3.5.

7.1 Azioni Orizzontali Trasmesse alle Pile

Le Figure 7.1 e 7.2 riportano le reazioni ai vincoli ottenute con l'analisi dinamica lineare.



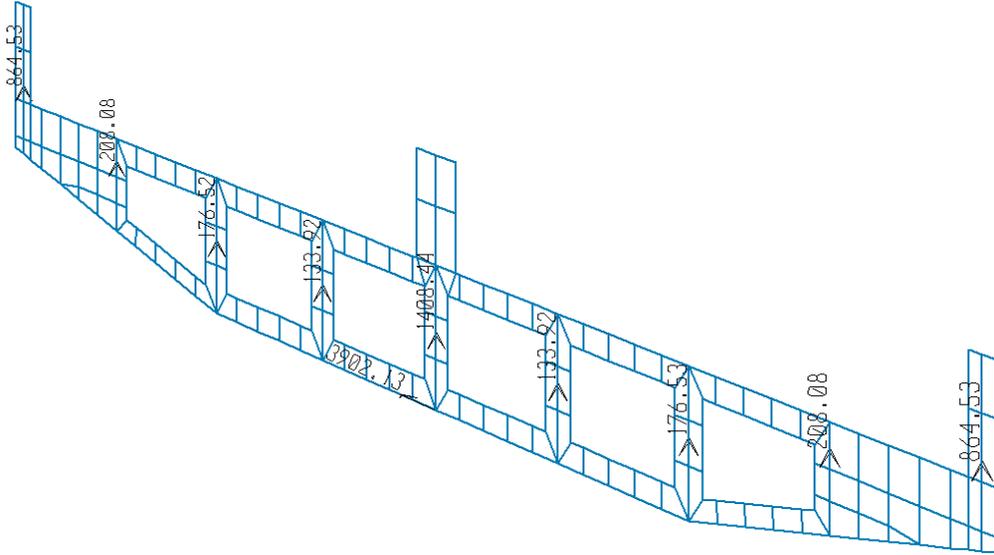


FIGURA 7.2

*Analisi dinamica lineare del ponte non isolato: reazioni ai vincoli (esprese in **kN**) per gli appoggi all'ascissa $X=39$*

A tali reazioni (che possono avere segno opposto) vanno sommate quelle derivanti dalla presenza dei soli carichi permanenti, riportate nelle figure seguenti.

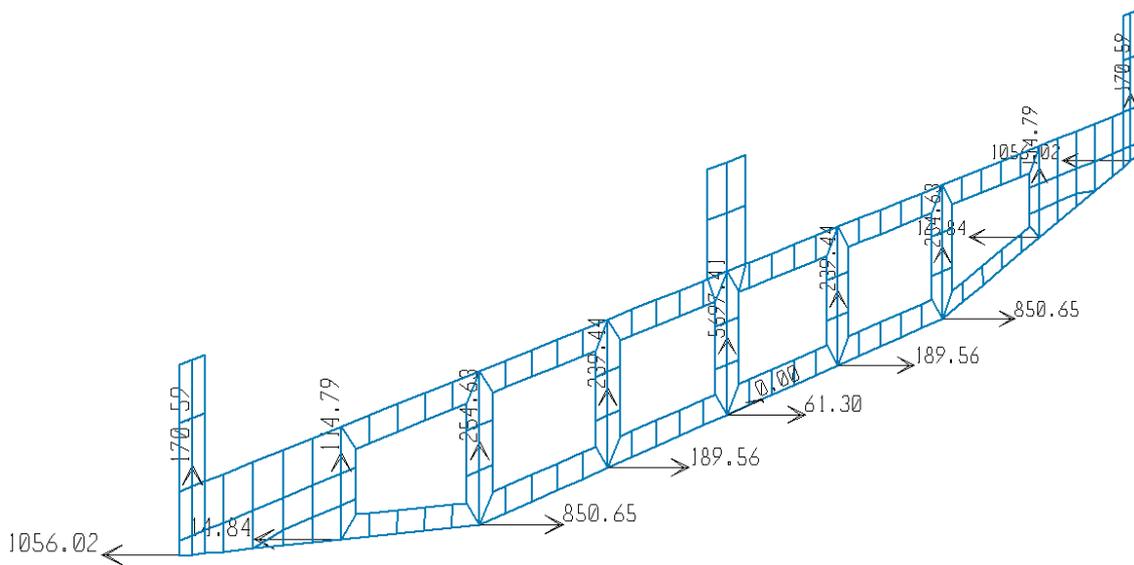
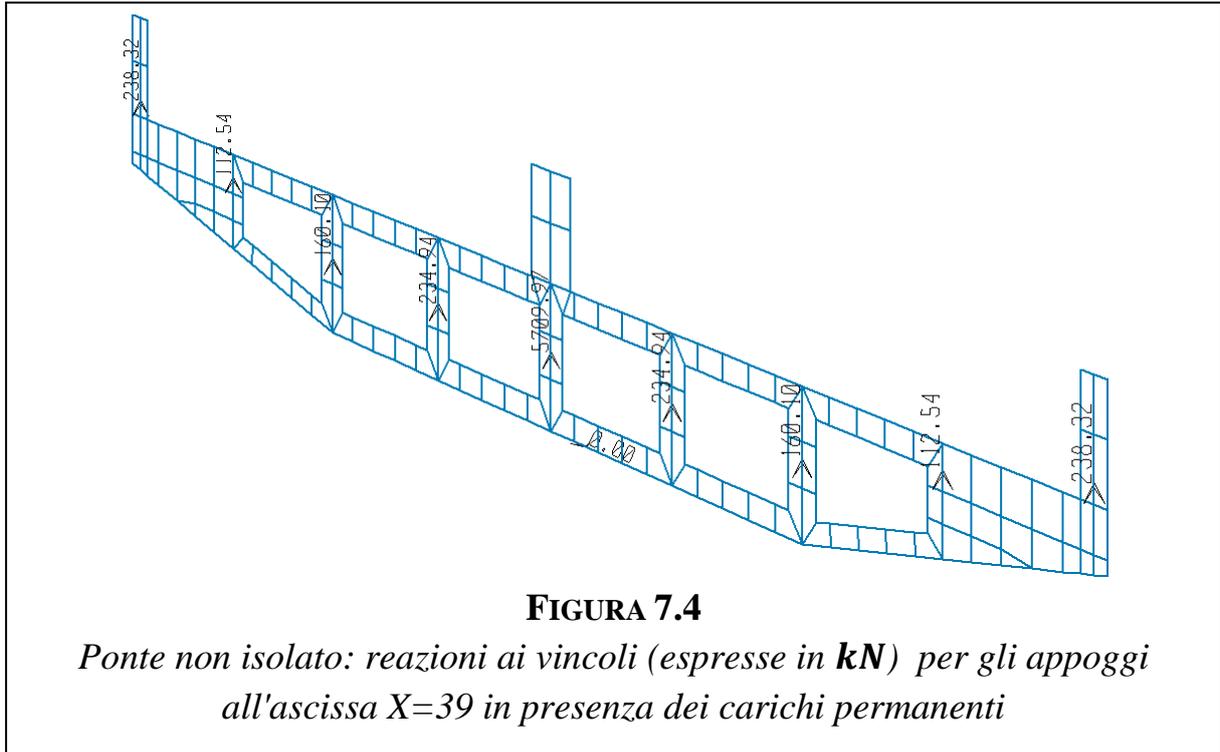


FIGURA 7.3

*Ponte non isolato: reazioni ai vincoli (esprese in **kN**) per gli appoggi all'ascissa $X=-39$ in presenza dei carichi permanenti*



7.1.1 DIREZIONE X

In direzione longitudinale la massima spinta H_X si ha in corrispondenza degli appoggi esterni, e vale

$$H_X = 1941 \text{ kN}$$

La tabella seguente riporta le massime spinte in direzione X per i diversi appoggi (se ne considerano solo 5 su 9 per ragioni di simmetria)

Appoggio numero	Distanza dall'asse [m]	Reazione per carichi permanenti [kN]	Reazione da Analisi Dinamica Lineare [kN]	Massima Reazione Orizzontale
1	0	-1056	1941	-2997 kN
2	3	-15	1337	-1352 kN
3	6	851	1236	2087 kN
4	9	190	883	1073 kN
5	12	61	228	289 kN

La massima reazione orizzontale è pari a circa 3000 kN.

Sommando i valori assoluti delle massime spinte per i diversi appoggi si ricava la massima forza F_X trasmessa alla pila

$$F_X = 2 \cdot (1941 \text{ kN} + 1337 \text{ kN} + 1236 \text{ kN} + 883 \text{ kN}) + 228 \text{ kN} = 11023 \text{ kN}$$

Tuttavia ipotizzare che le massime spinte si verifichino tutte nello stesso istante è eccessivamente cautelativo, con il criterio SRSS (ovvero con la radice quadrata della somma dei quadrati delle singole spinte) si ha

$$F_X = 3972 \text{ kN} \cong 4000 \text{ kN}$$

Si procede stimando in via approssimata la tensione che tale forza induce sul terreno considerando la presenza delle sole fondazioni superficiali.

Le Figure 7.5 e 7.6 mostrano le sezioni delle pile sulla quale poggia l'impalcato. La sezione della pila si approssima a quella di un rettangolo di base 21 m e altezza 2 m . L'altezza del fusto si considera $h = 6.8 \text{ m}$.

Il momento totale agente alla base della pila sarà pari a

$$M_{Tot} = F_X \cdot h + N \cdot e_{app}$$

dove $e_{app} = 1.1 \text{ m}$ rappresenta l'eccentricità dell'appoggio rispetto all'asse della pila.

Lo sforzo normale N in presenza dei soli carichi permanenti risulta pari a

$$N = 7256 \text{ kN}$$

Il momento vale quindi

$$M_{Tot} = 35000 \text{ kNm}$$

mentre l'eccentricità totale e_{Tot} risulta

$$e_{Tot} = \frac{M_{Tot}}{N} \cong 4.8 \text{ m}$$

La zattera di fondazione nel progetto è alta 2 m , larga $b = 8 \text{ m}$, e si sviluppa per $B = 23.6 \text{ m}$. In assenza di fondazioni profonde, con un'eccentricità $e_{Tot} > 4 \text{ m} = b/2$ si avrebbe il ribaltamento della pila.

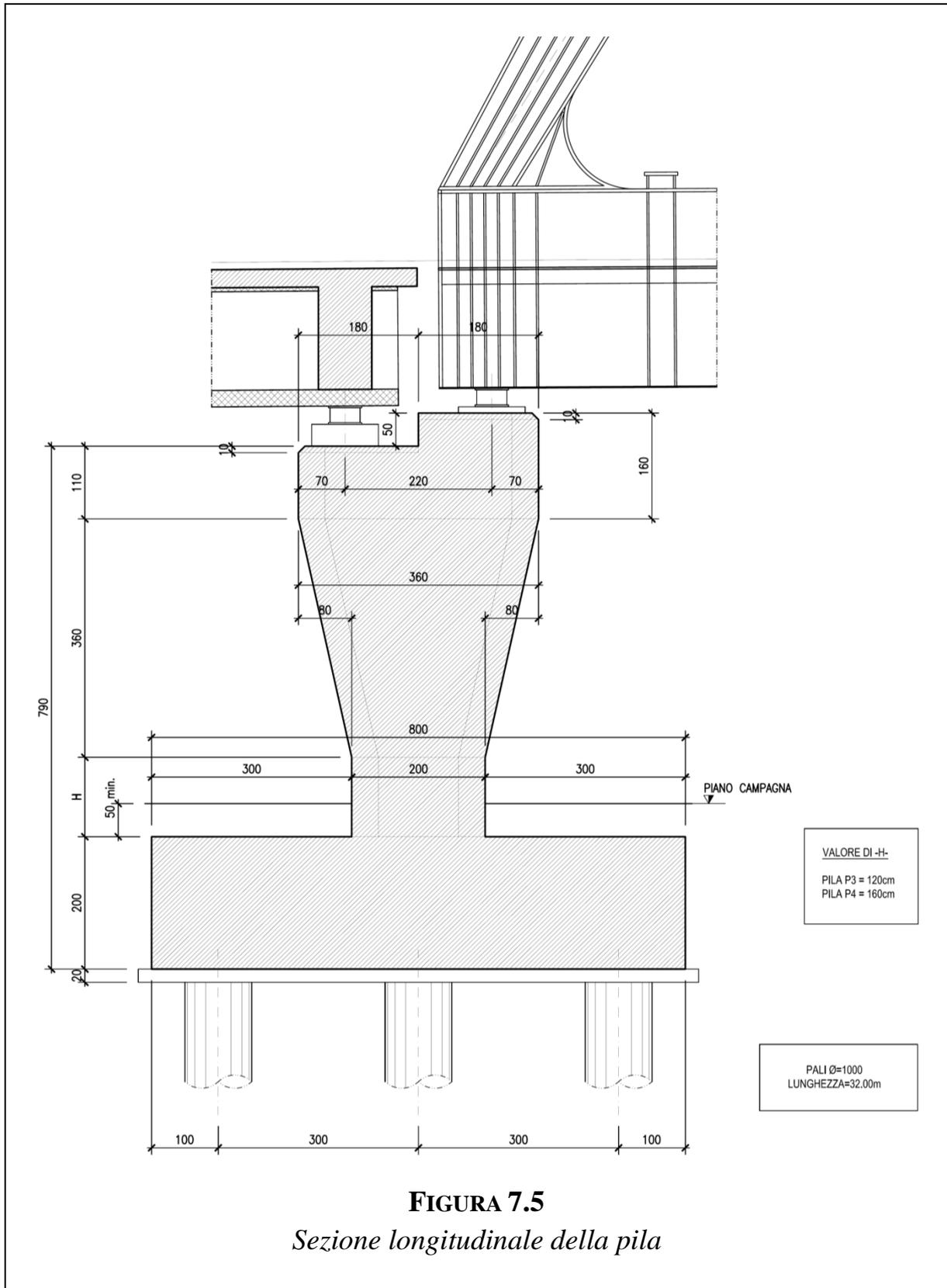


FIGURA 7.5

Sezione longitudinale della pila

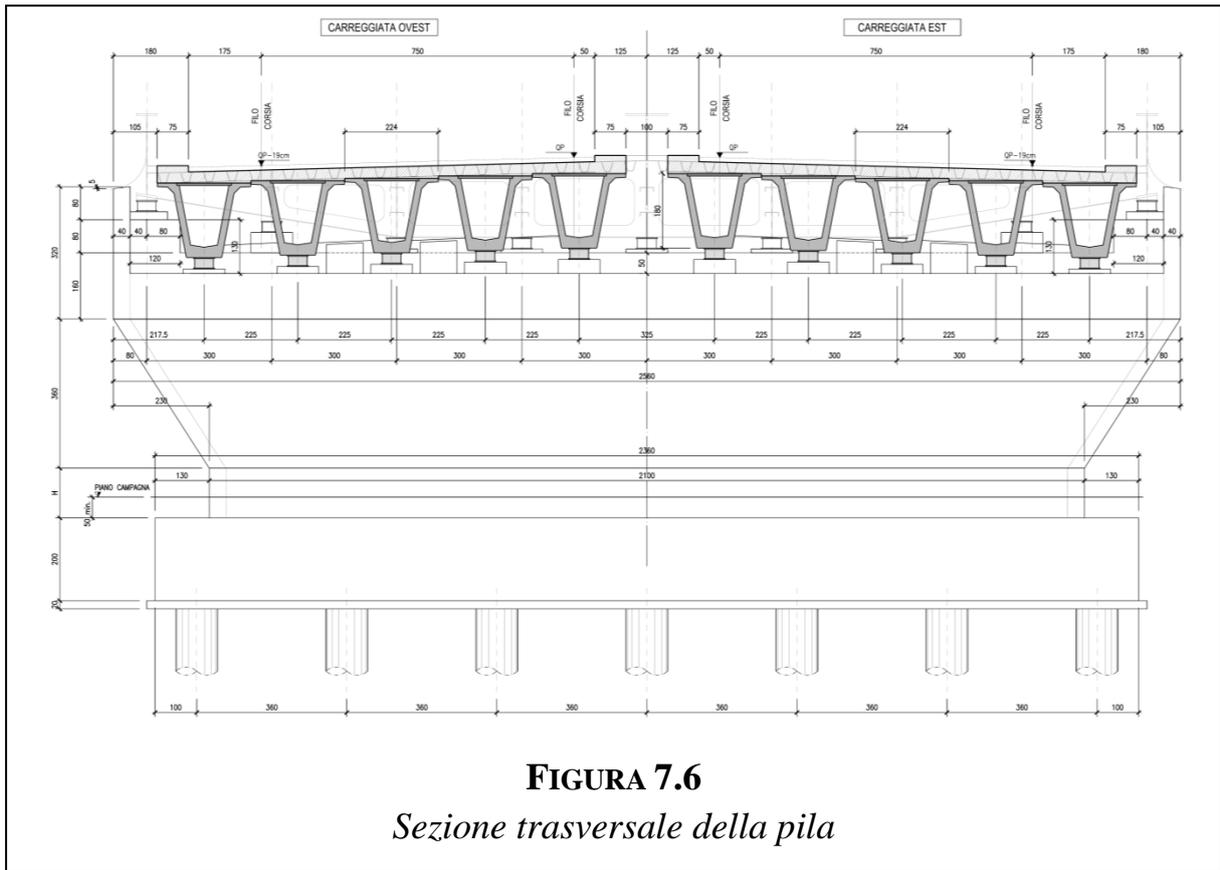


FIGURA 7.6
Sezione trasversale della pila

In realtà in questo conto non si è considerato l'effetto stabilizzante dovuto ai pesi propri della pila e della zattera di fondazione. Lo sforzo normale N_{PP} dovuto a tali carichi vale

$$N_{PP} = 24 \frac{kN}{m^3} \cdot (21 \cdot 2 \cdot 6.8 + 23.6 \cdot 8 \cdot 2)m^3 = 15917 \text{ kN}$$

L'eccentricità sarà pari a

$$e_{Tot} = \frac{M_{Tot}}{N + N_{PP}} \cong 1.5 \text{ m}$$

Tale eccentricità è comunque maggiore di $1.33 \text{ m} = b/6$, per cui, sempre trascurando la presenza dei pali, si avrà la parzializzazione del terreno sotto la ciabatta di fondazione.

La tensione σ_{max} sul terreno in questo caso vale

$$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot N_{Tot}}{3 \cdot \left(\frac{b}{2} - e_{Tot}\right) \cdot B} = 2.63 \text{ kg/cm}^2$$

Tensione molto elevata per un terreno di media capacità resistente. In assenza del sisma i soli carichi permanenti darebbero luogo ad una tensione

$$\sigma_{max} = \frac{N_{Tot}}{b \cdot B} + \frac{6 \cdot N \cdot e_{app}}{b^2 \cdot B} = 1.54 \frac{kg}{cm^2}$$

L'incremento di tensione dovuto all'azione sismica $\Delta\sigma_{sisma}$ è pari a

$$\Delta\sigma_{sism} = 1.09 \frac{kg}{cm^2}$$

In questo conto di massima non si è tenuto conto della presenza dell'impalcato attiguo realizzato con travi in calcestruzzo armato precompresso, la cui reazione verticale contribuirà a ridurre l'eccentricità. Ad ogni modo l'entità della forza orizzontale trasmessa alla pila appare considerevole, come dimostra la σ_{max} del terreno.

7.1.2 DIREZIONE Y

In direzione Y in entrambi i traversi di testata la traslazione è impedita esclusivamente per l'appoggio centrale, questo per garantire le dilatazioni termiche dell'impalcato in tale direzione senza l'insorgere di stati coattivi.

Come si vede dalla Figura 7.1 la massima forza F_Y trasmessa alla pila risulta pari a

$$F_Y = 5901 \text{ kN}$$

Questo valore è circa doppio rispetto al valore stimato al §4.3, per il quale si aveva $F_Y = 2847 \text{ kN}$. Tale incremento così significativo va attribuito al contributo dei modi superiori, in particolare i modi 7° , 8° , 10° e 11° , per i quali come si nota dalla tabella a pagina 76 la massa partecipante in direzione Y è paragonabile (e per l' 11° modo addirittura più che doppia) a quella del primo modo. Per quest'ultimo l'accelerazione spettrale è pari a $0.456 g$, mentre per i modi menzionati essa vale $0.957 g$. Infatti, dal momento che i periodi di questi modi sono compresi tra $T_B = 0.166 \text{ s}$ e $T_C = 0.499$, essi si collocano in corrispondenza della parte dello spettro elastico dove le accelerazioni assumono il valore massimo. Anche il secondo modo inoltre, caratterizzato dalla rotazione attorno all'asse verticale, inciderà sul valore di F_Y .

Se si considera $F_X = 3972 \text{ kN}$, la forza orizzontale risultante sulla pila varrà

$$F_{pila} = \sqrt{F_X^2 + F_Y^2} = 7113 \text{ kN} \cong 7000 \text{ kN}$$

7.2 Reazioni Verticali

Dall'analisi con i *moving loads* amplificati del coefficiente $\gamma_Q = 1.35$ come specificato al §5.1.3.12 delle NTC 2008, la massima reazione di sollevamento è risultata pari a

$$V_{traffico} = 986 \text{ kN}$$

Superiore a quella derivante dal sisma, che, come si nota dalle Figure 7.1 e 7.3, per gli appoggi esterni vale

$$V_{sisma} = 874 \text{ kN} - 171 \text{ kN} = 703 \text{ kN}$$

Si rende quindi necessario predisporre opportuni dispositivi per evitare il sollevamento degli appoggi. Un'alternativa potrebbe essere realizzare alla messa in opera degli appoggi esterni un pre-carico pari a 1000 kN , previa opportuna valutazione delle sollecitazioni indotte da tale carico.

Si vuole infine sottolineare la buona rispondenza del valore ottenuto dall'analisi numerica con la reazione $V_{sisma \text{ arco}} = 810 \text{ kN}$ calcolata in maniera approssimata al §4.5.1, che risulta sovrastimato del 15%.

7.3 Funi

7.3.1 PRETENSIONE RICHIESTA PER EVITARE PERDITA DI TIRO

Alcune funi, dal momento che sono state inserite nel modello come bielle, sotto l'azione sismica entrano in compressione, come mostra la Figura 7.7. In realtà i pendini non potranno reagire a compressione, bisogna quindi valutare la pre-tensione necessaria affinché essi non perdano il tiro.

La massima sollecitazione N_{Ed} di compressione derivante dall'analisi dinamica lineare risulta

$$N_{Ed} = 44 \text{ kN}$$

In base a quanto detto si rende necessaria una pretensione delle funi superiore o uguale a 45 kN .

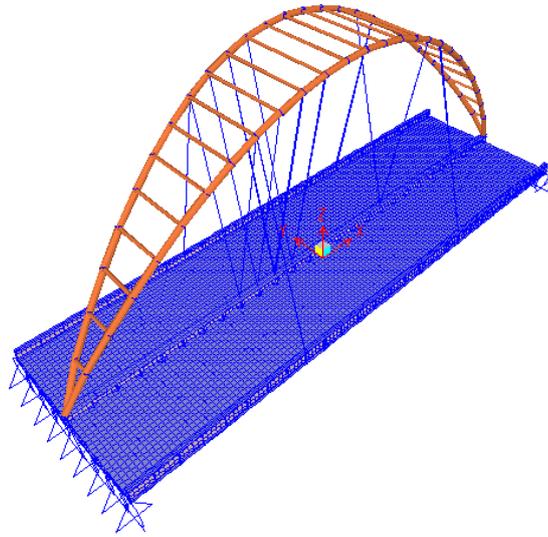


FIGURA 7.7

La figura mostra solamente quei pendini che possono entrare in compressione sotto l'azione sismica

7.3.2 PROBLEMA DELLA RISONANZA

Nel progettare la pretensione delle funi sono state effettuate alcune considerazioni sul loro comportamento dinamico. In particolare si ritiene necessario evitare che la loro frequenza sia pari a quella del primo modo di vibrare della struttura per evitare pericolosi fenomeni di risonanza.

La pulsazione fondamentale per una corda sottoposta ad un tiro H è data dalla seguente espressione

$$\omega_f = \frac{\pi}{l} \sqrt{\frac{H}{\bar{m}}}$$

dove \bar{m} indica la massa per unità di lunghezza della fune, che risulta

$$\bar{m} = \gamma \cdot A_{nom} = 7850 \frac{kg}{m^3} \cdot 2.85 \cdot 10^{-3} m^2 = 22.4 kg/m$$

Il primo periodo di vibrazione T_f della fune si ricava come segue

$$T_f = \frac{2\pi}{\omega_1} = 2l \sqrt{\frac{\bar{m}}{H}}$$

Da quest'ultima formula imponendo l'uguaglianza di T_f con il periodo fondamentale della struttura, ovvero

$$T_f = T_1 = 1.05 \text{ s}$$

è possibile valutare il tiro critico H_{cr} per cui si verifica la risonanza

$$H_{cr} = 4l^2 \cdot \frac{\bar{m}}{T}$$

Il massimo valore di H_{cr} si otterrà per la fune più lunga, per essa risulta

$$l_{max} = 32.66 \text{ m}$$

In questa circostanza il tiro critico vale

$$H_{cr} = 91 \text{ kN}$$

Questa forza andrà incrementata dei 45 kN necessari per evitare la perdita di tensione dei pendini.

In definitiva un valore adeguato di pre-tensione per le funi potrebbe essere pari a 150 kN.

7.4 Spostamenti

Di seguito si riportano gli spostamenti significativi ottenuti dall'analisi dinamica lineare del ponte in assenza di dispositivi di isolamento.

Spostamenti in direzione X

spostamento della sommità dell'arco 2.7 cm

(condizione "permanente": 0.1 cm)

spostamento appoggio centrale 0.1 *cm*

(condizione "permanente": 0.4 *cm*)

spostamento estradosso trave centrale 0.5 *cm*

(condizione "permanente": 0.5 *cm*)

spostamento appoggio esterno 0.3 *cm*

(condizione "permanente": 0.3 *cm*)

spostamento estradosso trave esterna 0.5 *cm*

(condizione "permanente": 0.1 *cm*)

Spostamenti in direzione Y

spostamento della sommità dell'arco 14.5 *cm*

(condizione "permanente": 0.0 *cm*)

spostamento della mezzeria dell'impalcato 1.0 *cm*

(condizione "permanente": 0.0 *cm*)

rotazione della sommità dell'arco

$$\varphi = \frac{14.5 \text{ cm} - 1.0 \text{ cm}}{3360 \text{ cm}} = 0.004$$

massimo spostamento appoggi esterni 0.5 *cm*

(condizione "permanente": 0.0 *cm*)

Spostamenti in direzione Z

spostamento della sommità dell'arco 3.0 *cm*

(condizione "permanente": -3.2 *cm*)

spostamento della mezzeria della trave centrale 1.0 *cm*

(condizione "permanente": -3.6 *cm*)

spostamento della mezzeria delle travi esterne 5.1 *cm*

(condizione "permanente": -3.9 *cm*)

8 PROGETTO E MODELLAZIONE DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO

L'isolamento alla base è un sistema di protezione sismica delle strutture basato su un principio semplice quanto efficace: introdurre una regione di discontinuità tra due corpi in contatto tra loro (in questo caso le pile e l'impalcato) in modo da attenuare la trasmissione del moto che può insorgere in uno di essi. Per i ponti il fenomeno da attenuare è generalmente la trasmissione della componente orizzontale dell'azione sismica. A questo scopo si introducono tra la sovrastruttura e la sottostruttura particolari apparecchi di appoggio (gli isolatori appunto) caratterizzati da elevata rigidità in direzione verticale al fine di assicurare la trasmissione dei carichi verticali, e allo stesso tempo dotati di bassa rigidità in direzione orizzontale per consentire il disaccoppiamento dei moti orizzontali delle pile e dell'impalcato.

Dai risultati del precedente capitolo emerge che per il caso in esame la ragione principale per realizzare un sistema di isolamento è la riduzione delle azioni orizzontali trasmesse alle pile, in quanto si è visto che le reazioni che inducono il sollevamento degli appoggi generate dal sisma sono paragonabili a quelle prodotte da una disposizione eccentrica dei carichi da traffico sull'impalcato, per cui in questo senso il sistema di isolamento non produce alcun vantaggio.

La riduzione delle forze in ingresso al sistema si realizza attraverso un aumento del primo periodo naturale del sistema, che solitamente è il più significativo. L'inserimento degli isolatori, grazie alla loro scarsa rigidità in direzione orizzontale, consente di aumentare il periodo fondamentale della struttura, e di conseguenza le accelerazioni prodotte dal sisma risultano sensibilmente minori rispetto al caso di struttura fissata alla base, come evidenziato in Figura 8.1, dove è riportato lo spettro elastico delle componenti orizzontale e verticale per la struttura in analisi.

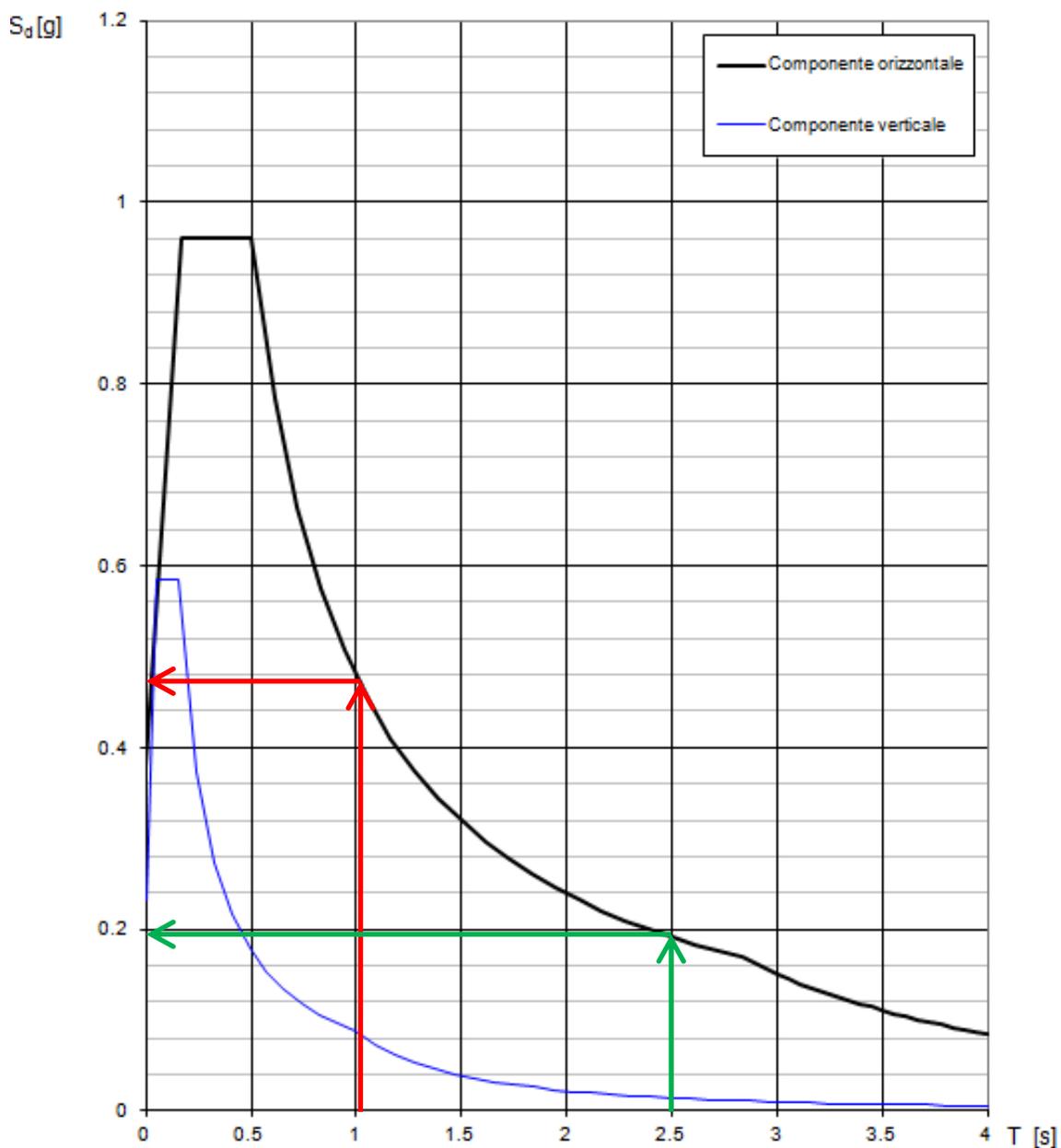


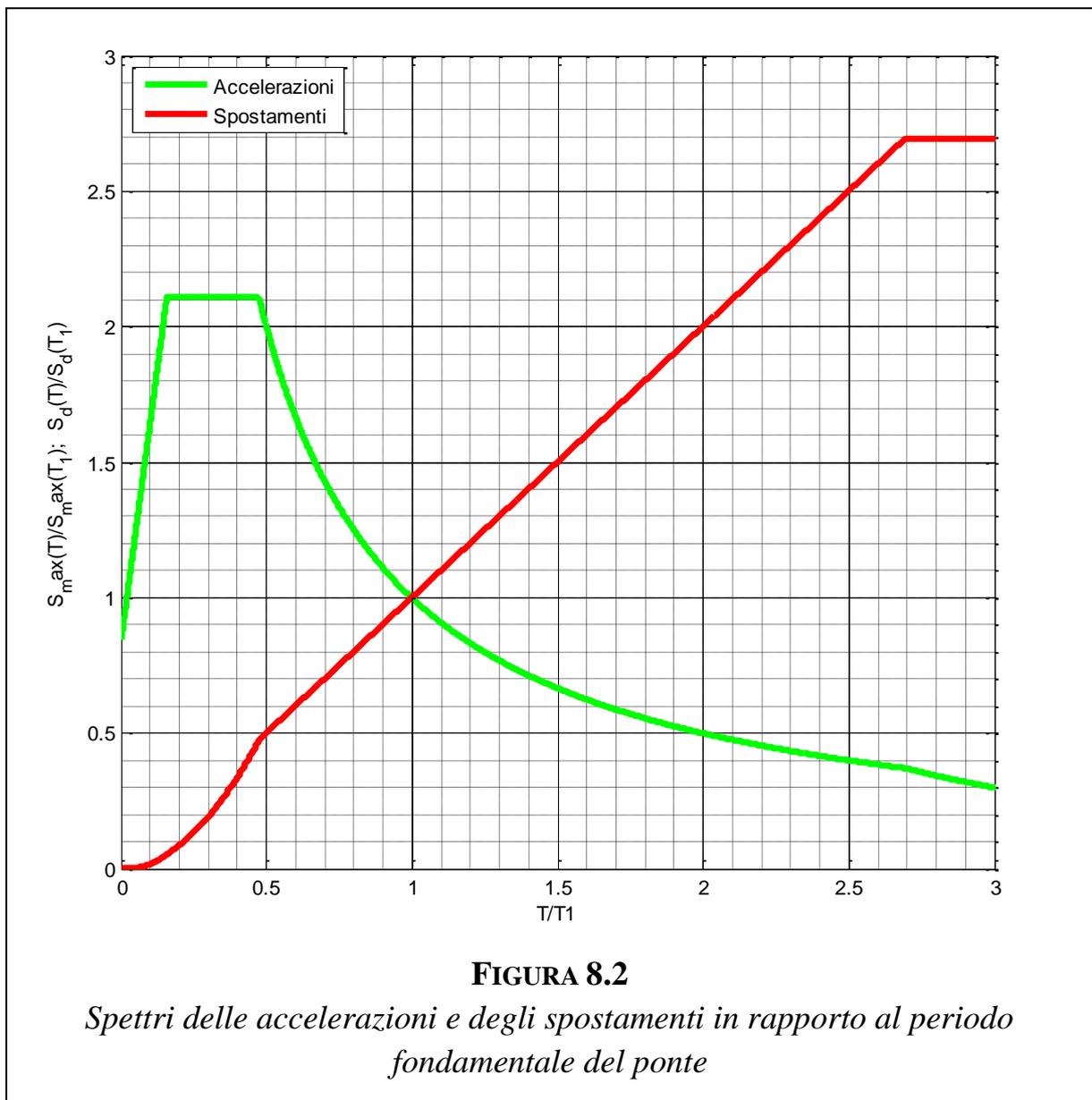
FIGURA 8.1

Grafici degli spettri di risposta elastici per lo SLV per le componenti verticale ed orizzontale. Le frecce rosse mostrano l'accelerazione spettrale in corrispondenza del periodo fondamentale della struttura non isolata, mentre le frecce verdi indicano l'accelerazione spettrale in corrispondenza del periodo del sistema di isolamento

Tuttavia l'aumento di deformabilità conseguente all'inserimento degli isolatori comporta un aumento degli spostamenti orizzontali. Da qui la necessità di definire opportunamente la rigidità degli isolatori, cercando un compromesso tra la riduzione delle accelerazioni spettrali e l'incremento dei massimi spostamenti. Questi ultimi possono essere valutati in via approssimata mediante la seguente espressione

$$S_{max} \cong \frac{S_d(T)}{\omega^2} = S_{max} = S_d(T) \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2$$

dove $S_d(T)$ indica l'accelerazione spettrale in funzione del periodo T



A partire dallo spettro elastico SLV delle accelerazioni per il sito del ponte, con tale formula approssimata è stato ottenuto lo spettro di risposta in termini di spostamenti. Successivamente questi due spettri sono stati adimensionalizzati dividendoli rispettivamente per l'accelerazione e per lo spostamento spettrali relativi al periodo fondamentale del ponte. I grafici così ottenuti sono riportati in Figura 8.2, in funzione del periodo adimensionalizzato T/T_1 . Da essa si vede ad esempio che per un periodo pari a due volte T_1 si dimezzano le accelerazioni ($\frac{S_d(2T_1)}{S_d(T_1)} = 0.5$) mentre lo spostamento massimo raddoppia ($\frac{S_{max}(2T_1)}{S_{max}(T_1)} = 2$).

A questo punto, detto T_{is} il periodo della struttura isolata, si definiscono i seguenti coefficienti adimensionali

$$\tau = \frac{T_{is}}{T_1} > 1$$

rapporto tra il periodo della struttura in presenza del sistema di isolamento e il periodo fondamentale della stessa;

$$r_{acc} = \frac{S_d(T_{is})}{S_d(T_1)} < 1$$

rapporto tra l'accelerazione spettrale in corrispondenza del periodo di isolamento T_{is} e l'accelerazione spettrale per la struttura non isolata;

$$R_{\Delta} = \frac{S_{max}(T_{is}) - S_{max}(T_1)}{S_{max}(T_1)} > 0$$

che corrisponde all'incremento di spostamento per il ponte isolato espresso in percentuale.

Attraverso tali parametri è possibile esprimere una funzione costo

$$C = C(\tau, r_{acc}, R_{\Delta})$$

ad esempio nella forma

$$C(\tau) = a \cdot r_{acc}^{\alpha} + b \cdot R_{\Delta}^{\beta} + c$$

dove a , α , b e β rappresentano dei parametri da tarare. Il coefficiente c è relativo ai costi che non dipendono dall'azione sismica. In questa trattazione si pone $c = 0$.

Il coefficiente α indica quanto rapidamente decrescano i costi della struttura al diminuire delle accelerazioni spettrali.

Il coefficiente β analogamente indica quanto rapidamente aumentino i costi della struttura all'aumentare degli spostamenti.

Come si vede dalla Figura 8.2, il periodo fondamentale della struttura (ascissa $\tau = 1$) si trova nella zona dello spettro cosiddetta "a velocità costante", dove le accelerazioni sono inversamente proporzionali al periodo, mentre gli spostamenti crescono linearmente con esso. In generale all'aumentare di τ l'abbattimento dei costi associati alle accelerazioni spettrali sarà maggiore dell'incremento di spesa derivante dai maggiori spostamenti, che equivale a porre

$$\alpha > \beta$$

In mancanza di valutazioni più approfondite, si considera

$$\alpha = 2$$

$$\beta = 1$$

In corrispondenza del periodo fondamentale della struttura si ha

$$\tau = 1$$

$$r_{acc} = 1$$

$$R_{\Delta} = 0$$

$$C(1) = a$$

a rappresenta quindi il costo della struttura in assenza del sistema di isolamento. Si pone $a = 1$, per poter considerare C come il rapporto tra il costo della struttura isolata alla base e il costo della struttura non isolata.

Per $\tau \rightarrow \infty$, come si vede dalla Figura 8.2, si ha

$$\lim_{\tau \rightarrow \infty} r_{acc} = 0$$

$$\lim_{\tau \rightarrow \infty} R_{\Delta} = R_{max} = cost$$

per cui

$$\lim_{\tau \rightarrow \infty} C(\tau) = b \cdot R_{max}$$

b è perciò un coefficiente relativo ai costi necessari per assicurare un incremento R_{max} dello spostamento della struttura non isolata. Per la struttura in esame si ha

$$R_{max} = 1.7$$

se si ipotizza

$$\lim_{\tau \rightarrow \infty} C(\tau) = 0.5$$

si ha

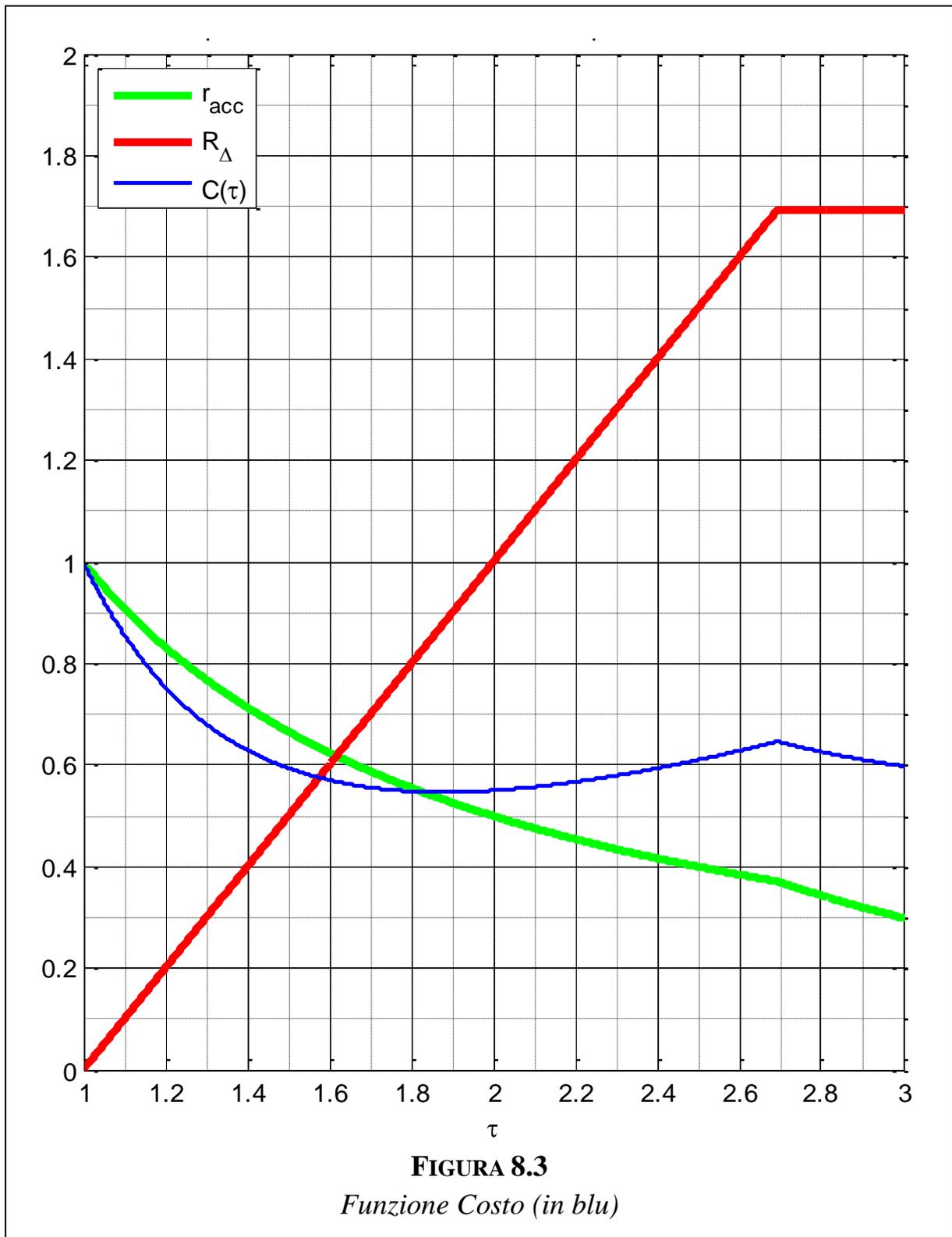
$$b = \frac{0.5}{1.7} \cong 0.3$$

In definitiva la funzione di costo può essere riscritta come segue

$$C(\tau) = r_{acc}^2 + 0.3 \cdot R_{\Delta}$$

detta funzione è rappresentata in Figura 8.3, e come si vede presenta un minimo per $\tau \cong 1.9$, a cui corrisponde un periodo di isolamento

$$T_{is} = 2 s$$



In questa trattazione è stato trascurato lo smorzamento, che, a parità di periodo, consente di limitare i massimi spostamenti. Tale grandezza entra in gioco ad esempio quando si utilizzano isolatori dotati di buone capacità dissipative. Tuttavia è buona

norma evitare smorzamenti troppo elevati; in tal caso infatti l'ipotesi di ortogonalità dei modi di vibrare non è più accettabile, e l'incidenza dei modi di ordine superiore non è più trascurabile. Per tali motivi lo smorzamento non supera il 20%, se non in casi eccezionali.

In letteratura come criterio progettuale per la scelta del periodo di isolamento si indica un incremento del primo periodo della struttura di 3÷5 volte (FOTA D., MONGELLI M., *Isolatori sismici per edifici esistenti e di nuova costruzione*) così da avere per la struttura isolata un periodo di circa 3 s. In questo caso, dal momento che il primo periodo della struttura è abbastanza elevato ($T_1 = 1.05$ s), il periodo del sistema di isolamento T_{is} è stato scelto pari a

$$T_{is} = 2.5 \text{ s}$$

con un incremento rispetto al primo periodo del 238%.

In corrispondenza di tale periodo le accelerazioni spettrali si riducono di un fattore f pari a

$$f = \frac{0.456 \text{ g}}{0.191 \text{ g}} = 2.39$$

A questo punto, fissato il periodo proprio T_{is} del sistema isolato e nota la massa $m \cong 1500 \text{ ton}$, la rigidezza globale K_{esi} del sistema di isolamento necessaria si ricava attraverso la seguente relazione

$$K_{esi} = 4\pi^2 \cdot \frac{m}{T_{is}^2}$$

e vale

$$K_{esi} = 4\pi^2 \cdot \frac{m}{T_{is}^2} = 9475 \text{ kN/m} \cong 9500 \text{ kN/m} = 9.5 \text{ kN/mm}$$

8.1 Scelta della Tipologia di Isolatori

Gli isolatori possono essere suddivisi in due grandi categorie:

- isolatori in materiale elastomerico e acciaio;
- isolatori a scorrimento o a rotolamento.

I primi sono costituiti da lamierini di acciaio alternati a strati di gomma (tipicamente neoprene), e vengono classificati in base alle caratteristiche dissipative. Si possono avere

- isolatori in gomma a basso smorzamento (LDRB, *low damping rubber bearing*)
- isolatori in gomma ad alto smorzamento (HDRB, *high damping rubber bearing*)
- isolatori in gomma con nucleo in piombo (LRB, *lead rubber bearing*)

Gli isolatori a scorrimento e a rotolamento sono costituiti rispettivamente da appoggi in acciaio a scorrimento o a rotolamento (su rulli o sfere) con bassi valori del coefficiente di attrito grazie all'utilizzo del teflon. Le superfici a contatto possono essere piane (sistema FBIS, *friction base isolation system*) o sferiche (sistema FPS, *friction pendulum system*).

La rigidità orizzontale di un isolatore a scorrimento è funzione del carico verticale W gravante su di esso. Infatti l'attrito che nasce tra le due superfici a contatto farà nascere una forza (di verso opposto alla velocità) direttamente proporzionale al carico W .

In particolare la rigidità tangenziale alla traslazione orizzontale k_{FPS} per un isolatore FPS risulta pari a

$$k_{FPS} = \frac{W}{R}$$

dove R indica il raggio della superficie sferica. Nel ponte in esame si ha una grande disparità tra le reazioni ai due appoggi al centro della sezione e quelle nei restanti sedici, il che è ovvio se si considera la presenza delle due arcate. In particolare nella condizione di carico permanente la massima reazione agli appoggi centrali è 50 volte la minima reazione sui rimanenti.

Per evitare che la rigidità orizzontale del sistema si concentri in due soli punti, per la struttura in esame si ritengono preferibili gli isolatori in materiale elastomerico e acciaio.

A questo punto è necessario scegliere fra le tipologie HDRB o LRB. I principali vantaggi dell'una rispetto all'altra possono riassumersi come segue:

HDRB

- maggiori capacità ricentranti in seguito ad un sisma
- la minore rigidezza consente di ottenere un maggiore periodo proprio della struttura isolata

LRB

- maggiore rigidezza iniziale grazie alla presenza del nucleo in piombo, che conferisce all'isolatore un comportamento rigido-plastico.
- maggiori capacità dissipative

La capacità di ricentraggio è una caratteristica molto importante per garantire che a seguito di un terremoto la struttura non presenti deformazioni eccessive, a maggior ragione per un'opera inserita in un'arteria di grande comunicazione che deve essere percorribile dai mezzi di soccorso. La scelta ricade quindi sugli isolatori HDRB.

Le dimensioni dell'isolatore dipendono da tre parametri:

- Carico verticale V_{max} (sia quello massimo per lo Stato Limite Ultimo, sia quello in condizione sismica)
- Rigidezza orizzontale k_i
- Spostamento di progetto S_{max}

Lo spostamento orizzontale sismico S_{max} viene stimato con la relazione approssimata vista in precedenza. Se si considera $a_g = 0.191 g$, si ha

$$S_{max} = a_g \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \cong 30 \text{ cm}$$

Tuttavia nella determinazione di a_g è necessario tenere in conto anche dello smorzamento viscoso equivalente ξ . Difatti, come ricordato al §3.2.3.2.1 delle NTC 2008, questo altera lo spettro elastico attraverso il fattore η che vale

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55$$

con ξ espresso in percentuale.

Dopo aver consultato i cataloghi di ditte specializzate si è constatato che per la maggior parte degli isolatori lo smorzamento viscoso equivalente risulta pari a

$$\xi = 10\%$$

da cui

$$\eta = 0.816$$

In definitiva si ha

$$S_{max} = \eta \cdot a_g \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \cong 25 \text{ cm}$$

Le massime reazioni verticali degli appoggi allo SLU si verificano in presenza dei carichi da traffico e valgono

$$V_{max} = 13830 \text{ kN}$$

per gli appoggi centrali, e

$$V_{max} = 1983 \text{ kN}$$

per i restanti.

In condizione sismica invece si ha

$$V_{max} = 5710 \text{ kN}$$

per gli appoggi centrali, mentre per i rimanenti si ha

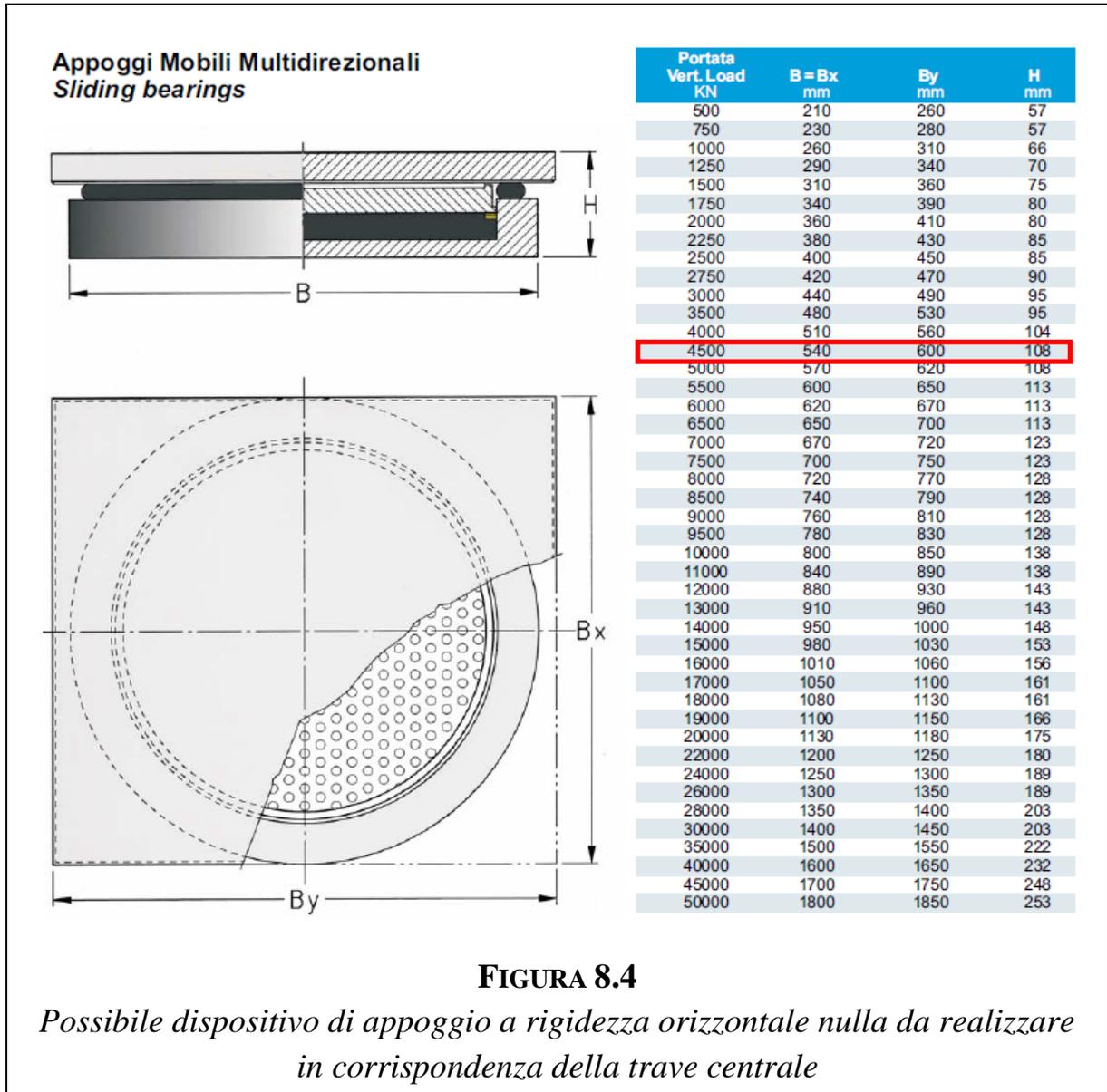
$$V_{max} = 255 \text{ kN}$$

Se si ipotizzano diciotto isolatori delle medesime dimensioni, la rigidezza k_i del singolo dispositivo dovrà essere la più prossima a

$$k_i = \frac{K_{esi}}{18} = \frac{9.5 \text{ kN/mm}}{18} = 0.52 \text{ kN/mm}$$

Dai cataloghi consultati non è stato possibile trovare un dispositivo caratterizzato da una rigidezza orizzontale prossima a k_i in grado di sopportare un carico verticale massimo pari a 13830 kN.

D'altronde la necessità di trasmettere tale reazione si ha solo per i due appoggi al di sotto della trave centrale. Perciò è necessario utilizzare due diversi dispositivi per gli appoggi laterali e per gli appoggi centrali. In particolare si decide di realizzare al di sotto delle imposte delle arcate dei dispositivi a rigidezza orizzontale nulla, come quelli riportati in Figura 8.4.



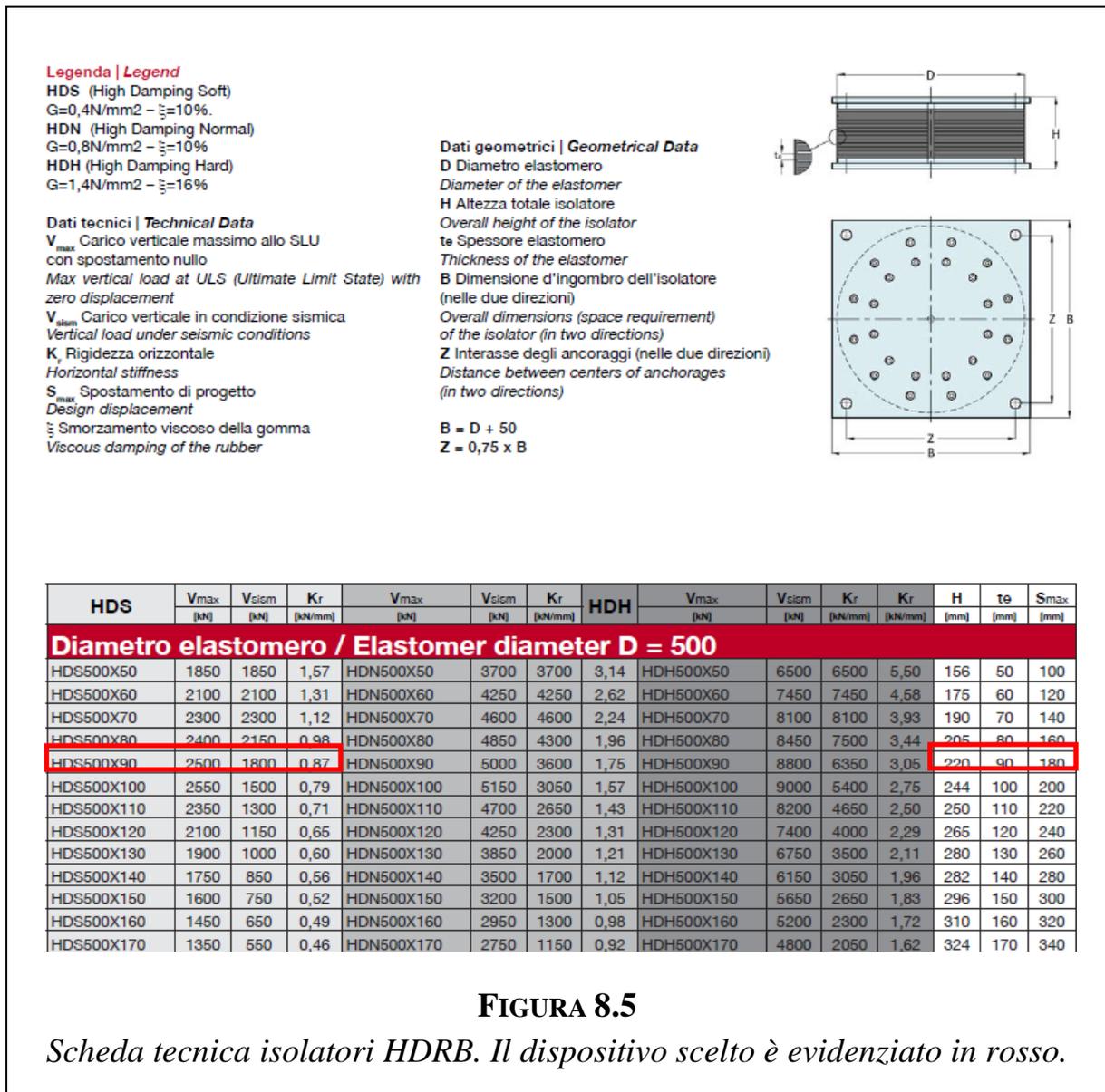
Per tutti i restanti appoggi si adottano dispositivi delle medesime dimensioni. Ciascuno di essi dovrà perciò avere una rigidezza il più possibile vicina al valore di

$$k_i = \frac{K_{esi}}{16} = \frac{9.5 \text{ kN/mm}}{16} = 0.6 \text{ kN/mm}$$

Il dispositivo che maggiormente soddisfa i requisiti esposti presenta le seguenti caratteristiche:

- Diametro elastomero: 500 mm
- Altezza totale isolatore: 265 mm
- Altezza elastomero: 120 mm
- $V_{max,SLU} = 2100 \text{ kN}$
- $V_{max,Sisma} = 1150 \text{ kN}$
- $k_i = 0.65 \text{ kN/mm}$
- Spostamento di progetto: 24 cm

In Figura 8.5 è riportata la scheda tecnica relativa alla tipologia di isolatori scelta.



In definitiva adottando questa tipologia di isolatori si ha

$$K_{esi} = 16 \cdot k_i = 10400 \text{ kN/m}$$

$$T_{is} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{esi}}} = 2.34 \text{ s}$$

L'incremento rispetto al primo periodo è del 227% mentre le accelerazioni spettrali (tenendo conto dello smorzamento) si riducono di un fattore f pari a

$$f = \frac{0.456 \text{ g}}{0.167 \text{ g}} = 2.73$$

La riduzione percentuale delle forze trasmesse alle pile sarà dell'ordine di

$$\frac{0.456 \text{ g} - 0.167 \text{ g}}{0.456 \text{ g}} = 63.4\%$$

Lo spostamento orizzontale sismico S_{max} valutato in modo approssimato varrà circa

$$S_{max} = a_g \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \cong 23 \text{ cm}$$

che risulta minore dei 24 cm indicati nella scheda tecnica.

8.2 Modellazione del Sistema di Isolamento

Il sistema di isolamento scelto è stato modellato come sistema a comportamento lineare, in quanto soddisfa le condizioni riportate nel §7.10.5.2 delle NTC 2008. Inoltre al §7.10.5.3.2 della medesima normativa si dichiara che qualora tali requisiti siano rispettati, è ammessa l'analisi dinamica lineare. Nel medesimo paragrafo si precisa che il modello deve comprendere sia la sovrastruttura che la sottostruttura. Nel caso in esame nel modello è presente esclusivamente la sovrastruttura, dal momento che lo studio verte soprattutto sull'analisi dell'impalcato. Tale approssimazione equivale all'ipotesi di pile infinitamente rigide, le quali sotto l'azione di un sisma traslano rigidamente assieme al terreno.

La minore rigidezza orizzontale della singola pila si ha per la traslazione longitudinale (direzione X) e vale circa

$$K_{X,pila} = 3.7 \cdot 10^6 \text{ kN/m}$$

ovvero

$$K_{X,pila} \cong 356 K_{esi}$$

Le due rigidezze K_{pila} e K_{esi} lavorano in serie, per cui la rigidezza totale K_{Tot} sarà

$$\frac{1}{K_{Tot}} = \frac{1}{K_{X,pila}} + \frac{1}{K_{esi}}$$

$$K_{Tot} = \frac{K_{X,pila} \cdot K_{esi}}{K_{X,pila} + K_{esi}} = \frac{356 K_{esi}^2}{357 K_{esi}} = 0.997 K_{esi} \cong K_{esi}$$

In base a queste considerazioni l'ipotesi di pile infinitamente rigide rispetto al sistema di isolamento risulta accettabile. Ciò è valido a maggior ragione in direzione Y, dove la rigidezza orizzontale della pila vale circa

$$K_{Y,pila} = 408 \cdot 10^6 \text{ kN/m} \cong 40000 K_{esi}$$

Agli appoggi del modello sono state quindi inserite delle molle con rigidezza traslazionale $k = 650 \text{ kN/m}$ nelle due direzioni X e Y, ad eccezione dei due appoggi della trave centrale, dove l'unico spostamento impedito risulta la traslazione verticale.

9 ANALISI LINEARE DINAMICA DEL PONTE IN PRESENZA DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO

Come nel modello privo del sistema di isolamento, prima di procedere con l'analisi dinamica lineare è stata effettuata un'analisi modale per individuare i primi trenta modi di vibrare, per capire quanti necessitano di essere considerati per avere una massa partecipante totale superiore al 85%, come richiesto dal §7.3.3.1 delle NTC 2008. La tabella seguente mostra i coefficienti delle masse partecipanti per i primi 20 modi di vibrare. Le celle con i bordi ingrossati indicano i maggiori coefficienti per le masse partecipanti nelle diverse direzioni, inoltre sono stati messi in evidenza nelle ultime sei colonne le masse partecipanti totali per il modo numero 14.

Modo	T [s]	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	Somma	Somma	Somma	Somma	Somma	Somma
		Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz
1	2.4185	0.000	0.990	0.000	0.215	0.000	0.000	0.000	0.990	0.000	0.215	0.000	0.000
2	2.3739	0.997	0.000	0.000	0.000	0.037	0.000	0.997	0.990	0.000	0.215	0.037	0.000
3	1.4242	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.991	0.997	0.990	0.000	0.215	0.037	0.991
4	0.9658	0.000	0.007	0.000	0.710	0.000	0.000	0.997	0.997	0.000	0.925	0.037	0.991
5	0.5850	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.006	0.997	0.997	0.000	0.925	0.037	0.997
6	0.4592	0.000	0.000	0.000	0.009	0.000	0.000	0.997	0.997	0.000	0.934	0.037	0.997
7	0.4228	0.000	0.000	0.000	0.000	0.111	0.000	0.997	0.997	0.000	0.934	0.148	0.997
8	0.3646	0.000	0.000	0.657	0.000	0.000	0.000	0.997	0.997	0.657	0.934	0.148	0.997
9	0.2798	0.000	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.997	0.997	0.657	0.934	0.148	0.997
10	0.1976	0.000	0.000	0.000	0.003	0.000	0.000	0.997	0.997	0.657	0.937	0.148	0.997
11	0.1888	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.997	0.997	0.657	0.937	0.148	0.997
12	0.1875	0.000	0.000	0.000	0.016	0.000	0.000	0.997	0.997	0.657	0.954	0.148	0.997
13	0.1841	0.000	0.000	0.000	0.00	0.277	0.000	0.997	0.997	0.657	0.954	0.425	0.997
14	0.1711	0.000	0.000	0.204	0.00	0.000	0.000	0.997	0.997	0.861	0.954	0.425	0.997
15	0.1576	0.000	0.000	0.000	0.01	0.000	0.000	0.997	0.997	0.861	0.954	0.425	0.997
16	0.1451	0.000	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.997	0.997	0.861	0.954	0.425	0.997
17	0.1287	0.000	0.000	0.000	0.016	0.000	0.000	0.997	0.997	0.861	0.969	0.425	0.997
18	0.1178	0.000	0.000	0.009	0.000	0.000	0.000	0.997	0.997	0.870	0.969	0.425	0.997
19	0.1143	0.000	0.000	0.000	0.00	0.138	0.000	0.997	0.997	0.870	0.969	0.563	0.997
20	0.1135	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.997	0.997	0.870	0.970	0.563	0.997

Si osservi innanzitutto che i primi due modi hanno periodi molto simili, di poco superiori al periodo $T_{is} = 2.34$ s di progetto. Ciò si deve al fatto che i primi due modi non sono delle traslazioni perfettamente rigide.

Dalla tabella appare che se si considerano i primi 14 modi, la massa partecipante risulta superiore al 85% in tutte e tre le direzioni principali. Ovviamente le aliquote di massa partecipante del primo modo in direzione Y e del secondo in direzione X sono quelle preponderanti (entrambi superiori al 99%). Il terzo modo è di tipo rotazionale attorno all'asse verticale, mentre nel quarto prevale la rotazione attorno all'asse X. Esso corrisponde al primo modo del ponte non isolato, come conferma anche il periodo $T_4 = 0.966$ s molto prossimo al periodo fondamentale del caso precedente, che vale $T_1 = 1.051$ s.

In definitiva per l'analisi con spettro di risposta sono stati considerati i primi 14 modi, così da avere una massa partecipante superiore al 85% anche in direzione Z. Si osservi inoltre come per i modi successivi al dodicesimo non si abbiano masse partecipanti superiori al 5%, ad eccezione del 19° modo, che è stato ritenuto poco significativo.

In base a quanto richiesto al §7.3.3.1 delle NTC 2008, per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è stata utilizzata una combinazione quadratica completa (CQC).

Lo smorzamento modale è stato impostato al valore di 0.10 (10%) per i primi due modi, mentre per i restanti è stato considerato pari a 0.05 (5%).

Anche in questo modello è stata considerata la componente verticale del sisma, e la successiva combinazione degli effetti sulla struttura è stata realizzata come prescritto dalle NTC 2008 al §7.3.5; e come per il ponte non isolato si è trascurata l'eccentricità accidentale definita al §7.9.3 della medesima norma.

9.1 Azioni Orizzontali Trasmesse alle Pile

La Figura 9.1 riporta le reazioni ai vincoli ottenute con l'analisi dinamica lineare per il ponte isolato rispetto alla sottostruttura. A differenza del caso precedente, il sistema di vincolamento è simmetrico, per cui i risultati, in termini di reazioni e spostamenti, saranno identici per le due testate dell'impalcato. Perciò nel seguito le figure mostreranno unicamente la sezione all'ascissa $X=-39$.

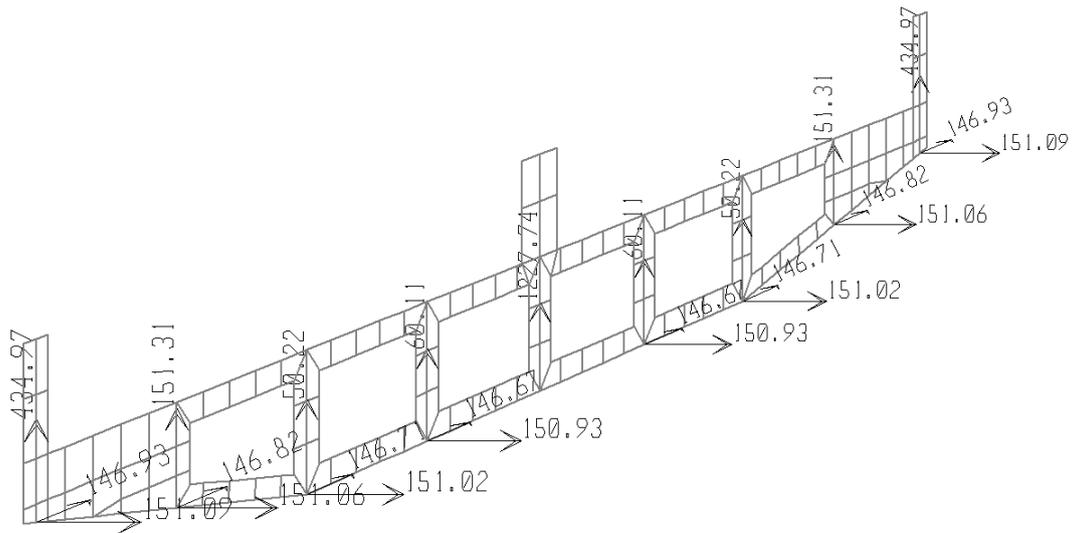


FIGURA 9.1

Analisi dinamica lineare del ponte isolato sismicamente: reazioni ai vincoli espresse in kN

A tali reazioni (che possono avere segno opposto) vanno sommate quelle derivanti dalla presenza dei soli carichi permanenti, riportate in Figura 9.2. Come è naturale aspettarsi, le reazioni orizzontali per carichi permanenti sono trascurabili, a causa della bassa rigidezza orizzontale degli isolatori.

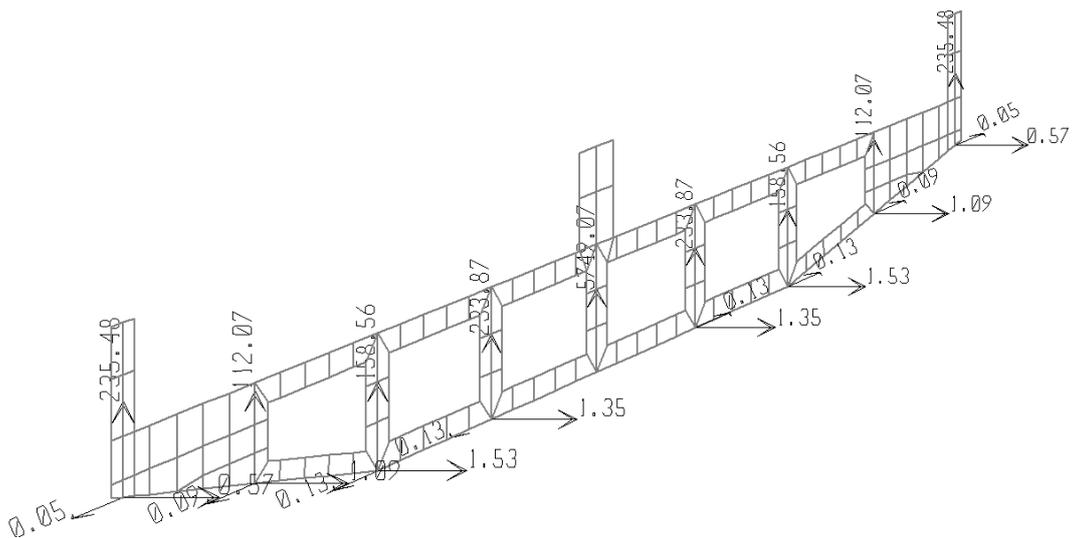


FIGURA 9.2

Ponte isolato sismicamente: reazioni ai vincoli (espresse in kN) in presenza dei soli carichi permanenti

9.1.1 DIREZIONE X

Dalla Figura 9.1 si vede come le azioni orizzontali sia in direzione longitudinale che in quella trasversale, si ripartiscono equamente sugli isolatori, che risultano soggetti a forze pressoché identiche. In direzione X per il singolo isolatore risulta

$$H_X = 151 \text{ kN}$$

Tale reazione rappresenta una riduzione del 92.2% rispetto alla massima spinta sugli appoggi esterni del ponte non isolato.

In presenza dei carichi permanenti tale spinta subirà un lieve incremento, arrivando al valore di

$$H_X = 153 \text{ kN}$$

La massima forza F_X trasmessa alla pila può essere valutata moltiplicando H_X per il numero di isolatori presenti sulla stessa. Si ottiene

$$F_X = 8 \cdot 153 \text{ kN} = 1224 \text{ kN}$$

Per il ponte isolato si aveva $F_X = 11023 \text{ kN}$, la riduzione in questo caso è pari al 88.9%.

Si vuole stimare anche in questo caso e sempre in via approssimata la tensione che tale forza induce nella sezione alla base della pila.

Lo sforzo normale N in presenza dei soli carichi permanenti vale

$$N = 7229 \text{ kN}$$

Si ricorda che la sezione della pila è stata approssimata con un rettangolo di base 21 m e altezza 2 m, mentre come altezza del fusto si considera $h = 6.8 \text{ m}$. Con $e_{app} = 1.1 \text{ m}$ si indica l'eccentricità dell'appoggio rispetto all'asse della pila.

Il momento totale agente alla base della pila sarà quindi pari a

$$M_{Tot} = F_X \cdot h + N \cdot e_{app} = 16275 \text{ kNm}$$

Di conseguenza l'eccentricità totale e_{Tot} risulta

$$e_{Tot} = \frac{M_{Tot}}{N} \cong 2.25 \text{ m}$$

Si ricorda che la zattera di fondazione ha una larghezza $b = 8 \text{ m}$, per cui

$$b/6 < e_{Tot} < b/2$$

mentre in precedenza si aveva un'eccentricità $e_{Tot} = 4.8 \text{ m} > b/2$ con conseguente ribaltamento della pila.

In realtà è necessario considerare anche l'effetto stabilizzante dovuto ai pesi propri della pila e della zattera di fondazione. Lo sforzo normale N_{PP} dovuto a tali carichi è già stato precedentemente calcolato e vale

$$N_{PP} = 15917 \text{ kN}$$

L'eccentricità si riduce quindi a

$$e_{Tot} = \frac{M_{Tot}}{N + N_{PP}} \cong 0.7 \text{ m}$$

Tale eccentricità è minore di $b/6 = 1.33 \text{ m}$, per cui, diversamente dal caso precedente, anche trascurando la presenza dei pali non si verifica la parzializzazione del terreno al di sotto della ciabatta di fondazione. Di conseguenza la tensione σ_{max} sul terreno vale

$$\sigma_{max} = \frac{N_{Tot}}{b \cdot B} + \frac{6 \cdot M_{Tot}}{b^2 \cdot B} = 1.23 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 0.65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1.88 \text{ kg/cm}^2$$

con una riduzione del 28.5% rispetto al ponte privo di sistema di isolamento. La tensione risulta ancora piuttosto elevata, tuttavia si nota come il contributo derivante dalla flessione sia circa la metà rispetto a quello dovuto allo sforzo normale. Più precisamente l'incremento di tensione $\Delta\sigma_{sism}$ prodotto dall'azione sismica risulta pari a

$$\Delta\sigma_{sism} = 0.34 \text{ kg/cm}^2$$

in assenza del sistema di isolamento si aveva $\Delta\sigma_{sism} = 1.09 \text{ kg/cm}^2$, per cui l'incidenza del sisma sulla massima tensione del terreno si riduce del 68.8%.

Per ridurre la tensione massima si deve quindi intervenire riducendo ad esempio il peso proprio della pila pensando ad una sezione cellulare, oppure riducendo l'altezza della

zattera di fondazione. Tale ottimizzazione risulta a maggior ragione necessaria in virtù della presenza dell'impalcato attiguo in calcestruzzo armato precompresso, la cui reazione verticale non è stata considerata in queste valutazioni di massima.

9.1.2 DIREZIONE Y

In direzione Y ciascun isolatore è soggetto ad una forza

$$H_Y = 147 \text{ kN}$$

la risultante F_Y trasmessa a ciascuna pila risulta

$$F_Y = 8 \cdot H_Y = 1176 \text{ kN}$$

In questo caso l'isolamento produce una riduzione del 80.2% su tale reazione.

La massima forza orizzontale H agente sul singolo isolatore può essere valutata dalla quadratura delle due forze H_X e H_Y , si ha

$$H = \sqrt{H_X^2 + H_Y^2} = 212 \text{ kN}$$

In tal caso la spinta sulla pila varrà

$$F_{pila} = 8 \cdot 212 \text{ kN} = 1696 \text{ kN}$$

con una riduzione del 76% sui 7000 kN valutati per il caso di ponte non isolato.

Questo criterio è eccessivamente cautelativo, poiché le massime reazioni nelle due direzioni non si manifesteranno nello stesso istante. Per la valutazione di H si può quindi utilizzare il seguente criterio, che si basa sulle indicazioni del §7.3.5 delle NTC 2008

$$H = \sqrt{(H_X)^2 + (0.3 \cdot H_Y)^2} = 159 \text{ kN}$$

Di conseguenza la spinta sulla pila risulta

$$F_{pila} = 8 \cdot 159 \text{ kN} = 1272 \text{ kN}$$

La riduzione in questo modo passa dal 76% al 82%.

9.2 Reazioni Verticali

Anche per il modello con l'isolamento è stata eseguita l'analisi con i *moving loads*, la massima reazione di sollevamento è risultata pari a

$$V_{traffico} = 960 \text{ kN}$$

valore molto prossimo a quello di ponte non isolato (986 kN), in accordo con le previsioni in base alle quali per questa combinazione si sarebbero dovute avere piccole variazioni tra i due casi, dal momento che il sistema di isolamento non ha modificato i vincoli in direzione verticale.

La massima reazione di sollevamento indotta dal sisma vale

$$V_{sisma} = 200 \text{ kN}$$

con una riduzione del 71% rispetto a quella che si aveva nel caso di ponte non isolato. L'isolamento quindi non permette di eliminare il rischio di sollevamento degli appoggi esterni, tuttavia la condizione più sfavorevole rimane quella generata dai carichi da traffico.

9.3 Funi

9.3.1 PRETENSIONE RICHIESTA PER EVITARE PERDITA DI TIRO

Grazie alla presenza dei dispositivi di isolamento che rendono prevalente il moto traslazionale rispetto a quello rotazionale, nessuna delle bielle che nel modello schematizzano le funi entra in compressione sotto l'azione sismica. In sostanza la tensione prodotta dai carichi permanenti è superiore in ogni cavo alla compressione prodotta dal sisma. Se ci si limita a queste considerazioni, diversamente a quanto si aveva per il ponte non isolato, non serve prevedere una pretensione per evitare la perdita di tiro dei pendini.

9.3.2 PROBLEMA DELLA RISONANZA

Una pretensione nelle funi si rende necessaria qualora si voglia evitare la risonanza. Per evitare che la loro frequenza sia pari a quella dei primi due modi di vibrare della struttura, il cui periodo è circa pari a

$$T_1 \cong T_2 = 2.4 \text{ s}$$

si valuta il tiro critico H_{cr} per cui si verifica questa circostanza. Di seguito si riporta per comodità la formula ricavata al §7.3.2

$$H_{cr} = 4l^2 \cdot \frac{\bar{m}}{T}$$

Il massimo valore di H_{cr} si otterrà per la fune più lunga,

$$l_{max} = 32.66 \text{ m}$$

per essa il tiro critico vale

$$H_{cr} = 40 \text{ kN}$$

A tale forza si dovrebbe detrarre la minima forza di compressione sulle funi prodotta dal carico sismico (28 kN), a favore di sicurezza si può considerare adeguato un carico di pretensione di 40 kN, con una riduzione del 73% rispetto al ponte non isolato, dove era stato valutato in 150 kN.

9.4 Spostamenti

Di seguito si riportano gli spostamenti significativi ottenuti dall'analisi dinamica lineare del ponte in presenza dei dispositivi di isolamento.

Spostamenti in direzione X

spostamento della sommità dell'arco 23.7 cm

(condizione "permanente": 0.0 cm)

spostamento appoggio centrale 23.2 cm

(condizione "permanente": 0.2 cm)

spostamento estradosso trave centrale 23.3 *cm*

(condizione "permanente": 0.3 *cm*)

spostamento appoggio esterno 23.2 *cm*

(condizione "permanente": 0.1 *cm*)

spostamento estradosso trave esterna 23.3 *cm*

(condizione "permanente": 0.3 *cm*)

Spostamenti in direzione Y

spostamento della sommità dell'arco 28.8 *cm*

(condizione "permanente": 0.0 *cm*)

spostamento della mezzeria dell'impalcato 22.7 *cm*

(condizione "permanente": 0.0 *cm*)

rotazione della sommità dell'arco

$$\varphi = \frac{28.8 \text{ cm} - 22.7 \text{ cm}}{3360 \text{ cm}} = 0.002$$

massimo spostamento appoggi esterni 22.6 *cm*

(condizione "permanente": 0.0 *cm*)

Spostamenti in direzione Z

spostamento della sommità dell'arco 1.5 *cm*

(condizione "permanente": -3.2 *cm*)

spostamento della mezzeria della trave centrale 1.0 *cm*

(condizione "permanente": -3.7 *cm*)

spostamento della mezzeria delle travi esterne 2.5 *cm*

(condizione "permanente": -3.9 *cm*)

9.4.1 VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI

In base al criterio esposto al §7.3.5 delle NTC 2008 il massimo spostamento δ_{max} per l'appoggio esterno sarà dato da

$$\delta_{max} = \sqrt{(\delta_{X,max})^2 + (0.3 \cdot \delta_{Y,max})^2} = 24.3 \text{ cm}$$

Lo spostamento massimo di progetto da catalogo è pari a 24 *cm*, per cui andrebbero effettuate analisi più approfondite relative alla stabilità dell'isolatore. In alternativa occorre adottare isolatori di maggiore diametro, in grado di sopportare maggiori spostamenti, ma anche di maggiore altezza, per non incrementare eccessivamente la rigidità orizzontale. Nei cataloghi consultati, un dispositivo con tali requisiti che mantiene praticamente invariata la rigidità orizzontale del sistema di isolamento di progetto è caratterizzato da

Diametro elastomero: 550 *mm*

Altezza totale isolatore: 293 *mm*

Altezza elastomero: 143 *mm*

$V_{max,SLU} = 2300 \text{ kN}$

$V_{max,Sisma} = 1200 \text{ kN}$

$k_i = 0.66 \text{ kN/mm}$

Spostamento di progetto: 29 *cm*

10 CONFRONTO DEI RISULTATI

Le due tabelle seguenti mostrano i risultati significativi per i due casi esaminati (ponte non isolato e ponte isolato) per poter effettuare un confronto diretto.

SOLLECITAZIONI				
		Impalcato non isolato	Impalcato isolato	Differenza percentuale
a_h	Accelerazione spettrale	0.456 <i>g</i>	0.167 <i>g</i>	-63.4%
H_X	Massima spinta sugli appoggi in direzione X	2997 <i>kN</i>	153 <i>kN</i>	-94.9%
F_X	Massima forza trasmessa alla pila in direzione X	Somma dei massimi	1224 <i>kN</i>	-88.9%
		SRSS		3972 <i>kN</i>
$\Delta\sigma_{sism}$	Incremento di tensione sul terreno per la presenza della forza orizzontale sismica F_X	1.09 $\frac{kg}{cm^2}$	0.34 $\frac{kg}{cm^2}$	-68.9%
F_Y	Massima forza trasmessa alla pila in direzione Y	5901 <i>kN</i>	1176 <i>kN</i>	-80.1%
ΔH_{funi}	Pretensione necessaria	150 <i>kN</i>	40 <i>kN</i>	-73.3%

SPOSTAMENTI				
		Impalcato non isolato	Impalcato isolato	Differenza percentuale
$\delta_{X,arc}$	Massimo spostamento della sommità dell'arco in direzione X	2.8 cm	23.7 cm	+746.4%
$\delta_{Y,arc}$	Massimo spostamento della sommità dell'arco in direzione Y	14.5 cm	28.8 cm	+98.6%
$\delta_{Z,arc}$	Massimo spostamento della sommità dell'arco in direzione Z	6.2 cm	4.7 cm	-24.2%
φ_{arc}	Massima rotazione della sommità dell'arco attorno all'asse X	$4.0 \cdot 10^{-3}$	$1.8 \cdot 10^{-3}$	-55.0%
$\delta_{X,a}$	Massimo spostamento degli appoggi in direzione X	0.6 cm	23.6 cm	+3833.3%
$\delta_{Y,a}$	Massimo spostamento degli appoggi in direzione Y	0.5 cm	22.7 cm	+4440.0%
$\delta_{Z,tc}$	Massimo spostamento della mezzeria della trave centrale in direzione Z	4.6 cm	4.7 cm	+2.2%
$\delta_{Z,te}$	Massimo spostamento della mezzeria delle travi esterne in direzione Z	9.0 cm	6.4 cm	-28.9%

11 CONCLUSIONI

11.1 Risultati e Fattibilità

Dai dati riportati si vede chiaramente come le sollecitazioni si riducano in maniera significativa, di conseguenza il problema delle forze orizzontali trasmesse alle pile diventa secondario rispetto a quello di realizzare giunti che consentano elevate escursioni di spostamento. Se si considera che la campata dell'arco è attigua ad impalcati in calcestruzzo armato precompresso, si capisce che nel caso in cui anch'essi fossero isolati alla base, i giunti dovrebbero consentire una traslazione relativa circa doppia rispetto a $\delta_{X,a}$, ovvero

$$2 \cdot \delta_{X,a} = \pm 47.2 \text{ cm} \cong \pm 50 \text{ cm}$$

Ciò consente di evitare martellamenti tra i due impalcati qualora essi si trovassero in opposizione di fase. Per questo si potrebbe pensare di predisporre, sulle pile che reggono la campata dell'arco, dei vincoli che impediscano lo spostamento in direzione longitudinale dei due impalcati attigui. In tal caso il giunto dovrebbe consentire uno spostamento pari a $\delta_{X,a}$, e la pila essere progettata per far fronte alla forza orizzontale sismica prodotta da uno solo dei due impalcati.

In direzione trasversale la pila è assimilabile ad una parete in calcestruzzo molto tozza, per cui è soggetta ad un meccanismo di rottura fragile per taglio-scorrimento. In tal senso la riduzione dell'azione sismica ortogonale all'asse dell'impalcato risulta particolarmente favorevole.

La medesima riduzione non comporta alcun beneficio per quanto riguarda le reazioni che inducono lo sfilamento dei dispositivi di appoggio, infatti si è constatato che in presenza dei carichi da traffico disposti in maniera eccentrica sull'impalcato, le travi principali esterne tendono comunque a sollevarsi dall'appoggio.

Una menzione si rende necessaria anche in merito alle funi. Si è visto come i dispositivi di isolamento riducano il rischio di perdita di tensione dei pendini. Il loro collegamento con l'impalcato dovrà essere adeguatamente studiato per consentire una loro eventuale sostituzione o un incremento del tiro ad esempio per far fronte alle dilatazioni indotte dall'escursione termica stagionale.

Infine si vuole evidenziare l'importanza che i nodi alle imposte delle arcate rivestono per la struttura in esame. In questi due punti l'arco scarica reazioni di notevole entità, per cui occorre studiare attentamente la diffusione delle tensioni e i possibili fenomeni di instabilità locale. Per quanto concerne il vincolo da realizzare alle imposte, si è osservato dall'analisi dell'instabilità fuori dal piano dell'arco che impedire o meno la rotazione attorno all'asse Y non ha conseguenze rilevanti, viceversa consentire la rotazione attorno all'asse X riduce i fattori di sicurezza relativi a tale fenomeno. In ambito sismico ciò non è altrettanto vero, l'analisi dinamica ha infatti dimostrato che il comportamento della struttura non è influenzato dalla presenza di tale vincolo, in quanto per il primo modo di vibrare all'imposta dell'arco si avrà una rotazione attorno all'asse X sia in presenza di una cerniera che in presenza di un incastro. In quest'ultimo caso infatti, l'arco trasmette alla trave centrale un momento M_X che agisce nel piano YZ. Tale momento flette l'anima della trave centrale con conseguente rotazione dell'arco attorno all'asse X. In presenza dell'isolamento il moto dell'impalcato sarà prevalentemente traslazionale, per cui il momento M_X si riduce significativamente. In questo caso si può pensare di realizzare un nodo molto rigido per ridurre il pericolo di instabilità fuori dal piano, mentre qualora il ponte non fosse isolato alla base un nodo molto rigido comporterebbe un elevato momento sulla trave centrale e di conseguenza un elevato pericolo di rottura della stessa. In questo modo l'arco verrebbe a perdere l'appoggio e l'eventualità di un crollo dell'intera campata sarebbe tutt'altro che remota.

In sintesi la configurazione del ponte con le due arcate che si uniscono alle imposte, anziché avere imposte distinte come accade nella maggior parte dei casi, presenta principalmente i seguenti svantaggi:

- scarsa ridondanza strutturale;
- pericolo di perdita di tensione delle funi;
- pericolo di sollevamento delle travi principali esterne;
- maggiori reazioni agli appoggi al di sotto delle imposte.

Se l'isolamento sismico può ridurre l'incidenza dei primi due, lo stesso non si può dire per i restanti.

11.2 Sviluppi Futuri

Siamo consapevoli che il lavoro fin qui svolto costituisce un'analisi incompleta relativa esclusivamente ad alcuni aspetti del comportamento statico e dinamico dell'impalcato.

Ad esempio grande importanza avrà lo studio degli effetti del vento. È senz'altro opportuno quantificare le forze orizzontali che esso induce sull'impalcato, e valutare anche in questo caso i benefici dell'isolamento. In presenza di isolatori sarà necessario valutare gli spostamenti generati dal vento, e nel caso in cui questi risultino inaccettabili in condizioni di esercizio, dovranno prevedersi dei ritegni in grado di inibire tali spostamenti, ma che in presenza di sismi di una certa importanza entrino in crisi, così che gli isolatori possano assolvere la loro funzione.

Il vento dovrà essere considerato anche in termini dinamici, analizzando i fenomeni di natura aerodinamica e aeroelastica sia per l'impalcato che per l'arco. Per le funi e per gli elementi che costituiscono l'arco, si dovranno prevedere degli accorgimenti per evitare il distacco di vortici, fenomeno particolarmente significativo per sezioni di forma circolare.

Dal punto di vista sismico potrebbe essere interessante eseguire un'analisi con integrazione al passo, modellando l'azione sismica attraverso accelerogrammi spettro-compatibili.

Come è già stato sottolineato nei capitoli precedenti, un modello completo dovrà essere comprensivo delle pile, non solo per il progetto e la verifica delle stesse, ma anche per il progetto dei giunti. Questo infatti non può prescindere da uno studio del moto della sottostruttura, per valutare di che entità siano gli spostamenti differenziali tra le pile quando queste oscillano in opposizione di fase.

L'analisi senz'altro più interessante sarà valutare il periodo di isolamento ottimale per ridurre al minimo i costi della struttura. Bisognerà quindi effettuare uno studio accurato sui costi delle diverse componenti della struttura e soprattutto valutare la loro relazione con l'entità delle accelerazioni spettrali e con gli spostamenti, in un'ottica di ottimizzazione strutturale.

Tale ottimizzazione strutturale esige che al valore estetico ed architettonico che caratterizza la forma dell'opera, corrisponda, per mano del progettista, un valore altrettanto significativo in termini di sicurezza e solidità della struttura, senza costi eccessivi.

12 BIBLIOGRAFIA

- *Normative*

D.M. 14 GENNAIO 2008, *Norme Tecniche per le Costruzioni*.

UNI ENV 1993-2 (EUROCODICE 3), *Progettazione delle strutture di acciaio*, UNI, Milano, Maggio 2002.

WASHINGTON STATE DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, *Bridge Design Manual*. Engineering and Regional Operations, Washington State Department of Transportation, 2011.

- *Per lo studio statico dell'arco*

POZZATI P., *Teoria e Tecnica delle Strutture, Vol I*, Unione Tipografico - Editrice Torinese, Torino 1972.

POZZATI P., *Teoria e Tecnica delle Strutture, Vol II (parte prima)*, Unione Tipografico - Editrice Torinese, Torino 1977.

- *Per lo studio dell'instabilità fuori dal piano dell'arco*

MERLI M., *Problematiche Strutturali per un Ponte ad Arco a Spinta Eliminata*, parte del corso di formazione permanente "Ponti ad Arco" del Politecnico di Milano, 19-22 Giugno 2007.

- *Per la dinamica dei sistemi continui*

E. VIOLA, *Fondamenti di Dinamica e Vibrazione delle Strutture, Vol II*, Pitagora Editrice, Bologna 2001.

- *Per lo studio dei dispositivi di isolamento sismico*

NAEIM F., KELLY J. M., *Design of Seismic Isolated Structures*, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1999.

FOTA D., MONGELLI M., *Isolatori sismici per edifici esistenti e di nuova costruzione*, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2011.

- *Per l'utilizzo del software SAP2000*

CSI Analysis Reference Manual For SAP2000®, ETABS®, and SAFE®, Computers & Structures Inc., Berkeley, Aprile 2009.

- *Per le caratteristiche degli isolatori sismici*

Schede Tecniche dal sito www.alga.it

Schede Tecniche dal sito www.fip-group.it

- *Per le caratteristiche delle funi*

Scheda Tecnica: Stay Cabless dal sito www.tensacciai.it