

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**

**IV35 - CAVALCAFERROVIA CASCINA PERGOLA VECCHIA-PK 125+738,979**  
**Relazione sul comportamento sismico dell'opera, appoggi, ritegni sismici e giunti di dilatazione**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due	
Data: _____	Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERAVDISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 1	E	E 2	C L	I V 3 5 A 0	0 0 1	B

PROGETTAZIONE								IL PROGETTISTA
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	
A	Emissione	Montecroci <i>Luca Piacentini</i>	28/03/19	Piacentini <i>Luca Piacentini</i>	28/03/19	Liani	28/03/19	
B	Revisione a seguito istr. IF INOR11E26ISIV3500001A	Montecroci <i>Luca Piacentini</i>	17/01/22	Piacentini <i>Luca Piacentini</i>	17/01/22	Liani	17/01/22	
C								

CIG. 751447334A      File: INOR11EE2CLIV35A0001B\_10.docx



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

CUP: F81H9100000008

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL IV 35A 0 001	Rev. B	Foglio 2 di 53
---------	------------------	-------------	--	-----------	-------------------

**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	Armatore 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	Cedimenti degli appoggi ( $\epsilon_4$ ).....	13
6.2.4	Azioni variabili da traffico ( $q_1$ ).....	13
6.2.5	Azioni orizzontali longitudinali .....	14
6.2.5.1	Frenatura ( $q_3$ ).....	14
6.2.6	Azioni orizzontali trasversali.....	14
6.2.6.1	Azione Centrifuga ( $q_4$ ).....	14
6.2.6.2	Azioni del vento ( $q_5$ ).....	15
7	AZIONE SISMICA.....	17
7.1	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA .....	17
7.2	COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA .....	27

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 35A 0 001Rev.  
BFoglio  
3 di 53

8	SISTEMA DI VINCOLAMENTO .....	28
9	MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI.....	32
10	RISULTATI DELLE ANALISI .....	34
10.1	ANALISI MODALE .....	34
10.2	COMBINAZIONI DI CARICO.....	41
10.2.1	<i>Combinazioni di carico statiche</i> .....	41
10.2.2	<i>Combinazioni di carico sismiche</i> .....	41
10.3	AZIONI E SPOSTAMENTI SUGLI APPOGGI .....	42
10.3.1	<i>Lower Bound</i> .....	42
10.3.2	<i>Nominale</i> .....	44
10.3.3	<i>Upper Bound</i> .....	45
10.4	SPOSTAMENTI SUGLI APPOGGI ALL'SLV .....	46
10.5	VERIFICA DEI DISPOSITIVI DI VINCOLO .....	47
10.6	ROTAZIONE APPOGGI .....	48
11	ESCURSIONI MASSIME DI GIUNTI E VARCHI.....	49
12	SOLLEVAMENTO DELL'IMPALCATO .....	52
13	AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO ALLE SOTTOSTRUTTURE .....	53
13.1	AZIONI TRASMESSE ALLA PILA 1.....	53

## 1 PREMESSA E DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione riguarda il cavalcaferrovia denominato "Cavalcaferrovia Cascina Pergola Vecchia – IV35" che sovrappassa la futura linea AV/AC Milano-Verona in prossimità della progressiva 125+738,979.

In particolare, il presente documento riporta i calcoli di dimensionamento e verifica degli elementi strutturali costituenti le pile dell'opera in oggetto.

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 3.70m (1.85m ognuno).

Il cavalcaferrovia, di lunghezza complessiva di 117.60m, è costituito da 2 campate con luce di 58.80m.

L'impalcato è della tipologia mista "acciaio-calcestruzzo" costituito da 2 travi a "doppio T" in acciaio di altezza variabile e soletta in calcestruzzo armato gettato in opera di spessore variabile da 0.22m a 0.30m. Le due travi sono collegate in campata, sulle pile e sulle spalle da diaframmi a parete piena.

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 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 Ø1500 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.

Le pile sono realizzate tramite due setti in c.a, di spessore 1.20m e larghezza 4.40m. Le dimensioni in altezza sono determinate dall'andamento altimetrico del tracciato stradale e dallo spessore dell'impalcato.

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>	58.80	5.50	12 pali 1500
<b>P1</b>	58.80	7.90	8 pali 1500
<b>SpB</b>		6.00	12 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”.

### 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>



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 35A 0 001Rev.  
BFoglio  
9 di 53

#### 4 ELABORATI DI RIFERIMENTO

Gli elaborati inerenti all'opera in oggetto sono elencati di seguito.

##### IV00 - CAVALCAVIA TIPOLOGICO

INOR	11	E	E2	4	T	IV	00	0	0	001	Prescrizioni materiali e note generali
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	00	A	5	001	Strade Categoria F2 - Carpenteria impalcato - Dettagli
INOR	11	E	E2	B	Y	IV	00	A	4	001	Ritegni sismici - Dettagli e posizionamento cuscinetti
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	00	A	5	004	Carpenteria metallica impalcato - Contropiastre superiori per dispositivi di appoggio
INOR	11	E	E2	B	C	IV	00	A	1	001	Sollevamento degli impalcati
INOR	11	E	E2	B	C	IV	00	A	4	001	Armatura baggioli e ritegni antisismici su Pile. Tipo A
INOR	11	E	E2	B	C	IV	00	A	4	002	Armatura baggioli e ritegni antisismici su Pile. Tipo B
INOR	11	E	E2	D	Z	IV	00	A	5	001	Schema fissaggio per montaggio dispositivi di appoggio

##### DESCRIZIONE

##### CODICE

###### IF00 - ELABORATI DI TRACCIAMENTO LINEA AV/AC

RELAZIONE TECNICA DEL TRACCIAMENTO

PLANIMETRIA DI TRACCIAMENTO LINEA AC DA KM 123+000,000 A KM 127+500,000 TAV. 5

PROFILO LONGITUDINALE DI TRACCIAMENTO LINEA AC DA KM 121+800,000 A KM 130+800,000 TAV. 3

INOR10EE2R0IF0000001  
INOR10EE2P5IF0000005  
INOR10EE2F5IF0000003

###### IV00 - CAVALCAFERROVIA TIPOLOGICO

PRESCRIZIONI MATERIALI E NOTE GENERALI

RITEGNI SISMICI - DETTAGLI E POSIZIONAMENTO CUSCINETTI

SCHEMA FISSAGGIO PER MONTAGGIO DISPOSITIVI DI APPOGGIO

SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE - CADITONA CON BOCCACCIO

SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE - ELEMENTO DI DISCONNESSIONE TIPO C

ARREDO IMPALCATO - RETE DI PROTEZIONE

ARREDO IMPALCATO - PARAPETTO PEDONALE H.110CM

RELAZIONE DI CALCOLO RETE DI PROTEZIONE E PARAPETTO

MESSA A TERRA E PREDISPOSIZIONE PER LA PROTEZIONE DALLE CORRENTI VAGANTI

DISEGNO D'INSIEME

INOR11EE24TV0000001  
INOR11EE2B1V0004001  
INOR11EE2D2V00045001  
INOR11EE2B1V00048001  
INOR11EE2B2V00048003  
INOR11EE2B2V00048001  
INOR11EE2B2V00048002  
INOR11EE2CLV00048001

###### IV00 - RAMPE CAVALCAFERROVIA TIPOLOGICO

ZONE DI TRANSIZIONE RILEVATO-CAVALCAFERROVIA

RELAZIONE DI VERIFICA DELLE PAVIMENTAZIONI STRADALI

INOR11EE2WBV0000001  
INOR11EE2R0V0007001

###### GF00 - GEOLOGIA E GEOTECNICA

PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO CON APPARECCHIATURE DI GRANDE DIMENSIONE

INOR11EE2R0GE0000002

##### IV35 - CAVALCAFERROVIA CASCINA PERGOLA VECCHIA - PK 125+738,979

CODICE											DESCRIZIONE
INOR	11	E	E2	F	Z	IV	35	0	0	001	Profilo stratigrafico
INOR	11	E	E2	R	O	IV	35	A	0	001	Relazione tecnica generale cavalcaferrovia
INOR	11	E	E2	C	L	IV	35	A	6	001	Relazione di calcolo spalle
INOR	11	E	E2	C	L	IV	35	A	4	001	Relazione di calcolo pila P1
INOR	11	E	E2	C	L	IV	35	A	0	001	Relazione sul comportamento sismico dell'opera, appoggi, ritegni sismici e giunti di dilatazione
INOR	11	E	E2	C	L	IV	35	A	5	001	Relazione di calcolo impalcato
INOR	11	E	E2	P	9	IV	35	A	0	001	Pianta fondazioni e pianta impalcato
INOR	11	E	E2	P	Z	IV	35	A	0	001	Sezione longitudinale, prospetto longitudinale e sezioni trasversali
INOR	11	E	E2	P	Z	IV	35	A	3	001	Pianta tracciamento sottostrutture e plinti di fondazione
INOR	11	E	E2	P	Z	IV	35	0	1	001	Pianta scavi
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	6	001	Carpenteria spalla A
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	6	002	Carpenteria spalla B
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	4	001	Carpenteria pila P1
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	3	001	Armatura pali di fondazione spalle

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 35A 0 001Rev.  
BFoglio  
10 di 53

## IV35 - CAVALCAFERROVIA CASCINA PERGOLA VECCHIA - PK 125+738,979

CODICE											DESCRIZIONE
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	3	002	Armatura pali di fondazione pila P1
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	3	003	Armatura plinto di fondazione pila P1
INOR	11	E	E2	B	B	IV	35	A	6	001	Armatura Spalla A - tav. 1/2
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	6	003	Armatura Spalla A - tav. 2/2
INOR	11	E	E2	B	B	IV	35	A	6	002	Armatura Spalla B - tav. 1/2
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	6	004	Armatura Spalla B - tav. 2/2
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	4	003	Armatura fusto pila P1
INOR	11	E	E2	B	C	IV	35	A	6	001	Armatura baggioli e ritegni antisismici su Spalle
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	5	001	Dispositivi di appoggio e giunti
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	5	002	Carpenteria metallica impalcato - Disegno d'assieme
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	5	003	Carpenteria metallica impalcato - Travi principali
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	5	006	Carpenteria metallica impalcato - Traversi
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	5	008	Lastre tralicciate impalcato
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	5	012	Armatura soletta impalcato
INOR	11	E	E2	B	8	IV	35	A	1	003	Fasi costruttive
INOR	11	E	E2	R	O	IV	35	C	0	001	Relazione tecnica generale rampe
INOR	11	E	E2	P	7	IV	35	0	0	001	Planimetria stato di fatto
INOR	11	E	E2	P	7	IV	35	0	0	002	Planimetria di progetto
INOR	11	E	E2	P	Z	IV	35	0	0	001	Planimetria di tracciamento
INOR	11	E	E2	F	7	IV	35	0	0	001	Profilo longitudinale. Asse principale
INOR	11	E	E2	D	7	IV	35	0	0	001	Diagramma di visuale libera e velocità
INOR	11	E	E2	P	7	IV	35	0	B	001	Planimetria segnaletica
INOR	11	E	E2	P	7	IV	35	0	B	002	Planimetria barriere di sicurezza
INOR	11	E	E2	R	I	IV	35	0	8	001	Smaltimento acque meteoriche. Relazione idrologica e idraulica
INOR	11	E	E2	P	Z	IV	35	0	8	001	Smaltimento acque meteoriche. Planimetria e dettagli
INOR	11	E	E2	R	B	IV	35	0	0	001	Relazione Geotecnica
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	5	013	Carpenteria impalcato - Dettagli ed arredo
INOR	11	E	E2	B	Z	IV	35	A	5	014	Carpenteria metallica impalcato - Dettaglio saldature

## 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 ANALISI DEI CARICHI

### 6.1 Dati geometrici dell'impalcato

Si riporta di seguito il riepilogo delle caratteristiche geometriche dell'impalcato, necessarie a definire le azioni permanenti e variabili che agiscono sul ponte.

Larghezza carreggiata	8,50 m
Larghezza pavimentazione	8,50 m
Larghezza cordolo 1	1,85 m
Larghezza cordolo 2	1,85 m
Spessore medio soletta	0,24 m
Spessore pavimentazione	0,11 m
Spessore medio cordoli	0,17 m
Lunghezza totale impalcato	265,00 m

### 6.2 Azioni trasmesse dall'impalcato

#### 6.2.1 Azioni permanenti

Dalle valutazioni dei carichi permanenti risulta:

##### *Pesi strutturali:*

Struttura in acciaio: $(4.50 \times 11.25) = 50.63$ kN/m	<b>si assume</b>	<b>50.63 kN/m</b>
Soletta in calcestruzzo: $(25 \times 11.25 \times 0.23) = 64.70$ kN/m	<b>si assume</b>	<b>64.70 kN/m</b>
		-----
Totale pesi strutturali		<b>115.33 kN/m</b>
Pesi strutturali su ogni trave		<b>57.66 kN/m</b>

##### *Permanenti portati:*

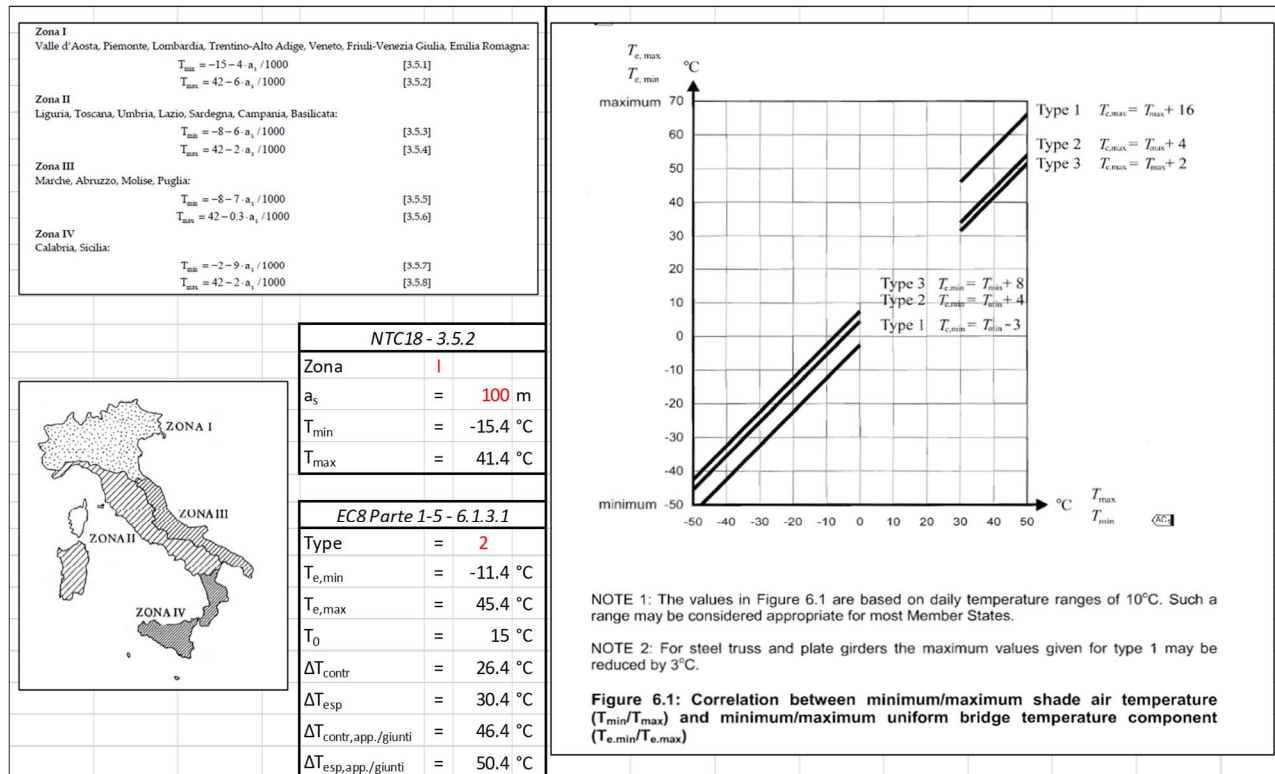
Pavimentazione: $(2.40 \times 7.00) = 16.80$ kN/m	<b>si assume</b>	<b>16.80 kN/m</b>
Cordoli: $2 \times (25.00 \times 0.393) = 19.65$ kN/m	<b>si assume</b>	<b>19.65 kN/m</b>
Barriere+parapetto: $2 \times 2.50 = 5.00$ kN/m	<b>si assume</b>	<b>5.00 kN/m</b>
		-----
Totale finiture		<b>41.45 kN/m</b>
Finiture su ogni trave		<b>20.73 kN/m</b>

Si assume un peso totale pari a 160 kN/m.

### 6.2.2 Deformazioni impresse

Variazioni termiche ( $\epsilon_2$ )

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



I dispositivi di appoggio in elastomero armato previsti per l'opera in oggetto trasmettono agli elementi di sostegno un'azione orizzontale proporzionale alla loro rigidezza 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:

$$dL_{AB} = L_{AB} \cdot \alpha \cdot \Delta T$$

dove si assume:

$L_{AB}$  = distanza tra la pila e il baricentro delle rigidezze degli appoggi

$\alpha$  = coefficiente di dilatazione termica

$\Delta T$  = variazione termica

Considerando i valori delle rigidezze 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

$k$  = rigidezza 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 Cedimenti degli appoggi ( $\delta$ )

E' stato considerato un cedimento degli appoggi pari

$$\delta = \frac{1}{5000} L_M$$

dove  $L_m$  è il valore massimo della lunghezza delle due campate adiacenti all'elemento di sostegno oggetto di valutazione.

Per massimizzare le azioni indotte sulle sottostrutture, verranno implementati n.2 diversi casi di carico: ognuno di essi prevede l'applicazione del cedimento alle sottostrutture a gruppi alterni.

### 6.2.4 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

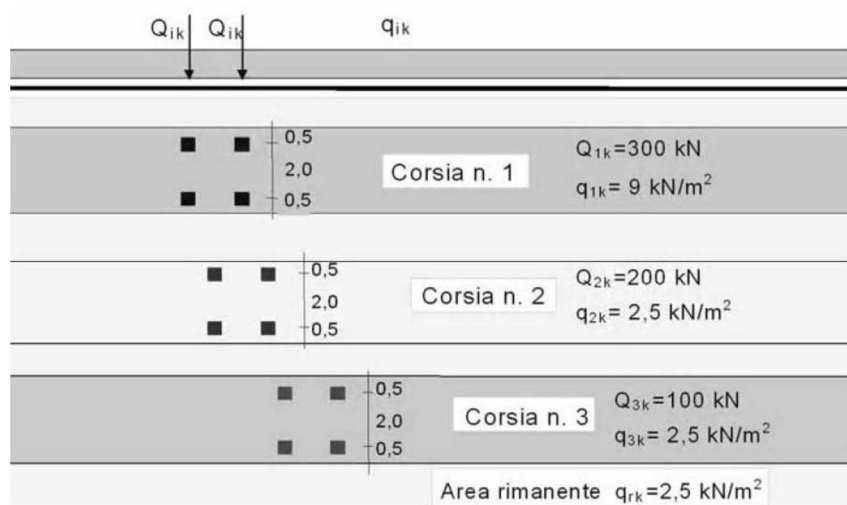


Figura 6.1 - Schema dei carichi mobili.

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.

La distribuzione trasversale che massimizza le azioni di compressione e trazione sui pali sarà studiata ed esplicitata nella relazione di calcolo delle pile.

Longitudinalmente i carichi accidentali distribuiti, sono stati disposti in combinazioni tali da massimizzare le azioni sulle singole sottostrutture, con le classiche configurazioni "a scacchiera" delle travi continue.

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 wr	2,5	m

Nel caso specifico si ricava la massima compressione sugli appoggi disponendo due colonne di carico (corsia convenzionale 1 e corsia convenzionale 2) in aggiunta alla folla sul cordolo 2. I valori dei carichi relativi alla corsia ed alla folla sono quelli riportati nella tabella sovrastante, mentre le rispettive eccentricità sono riportate di seguito (l'eccentricità è calcolata rispetto al baricentro della sezione trasversale della soletta, intesa come somma della larghezza della carreggiata e dei due cordoli):

Eccentricità 1° colonna di carico	2,750	m
Eccentricità 2° colonna di carico	-0,250	m
Eccentricità folla su cordolo 2	5,175	m

## 6.2.5 Azioni orizzontali longitudinali

### 6.2.5.1 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:

azione di frenamento totale $q_3$	900.00	kN
-----------------------------------	--------	----

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

## 6.2.6 Azioni orizzontali trasversali

### 6.2.6.1 Azione Centrifuga ( $q_4$ )

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

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV 35A 0 001

Rev.  
B

Foglio  
15 di 53

#### 6.2.6.2 Azioni del vento ( $q_s$ )

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.

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto nelle direzioni più sfavorevoli per le pile.

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

Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV 35A 0 001

Rev.  
B

Foglio  
16 di 53

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])			146
$T_R$ (Tempo di ritorno)			100
$v_b = v_{b,0}$ 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
$\alpha_R (T_R)$			1.04
$v_b (T_R) = v_b \times \alpha_R$ [m/s]			26.00

$p$ (pressione [kN/m <sup>2</sup> ] con $c_s$ unitario) = $q_b \cdot c_e \cdot c_d$	0.861
$q_b$ (pressione cinetica di riferimento [kN/m <sup>2</sup> ])	0.423
$c_e$ (coefficiente di esposizione)	2.037
$c_t$ (coefficiente di topografia)	1.00
$c_d$ (coefficiente dinamico)	1.00

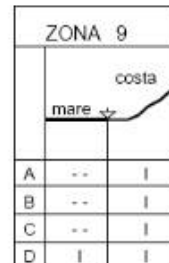
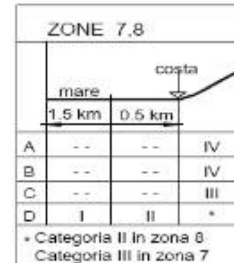
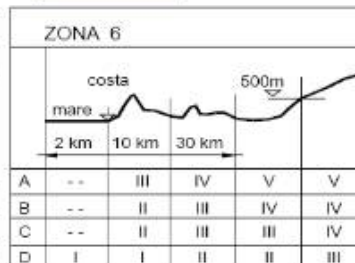
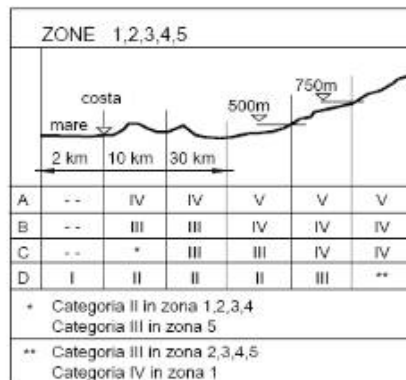


D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

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

6 m
145 km

(distanze negative per costruzioni in mare)



Categoria di esposizione	Classe di rugosità	$k_s$	$z_0$ [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> ]
12.20	6.00	1.85	0.00	0.00	0.00	0.00	1.9	1.59
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 6.4m dati da:

- un mezzo transitante di 3m;
- altezza di trave più soletta.

Si considera pertanto un'azione lineare pari a:

$$q = 2.50 \text{ kN/m}^2 * 6.40\text{m} = 16 \text{ kN/m}$$



## 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 della 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)
SLC	5	1950
SLV	10	949
SLD	63	101

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>
SLC	0,286	2,414	0,291
SLV	0,235	2,459	0,283
SLD	0,098	2,471	0,257

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 D. Si ottiene quindi (valido per SLV):

$$S_s = 1,533$$

$$S_t = 1,000$$

$$S = S_s \cdot S_t = 1,533$$

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 1.9s (vedere risultati analisi modale) pertanto  $0.8T_{is}$  è circa 1.5s. 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 nominale  $\zeta$  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.

→ Valori nominali da fornitura appoggi:

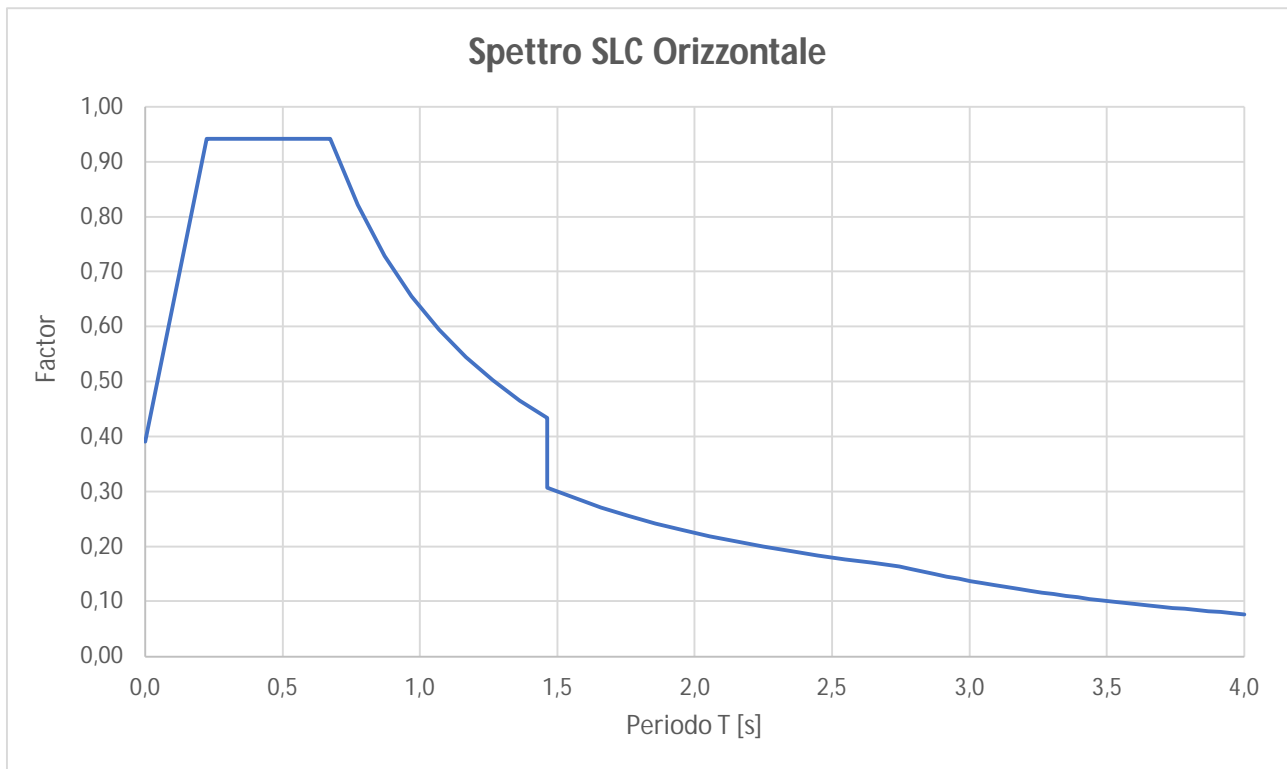


Figura 2 – Spettro orizzontale SLC

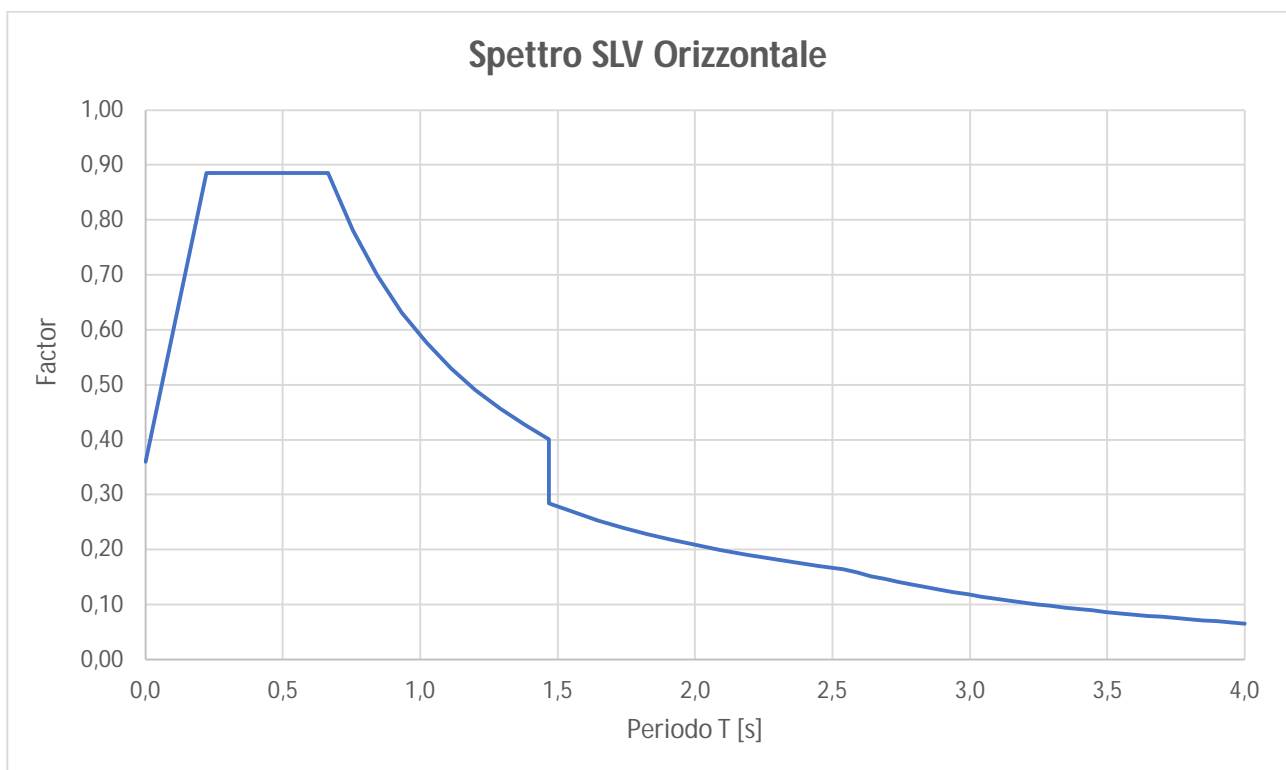
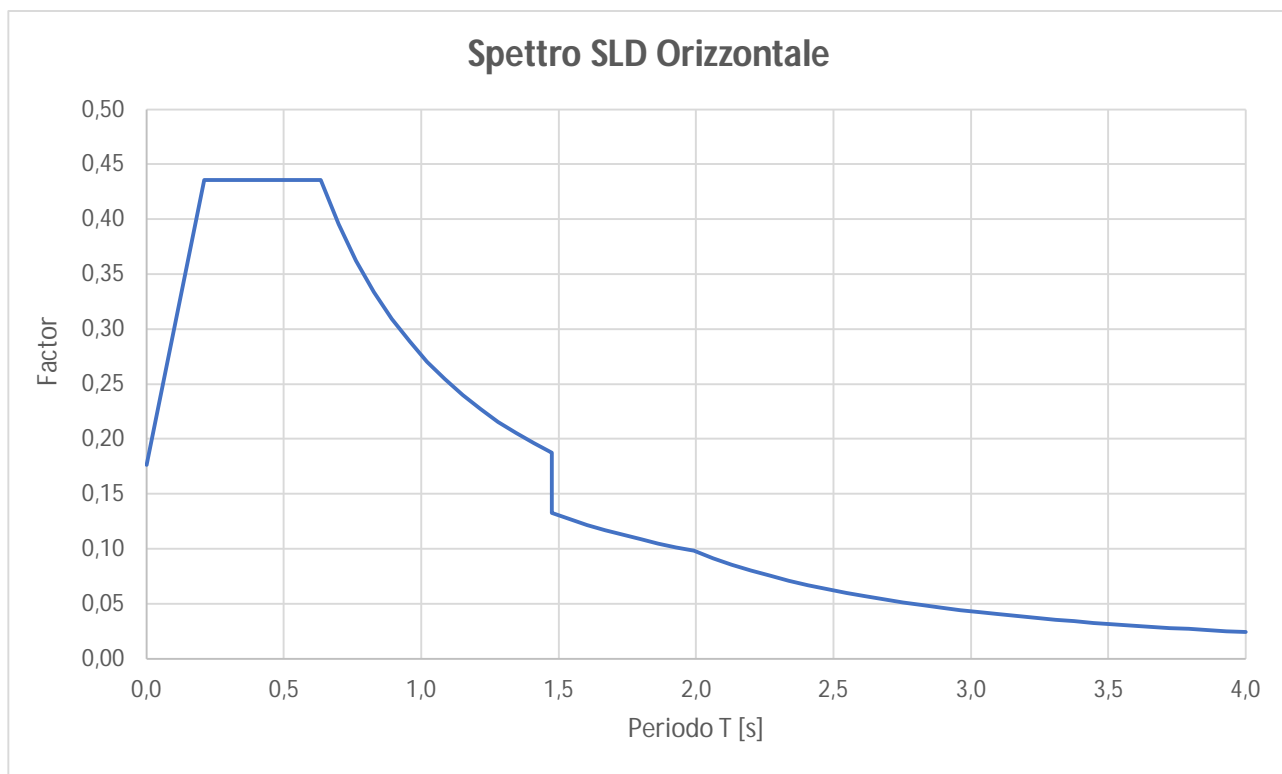
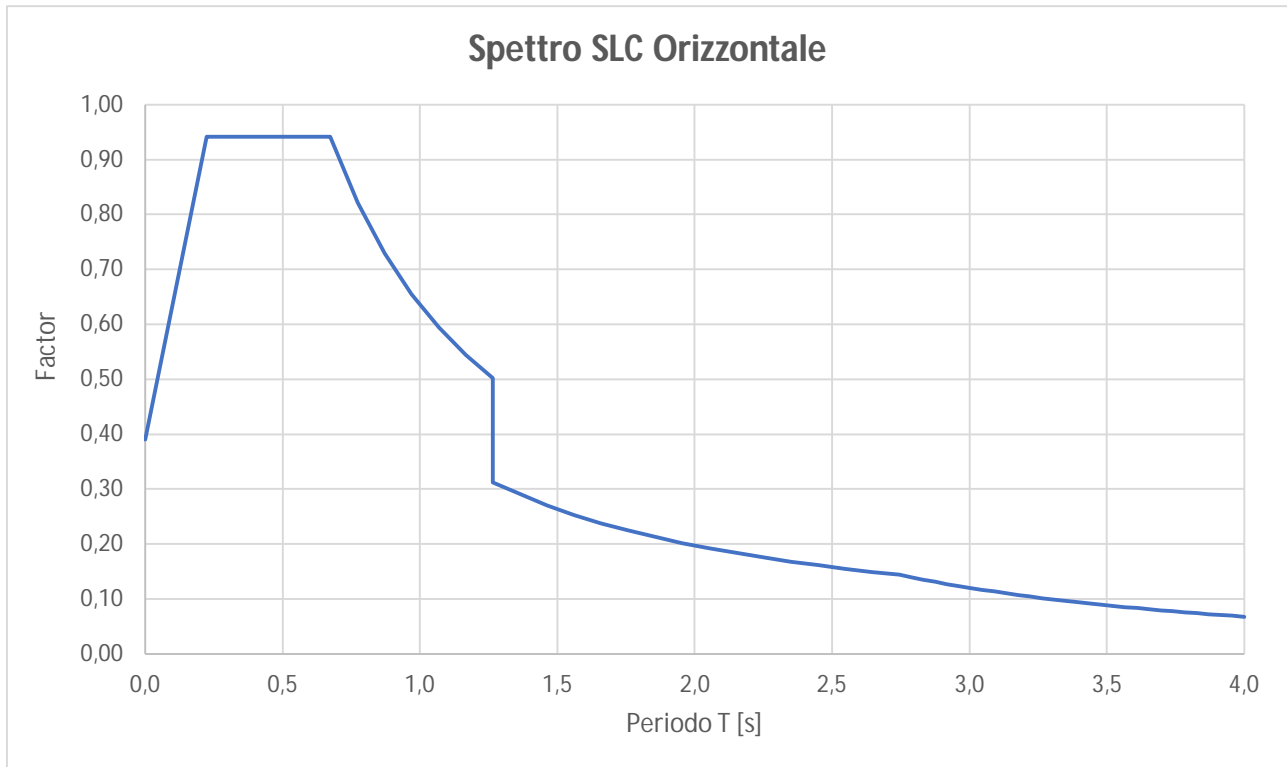
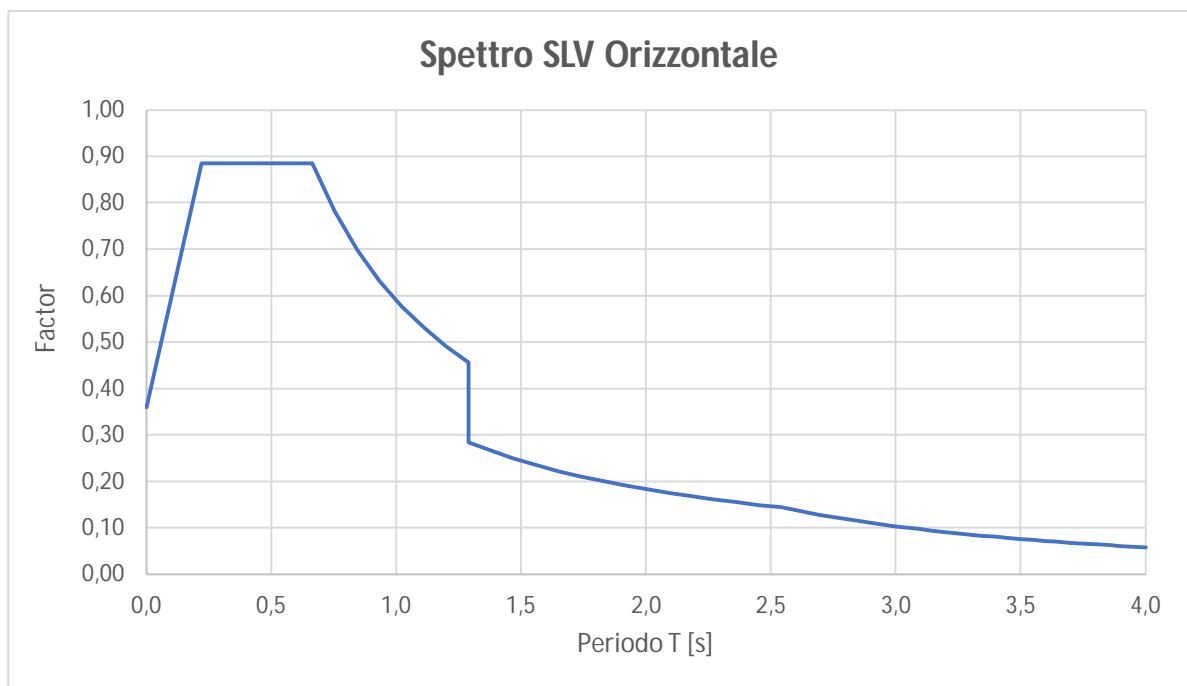
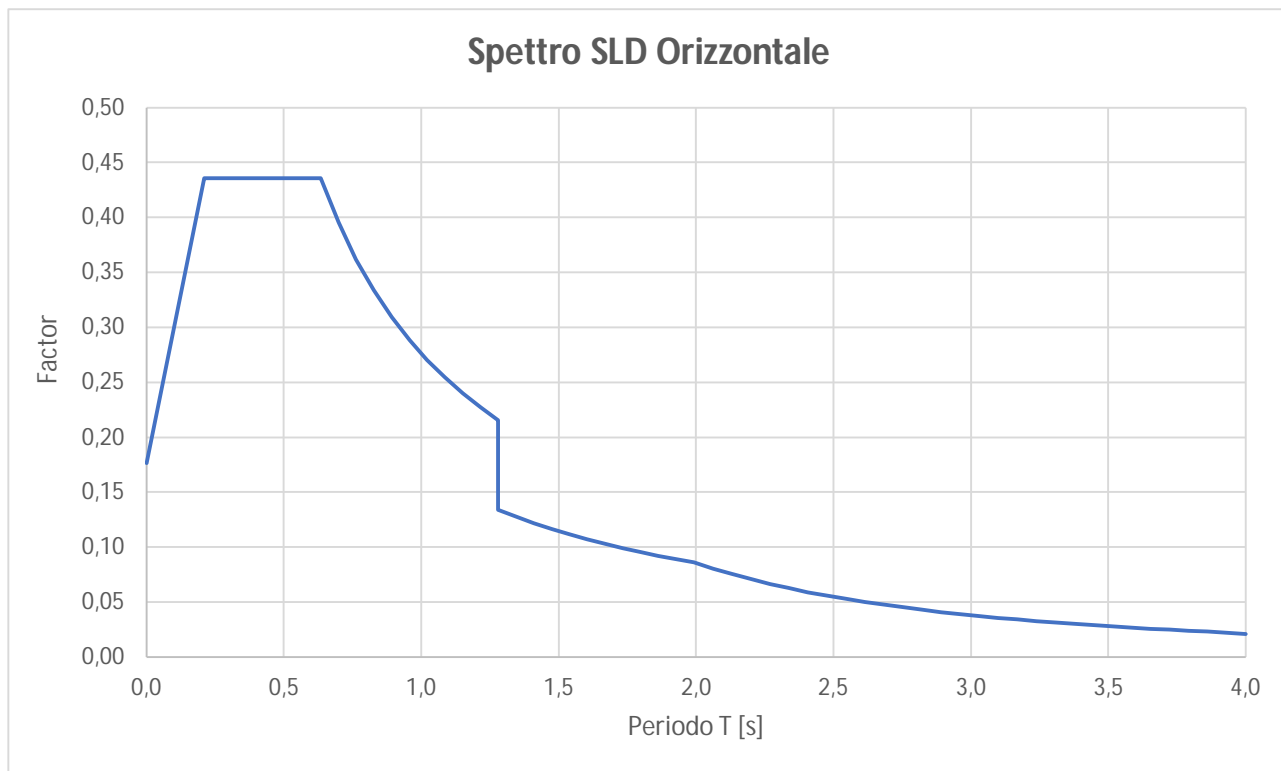


Figura 3 – Spettro orizzontale SLV

**Figura 4 – Spettro orizzontale SLD**

→ Upper Bound:

**Figura 5 – Spettro orizzontale SLC****Figura 6 – Spettro orizzontale SLV**

**Figura 7 – Spettro orizzontale SLD**

→ Lower Bound:

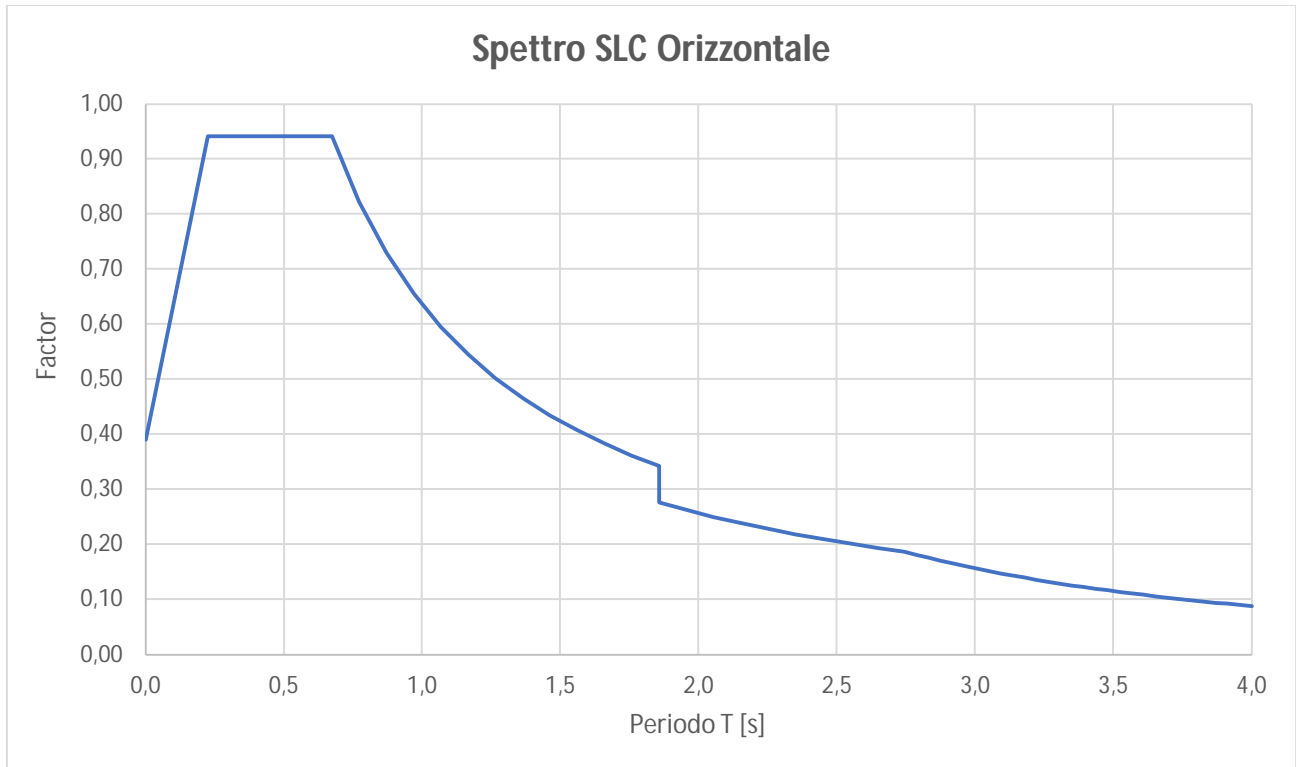


Figura 8 – Spettro orizzontale SLC

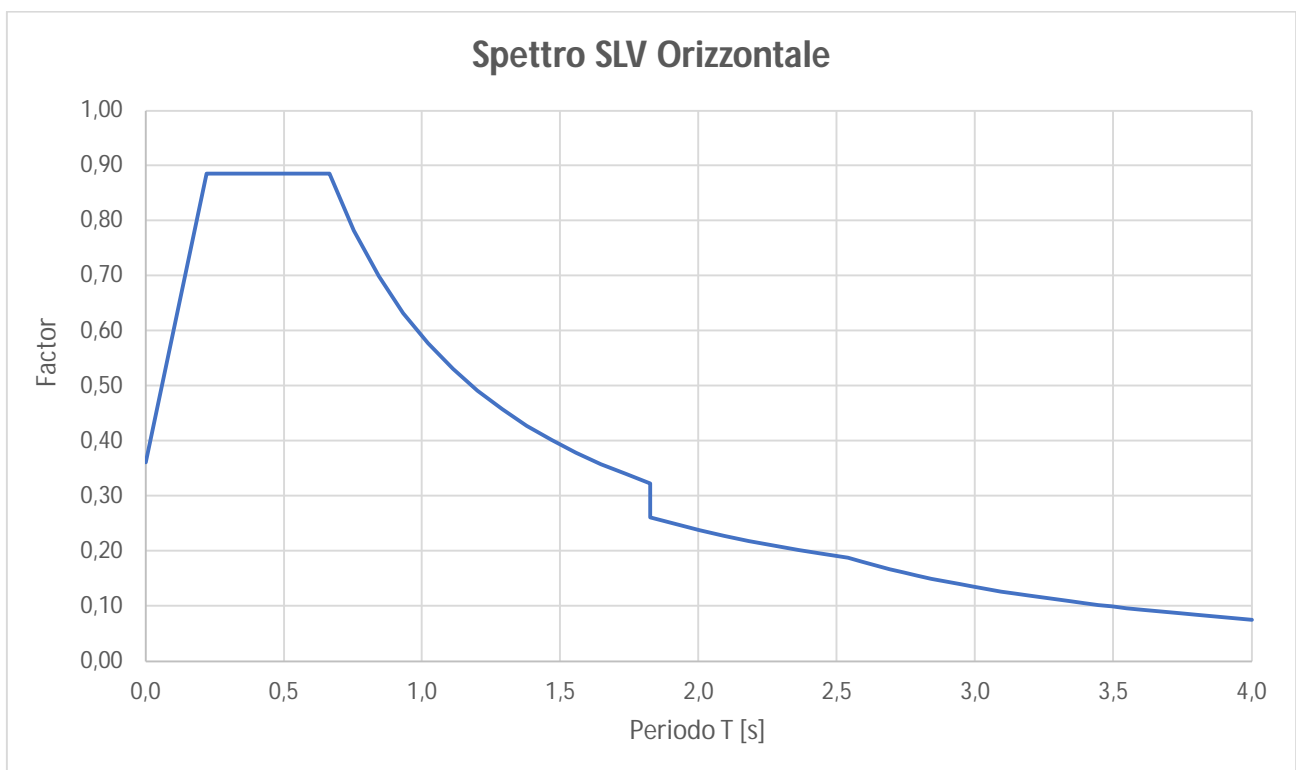
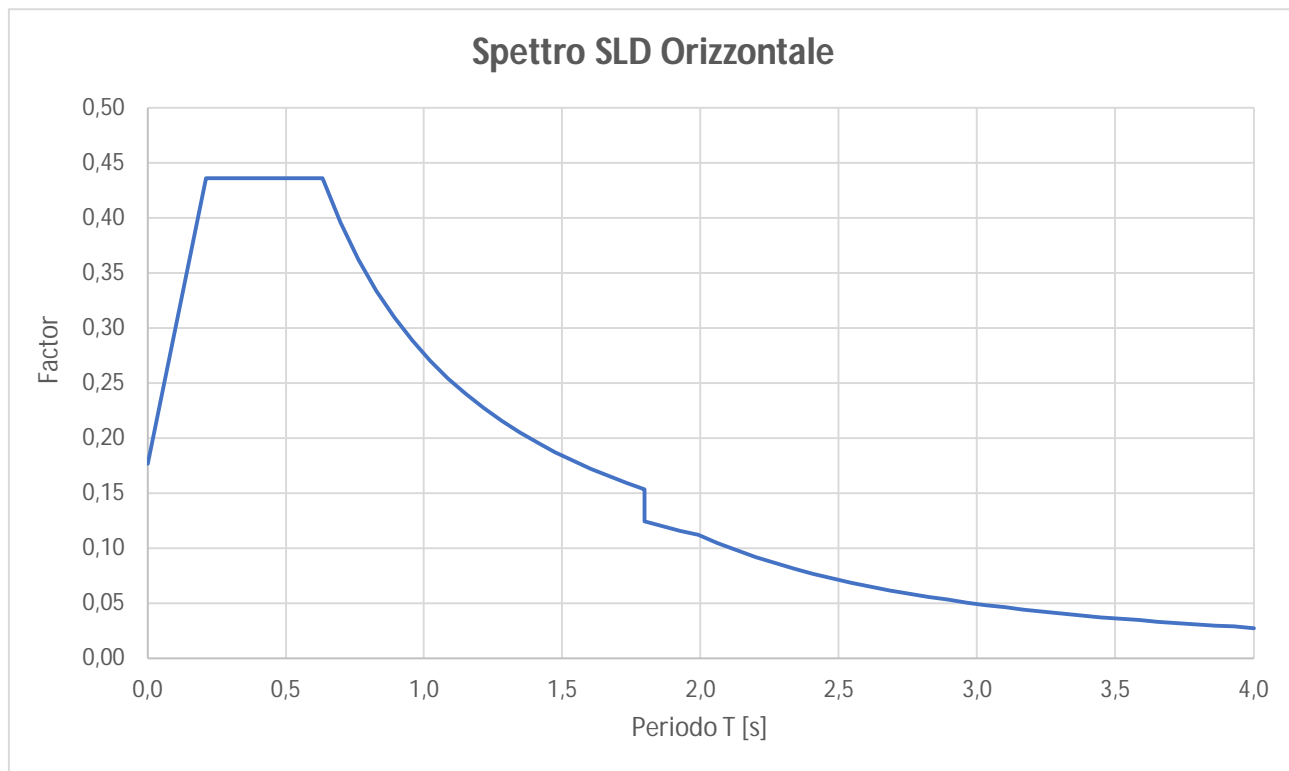


Figura 9 – Spettro orizzontale SLV

**Figura 10 – 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.

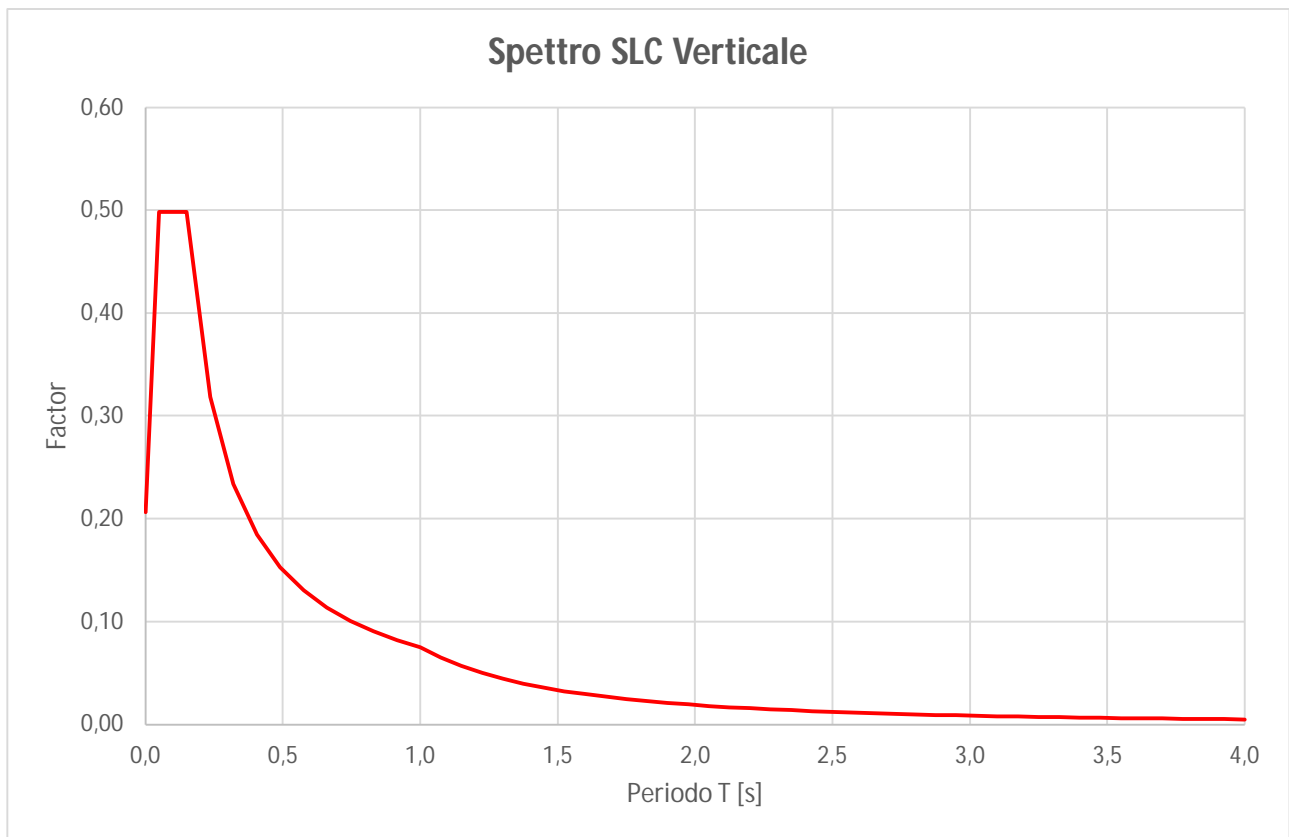


Figura 11 – Spettro verticale SLC

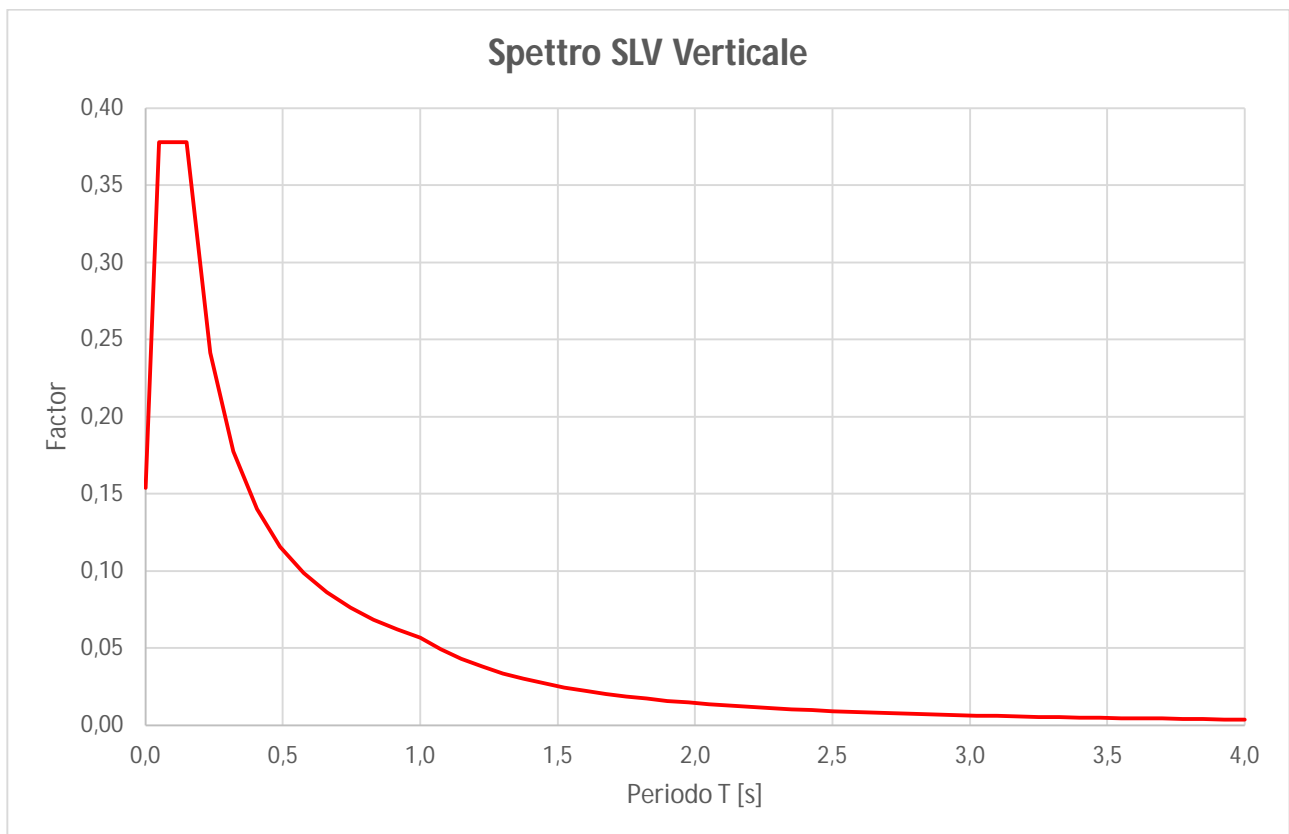


Figura 12 – Spettro verticale SLV

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV 35A 0 001

Rev.  
B

Foglio  
27 di 53

## 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 mescola elastomerica utilizzata, indispensabile per minimizzare gli spostamenti della struttura isolata. Le caratteristiche dei dispositivi di appoggio, posti rispettivamente in corrispondenza delle spalle e delle pile, 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  $G$  per carichi impulsivi (vento, frenatura) 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 (sismiche). Di conseguenza il valore della rigidità traslazionale dei dispositivi per carichi impulsivi in condizioni di esercizio risulta più elevata di quella in condizione sismica. Mentre per quanto riguarda i carichi lenti statici (variazione termica uniforme), le risultanze delle prove effettuate sugli isolatori in accordo con il produttore, evidenziano una risposta caratterizzata da rigidità pari all'incirca a quelle tipiche della fase sismica. Per questo motivo verranno nel seguito definite tre rigidità tipiche degli isolatori: condizioni statiche per carichi impulsivi, condizioni statiche per carichi lenti, condizioni sismiche.

Di seguito si anticipano i valori delle rigidità nominali traslazionali dei dispositivi previsti in corrispondenza delle spalle e delle pile nelle condizioni appena definite. I valori di rigidità ridotta ad elevati spostamenti 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 / Smorzamento nominali dei dispositivi assunti:

	Kh dispositivi spalle
Condizioni di esercizio carichi impulsivi	5.00 kN/mm
Condizioni sismiche	2.50 kN/mm
Condizioni di esercizio carichi lenti	2.50 kN/mm
Smorzamento equivalente	15%

E' poi necessario tenere in conto della variabilità delle caratteristiche meccaniche degli isolatori ai sensi di NTC08 al 7.10.5.1, le quali specificano:

*“Si devono, pertanto, eseguire più analisi per ciascuno stato limite da verificare, attribuendo ai parametri del modello i valori estremi più sfavorevoli ai fini della valutazione delle grandezze da verificare e coerenti con l'entità delle deformazioni subite dai dispositivi.”*

In fase di progettazione per tenere in conto della variabilità delle caratteristiche si fa riferimento alla tabella 11.9.IV riportata di seguito:

Tabella 11.9.IV

	Fornitura	Invecchiamento	Temperatura	Frequenza di prova
$K_e$	$\pm 20\%$	$\pm 20\%$	$\pm 20\%$	$\pm 20\%$
$K_V$	-30%	-	-	-
$\xi_e$	$\pm 20\%$	$\pm 20\%$	$\pm 20\%$	$\pm 20\%$

La quale impone al produttore un limite massimo di variabilità pari al  $\pm 20\%$  sui 4 parametri responsabili della modifica prestazionale degli isolatori:

- Fornitura (f1)
- Invecchiamento (f2)
- Temperatura (f3)
- Frequenza di prova (f4)

Di conseguenza in questa fase preliminare di progettazione si assume una variabilità pari a  $\pm 20\%$  sui parametri responsabili della variabilità di smorzamento equivalente e rigidità equivalente. Nello specifico si ottiene:

$$K_e = \lambda_{U,f1} \cdot \lambda_{U,f2} \cdot \lambda_{U,f3} \cdot \lambda_{U,f4} \cdot K_{e,nom}$$

$$\xi_e = \lambda_{U,f1} \cdot \lambda_{U,f2} \cdot \lambda_{U,f3} \cdot \lambda_{U,f4} \cdot \xi_{e,nom}$$

Per la definizione dei coefficienti  $\lambda_{U,fi}$  si è fatto riferimento a quanto esposto in Eurocodice 8-parte 2 in Appendice J.2 ottenendo:

$$\lambda_{U,fi} = 1 + (\lambda_{max,fi} - 1) \psi_{fi}$$

Nella quale  $\lambda_{MAX,fi} = 1.20$ , mentre  $\psi_{fi}$  viene ricavato dal prospetto seguente:

prospetto J.2 Fattori di combinazione  $\psi_{fi}$

Classe di importanza	$\psi_{fi}$
III	0,90
II	0,70
I	0,60

I ponti vengono generalmente inseriti nella classe di importanza II, quindi  $\psi_{fi} = 0.70$ .

Inoltre i singoli coefficienti  $\lambda_{U,f2}$  vengono combinati anche secondo il coefficiente di combinazione  $\psi_{comb}$ , il quale assume valore:

- Uguale ad 1.00 per Fornitura e invecchiamento;
- Uguale a 0.50 per Temperatura (come da tabella 5.1.VI per analisi in condizione sismiche);
- Uguale a 0.00 per Frequenza di prova (come da Circolare NTC al 7.10.5.1 nel campo di variabilità della frequenza di prova del  $\pm 30\%$  ha influenza trascurabile su rigidità e smorzamento equivalente).

In definitiva si ottiene la seguente tabella di variabilità di rigidità e smorzamento equivalente:

#### Upper Bound (condizioni sismiche):

	$\Delta K_e$	$\Delta \xi_e$	$\psi_{comb}$	$K_e$	$\xi_e$
Fornitura	1.20	1.20	1	1.14	1.14
Invecchiamento	1.20	1.20	1	1.14	1.14
Temperatura	1.20	1.20	0.5	1.07	1.07
Frequenza di prova	1.20	1.20	0	1	1

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 35A 0 001Rev.  
BFoglio  
30 di 53

**Upper Bound  
(condizioni statiche):**

	$\Delta K_e$	$\Delta \xi_e$	$\Psi_{comb}$	$K_e$
Fornitura	1.20	1.20	1	1.14
Invecchiamento	1.20	1.20	1	1.14
Temperatura	1.20	1.20	1	1.14
Frequenza di prova	1.20	1.20	0	1

**Lower Bound  
(condizioni sismiche):**

	$\Delta K_e$	$\Delta \xi_e$	$\psi$	$K_e$	$\xi_e$
Fornitura	1.20	1.20	1	0.86	0.86
Invecchiamento	1.20	1.20	1	0.86	0.86
Temperatura	1.20	1.20	0.5	0.93	0.93
Frequenza di prova	1.20	1.20	0	1	1

**Lower Bound  
(condizioni statiche):**

	$\Delta K_e$	$\Delta \xi_e$	$\psi$	$K_e$
Fornitura	1.20	1.20	1	0.86
Invecchiamento	1.20	1.20	1	0.86
Temperatura	1.20	1.20	1	0.86
Frequenza di prova	1.20	1.20	0	1

Riassumendo si ottiene:

### IV35 - ISOLATORI RIGIDEZZA

VALORI NOMINALI	CONDIZIONE STATICA CARICHI IMPULSIVI	k iso pila/spalla = 5.00	kN/mm kN/mm
	CONDIZIONE STATICA CARICHI LENTI ( $\Delta T$ )	k iso pila/spalla = 2.50	kN/mm kN/mm
	CONDIZIONE SISMICA	k iso pila/spalla = 2.50	kN/mm kN/mm
LOWER BOUND	CONDIZIONE STATICA CARICHI IMPULSIVI	k iso pila/spalla = 3.18	kN/mm kN/mm
	CONDIZIONE STATICA CARICHI LENTI ( $\Delta T$ )	k iso pila/spalla = 1.59	kN/mm kN/mm
	CONDIZIONE SISMICA	k iso pila/spalla = 1.72	kN/mm kN/mm
UPPER BOUND	CONDIZIONE STATICA CARICHI IMPULSIVI	k iso pila/spalla = 7.41	kN/mm kN/mm
	CONDIZIONE STATICA CARICHI LENTI ( $\Delta T$ )	k iso pila/spalla = 3.70	kN/mm kN/mm
	CONDIZIONE SISMICA	k iso pila/spalla = 3.48	kN/mm kN/mm

### IV35 - ISOLATORI SMORZAMENTO

VALORI NOMINALI	CONDIZIONE STATICA CARICHI IMPULSIVI	Smorz. iso pila/spalla = -	% %
	CONDIZIONE STATICA CARICHI LENTI ( $\Delta T$ )	Smorz. iso pila/spalla = -	% %
	CONDIZIONE SISMICA	Smorz. iso pila/spalla = 15.00	% %
LOWER BOUND	CONDIZIONE STATICA CARICHI IMPULSIVI	Smorz. iso pila/spalla = -	% %
	CONDIZIONE STATICA CARICHI LENTI ( $\Delta T$ )	Smorz. iso pila/spalla = -	% %
	CONDIZIONE SISMICA	Smorz. iso pila/spalla = 10.32	% %
UPPER BOUND	CONDIZIONE STATICA CARICHI IMPULSIVI	Smorz. iso pila/spalla = -	% %
	CONDIZIONE STATICA CARICHI LENTI ( $\Delta T$ )	Smorz. iso pila/spalla = -	% %
	CONDIZIONE SISMICA	Smorz. iso pila/spalla = 20.86	% %

## 9 MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI

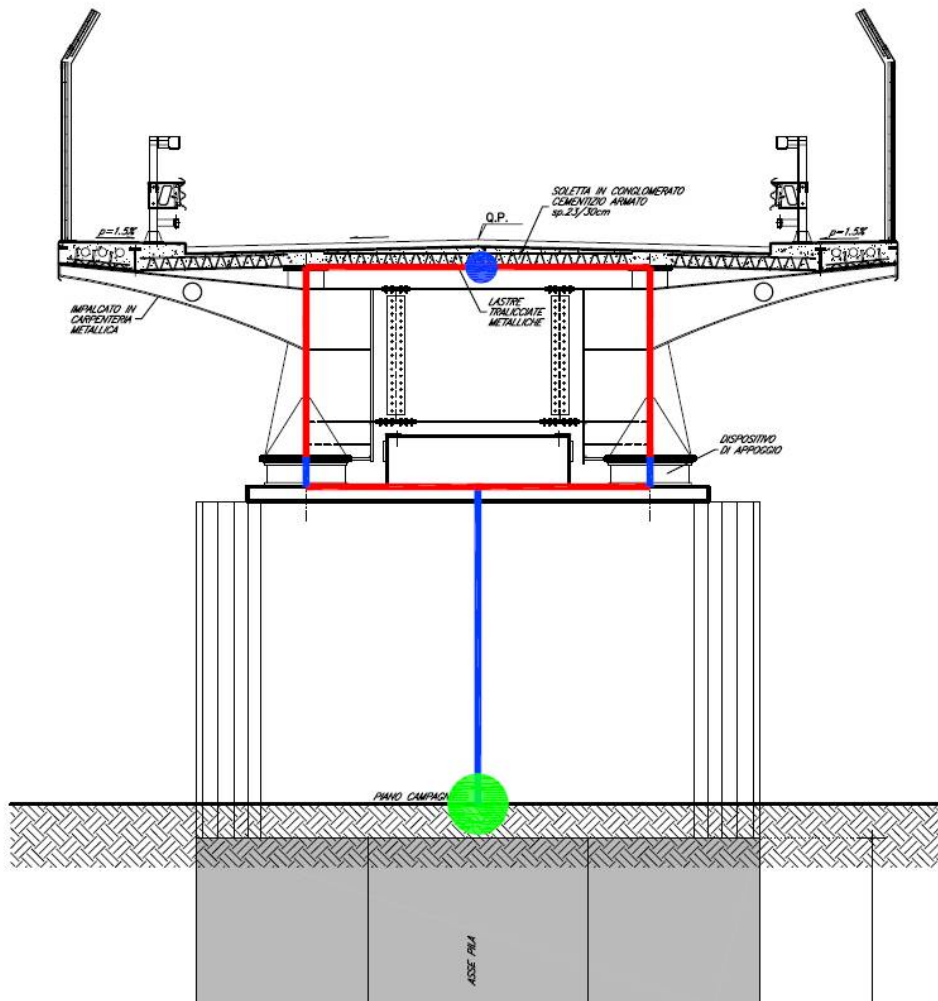
Le analisi sono state svolte mediante un modello agli elementi finiti nel quale si è implementata la geometria, i carichi di tipo statico e gli spettri di progetto agenti nelle tre direzioni principali (x, y, z).

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.

Il modello di calcolo utilizzato è costituito essenzialmente da:

- Elementi tipo “beam” (con comportamento elastico-lineare) che schematizzano l’impalcato;
- Elementi tipo spring-dumper per modellare gli isolatori ( $h = 35\text{cm}$ , a favore di sicurezza);
- Link rigidi che vanno a completare la geometria della sovrastruttura;
- Elementi tipo “beam” che schematizzano le pile (in accordo con le NTC si considera un modulo elastico pari al 50% del modulo elastico medio istantaneo);
- Elementi tipo “User defined” incastrati alla base in cui si introduce la matrice di rigidità definita nella relazione geotecnica (si rimanda alla relazione per ulteriori dettagli)

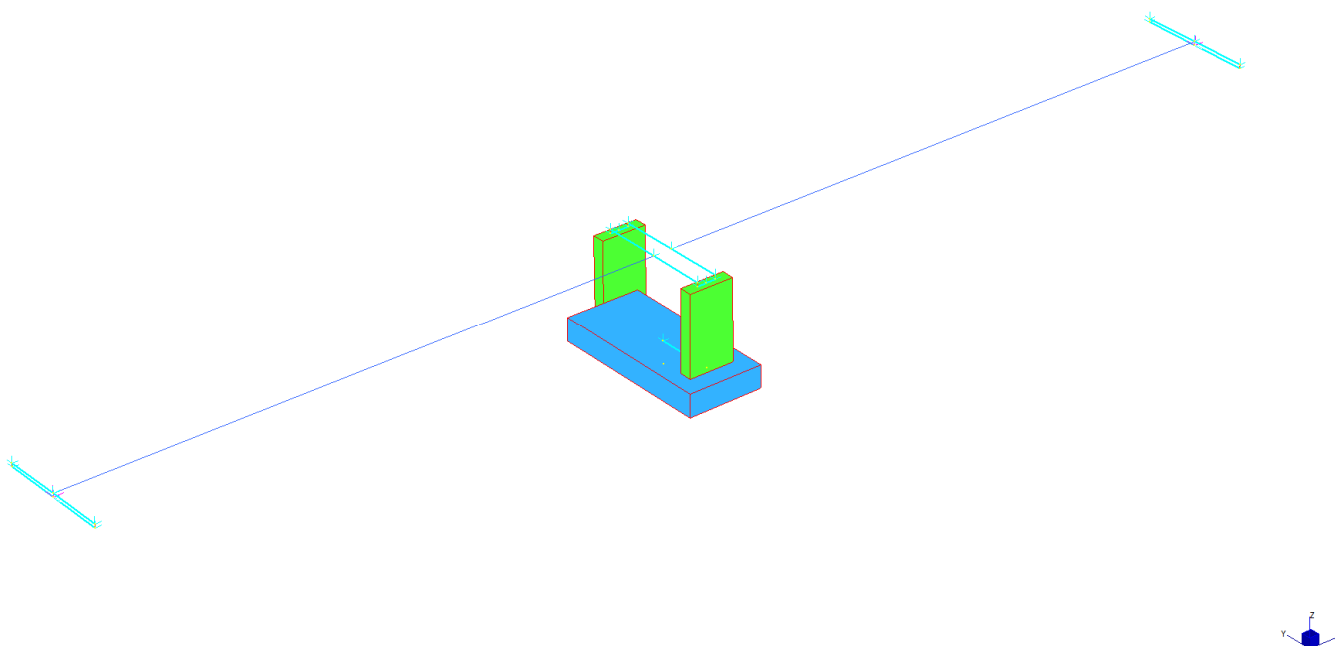
Si riporta di seguito una sezione trasversale del cv con indicazione della tipologia di elementi utilizzati, con riferimento anche alle quote di inizio/fine dei vari elementi, tarate al fine di cogliere correttamente anche lo sviluppo altimetrico dell’opera necessario alla corretta valutazione delle azioni flettenti alle sezioni di base considerate.





Come descritto in precedenza, gli elementi di colore blu sono elementi tipo beam e rappresentano il fusto pila (con la relativa sezione filante in pianta), gli isolatori con la loro relativa altezza (dotati di opportuna rigidità verticale e laterale), l'impalcato concentrato in un beam in direzione longitudinale avente le caratteristiche omogenizzate della sezione composta acciaio-calcestruzzo. Gli elementi di colore rosso sono invece dei link rigidi e collegano rigidamente gli elementi dai loro baricentri alle posizioni di inizio/fine. Infine la pila risulta vincolata alla base tramite un elemento finito definito attraverso la matrice di rigidità geotecnica del sistema di fondazione.

Si riporta nella figura sottostante una rappresentazione grafica del modello utilizzato:



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 perpendicolare all'asse longitudinale del viadotto;

Z: direzione verticale.

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

- **1° Modello (Lower Bound):** Massima rigidezza isolatori + Massimo smorzamento

## MODE PARTICIPATION FOR TRANSLATIONAL EXCITATION

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	4.2571E-01	1.0127E+06	7.2454E+06	0.000	71.096	0.000
2	4.3438E-01	1.8432E+06	1.3730E+07	89.869	0.000	0.000
3	4.3467E-01	1.7681E+06	1.3189E+07	0.000	0.000	0.000
4	4.3485E-01	1.8432E+06	1.3760E+07	0.000	0.000	0.000
5	4.4026E-01	1.0125E+06	7.7479E+06	0.000	19.155	0.000
6	4.4288E-01	1.7681E+06	1.3691E+07	0.000	0.000	0.000
7	7.7991E+00	5.3958E+04	1.2957E+08	0.000	5.727	0.000
8	7.8000E+00	5.3941E+04	1.2956E+08	0.000	0.000	0.000
9	1.2531E+01	9.2751E+05	5.7499E+09	0.000	0.000	47.618
10	1.3155E+01	1.8440E+06	1.2597E+10	0.000	0.000	0.000
11	1.3155E+01	1.8432E+06	1.2592E+10	0.000	0.000	0.000
12	1.3359E+01	9.5887E+05	6.7558E+09	0.213	0.000	0.000
13	1.4828E+01	8.4302E+05	7.3179E+09	0.000	0.000	44.820
14	1.4828E+01	8.4302E+05	7.3179E+09	0.000	0.000	0.098
15	2.4305E+01	2.2019E+05	5.1352E+09	0.000	0.000	0.000

-----  
TOTAL TRANSLATIONAL MASS PARTICIPATION FACTORS      90.082      95.978      92.535

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 35A 0 001Rev.  
BFoglio  
35 di 53

- **2° Modello (Upper Bound):** Minima rigidezza isolatori + Minimo smorzamento

## MODE PARTICIPATION FOR TRANSLATIONAL EXCITATION

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	5.9027E-01	9.5059E+05	1.3075E+07	0.000	61.115	0.000
2	6.1719E-01	1.8432E+06	2.7718E+07	89.903	0.000	0.000
3	6.1801E-01	1.6975E+06	2.5596E+07	0.000	0.000	0.000
4	6.1854E-01	1.8432E+06	2.7840E+07	0.000	0.000	0.000
5	6.2542E-01	9.5001E+05	1.4670E+07	0.000	29.507	0.000
6	6.2968E-01	1.6975E+06	2.6571E+07	0.000	0.000	0.000
7	8.0088E+00	5.4101E+04	1.3699E+08	0.000	0.000	0.000
8	8.0097E+00	5.4143E+04	1.3713E+08	0.000	5.359	0.000
9	1.2531E+01	9.2751E+05	5.7499E+09	0.000	0.000	47.618
10	1.3162E+01	1.8465E+06	1.2627E+10	0.001	0.000	0.000
11	1.3162E+01	1.8432E+06	1.2606E+10	0.000	0.000	0.000
12	1.3365E+01	9.5986E+05	6.7686E+09	0.205	0.000	0.000
13	1.4828E+01	4.7712E+05	4.1417E+09	0.000	0.000	14.294
14	1.4828E+01	4.7712E+05	4.1417E+09	0.000	0.000	30.623
15	2.4322E+01	2.2355E+05	5.2207E+09	0.000	0.000	0.000

---

TOTAL TRANSLATIONAL MASS PARTICIPATION FACTORS      90.109      95.981      92.535

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



ITALFERR

GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 35A 0 001Rev.  
BFoglio  
36 di 53

## - 3° Modello (Nominale):

## MODE PARTICIPATION FOR TRANSLATIONAL EXCITATION

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	5.0748E-01	9.7154E+05	9.8777E+06	0.000	65.383	0.000
2	5.2344E-01	1.8432E+06	1.9937E+07	89.884	0.000	0.000
3	5.2395E-01	1.7361E+06	1.8815E+07	0.000	0.000	0.000
4	5.2426E-01	1.8432E+06	2.0000E+07	0.000	0.000	0.000
5	5.3038E-01	9.7122E+05	1.0786E+07	0.000	25.039	0.000
6	5.3383E-01	1.7361E+06	1.9531E+07	0.000	0.000	0.000
7	7.8930E+00	5.4038E+04	1.3291E+08	0.000	5.558	0.000
8	7.8932E+00	5.4012E+04	1.3285E+08	0.000	0.000	0.000
9	1.2531E+01	9.2751E+05	5.7499E+09	0.000	0.000	47.618
10	1.3158E+01	1.8449E+06	1.2609E+10	0.000	0.000	0.000
11	1.3158E+01	1.8432E+06	1.2598E+10	0.000	0.000	0.000
12	1.3362E+01	9.5919E+05	6.7606E+09	0.210	0.000	0.000
13	1.4828E+01	6.1491E+05	5.3377E+09	0.000	0.000	41.925
14	1.4828E+01	6.1491E+05	5.3377E+09	0.000	0.000	2.993
15	2.4313E+01	2.2196E+05	5.1796E+09	0.000	0.000	0.000

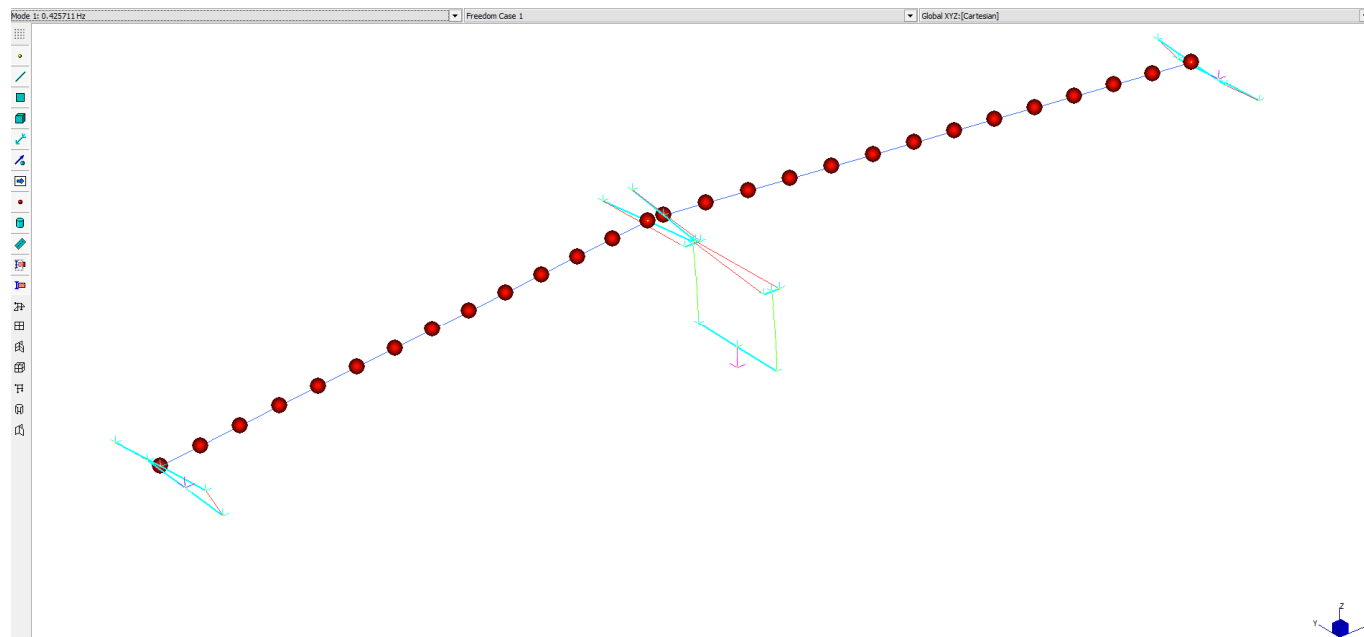
-----

TOTAL TRANSLATIONAL MASS PARTICIPATION FACTORS	90.094	95.979	92.535
--	--------	--------	--------

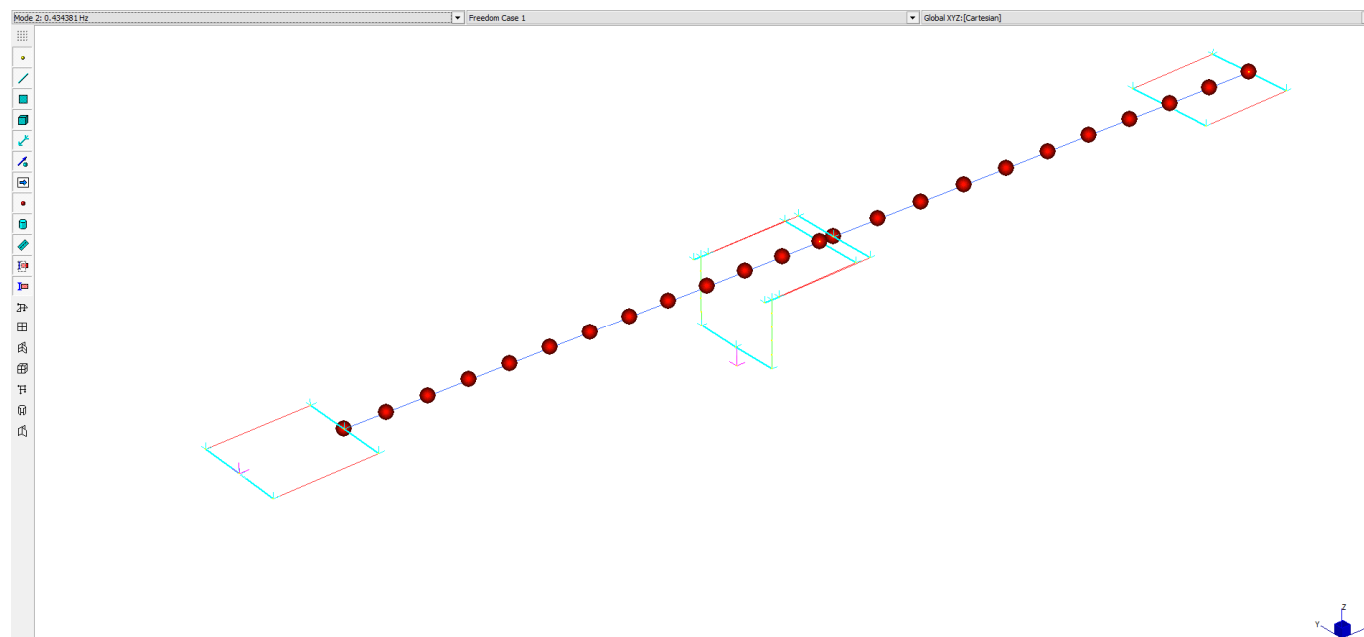
Si riportano anche le deformate amplificate per il primo modo di traslazione dell'impalcato (modo dominante) sia in direzione longitudinale sia in direzione trasversale:

→ **1° Modello (Lower Bound):** Massima rigidezza isolatori + Massimo smorzamento

- Modo 1:



- Modo 2:

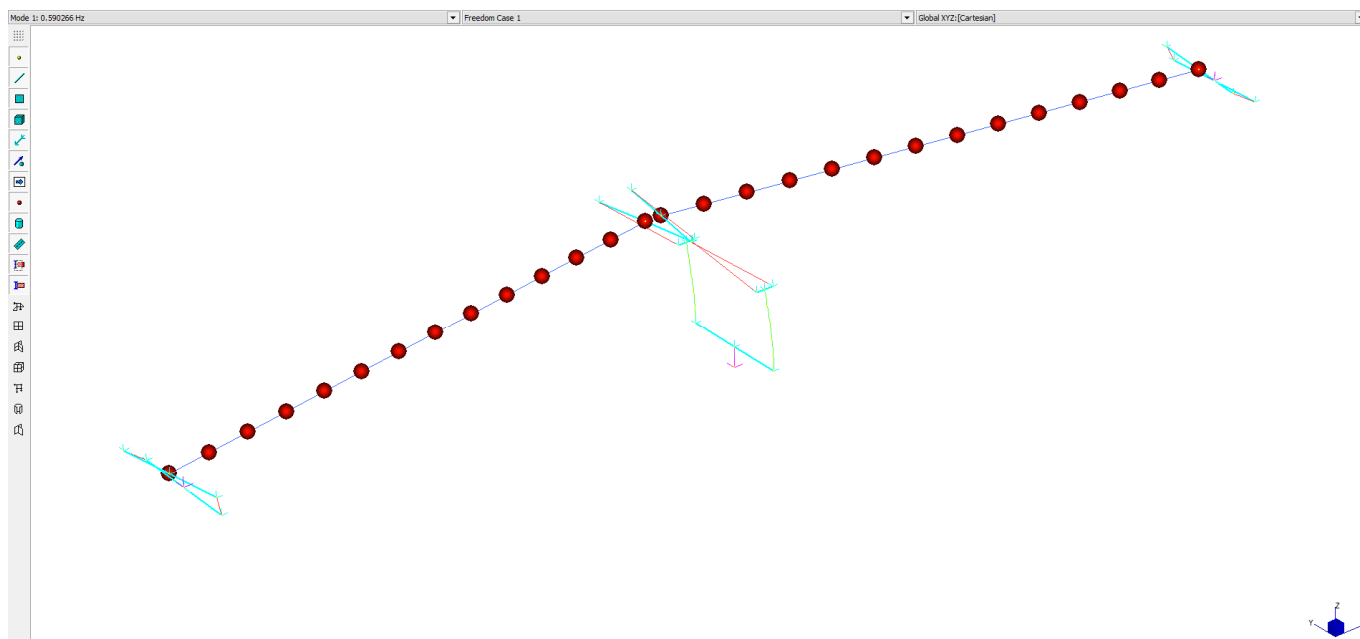


Doc. N.

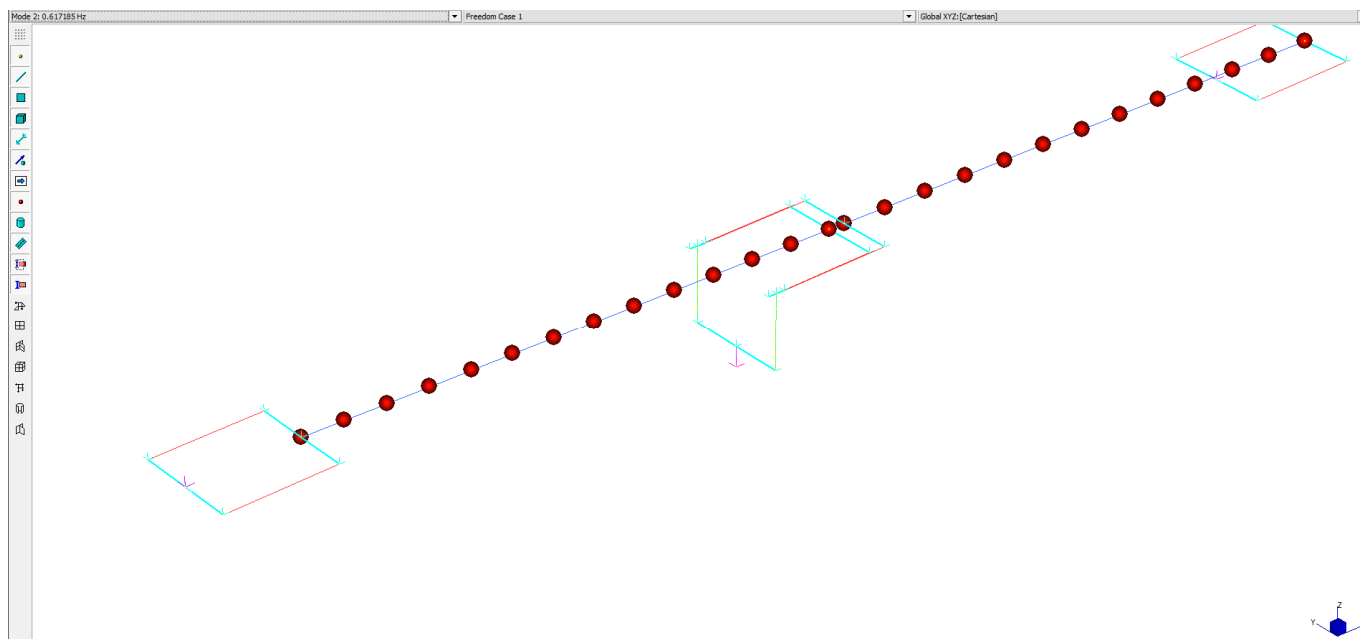
Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 35A 0 001Rev.  
BFoglio  
38 di 53

→ **2° Modello (Upper Bound):** Minima rigidezza isolatori + Minimo smorzamento

- Modo 1:



- Modo 2:



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

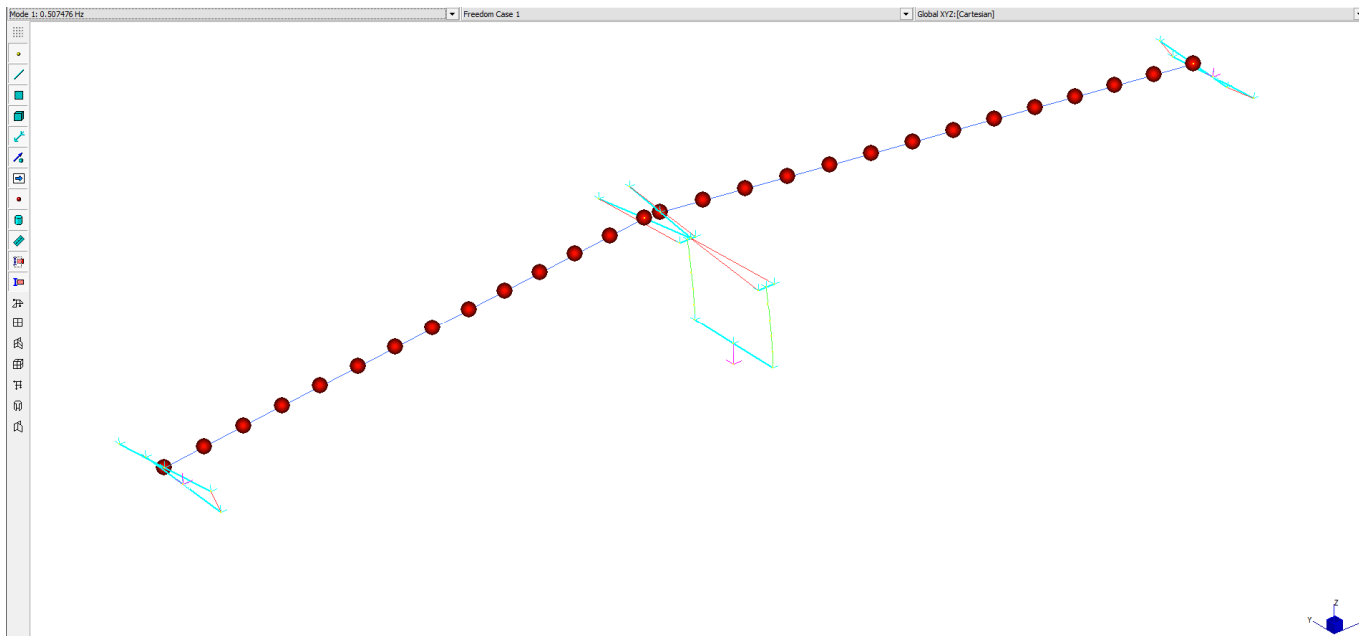
Codifica Documento  
E E2 CL IV 35A 0 001

Rev.  
B

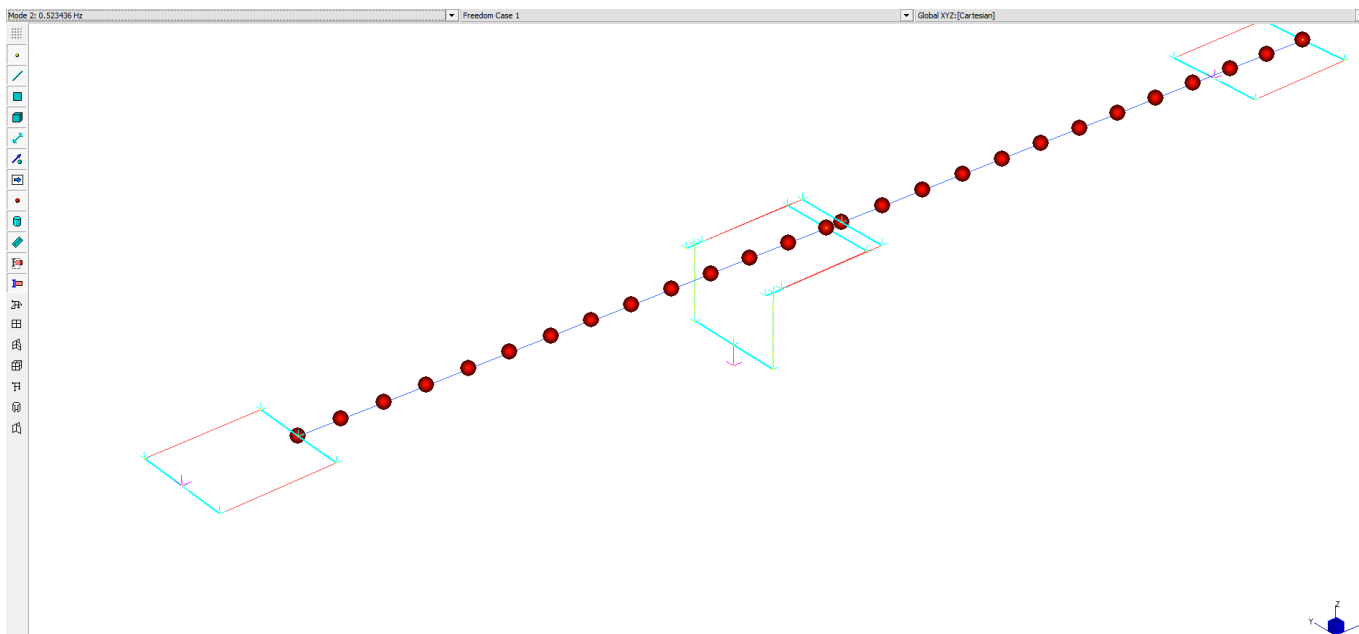
Foglio  
39 di 53

→ 3° Modello (Nominale):

- Modo 1:



- Modo 2:



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 rigidezza pari alla somma delle rigidezze degli isolatori:

$$m_{TOT} = 3975000 \text{ kg}$$

$$K_{HTOT} = 4 \cdot \frac{2.50 \text{ kN}}{\text{mm}} = 10.000 \cdot 10^6 \text{ N/mm}$$

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

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{921600}{10000000}} = 1.9 \text{ s}$$

Mentre la frequenza risulta:

$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{1.9} = 0.5 \text{ Hz}$$

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



## 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	ε3 Azione termica	ε2 Ritiro	ε4 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:

$$G_1 + G_2 + E + \psi_{21} Q_{k1}$$

### 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:

#### 10.3.1 Lower Bound

PILA/SPALLA				
	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	2304	2304	0	0
Vento	55	-55	0	153.0
Traffico	1305	0	0	0
Frenatura	0	0	86	0
Azione termica	0	0	27	0
V) $0.3E_x + 0.3E_y + E_z \pm DT$	1200	-1200	183	159
L) $E_x + 0.3E_y + 0.3E_z \pm DT$	439	-439	536	159
T) $0.3E_x + E_y + 0.3E_z \pm DT$	378	-378	208	532

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 35A 0 001Rev.  
BFoglio  
43 di 53

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

Appoggio	COMBO	N max compr [kN]	N max traz [kN]	H long imp. [kN]	H long DT [kN]	H long TOT [kN]	H trasv [kN]	$H_{comb}=\sqrt{(H_{long}^2+H_{trasv}^2)}$ [kN]
<b>Pila/Spalla</b>	<i>SLU 1</i>	4514	2222	0	19	19	230	230
	<i>SLU 2</i>	4922	2255	0	19	19	138	139
	<i>SLU 3</i>	4481	2255	116	19	136	138	193
	<i>SLU 4</i>	4481	2255	0	19	19	138	139
	<i>SLU 5</i>	4481	2255	0	32	32	138	141
<b>Pila/Spalla</b>	<i>SLC 1</i>	3504	1104			183	159	242
	<i>SLC 2</i>	2743	1865			536	159	559
	<i>SLC 3</i>	2682	1926			208	532	571

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 35A 0 001Rev.  
BFoglio  
44 di 53

### 10.3.2 Nominale

PILA/SPALLA				
	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	2304	2304	0	0
Vento	55	-55	0	153.0
Traffico	1305	0	0	0
Frenatura	0	0	81	0
Azione termica	0	0	86	0
V) $0.3E_x + 0.3E_y + E_z \pm DT$	1200	-1200	206	171
L) $E_x + 0.3E_y + 0.3E_z \pm DT$	438	-438	580	171
T) $0.3E_x + E_y + 0.3E_z \pm DT$	378	-378	242	569

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

Appoggio	COMBO	N max compr [kN]	N max traz [kN]	H long imp. [kN]	H long DT [kN]	H long TOT [kN]	H trasv [kN]	$H_{comb} = \sqrt{(H_{long}^2 + H_{trasv}^2)}$ [kN]
<b>Pila/Spalla</b>	<i>SLU 1</i>	4514	2222	0	62	62	230	238
	<i>SLU 2</i>	4922	2255	0	62	62	138	151
	<i>SLU 3</i>	4481	2255	109	62	171	138	220
	<i>SLU 4</i>	4481	2255	0	62	62	138	151
	<i>SLU 5</i>	4481	2255	0	103	103	138	172
<b>Pila/Spalla</b>	<i>SLC 1</i>	3504	1104			206	171	268
	<i>SLC 2</i>	2742	1866			580	171	605
	<i>SLC 3</i>	2682	1926			242	569	618

**10.3.3 Upper Bound**

<b>PILA/SPALLA</b>				
	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	2304	2304	0	0
Vento	55	-55	0	153.0
Traffico	1305	0	0	0
Frenatura	0	0	82	0
Azione termica	0	0	64	0
V) $0.3E_x + 0.3E_y + E_z \pm DT$	1200	-1200	228	175
L) $E_x + 0.3E_y + 0.3E_z \pm DT$	437	-437	616	175
T) $0.3E_x + E_y + 0.3E_z \pm DT$	377	-377	273	584

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

Appoggio	COMBO	N max compr [kN]	N max traz [kN]	H long imp. [kN]	H long DT [kN]	H long TOT [kN]	H trasv [kN]	$H_{comb} = \sqrt{(H_{long}^2 + H_{trasv}^2)}$ [kN]
<b>Pila/Spalla</b>	<i>SLU 1</i>	4514	2222	0	46	46	230	234
	<i>SLU 2</i>	4922	2255	0	46	46	138	145
	<i>SLU 3</i>	4481	2255	111	46	157	138	209
	<i>SLU 4</i>	4481	2255	0	46	46	138	145
	<i>SLU 5</i>	4481	2255	0	77	77	138	158
<b>Pila/Spalla</b>	<i>SLC 1</i>	3504	1104			228	175	287
	<i>SLC 2</i>	2741	1867			616	175	640
	<i>SLC 3</i>	2681	1927			273	584	645

**10.4 Spostamenti sugli appoggi all'SLV**

Si riporta di seguito una tabella con riassunti gli spostamenti orizzontali trasversali e longitudinali massimi ricavati all'SLV per i vari appoggi del ponte. La variazione termica considerata è pari a 50°C. Lo spostamento è valutato in condizione nominale.

				Spostamento Long Tot [mm]	Spostamento Trasv [mm]
<b>SLV</b>	<b>Spalla A</b>	<i>SLV 1 - LONG.</i>	$Ex + 0.3Ey + 0.3Ez \pm 0.5 DT + Ritiro$	210	52
		<i>SLV 2 - TRASV.</i>	$0.3Ex + Ey + 0.3Ez \pm 0.5 DT + Ritiro$	72	170
	<b>Su pila 1</b>	<i>SLV 1 - LONG.</i>	$Ex + 0.3Ey + 0.3Ez \pm 0.5 DT + Ritiro$	210	69
		<i>SLV 2 - TRASV.</i>	$0.3Ex + Ey + 0.3Ez \pm 0.5 DT + Ritiro$	72	230

$E_x$	Sisma Longitudinale
$E_y$	Sisma Trasversale
$E_z$	Sisma Verticale

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

Codifica Documento  
E E2 CL IV 35A 0 001

Rev.  
B

Foglio  
47 di 53

## 10.5 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.

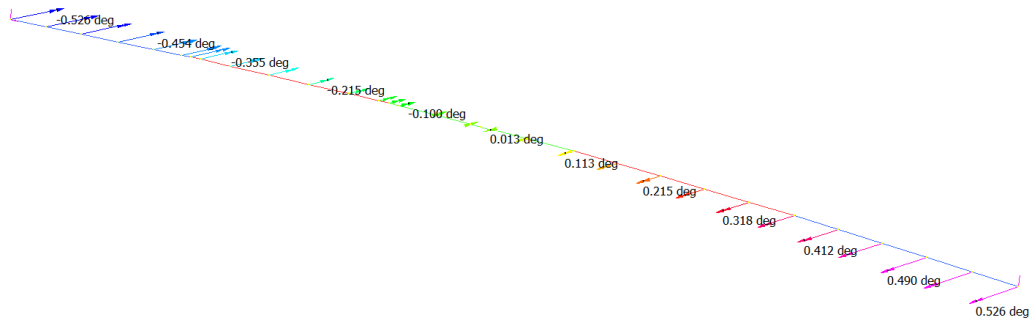
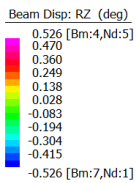
Per un corretto funzionamento del sistema di isolamento, occorre che gli elementi della sottostruttura si mantengano in campo sostanzialmente elastico, sotto l'effetto delle azioni sismiche di progetto.

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

## 10.6 Rotazione appoggi

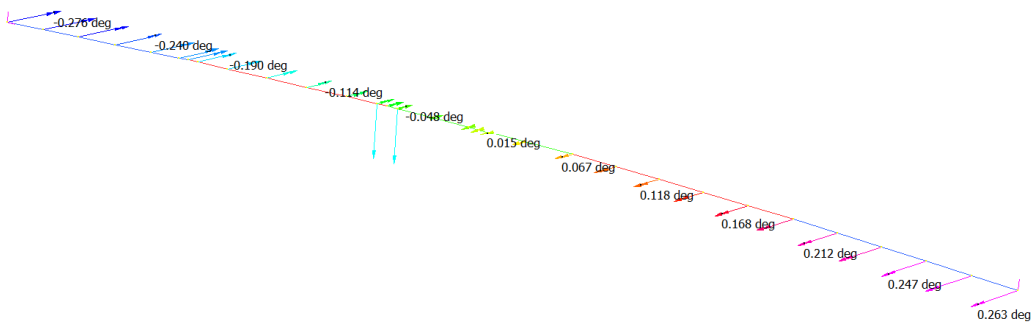
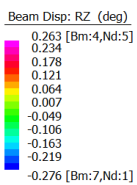
Nel presente paragrafo si riportano le rotazioni degli appoggi dovuti ai pesi propri e ai carichi permanenti portati. I valori delle rotazioni sono stati ricavati direttamente dal modello di calcolo con riferimento al seguente schema appoggi:

- Pesi+Permanenti portati



Rotazione appoggi in spalla: 0.526° deg.

- Traffico:



Rotazione appoggi in spalla: 0.276° deg.



## 11 ESCURSIONI MASSIME DI GIUNTI E VARCHI

Si riportano di seguito gli spostamenti massimi in condizioni sismiche, provocati da una escursione termica di  $\pm 50^{\circ}\text{C}$  e dal sisma di progetto allo stato limite di collasso. Gli spostamenti in condizione sismica sono riferiti allo spettro elastico di progetto smorzato. Nello specifico i massimi spostamenti vengono ottenuti nel modello **Lower Bound**.

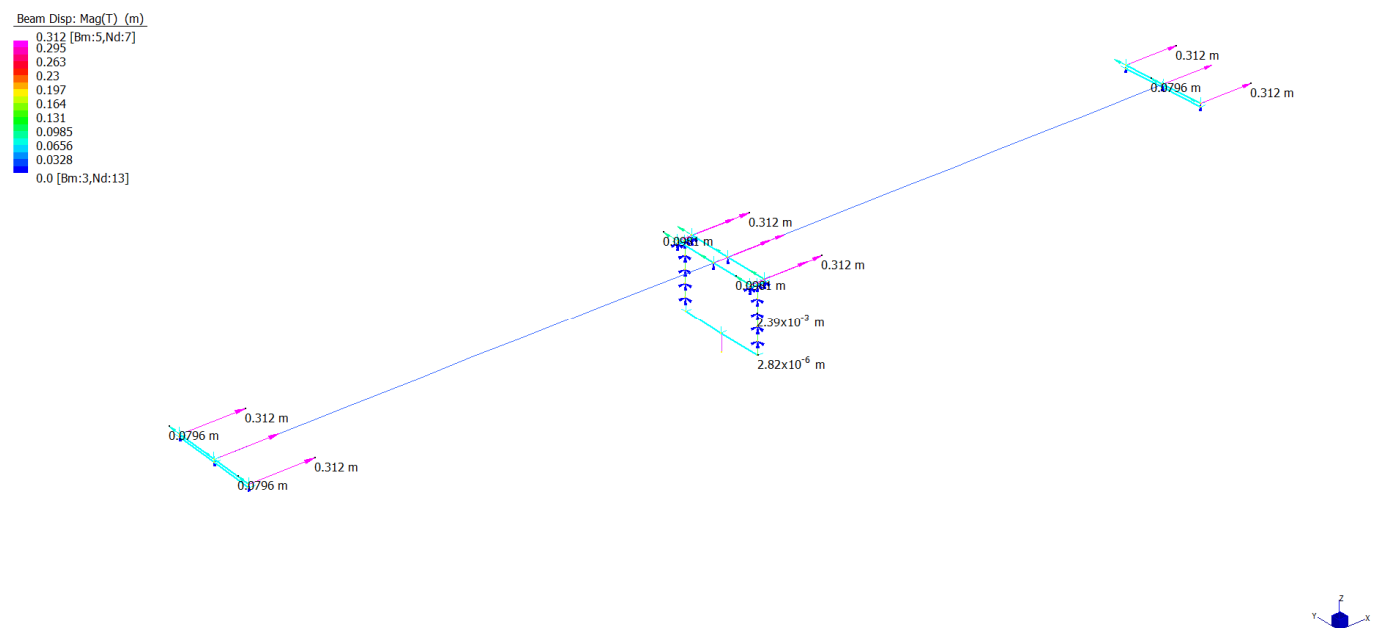
L'ampiezza del giunto si ottiene combinando l'azione sismica con coefficiente 1 e la variazione termica con coefficiente 0.50.

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

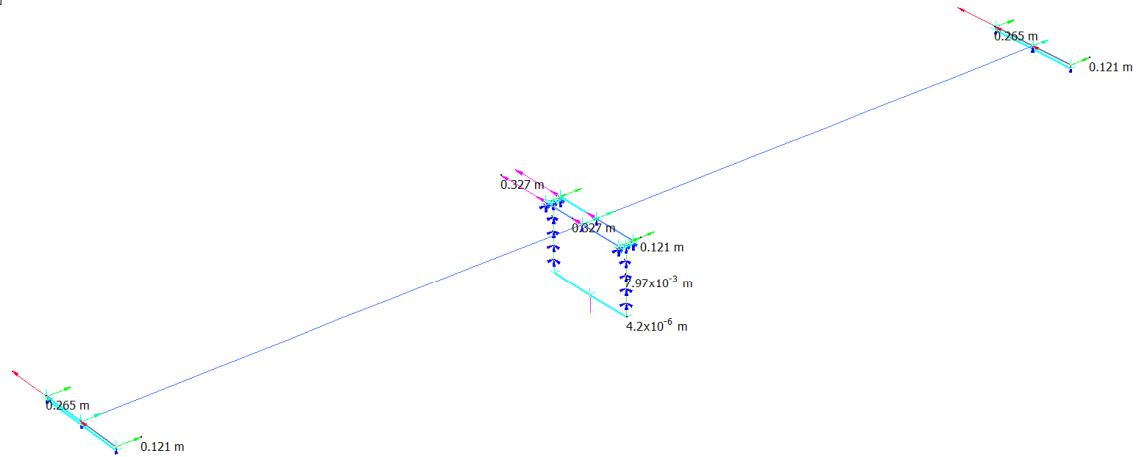
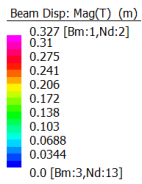
I giunti saranno progettati tenendo in considerazione la massima escursione in combinazione sismica SLD.

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 sono combinati con anche il 50% dell'azione termica.

### Direzione longitudinale SLC:

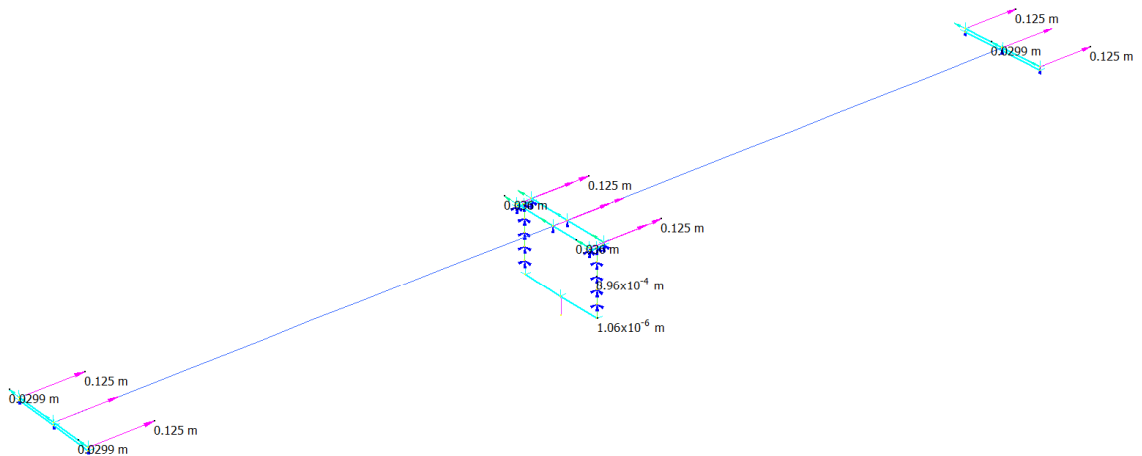
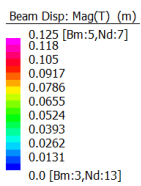


Direzione trasversale SLC:



Lo spostamento massimo ricavato in precedenza vale 31cm in direzione longitudinale e 33cm in direzione trasversale. La distanza dal ritegno long. è pari a 32 cm e trasv. è pari a 34cm. Si assumono dunque varchi di ampiezza pari a 33.00cm.

Direzione longitudinale SLD:



GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
11

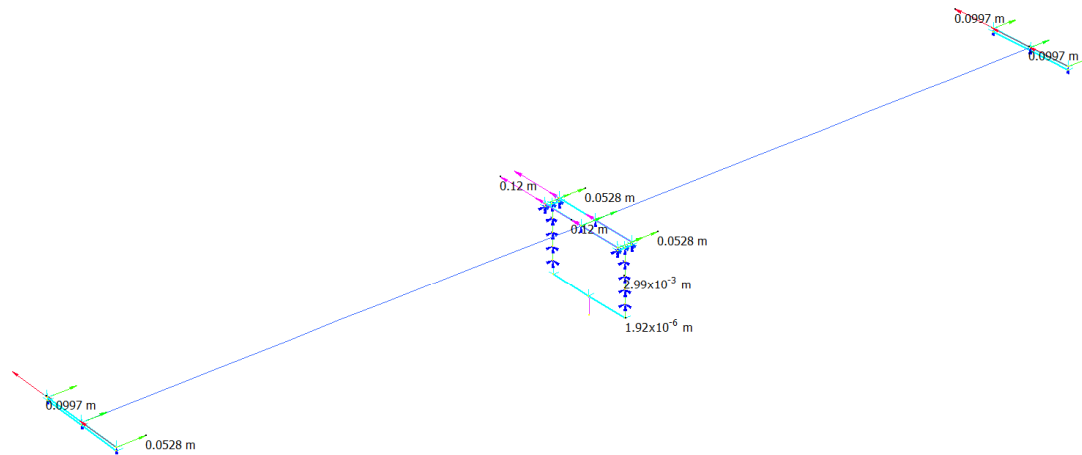
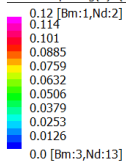
Codifica Documento  
E E2 CL IV 35A 0 001

Rev.  
B

Foglio  
51 di 53

Direzione trasversale SLD:

Beam Disp: Mag(T) (m)



Si assumono giunti con escursione pari a +/-14.00cm in direzione longitudinale e trasversale.

**12 SOLLEVAMENTO DELL'IMPALCATO**

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

**Il Sollevamento è previsto a traffico chiuso.**

<b>SPALLA A</b>	
	N max [kN]
Pesi Propri	2304
Vento	55
<b>TOT</b>	2359
CARICO DA SOLLEVARE	2400
n° martinetti ad appoggio	1
<b>PORTATA UTILE MARTINETTO</b>	3000
n° tot martinetti	4

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
11Codifica Documento  
E E2 CL IV 35A 0 001Rev.  
BFoglio  
53 di 53

### 13 AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO ALLE SOTTOSTRUTTURE

Si riportano di seguito le azioni trasmesse dall'impalcato alle sottostrutture (pile), in corrispondenza del sistema di vincolamento, calcolate attraverso il modello di calcolo agli elementi finiti descritto in precedenza.

#### 13.1 Azioni trasmesse alla pila 1

	CONDIZIONE ELEMENTARE		N(kN)	Mt(kNm)	Tl(kN)	Tt(kN)	Afferenza (m)
<b>CARICHI ELEMENTARI STATICI</b>	Peso permanente	g	4704,00	-	-	-	-
	Carichi accidentali	q <sub>1</sub>	-	-	-	-	58,80
	Frenatura	q <sub>3</sub>	-	-	163,40	-	-
	Azione centrifuga	q <sub>4</sub>	-	-	-	-	-
	Vento su impalcato	q <sub>5</sub>	-	-	-	330,50	-
	Azione termica	q <sub>7</sub>	-	-	-	-	-
<b>CARICHI ELEMENTARI SISMICI</b>	E 1 (massimo sisma longitudinale)	q <sub>6</sub>	-	-	1016,00	324,00	-
	E 2 (massimo sisma trasversale)	q <sub>6</sub>	-	-	304,80	1080,00	-
	E 3 (massimo sisma verticale)	q <sub>6</sub>	1778,00	-	-	-	-