

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01**

**LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA      Tratta MILANO – VERONA**  
**Lotto funzionale Brescia-Verona**

**PROGETTO ESECUTIVO**

**IV42 – CAVALCAFERROVIA FERALPI - PK 114+576,198**

**Relazione sul comportamento sismico dell'opera, appoggi, ritegni sismici e giunti di dilatazione**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
<b>Consorzio Cepav due</b> Consorzio Cepav due Il Direttore del Consorzio (Ing. T. Taranta)	Valido per costruzione  Data: _____
Data: _____	Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 1	E E 2	C L	I V 4 2 A 0	0 0 1	A	

PROGETTAZIONE						IL PROGETTISTA	
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista	Data
A	Emissione	Montecroci	03/10/18	Piacentini	03/10/18	Taranta	03/10/18
B							
C							

CIG. 751447334A      File: INOR11EE2CLIV42A0001A\_02.docx



CUP: F81H9100000008

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL IV 42A 0 001	Rev. A	Foglio 2 di 31
---------	------------------	-------------	--	-----------	-------------------

**INDICE**

1	PREMESSA E DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
2.1	OPERE IN C.A. E STRUTTURE METALLICHE.....	5
2.2	NORMATIVA SPECIFICA PER I PONTI STRADALI .....	5
2.3	GEOTECNICA, FONDAZIONI E GEOLOGIA.....	6
2.4	ULTERIORI PRESCRIZIONI E SPECIFICHE TECNICHE DI RFI E ITALFERR.....	6
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	7
3.1	CALCESTRUZZO.....	7
3.2	ACCIAIO.....	8
3.2.1	Armature per c.a. – Acciaio B 450 C.....	8
3.2.2	Carpenteria metallica – Classe S355.....	8
4	ELABORATI DI RIFERIMENTO .....	9
5	SOFTWARE DI CALCOLO.....	10
6	ANALISI DEI CARICHI .....	11
6.1	DATI GEOMETRICI DELL'IMPALCATO .....	11
6.2	AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO.....	11
6.2.1	Azioni permanenti.....	11
6.2.2	Deformazioni impresse .....	12
6.2.3	Azioni variabili da traffico ( $q_1$ ).....	12
6.2.4	Azioni orizzontali longitudinali .....	14
6.2.4.1	Frenatura ( $q_3$ ).....	14
6.2.5	Azioni orizzontali trasversali.....	14
6.2.5.1	Azione Centrifuga ( $q_4$ ).....	14
6.2.5.2	Azioni del vento ( $q_5$ ).....	14
7	AZIONE SISMICA.....	16
7.1	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA .....	16
7.2	COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA .....	21
8	SISTEMA DI VINCOLAMENTO .....	22

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV 42A 0 001

Rev.  
A

Foglio  
3 di 31

9	MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI.....	23
10	RISULTATI DELLE ANALISI .....	24
10.1	ANALISI MODALE .....	24
10.2	COMBINAZIONI DI CARICO.....	26
10.2.1	<i>Combinazioni di carico statiche</i> .....	26
10.2.2	<i>Combinazioni di carico sismiche</i> .....	26
10.3	AZIONI E SPOSTAMENTI SUGLI APPOGGI .....	27
10.4	VERIFICA DEI DISPOSITIVI DI VINCOLO .....	29
11	ESCURSIONI MASSIME DI GIUNTI E VARCHI.....	30
12	SOLLEVAMENTO DELL'IMPALCATO .....	31

## 1 PREMESSA E DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione riguarda l'analisi, il dimensionamento e la verifica dei principali elementi strutturali delle spalle del cavalcaferrovia denominato "Cavalcaferrovia Feralpi – IV42" che sovrappassa la futura linea AV/AC Milano-Verona in prossimità della progressiva 114+576,198.

In particolare, il presente documento tratta l'analisi dei carichi statici, la valutazione delle azioni sismiche, il calcolo delle azioni sugli apparecchi d'appoggio e le sollecitazioni trasmesse dall'impalcato sulle sottostrutture.

Per lo studio globale della struttura sono state svolte analisi su un modello di calcolo agli elementi finiti rappresentante l'effettiva distribuzione di masse e rigidezze dell'opera.

Dal modello di calcolo si arriva alla definizione delle azioni in corrispondenza degli appoggi e le risultanti trasmesse dall'impalcato alle sottostrutture. Per quanto riguarda il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle spalle, si rimanda alle specifiche relazioni.

L'andamento planimetrico dell'opera è in rettilineo, la viabilità in progetto al di sopra del cavalcavia è una strada di tipo F2. La sezione trasversale dell'opera è costituita da una sede carrabile di 8.50m, e da due cordoli esterni di larghezza complessiva pari a 4.25m (2.125m ognuno).

Il cavalcaferrovia è costituito da 1 campata di luce 50.40m.

L'opera in oggetto è un ponte a via di corsa inferiore. La struttura portante è costituita da due travi a doppia T a sezione variabile ( $h=2.20\text{m}$  in corrispondenza dell'asse appoggi e  $h=3.50\text{m}$  in mezzera) che corrono longitudinalmente per l'intero sviluppo dell'impalcato. Ciascuna trave è scomposta in 5 conci, due di lunghezza 10.10m, due lunghi 9.60m e quello centrale pari a 12.00m. Le travi principali sono collegate trasversalmente da traversi, posti ad interasse costante  $i=3.60\text{m}$ .

Il sistema di vincolamento previsto per il cavalcavia è costituito da dispositivi di appoggio ed isolamento sismico in elastomero armato. Tali dispositivi, essendo caratterizzati da un ridotto valore della rigidezza orizzontale, garantiscono un disaccoppiamento del moto orizzontale della struttura rispetto a quello del terreno ed una conseguente riduzione della risposta sismica della struttura; inoltre tali dispositivi sono dotati di una certa capacità dissipativa in funzione della mescola elastomerica utilizzata, indispensabile per minimizzare gli spostamenti della struttura isolata.

Le spalle dell'opera, realizzate in conglomerato cementizio armato, presentano un plinto di forma rettangolare attestato su una palificata di fondazione costituita da pali  $\varnothing 1500\text{ mm}$ . Lo sviluppo dell'elevazione è costituito da un fusto, dal superiore paraghiaia e da idonei muri di risvolto e orecchie atti a gestire il retrostante corpo del rilevato.

Nella tabella seguente si riporta il riepilogo delle caratteristiche geometriche del cavalcaferrovia.

	<b>L campata</b> [m]	<b>H fusto</b> [m]	<b>Tipo di fondazione</b>
<b>SpA</b>	50.40	5.80	10 pali 1500
<b>SpB</b>		5.80	10 pali 1500

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto delle strutture e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore ed in particolare:

### 2.1 Opere in c.a. e strutture metalliche

- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 “Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004: “Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-1-4 (Eurocodice 1) – Luglio 2005: “Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Agosto 2005: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- UNI EN 197-1:2011 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;
- UNI EN 11104:2016 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206:2016 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI EN 1337 Novembre 2001 – “Appoggi Strutturali”.

### 2.2 Normativa specifica per i ponti stradali

- UNI EN 1991-2-1 (Eurocodice 1) – Marzo 2005: “Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- UNI EN 1993-2 (Eurocodice 3) – Gennaio 2007: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV 42A 0 001

Rev.  
A

Foglio  
6 di 31

### 2.3 Geotecnica, fondazioni e geologia

- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- UNI EN 1536:2010: “Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Pali trivellati”.

### 2.4 Ulteriori prescrizioni e specifiche tecniche di rfi e italferr

- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A: “Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2: Ponti e strutture”.

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera si prevede l'impiego dei materiali indicati nei paragrafi che seguono. Si indicheranno le caratteristiche prestazionali di resistenza minime e, con particolare riferimento ai calcestruzzi, anche le prescrizioni o caratteristiche da assicurare per garantire i requisiti di durabilità.

#### 3.1 Calcestruzzo

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2016 ed UNI 11104:2016.

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale  $c_{nom}$  è somma di due contributi, il copriferro minimo  $c_{min}$  e la tolleranza di posizionamento  $h$ . Vale pertanto:  $c_{nom} = c_{min} + h$ .

La tolleranza di posizionamento delle armature "h", per le strutture gettate in opera, viene assunta pari ad 5 mm in quanto si prescrive che l'esecuzione sia sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità, nella quale siano incluse le misure dei copriferri.

Si utilizzano i seguenti tipi di calcestruzzo e copriferri minimi.

PARTE O ELEMENTO	Classe esposizione	Classe resistenza minima [MPa]	Ambiente	Copriferro minimo [mm]	Classe di resistenza adottata [MPa]
Cordoli laterali e marciapiedi	XC4 XD3 XF4	C 35/45	Molto Agg.	60	C 35/45
Soletta di impalcato	XC3	C 30/37	Ordinario	40	C 35/45
Baggioli e ritegni	XC4	C 32/40	Aggressivo	50	C 35/45
Elevazioni pile	XC4 XF1	C 32/40	Aggressivo	50	C 35/45
Elevazioni spalle	XC4 XF1	C 32/40	Aggressivo	50	C 32/40
Fondazioni pile e spalle	XC2	C 25/30	Ordinario	40	C 25/30
Pali e diaframmi di fondazione	XC2	C 25/30	Ordinario	60	C 25/30

Tabella 3.1 – Classi di cls e copriferri minimi

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Grandezza		u.m.	C25/30	C30/37	C32/40	C35/45
resistenza caratteristica a compressione	$f_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	25,00	30,00	32,00	35,00
resistenza di progetto a compressione	$f_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	14,17	17,00	18,13	19,83
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk}$	N/mm <sup>2</sup>	1,80	2,00	2,12	2,25
tensione di aderenza cls-armatura	$f_{bd}$	N/mm <sup>2</sup>	2,70	3,00	3,18	3,37
tensione massima di compressione (comb. rara)	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	15,00	18,00	19,20	21,00
tensione massima di compressione (comb. quasi perm.)	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	11,25	13,50	14,40	15,75
modulo elastico medio istantaneo	$E_m$	N/mm <sup>2</sup>	31476	32836	33346	34077

Tabella 3.2 - grandezze meccaniche relative al cls

## 3.2 Acciaio

### 3.2.1 Armature per c.a. – Acciaio B 450 C

Si utilizzano per le armature degli elementi in c.a. la seguente tipologia di acciaio:

Acciaio tipo: B450 C Saldabile controllato in stabilimento

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio d'armatura utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Proprietà		Requisito
Limite di snervamento	$f_y$	$\geq 450$ MPa
Limite di rottura	$f_t$	$\geq 540$ MPa
Allungamento totale al carico massimo	$A_{gt}$	$\geq 7.5\%$
Rapporto	$f_t/f_y$	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto	$f_y \text{ misurato} / f_y \text{ nom}$	$\leq 1,25$

### 3.2.2 Carpenteria metallica – Classe S355

Si utilizzano per le strutture metalliche del viadotto i seguenti tipi di acciaio:

Elementi saldati di spessore fino a 40mm                      S355J2G3  
 Elementi saldati di spessore superiore a 40mm                S355K2G3  
 Elementi non saldati    S355JO

In conformità a quanto sopra, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio da carpenteria utilizzate nell'analisi/verifiche sono le seguenti:

Resistenza di calcolo ( $t < 40$ mm)                       $f_d = 355$  N/mm<sup>2</sup>  
 Resistenza di calcolo ( $t > 40$ mm)                       $f_d = 335$  N/mm<sup>2</sup>  
 Modulo elastico     $E_s = 210000$  N/mm<sup>2</sup>

**4 ELABORATI DI RIFERIMENTO***DESCRIZIONE**CODICE*IV00 – CAVALCAFERROVIA TIPOLOGICO*PRESCRIZIONI MATERIALI E NOTE GENERALI**STRADE CATEGORIA F2 – CARPENTERIA IMPALCATO – DETTAGLI**RITEGNI SISMICI – DETTAGLI E POSIZIONAMENTO CUSCINETTI**CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO – CONTROPIASTRE SUPERIORI PER DISPOSITIVI DI APPOGGIO**SCHEMA FISSAGGIO PER MONTAGGIO DISPOSITIVI DI APPOGGIO**SOLLEVAMENTO DEGLI IMPALCATI*

INOR11EE24TV0000001

INOR11EE2BZIV00A5001

INOR11EE2BYV00A4001

INOR11EE2BZIV00A5004

INOR11EE2DZIV00A5001

INOR11EE2BCV00A1001

IV42 – CAVALCAFERROVIA FERALPI – PK 114+576.198*RELAZIONE TECNICA GENERALE CAVALCAFERROVIA**RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**RELAZIONE SUL COMPORTAMENTO SISMICO DELL'OPERA, APPOGGI, RITEGNI SISMICI E GIUNTI DI DILATAZIONE**RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO**PIANTA FONDAZIONI E PIANTE IMPALCATO**SEZIONE LONGITUDINALE, PROSPETTO LONGITUDINALE E SEZIONE TRASVERSALE**PIANTA TRACCIAMENTO SOTTOSTRUTTURE E PLINTI DI FONDAZIONE**CARPENTERIA SPALLA A**CARPENTERIA SPALLA B**ARMATURA PALI DI FONDAZIONE SPALLE**ARMATURA SPALLA A – TAV. 1/2**ARMATURA SPALLA A – TAV. 2/2**ARMATURA SPALLA B – TAV. 1/2**ARMATURA SPALLA B – TAV. 2/2**ARMATURA BAGGIOLI E RITEGNI ANTISISMICI SU SPALLE**DISPOSITIVI DI APPOGGIO E GIUNTI**CARPENTERIA IMPALCATO – DETTAGLI ED ARREDO**CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO – DISEGNO D'ASSIEME**CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO – SEZIONE TRASVERSALE E DETTAGLI**CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO – TRAVERSI**LASTRE TRALICCIATE IMPALCATO – TAV. 1/2**LASTRE TRALICCIATE IMPALCATO – TAV. 2/2**ARMATURA SOLETTA IMPALCATO**FASI COSTRUTTIVE. Tavola 1/2**FASI COSTRUTTIVE. Tavola 2/2**CORDOLI PORTABARRIERA SU TERRAPIENO IN CORRISPONDENZA SPALLA A**RELAZIONE GEOTECNICA**PROFILO STRATIGRAFICO*

INOR11EE2ROV42A0001

INOR11EE2CLIV42A6001

INOR11EE2CLIV42A0001

INOR11EE2CLIV42A5001

INOR11EE2P9IV42A0001

INOR11EE2PZIV42A0001

INOR11EE2PZIV42A3001

INOR11EE2BZIV42A6001

INOR11EE2BZIV42A6002

INOR11EE2BZIV42A3001

INOR11EE2BBIV42A6001

INOR11EE2BZIV42A6003

INOR11EE2BBIV42A6002

INOR11EE2BZIV42A6004

INOR11EE2BCIV42A6001

INOR11EE2BZIV42A5001

INOR11EE2BZIV42A8001

INOR11EE2BZIV42A5002

INOR11EE2BZIV42A5003

INOR11EE2BZIV42A5004

INOR11EE2BZIV42A5005

INOR11EE2BZIV42A5006

INOR11EE2BZIV42A5007

INOR11EE2BZIV42A1001

INOR11EE2BZIV42A1002

INOR11EE2BZIV4208001

INOR11EE2RBIV4200001

INOR11EE2F9IV4200001

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV 42A 0 001

Rev.  
A

Foglio  
10 di 31

## 5 SOFTWARE DI CALCOLO

Il codice di calcolo utilizzato è Straus7, programma di modellazione strutturale agli elementi finiti di comprovata validità. Il codice è stato utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni derivanti dalle analisi statiche e dinamiche dell'opera. I risultati delle sollecitazioni sono stati controllati manualmente a campione mediante metodi semplificati per verificare l'ordine di grandezza dei risultati.



### 6.2.2 Deformazioni impresse

Variazioni termiche ( $\varepsilon_2$ )

Per i calcoli relativi alle sottostrutture verrà applicata all'impalcato una variazione termica uniforme pari a:

$$\Delta T = 30,00 \text{ }^\circ$$

I dispositivi di appoggio in elastomero armato previsti per l'opera in oggetto trasmettono agli elementi di sostegno un'azione orizzontale proporzionale alla loro rigidità ed allo scorrimento massimo dovuto a deformazioni lente corrispondenti alla dilatazione termica dell'impalcato.

L'accorciamento dovuto ad escursione termica tra due punti A e B dell'impalcato è dato dalla seguente espressione:

$$dL_{AB} = L_{AB} \cdot \alpha \cdot dT$$

dove si assume:

$L_{AB}$  = distanza tra la spalla e il baricentro delle rigidità degli appoggi

$\alpha$  = coefficiente di dilatazione termica

$dT$  = variazione termica

Considerando i valori delle rigidità orizzontali in condizioni di esercizio dei dispositivi previsti e la lunghezza dell'impalcato interessato da una variazione termica di 30°C, il programma calcola l'azione orizzontale conseguente alla suddetta deformazione termica.

$$H_{el} = n \cdot dL_{AB} \cdot k$$

dove si assume:

$n$  = numero dei dispositivi sulla pila

$k$  = rigidità orizzontale di ciascun dispositivo.

Per i calcoli relativi all'impalcato verrà applicata all'impalcato una variazione termica differenziale tra trave e soletta pari a:

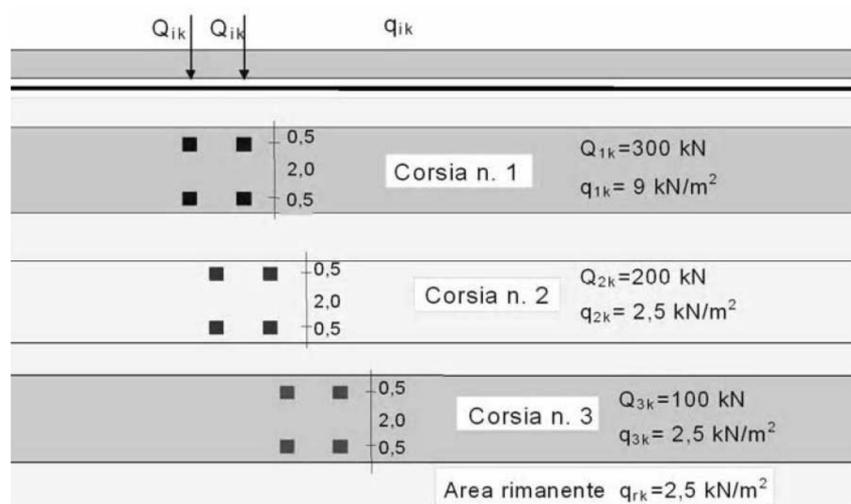
$$\Delta T = 10,00 \text{ }^\circ$$

### 6.2.3 Azioni variabili da traffico ( $q_1$ )

Relativamente ai carichi mobili si fa riferimento a quanto prescritto dal NTC 2008 "Norme tecniche per le costruzioni" al punto 5.1.3.3. Compatibilmente con la larghezza della carreggiata, si sono individuate le corsie convenzionali, su cui transitano gli schemi di carico previsti dalla normativa e i due marciapiedi su cui transita la folla.

Le colonne di carico, come definite dalla normativa, presentano i seguenti valori:

POSIZIONE	Carico asse $Q_{ik}$ (kN)	Carico distribuito $q_{ik}$ (kN/m <sup>2</sup> )
Corsia convenzionale 1	300,00	9,00
Corsia convenzionale 2	200,00	2,50
Corsia convenzionale 3	100,00	2,50
Altre corsie	-	2,50
Folla	-	2,50



**Figura 6.1 - Schema dei carichi mobili.**

Le colonne dei carichi mobili vengono disposte, a partire da quella di entità massima, in adiacenza al cordolo numero 2, definito come il cordolo di larghezza minore. Il numero di colonne di carico prese in considerazione è quello che determina le condizioni più sfavorevoli per i singoli elementi strutturali. Nello specifico, verranno analizzate diverse configurazioni di colonne a partire dal numero massimo possibile sulla sezione trasversale fino alla singola colonna (con diverse disposizioni), in modo da valutare sia le massime azioni in compressione sia quelle in trazione sugli appoggi.

Si riporta il riepilogo delle colonne di carico risultanti dall'analisi dei carichi accidentali effettuata.

Larghezza della carreggiata $w$	8,5	m
Larghezza corsia convenzionale	3	m
Numero max di corsie convenzionali	2	
Larghezza della zona rimanente $w_r$	2,5	m

Nel caso specifico si ricava la massima compressione sugli appoggi disponendo tutte le colonne di carico e la folla sui marciapiedi.

## 6.2.4 Azioni orizzontali longitudinali

### 6.2.4.1 Frenatura ( $q_3$ )

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale numero 1 e, per i ponti di prima categoria, è data dalla seguente espressione:

$$180\text{kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900\text{kN}$$

essendo  $w_1$  la larghezza della corsia ed  $L$  la lunghezza della zona caricata.

L'azione di frenamento totale massima per l'impalcato in oggetto risulta:

$$\text{azione di frenamento totale } q_3 \qquad 496.08 \qquad \text{kN}$$

Data la tipologia di vincolo si considera che alle sottostrutture venga trasmessa parte della suddetta azione secondo il rapporto tra la rigidità orizzontale dei dispositivi di ciascun elemento di sostegno e la somma delle rigidità orizzontali di tutti i dispositivi posti spalle.

## 6.2.5 Azioni orizzontali trasversali

### 6.2.5.1 Azione Centrifuga ( $q_4$ )

Il cavalcavia in oggetto è interamente in rettilineo, dunque l'azione centrifuga risulta nulla.

### 6.2.5.2 Azioni del vento ( $q_5$ )

Il testo unico NTC 2008 al punto 3.3, fornisce indicazioni per il calcolo della velocità di riferimento e della velocità media del vento. L'azione statica equivalente del vento è ricavabile, secondo quanto indicato dallo stesso documento, in funzione della velocità calcolata. Ai fini del calcolo delle sollecitazioni si fa riferimento al vento nella sola direzione perpendicolare all'asse principale dell'impalcato.

Le barriere fonoassorbenti rappresentano una superficie che, investita dal vento, induce un carico sulla struttura.

La pressione cinetica del vento è calcolata secondo quanto stabilito dalla normativa. Il calcolo è riportato di seguito:

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$ [1/s]
1	25	1000	0,01
$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])			164
$T_R$ (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_s (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$v_b (T_R = 50)$ [m/s]			25
$\alpha_R (T_R)$			1,00
$v_b (T_R) = v_b \cdot \alpha_R$ [m/s]			25,00



$p$ (pressione [kN/m <sup>2</sup> ] con $c_p$ unitario) = $q_b \cdot c_e \cdot c_s$	1,070
$q_b$ (pressione cinetica di riferimento [kN/m <sup>2</sup> ])	0,391
$c_e$ (coefficiente di esposizione)	2,738
$c_s$ (coefficiente di topografia)	1,00
$c_d$ (coefficiente dinamico)	1,00

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

Quota del punto considerato rispetto al suolo  
Distanza media dalla costa in linea d'aria

18 m  
150 km

(distanze negative per costruzioni in mare)

ZONE 1,2,3,4,5

A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

\* Categoria II in zona 1,2,3,4  
Categoria III in zona 5  
\*\* Categoria III in zona 2,3,4,5  
Categoria IV in zona 1

ZONA 6

A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8

A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

\* Categoria II in zona 6  
Categoria III in zona 7

ZONA 9

A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Categoria di esposizione	Classe di rugosità	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
II	D	0,19	0,05	4

$b$ [m]	$d_{tot}$ [m]	$C_{fx,0}$	$\alpha_1$ [°]	$K \alpha_1$	$\alpha_2$ [°]	$K \alpha_2$	$C_f$	$p$ [kN/m <sup>2</sup> ]
12.75	3.50	1.40	0.00	0.00	0.00	0.00	1.4	1.49
Parapetti solidi, barriere antirumore, barriere di sicurezza solide o traffico:							Curva b)	

Si assume cautelativamente una pressione del vento imposta pari a:  $p_v = 2.50 \text{ kN/m}^2$ .

La superficie esposta del vento è pari a 4.2m dati da:

- un mezzo transitante di 3m;
- altezza massima di traverso più soletta (considerando anche l'inclinazione).

Si considera pertanto un'azione lineare pari a:

$q = 2.50 \text{ kN/m}^2 * 4.2 \text{ m} = 10.5 \text{ kN/m}$ .

## 7 AZIONE SISMICA

### 7.1 Definizione dell'azione sismica

Per la definizione dell'azione sismica, occorre fissare la vita di riferimento dell'opera di (VR), a partire dalla vita nominale (VN) e la classe d'uso secondo la seguente relazione

$$V_R = V_N \cdot C_u$$

Nel caso specifico si ottiene:

<b>Classe d'uso</b>	III
<b>C<sub>u</sub></b>	1,5
<b>V<sub>N</sub></b>	100
<b>V<sub>R</sub></b>	150

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P<sub>VR</sub>, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente e il periodo di ritorno T<sub>R</sub>, espresso in anni, valgono:

Stato limite	P <sub>VR</sub> (%)	T <sub>R</sub> (anni)
<b>SLC</b>	5	2924
<b>SLV</b>	10	1424
<b>SLD</b>	63	151

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a<sub>g</sub>, F<sub>0</sub>, T<sub>c</sub><sup>\*</sup>.

a<sub>g</sub> → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

F<sub>0</sub> → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T<sub>c</sub><sup>\*</sup> → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S<sub>s</sub>) e dell'amplificazione topografica (S<sub>t</sub>);

I parametri spettrali per il calcolo dell'azione sismica vengono individuati sulla base del rischio sismico per la località considerata:

Stato limite	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub> <sup>*</sup>
<b>SLC</b>	0,281	2,456	0,290
<b>SLV</b>	0,232	2,474	0,283
<b>SLD</b>	0,097	2,476	0,256

Data l'ubicazione dell'opera, si assume la categoria topografica T1, mentre dalla relazione geotecnica si evince che può essere adottata la categoria di sottosuolo E. Si ottiene quindi (valido per SLV):

$$\begin{aligned}
 S_s &= 1,369 \\
 S_t &= 1,000 \\
 S &= S_s \cdot S_t = 1,369
 \end{aligned}$$

La risposta all'azione sismica viene calcolata separatamente per ciascuna delle componenti orizzontali, longitudinale e trasversale, e per quella verticale.

Per gli stati limite ultimi, ovvero di salvaguardia della vita e di collasso, lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, è lo spettro elastico, dove si sostituisce a  $\eta$  il valore  $1/q$ , in cui  $q$  è il fattore di struttura. Nel caso in esame di ponte isolato, si assume un fattore di struttura pari a 1.0, come ricavato dalla Tabella 7.9.I del D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni).

In accordo con la norma NTC (par. 7.10.5.3.2) lo spettro elastico va ridotto per il campo di periodo  $T \geq 0.8T_{is}$ . Il periodo della struttura isolata  $T_{is}$  risulta pari a circa 1.40s (vedere risultati analisi modale) pertanto  $0.8T_{is}$  è circa 1.40s.

Per periodi  $T < T_{is}$  lo spettro corrisponde allo spettro descritto nel paragrafo "Azione sismica" con smorzamento pari al 5%; per periodi  $T > T_{is}$  invece si assume per il coefficiente riduttivo  $\eta$  il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi_{esi}$  del sistema d'isolamento assunto pari a 15%.

Si riportano gli spettri di risposta orizzontali e verticali:

#### Spettro di risposta elastico – componente orizzontale

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

in cui si ha:

$\eta = 0.707$  corrispondente a uno smorzamento  $\zeta$  pari al 15%

$T_C = C_C T_C^*$

$T_B = T_C / 3$

$T_D = 4,0 a_g / g + 1,6$

Si riportano di seguito i diagrammi degli spettri per ciascuno degli Stati Limite indagati.

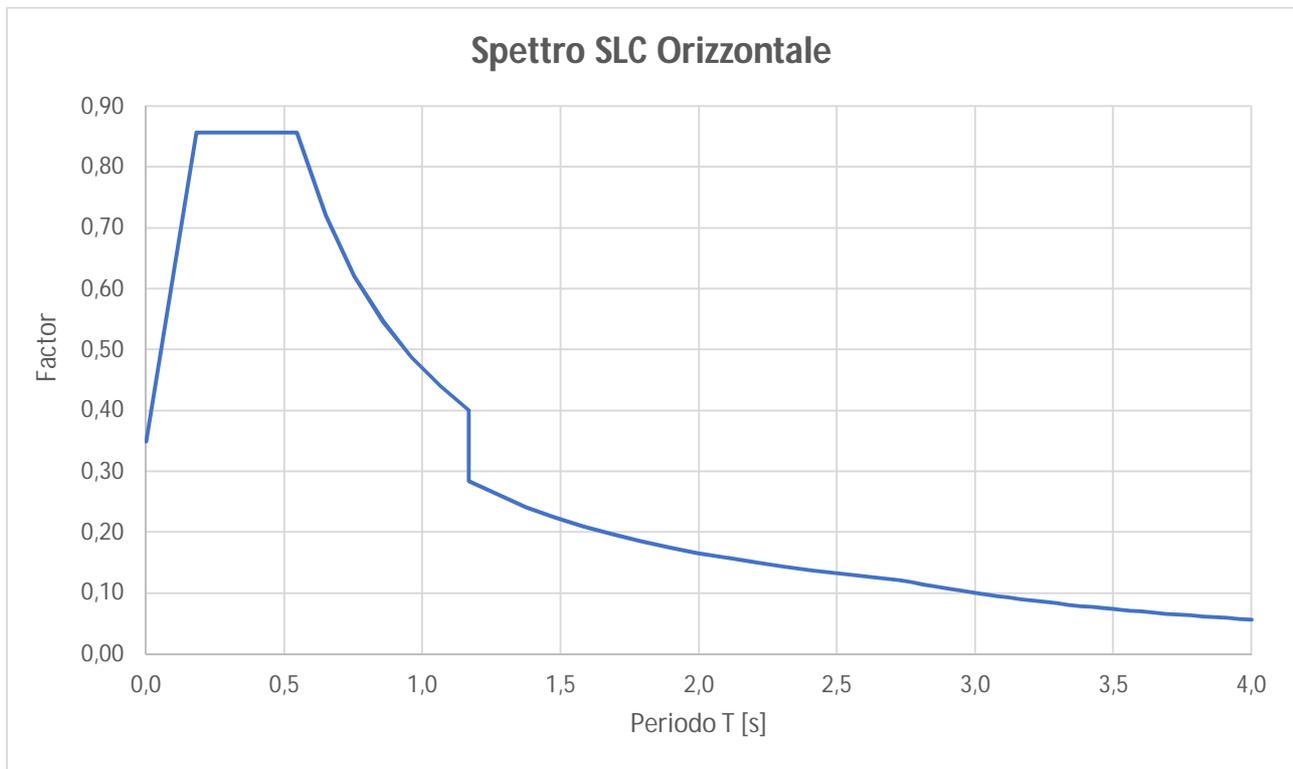


Figura 2 – Spettro orizzontale SLC

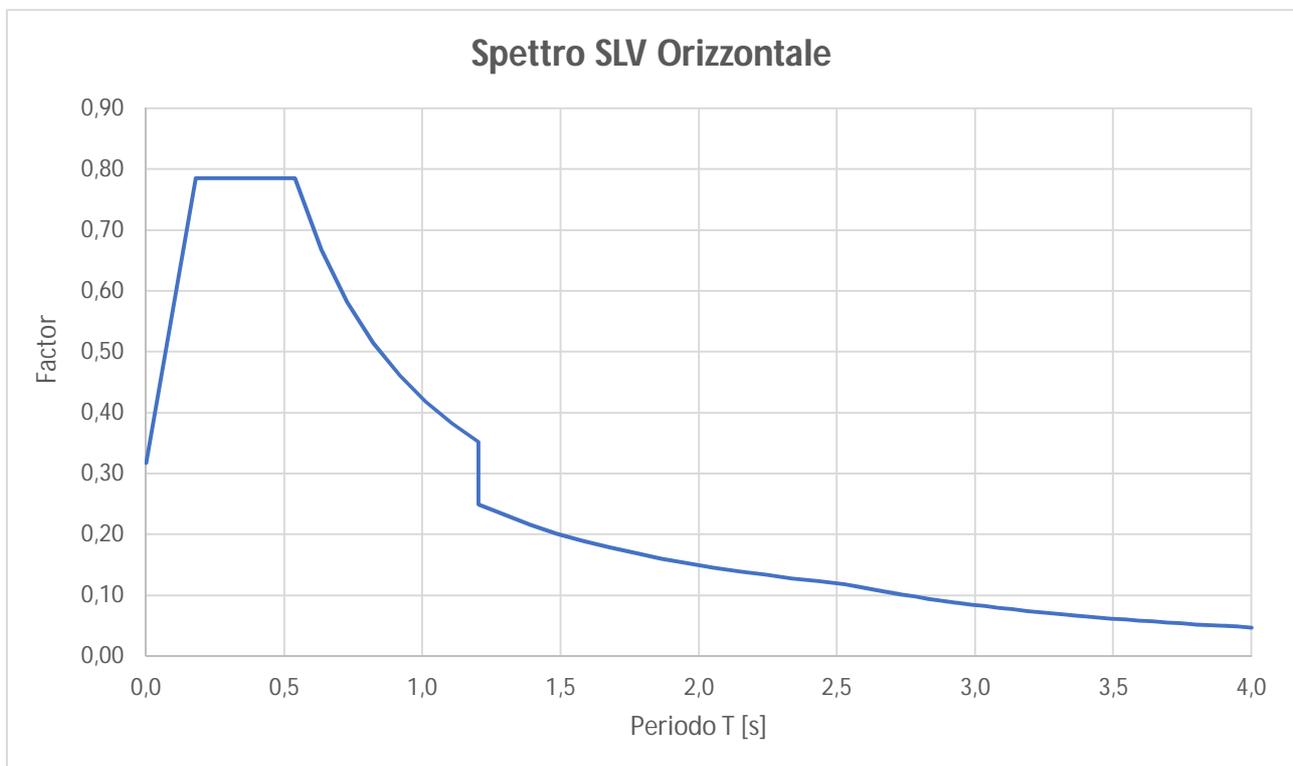
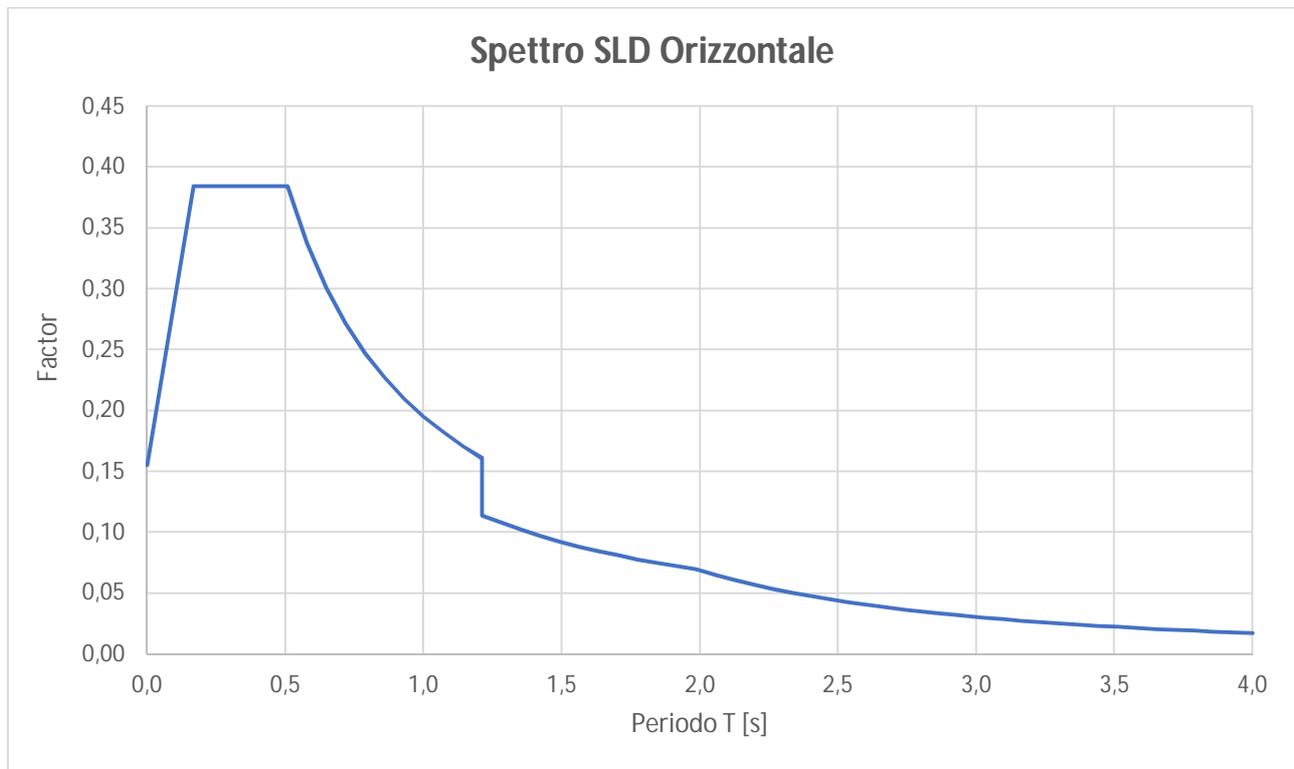


Figura 3 – Spettro orizzontale SLV



**Figura 4 – Spettro orizzontale SLD**

#### Spettro di risposta elastico – componente verticale

Lo spettro di risposta elastico della componente verticale è definito dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_V} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

in cui si ha:

$$F_V = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

$\eta=1$  corrispondente a uno smorzamento  $\zeta$  pari al 5%

I valori di  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  sono riportati nella tabella 3.2.VII del D.M.08 e valgono:

$$T_B = 0,05 \text{ s}$$

$$T_C = 0,15 \text{ s}$$

$$T_D = 1,00 \text{ s}$$

Si riportano di seguito i diagrammi degli spettri per ciascuno degli Stati Limite indagati.

### Spettro SLC Verticale

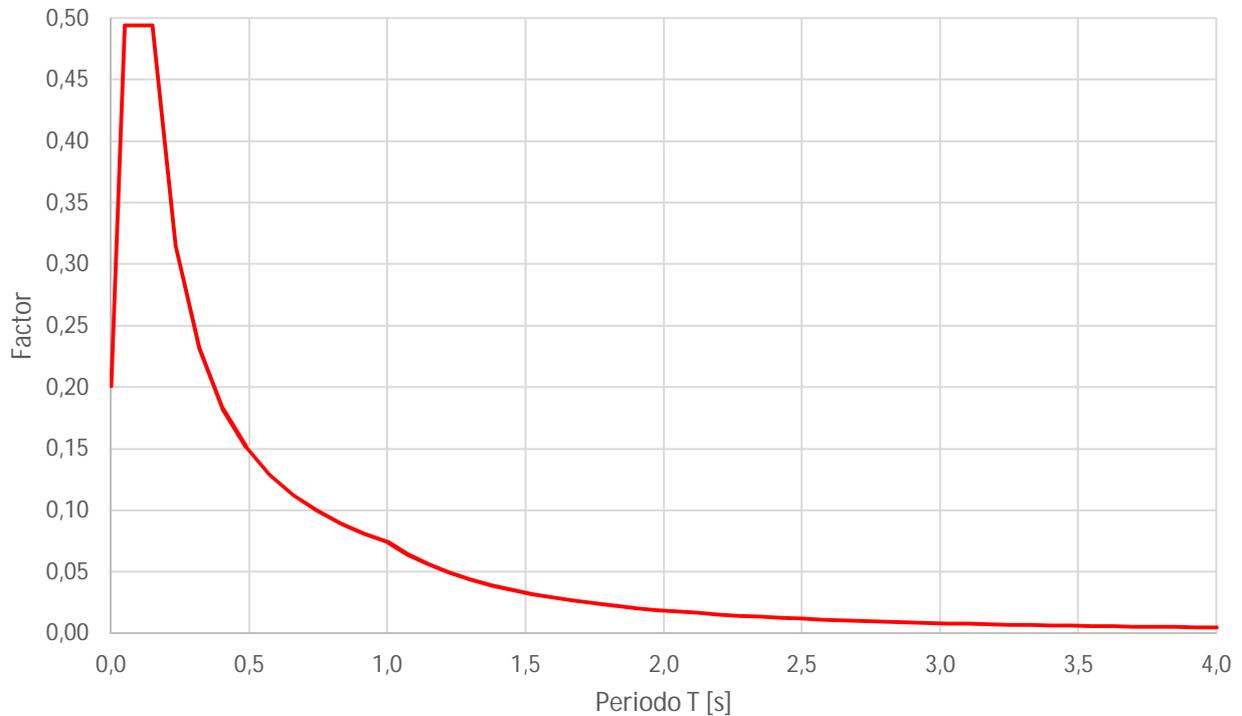


Figura 5 – Spettro verticale SLC

### Spettro SLV Verticale

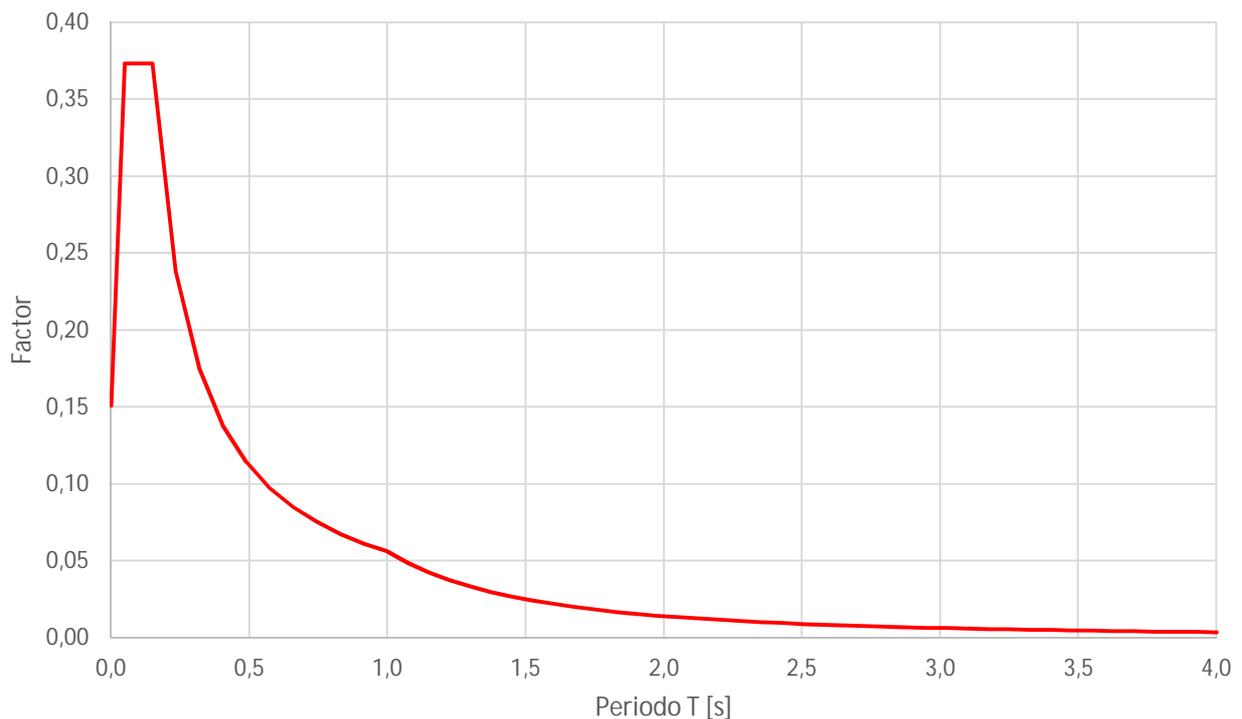


Figura 6 – Spettro verticale SLV

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV 42A 0 001

Rev.  
A

Foglio  
21 di 31

## 7.2 Combinazione dell'azione sismica

Poiché la risposta all'azione sismica viene calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti, gli effetti sulla struttura sono combinati successivamente applicando la seguente espressione:

$$1.00 \cdot E_x + 0.3 \cdot E_y + 0.3 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 del sovracitato *D.M. 14/01/2008*.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori del coefficiente  $\psi_{2i}$  sono quelli riportati nella tabella 2.5.I della norma; nel caso in oggetto si assume per i carichi dovuti al transito dei mezzi  $\psi_{2i} = 0$ .

## 8 SISTEMA DI VINCOLAMENTO

Il sistema di vincolamento previsto per il Cavalcavia è costituito da dispositivi di appoggio ed isolamento sismico in elastomero armato. Tali dispositivi, essendo caratterizzati da un ridotto valore della rigidità orizzontale, garantiscono un disaccoppiamento del moto orizzontale della struttura rispetto a quello del terreno ed una conseguente riduzione della risposta sismica della struttura; inoltre tali dispositivi sono dotati di una certa capacità dissipativa in funzione della miscela elastomerica utilizzata, indispensabile per minimizzare gli spostamenti della struttura isolata. Le caratteristiche dei dispositivi di appoggio, posti in corrispondenza delle spalle, vengono in primo luogo definite in funzione della portata verticale che tali elementi devono essere in grado di garantire e quindi in base alle azioni trasmesse dall'impalcato. La rigidità traslazionale dei dispositivi di isolamento  $k_h$  è proporzionale allo spessore totale  $t_e$  della gomma secondo l'espressione

$$k_h = G \cdot A / t_e$$

Il valore della rigidità traslazionale dei dispositivi è proporzionale al modulo di elasticità tangenziale  $G$ . Le mescole elastomeriche ad alto smorzamento di cui sono costituiti i dispositivi di isolamento sono caratterizzate da una sensibile variazione del modulo  $G$  al variare della deformazione. In particolare, il valore di  $G$  al disotto del 50% della deformazione massima di un dispositivo risulta circa 2,0 volte superiore al valore assunto da  $G$  per deformazioni più elevate. Di conseguenza il valore della rigidità traslazionale dei dispositivi in condizioni di esercizio risulta più elevata di quella in condizione sismica. Di seguito si anticipano i valori delle rigidità traslazionali dei dispositivi previsti in corrispondenza delle spalle e delle pile in condizioni di esercizio e sismiche. I valori di rigidità ridotta saranno utilizzati nell'analisi al fine della valutazione delle azioni sismiche, mentre i valori in condizione di esercizio si utilizzeranno nelle analisi statiche lineari. Mediante la modellazione sarà possibile valutare la ripartizione delle azioni orizzontali trasmesse dall'impalcato ai diversi elementi di sostegno. Nel seguito si riportano le rigidità dei dispositivi utilizzati.

	Kh dispositivi spalle
Condizioni di esercizio	6.56 kN/mm
Condizioni sismiche	3.28 kN/mm



## 9 MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI

Le analisi sono state svolte mediante un modello agli elementi finiti nel quale si è implementata la geometria, i carichi di tipo statico e gli spettri di progetto agenti nelle tre direzioni principali (x, y, z).

Il modello è in grado di descrivere tutti i gradi di libertà significativi caratterizzanti la risposta dinamica e riproduce le caratteristiche di inerzia e di rigidità della struttura, e di vincolo degli impalcati.

La descrizione del modello è riportata nella relazione di calcolo dell'impalcato.

Le analisi svolte sulla struttura sono:

- Analisi statica lineare per determinare gli effetti delle azioni di tipo statico;
- Determinazione dei modi di vibrare della struttura (analisi modale);
- Calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- Combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare.

Verranno presi in considerazione un numero di modi di vibrare la cui massa partecipante sia superiore all'85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi verrà utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo.

Il modello di calcolo è stato risolto con l'ausilio del software Straus7.

## 10 RISULTATI DELLE ANALISI

### 10.1 Analisi modale

Nella seguente tabella vengono riepilogati i dati fondamentali dell'analisi modale eseguita dal programma di calcolo; per ciascuno dei modi di vibrare presi in considerazione si riporta il periodo e la percentuale di massa partecipante, parziale e totale, nelle tre direzioni principali:

X: direzione parallela all'asse longitudinale del viadotto;

Y: direzione verticale;

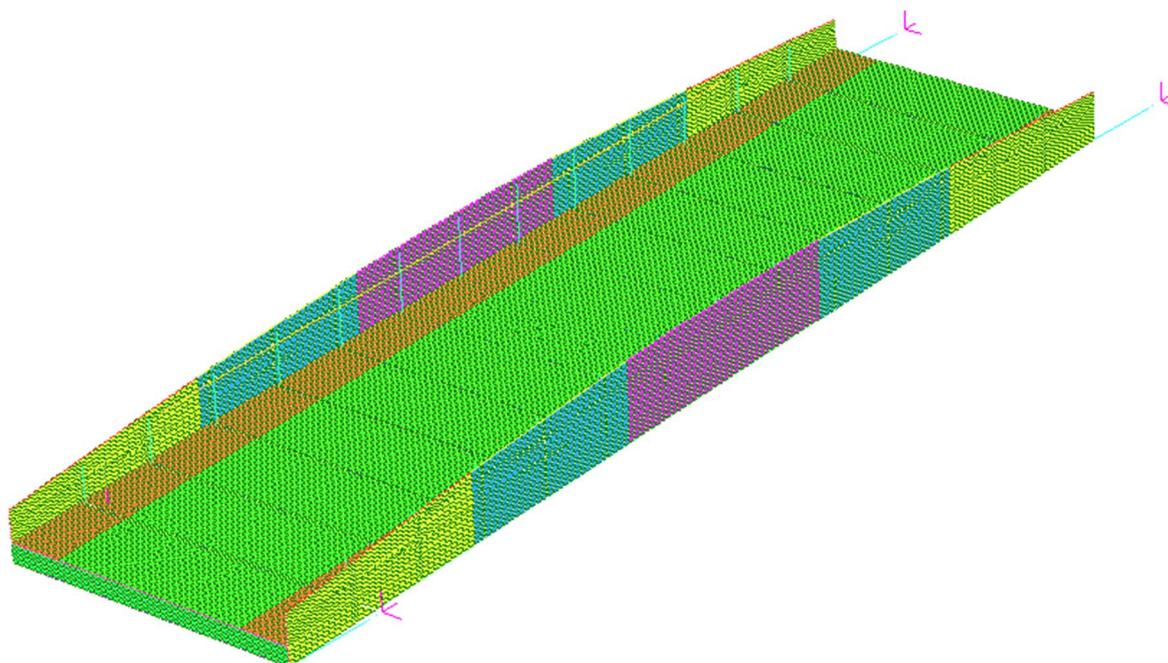
Z: direzione perpendicolare all'asse longitudinale del viadotto.

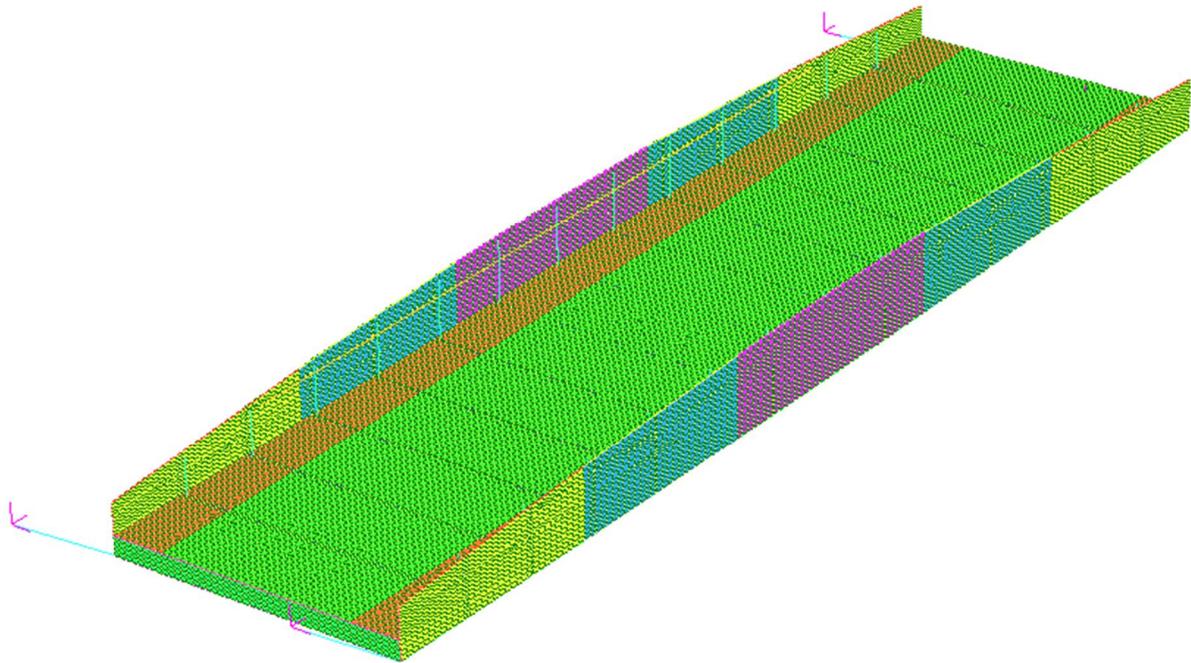
Si riportano nella tabella seguente i risultati principali dell'analisi modale effettuata

MODE PARTICIPATION FOR TRANSLATIONAL EXCITATION						
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	6.3775E-01	7.6848E+05	1.2340E+07	0.000	0.000	99.983
2	6.4384E-01	7.9552E+05	1.3019E+07	99.999	0.000	0.000
3	1.0983E+00	2.9360E+05	1.3983E+07	0.000	0.000	0.000
4	1.8133E+00	3.9299E+05	5.1012E+07	0.000	83.166	0.000
5	2.6068E+00	2.2433E+05	6.0183E+07	0.000	0.000	0.009
6	4.6654E+00	2.3113E+05	1.9861E+08	0.001	0.000	0.000
7	6.1156E+00	1.7043E+05	2.5165E+08	0.000	7.520	0.000
TOTAL TRANSLATIONAL MASS PARTICIPATION FACTORS				100.000	90.686	99.992

Si riportano anche le deformate amplificate per il primo modo di traslazione dell'impalcato (modo dominante) sia in direzione longitudinale sia in direzione trasversale:

- Modo 1 (0.64 Hz):



- Modo 2 (0.64 Hz):Criterio di attendibilità dei risultati:

L'attendibilità dei risultati scaturiti dall'analisi modale del modello FEM sopra descritto è stata verificata mediante semplici calcoli svolti secondo le regole di dinamica delle strutture.

Il sistema costituito dall'impalcato sui dispositivi di isolamento, infatti, equivale ad un oscillatore semplice di massa pari alla massa dell'impalcato e rigidità pari alla somma delle rigidità degli isolatori:

$$m_{TOT} = 50.4m * 166.86kN/m = 840974 \text{ kg}$$

$$K_{HTOT} = 4 \cdot \frac{3.28kN}{mm} = 1.312 \cdot 10^7 N/mm$$

Il periodo proprio di vibrare dell'oscillatore semplice di massa  $m$  e rigidità  $k$  è pari a:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{840974}{13120000}} = 1.59s$$

Mentre la frequenza risulta:

$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{1.59} = 0.63 \text{ Hz}$$

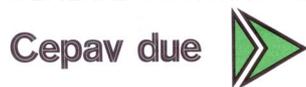
Il valore di frequenza/periodo così ottenuto è confrontabile al valore ricavato dall'analisi modale eseguita sul modello FEM.

## MODE PARTICIPATION FOR TRANSLATIONAL EXCITATION

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	6.3775E-01	7.6848E+05	1.2340E+07	0.000	0.000	99.983
2	6.4384E-01	7.9552E+05	1.3019E+07	99.999	0.000	0.000

Si può notare come le frequenze calcolate a mano e quelle calcolate con il programma di calcolo siano perfettamente coincidenti.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42A 0 001Rev.  
AFoglio  
26 di 31

## 10.2 Combinazioni di carico

### 10.2.1 Combinazioni di carico statiche

In condizioni statiche, i carichi permanenti e accidentali vengono combinati secondo la tabella seguente, definita al fine di ottenere le massime azioni e i massimi spostamenti in corrispondenza degli appoggi.

**COMBINAZIONI A1 STR Tab 5.1.V NTC08**

		G1,G2	q5 Vento	q1 Traffico	q3 Frenatura	q4 Centrifuga	ε <sup>3</sup> Azione termica	ε <sup>2</sup> Ritiro	ε <sup>4</sup> Cedimenti
<b>SLU</b>	<i>SLU 1</i>	1.35	1.5	1.0125	0	0	0.72	1.2	1.2
	<i>SLU 2</i>	1.35	0.9	1.35	0	0	0.72	1.2	1.2
	<i>SLU 3</i>	1.35	0.9	1.0125	1.35	0	0.72	1.2	1.2
	<i>SLU 4</i>	1.35	0.9	1.0125	0	1.35	0.72	1.2	1.2
	<i>SLU 5</i>	1.35	0.9	1.0125	0	0	1.2	1.2	1.2

### 10.2.2 Combinazioni di carico sismiche

In condizioni sismiche, separatamente per ciascun Stato Limite indagato (SLC, SLV, SLD), poiché la risposta all'azione sismica viene calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti (orizzontale longitudinale, orizzontale trasversale, verticale), gli effetti sulla struttura sono combinati successivamente applicando la seguente espressione:

$$E = 1.00 \cdot E_x + 0.3 \cdot E_y + 0.3 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi. Si ottengono le seguenti combinazioni di carico significative.

	<b>E<sub>x</sub></b>	<b>E<sub>y</sub></b>	<b>E<sub>z</sub></b>
<b>E 1</b>	1,00	0,30	0,30
<b>E 2</b>	0,30	1,00	0,30
<b>E 3</b>	0,30	0,30	1,00
<b>E 4</b>	-0,30	-0,30	-1,00

Alle combinazioni così ottenute verranno sommati gli effetti delle azioni permanenti e il 50% dell'azione termica, secondo l'espressione:

$$G_1 + G_2 + E + \psi_{21} Q_k$$

### 10.3 Azioni e spostamenti sugli appoggi

Nella seguente tabella vengono riepilogate le azioni massime e minime ottenute in corrispondenza dei dispositivi presenti su ciascun elemento di sostegno.

I simboli hanno i seguenti significati:

N: Carico verticale (il segno positivo indica l'azione verso il basso);

Hlong: Azione di taglio in direzione parallela all'asse longitudinale del viadotto

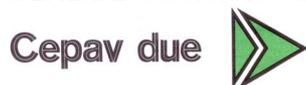
Htrasv: Azione di taglio in direzione perpendicolare all'asse longitudinale del viadotto

Si riportano prima le azioni elementari agenti sugli appoggi:

SPALLA A				
	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	2110	2110	0	0
Vento	50	-50	0	135.0
Traffico	1350	0	0	0
Frenatura	0	0	125	0
Azione termica	0	0	60	0
V) $0.3E_x + 0.3E_y + E_z \pm DT$	256	-256	145	125
L) $E_x + 0.3E_y + 0.3E_z \pm DT$	106	-106	435	125
T) $0.3E_x + E_y + 0.3E_z \pm DT$	142	-142	144	415

SPALLA B				
	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	2110	2110	0	0
Vento	50	-50	0	135.0
Traffico	1350	0	0	0
Frenatura	0	0	125	0
Azione termica	0	0	60	0
V) $0.3E_x + 0.3E_y + E_z \pm DT$	256	-256	145	125
L) $E_x + 0.3E_y + 0.3E_z \pm DT$	106	-106	435	125
T) $0.3E_x + E_y + 0.3E_z \pm DT$	142	-142	144	415

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 42A 0 001Rev.  
AFoglio  
28 di 31

Di seguito si riportano le sollecitazioni combinate agli SLU e agli SLC per gli appoggi in esame e i relativi spostamenti (calcolati con la rigidità statica agli SLU e con la rigidità sismica agli SLC):

Appoggio	COMBO	N max compr [kN]	N max traz [kN]	H long [kN]	H trasv [kN]	Hcomb [kN]	Spostamento Long [mm]	Spostamento Trasv [mm]
<b>Spalla A</b>	<i>SLU 1</i>	4290	2035	43	203	207	7	31
	<i>SLU 2</i>	4716	2065	43	122	129	7	19
	<i>SLU 3</i>	4260	2065	212	122	244	32	19
	<i>SLU 4</i>	4260	2065	43	122	129	7	19
	<i>SLU 5</i>	4260	2065	72	122	141	11	19
<b>Spalla B</b>	<i>SLU 1</i>	4290	2035	43	203	207	7	31
	<i>SLU 2</i>	4716	2065	43	122	129	7	19
	<i>SLU 3</i>	4260	2065	212	122	244	32	19
	<i>SLU 4</i>	4260	2065	43	122	129	7	19
	<i>SLU 5</i>	4260	2065	72	122	141	11	19
<b>Spalla A</b>	<i>SLC 1</i>	2366	1854	145	125	191	44	38
	<i>SLC 2</i>	2216	2004	435	125	453	133	38
	<i>SLC 3</i>	2252	1968	144	415	439	44	127
<b>Spalla B</b>	<i>SLC 1</i>	2366	1854	145	125	191	44	38
	<i>SLC 2</i>	2216	2004	435	125	453	133	38
	<i>SLC 3</i>	2252	1968	144	415	439	44	127

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV 42A 0 001

Rev.  
A

Foglio  
29 di 31

#### 10.4 Verifica dei dispositivi di vincolo

Per quanto riguarda le sollecitazioni di natura sismica, in accordo a quanto riportato al punto 7.10 del D.M. 2008, i dispositivi del sistema d'isolamento debbono essere in grado di sostenere, senza rotture, gli spostamenti valutati per un terremoto avente probabilità di superamento pari a quella prevista per lo SLC, al fine di garantire il soddisfacimento del requisito riguardante il livello superiore di sicurezza richiesto al sistema di isolamento rispetto alle altre parti costituenti l'opera.

Per un corretto funzionamento del sistema di isolamento, occorre che gli elementi della sottostruttura si mantengano in campo sostanzialmente elastico, sotto l'effetto delle azioni sismiche di progetto.

Tutte le verifiche sui dispositivi di appoggio sono riportate in appositi elaborati.

## 11 ESCURSIONI MASSIME DI GIUNTI E VARCHI

Si riportano di seguito gli spostamenti massimi in condizioni sismiche, provocati da una escursione termica di  $\pm 30^{\circ}\text{C}$  e dal sisma di progetto allo stato limite di collasso. Gli spostamenti in condizione sismica sono riferiti allo spettro elastico di progetto smorzato del 15% conformemente agli isolatori adottati.

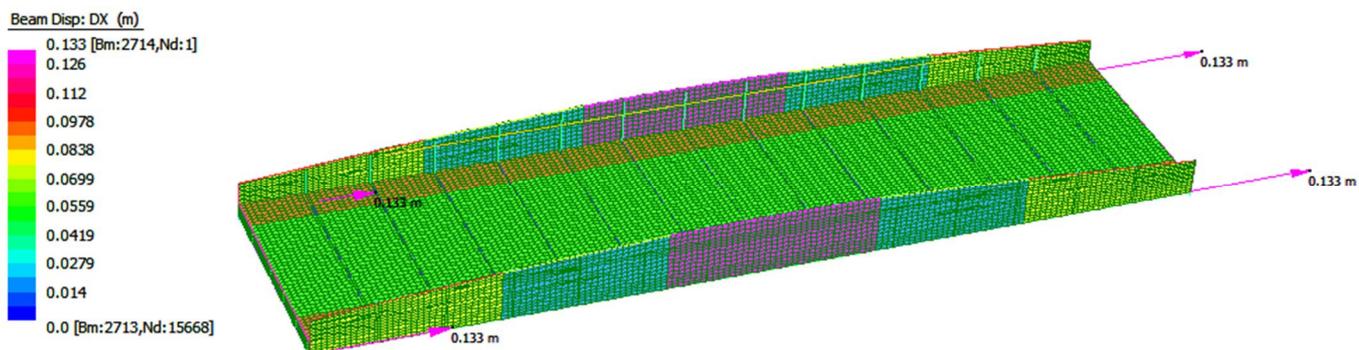
L'ampiezza del giunto si ottiene combinando l'azione sismica con coefficiente 1 e la variazione termica con coefficiente 0.50.

Il varco paraghiaia-soletta sarà progettato con la massima escursione prodotta in combinazione sismica SLC al fine di evitare il martellamento degli elementi strutturali

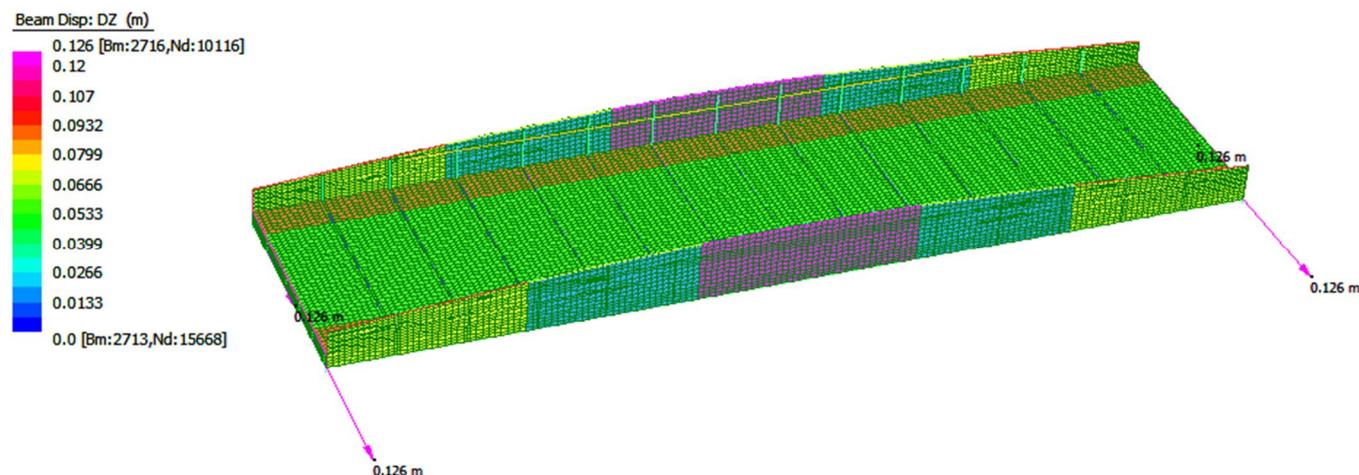
Anche i giunti saranno progettati tenendo in considerazione la massima escursione in combinazione sismica SLC. Qualora gli spostamenti trasversali siano maggiori rispetto agli spostamenti orizzontali, si terrà conto di questi (vedere paragrafo 10.3 sugli spostamenti degli appoggi agli SLC) per il dimensionamento del giunto, essendo gli spostamenti garantiti dal giunto in direzione trasversale simili agli spostamenti in direzione longitudinale.

Essendo dimensionante per gli spostamenti la condizione sismica SLC si riportano nelle immagini sottostanti gli spostamenti ottenuti dal modello di calcolo per il sisma principale in direzione longitudinale e trasversale. I valori combinati con anche il 50% dell'azione termica sono riportati nel paragrafo "Azioni e spostamenti degli appoggi".

### Direzione longitudinale:



### Direzione trasversale:



Lo spostamento massimo ricavato in precedenza vale 13.30:

Si assumono dunque varchi di ampiezza pari a 15.00cm e giunti con escursione pari a  $\pm 14.00\text{cm}$ .

**12 SOLLEVAMENTO DELL'IMPALCATO**

Si riportano nel presente paragrafo le portate utili dei martinetti su ciascun elemento di sostegno (spalla). Le sollecitazioni gravanti su ciascun martinetto sono le medesime ricavate per gli appoggi (vedere paragrafo sopra).

<b>SPALLA A</b>	
	N [kN]
Pesi Propri	2110
Vento	50
<b>TOT</b>	<b>2160</b>
CARICO DA SOLLEVARE	2500
n° martinetti ad appoggio	1
<b>PORTATA UTILE MARTINETTO</b>	<b>2700</b>
n° tot martinetti	2

<b>SPALLA B</b>	
	N [kN]
Pesi Propri	2110
Vento	50
<b>TOT</b>	<b>2160</b>
CARICO DA SOLLEVARE	2500
n° martinetti ad appoggio	1
<b>PORTATA UTILE MARTINETTO</b>	<b>2700</b>
n° tot martinetti	2