

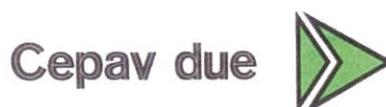
COMMITTENTE:



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

IV34 – CAVALCAFERROVIA VIA GREZZE - PK 121+563,218

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

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due Data: <u>06 FEB 2019</u>	Valido per costruzione Data: _____
Consorzio Cepav due Il Direttore del Consorzio (Ing. T. Taranta)	

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC OPERA/DISCIPLINA PROGR REV

I	N	O	R	1	1	E	E	2	C	L	I	V	3	4	A	0	0	0	1	A
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

PROGETTAZIONE										IL PROGETTISTA	
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Verificato	Data	Data	Data	Data	
A	Emissione	Montecroci <i>Revisato</i>	31/10/18	Piacentini	31/10/18						
B											
C											

Stampa circolare: ORDINE INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI MILANO - ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI BRESCIA - INGEGNERE LUCA PIACENTINI - A.23408 - MILANO

Stampa rettangolare: INGEGNERE LUCA PIACENTINI - INDIRIZZO: VIA S. GIUSEPPE, 10 - 25100 BRESCIA - TEL. 030/5761111 - FAX 030/5761112 - E-MAIL: LUCA.PIACENTINI@INGEGNERI.BR.it

CIG. 751447334A

Stampato dal Service
di plottaggio ITALFERR S.p.A.
ALBA S.r.l.

File: INOR11EE2CLIV34A0001A_03.docx



Progetto cofinanziato
dalla Unione Europea

CUP: F81H91000000008

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	Cedimenti degli appoggi (ϵ_4).....	12
6.2.4	Azioni variabili da traffico (q_1)	12
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).....	14
7	AZIONE SISMICA	16
7.1	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	16
7.2	COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	21



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL IV 34A 0 001	Rev. A	Foglio 3 di 42
8					
SISTEMA DI VINCOLAMENTO.....					22
9					
MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI.....					23
10					
RISULTATI DELLE ANALISI					26
10.1					
ANALISI MODALE					26
10.2					
COMBINAZIONI DI CARICO					29
10.2.1					
Combinazioni di carico statiche.....					29
10.2.2					
Combinazioni di carico sismiche.....					29
10.3					
AZIONI E SPOSTAMENTI SUGLI APPOGGI.....					30
10.4					
VERIFICA DEI DISPOSITIVI DI VINCOLO					34
11					
ESCURSIONI MASSIME DI GIUNTI E VARCHI					35
12					
SOLLEVAMENTO DELL'IMPALCATO					37
13					
AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO ALLE SOTTOSTRUTTURE					39
13.1					
AZIONI TRASMESSE ALLA PILA 1.....					39
13.2					
AZIONI TRASMESSE ALLA PILA 2.....					39
13.3					
AZIONI TRASMESSE ALLA PILA 3.....					40
14					
GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI					41



1 PREMESSA E DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione riguarda il cavalcavia denominato "Cavalcaferrovia via Grezze – IV34" che sovrappassa la futura linea AV/AC Milano-Verona in prossimità della progressiva 121+563,218.

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 rigidità 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 di pile e 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 3.70m (1.85m ognuno).

Il cavalcavia, di lunghezza complessiva di 175.00m, è costituito da 4 campate con luci variabili da 35.00m a 55.00m.

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 posti ad interasse di 5.00m.

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 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 a setto continuo in c.a., di spessore 1.20m e larghezza 8.20m. 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 cavalcavia.

	L campata [m]	H fusto [m]	Tipo di fondazione
SpA	40.00	3.80	6 pali 1500
P1	45.00	5.40	8 pali 1200
P2	55.00	6.80	8 pali 1200
P3	35.00	4.90	diaframmi
SpB		3.00	6 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 ²	25,00	30,00	32,00	35,00
resistenza di progetto a compressione	f_{cd}	N/mm ²	14,17	17,00	18,13	19,83
resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	N/mm ²	1,80	2,00	2,12	2,25
tensione di aderenza cls-armatura	f_{bd}	N/mm ²	2,70	3,00	3,18	3,37
tensione massima di compressione (comb. rara)	σ_c	N/mm ²	15,00	18,00	19,20	21,00
tensione massima di compressione (comb. quasi perm.)	σ_c	N/mm ²	11,25	13,50	14,40	15,75
modulo elastico medio istantaneo	E_m	N/mm ²	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	≥ 450 MPa
Limite di rottura	f_t	≥ 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/mm²
 Resistenza di calcolo ($t > 40$ mm) $f_d = 335$ N/mm²
 Modulo elastico $E_s = 210000$ N/mm²



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34A 0 001Rev.
AFoglio
9 di 42

4 ELABORATI DI RIFERIMENTO

IV00 - CAVALCAFERROVIA TIPOLOGICO

PRESCRIZIONI MATERIALI E NOTE GENERALI

STRADE CATEGORIA F2 CON PISTA CICLABILE - 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

ARMATURA BAGGIOLI E RITEGNI ANTISISMICI SU PILE. TIPO A

ARMATURA BAGGIOLI E RITEGNI ANTISISMICI SU PILE. TIPO B

INOR11EE24TV0000001

INOR11EE2BZV00A5001

INOR11EE2BYV00A4001

INOR11EE2BZV00A5004

INOR11EE2DZV00A5001

INOR11EE2BCV00A1001

INOR11EE2BCV00A4001

INOR11EE2BCV00A4002

IV34 - CAVALCAFERROVIA VIA GREZZE - PK 121+563,218

RELAZIONE TECNICA GENERALE CAVALCAFERROVIA

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA A

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLA B

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

RELAZIONE SUL COMPORTAMENTO SISMICO DELL'OPERA, APPOGGI, RITEGNI SISMICI E GIUNTI DI DILATAZIONE

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

PIANTA FONDAZIONI E PIANTE IMPALCATO - tav. 1/2

PIANTA FONDAZIONI E PIANTE IMPALCATO - tav. 2/2

SEZIONE LONGITUDINALE, PROSPETTO LONGITUDINALE E SEZIONE TRASVERSALE - tav. 1/2

SEZIONE LONGITUDINALE, PROSPETTO LONGITUDINALE E SEZIONE TRASVERSALE - tav. 2/2

PIANTA TRACCIAMENTO SOTTOSTRUTTURE E PLINTI DI FONDAZIONE

PIANTA SCAVI

CARPENTERIA SPALLA A

CARPENTERIA SPALLA B

CARPENTERIA PILA P1-P2

CARPENTERIA PILE P3

ARMATURA PALI DI FONDAZIONE SPALLE

ARMATURA PALI DI FONDAZIONE PILE

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 PLINTI DI FONDAZIONE PILE P1-P2

ARMATURA DIAFRAMMI DI FONDAZIONE PILA P3

ARMATURA FUSTO PILA P1

ARMATURA FUSTO PILA P2

ARMATURA FUSTO PILA P3

ARMATURA BAGGIOLI E RITEGNI ANTISISMICI SU SPALLE

DISPOSITIVI DI APPOGGIO E GIUNTI

CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - DISEGNO D'ASSIEME - tav. 1/2

CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - DISEGNO D'ASSIEME - tav. 2/2

CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - TRAVERSI - tav. 1/3

CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - TRAVERSI - tav. 2/3

CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - TRAVERSI - tav. 3/3

CARPENTERIA METALLICA IMPALCATO - DETTAGLI

LASTRE TRALICCIATE IMPALCATO - tav. 1/2

LASTRE TRALICCIATE IMPALCATO - tav. 2/2

ARMATURA SOLETTA IMPALCATO - tav. 1/2

ARMATURA SOLETTA IMPALCATO - tav. 2/2

FASI COSTRUTTIVE

RELAZIONE GEOTECNICA

PROFILO STRATIGRAFICO

INOR11EE2R0VJ34A0001

INOR11EE2CLV34A6001

INOR11EE2CLV34A6002

INOR11EE2CLV34A4001

INOR11EE2CLV34A0001

INOR11EE2CLV34A5001

INOR11EE2P9V34A0001

INOR11EE2P9V34A0002

INOR11EE2PZV34A0001

INOR11EE2PZV34A0002

INOR11EE2PZV34A0001

INOR11EE2PZV3401001

INOR11EE2BZV34A6001

INOR11EE2BZV34A6002

INOR11EE2BZV34A4001

INOR11EE2BZV34A4002

INOR11EE2BZV34A3001

INOR11EE2BZV34A3002

INOR11EE2BZV34A3002

INOR11EE2BZV34A6001

INOR11EE2BZV34A6003

INOR11EE2BZV34A6002

INOR11EE2BZV34A6004

INOR11EE2BZV34A3003

INOR11EE2BZV34A3004

INOR11EE2BZV34A4004

INOR11EE2BZV34A4005

INOR11EE2BZV34A4006

INOR11EE2BCV34A6001

INOR11EE2BZV34A5001

INOR11EE2BZV34A5002

INOR11EE2BZV34A5003

INOR11EE2BZV34A5004

INOR11EE2BZV34A5001

INOR11EE2BZV34A5005

INOR11EE2BZV34A5001

INOR11EE2BZV34A5006

INOR11EE2BZV34A5007

INOR11EE2BZV34A5002

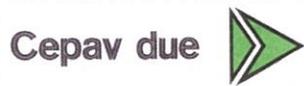
INOR11EE2BZV34A5008

INOR11EE2BZV34A1001

INOR11EE2BZV3400001

INOR11EE2FZV3400001

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL IV 34A 0 001

Rev.
A

Foglio
10 di 42

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 (ϵ_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 pila e il baricentro delle rigidità degli appoggi

α = 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 Cedimenti degli appoggi (ϵ_4)

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 ²)
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

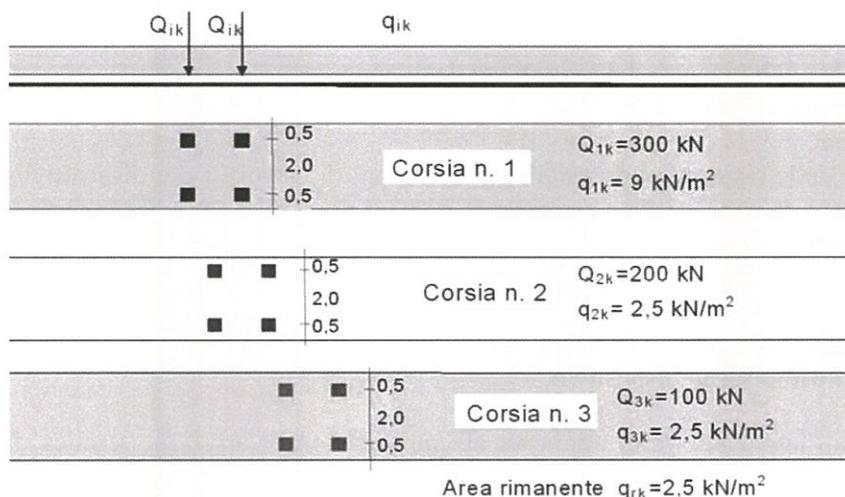


Figura 6.1 - Schema dei carichi mobili.

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 w_r	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. 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):

Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 CL IV 34A 0 001	Rev. A	Foglio 14 di 42
---------	------------------	-------------	--------------------------------------------	-----------	--------------------

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	832.50	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 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.

6.2.6.2 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.

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 34A 0 001

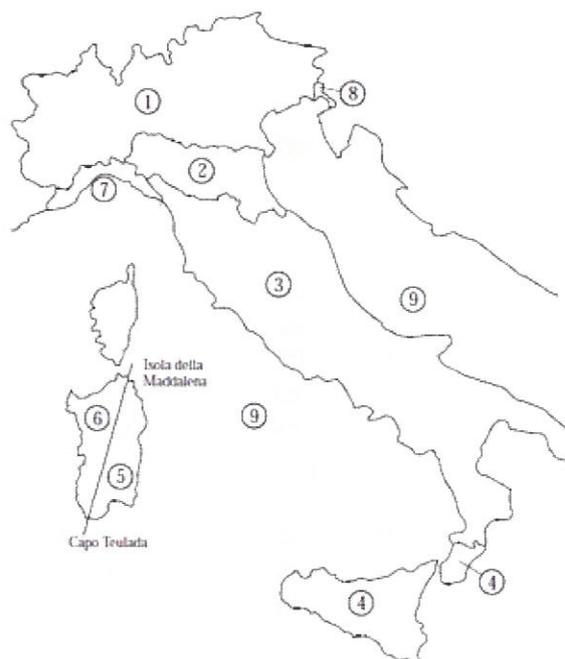
Rev.
A

Foglio
15 di 42

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_z [1/s]
1	25	1000	0.01
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			200
T_R (Tempo di ritorno)			100
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_z (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			25
$\alpha_R (T_R)$			1.04
$v_b (T_R) = v_b \alpha_R$ [m/s]			26.00

p (pressione [kN/m ²] con c_p unitario) = $q_b c_p c_d$	1.123
q_b (pressione cinetica di riferimento [kN/m ²])	0.423
c_e (coefficiente di esposizione)	2.659
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

16 m
100 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 8
Categoria III in zona 7

ZONA 9

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

Categoria di esposizione	Classe di rugosità	k_z	z_0 [m]	z_{min} [m]
II	D	0.19	0.05	4

b [m]	d_{tot} [m]	$C_{fx,0}$	α_1 [°]	$K \alpha_1$	α_2 [°]	$K \alpha_2$	C_f	p [kN/m ²]
12.20	6.50	1.90	0.00	0.00	0.00	0.00	1.9	2.13
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 6.2m dati da:

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

Si considera pertanto un'azione lineare pari a:

$$q = 2.50 \text{ kN/m}^2 * 6.2\text{m} = 15.5 \text{ kN/m}$$

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:

Classe d'uso	III
C _u =	1,5
V _N =	100
V _R =	150

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR}, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente e il periodo di ritorno T_R, espresso in anni, valgono:

Stato limite	P _{VR} (%)	T _R (anni)
SLC	5	2924
SLV	10	1424
SLD	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_g, F₀, T*_c.

a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

F₀ → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T*_c → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

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

STATO LIMITE	a _g [g]	F ₀ [-]	T _c * [s]
SLD	0.098	2.471	0.257
SLV	0.235	2.459	0.283
SLC	0.286	2.414	0.291

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 C. Si ottiene quindi (valido per SLV):

$$S_s = 1,353$$

$$S_t = 1,000$$

$$S = S_s \cdot S_t = 1,353$$



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 η 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 η il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_{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 ζ 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.

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL IV 34A 0 001

Rev.
A

Foglio
18 di 42

Spettro SLC Orizzontale

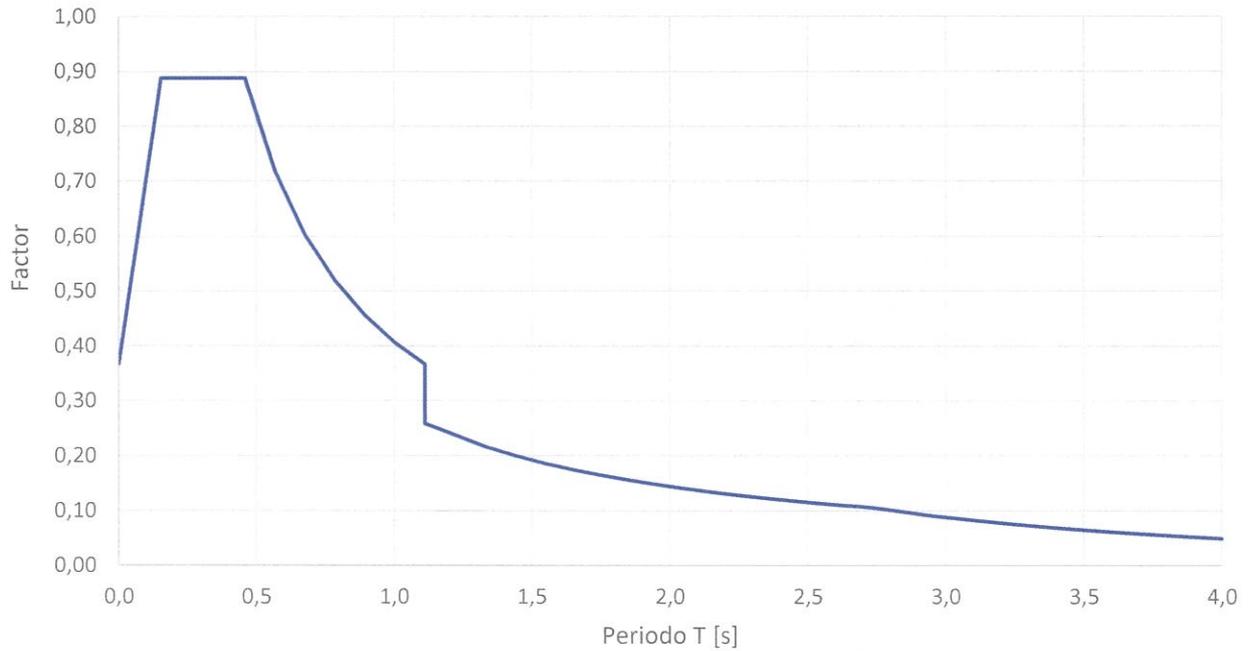


Figura 2 – Spettro orizzontale SLC

Spettro SLV Orizzontale

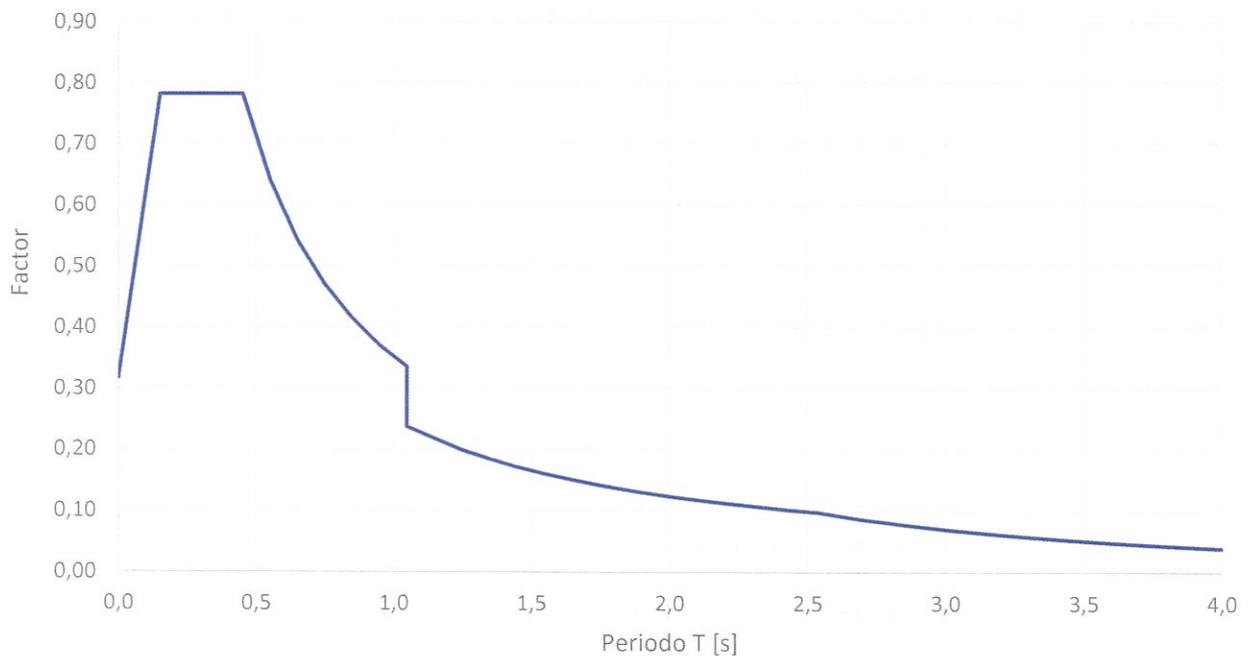


Figura 3 – Spettro orizzontale SLV

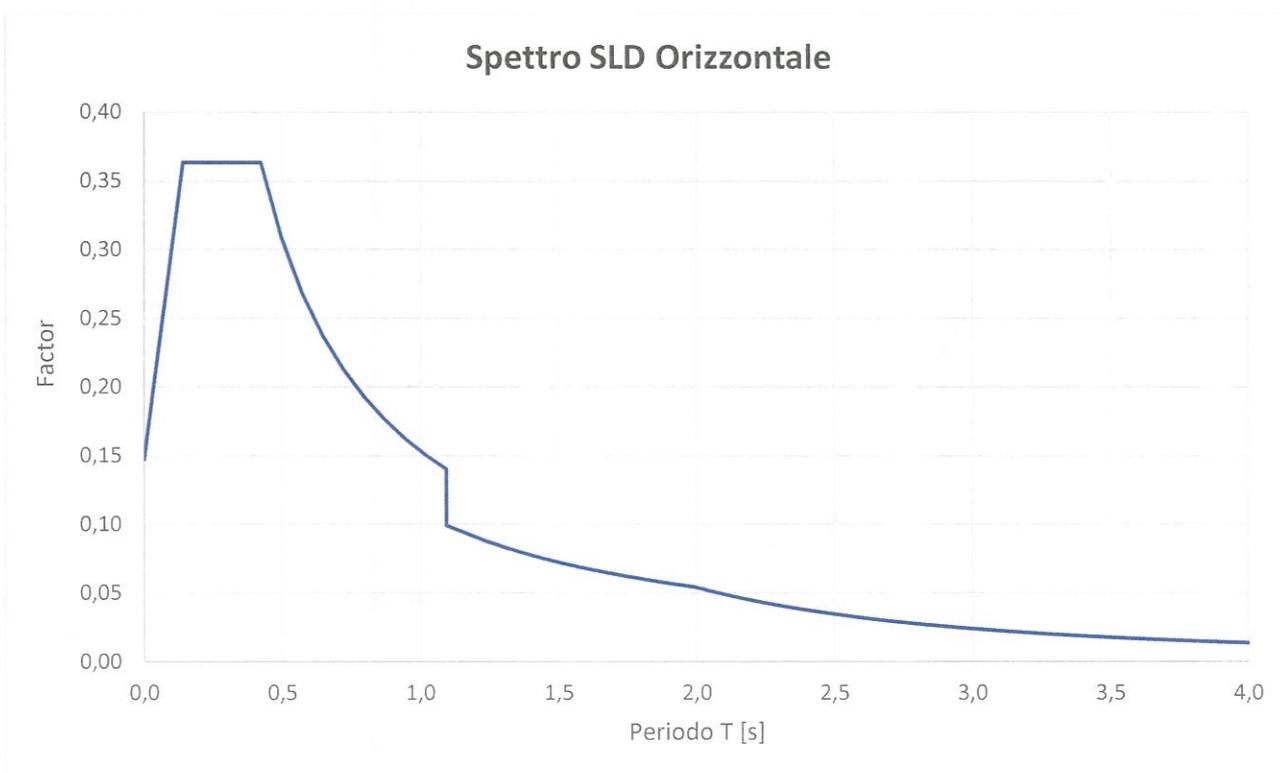


Figura 4 – Spettro orizzontale SLD

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 ζ 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

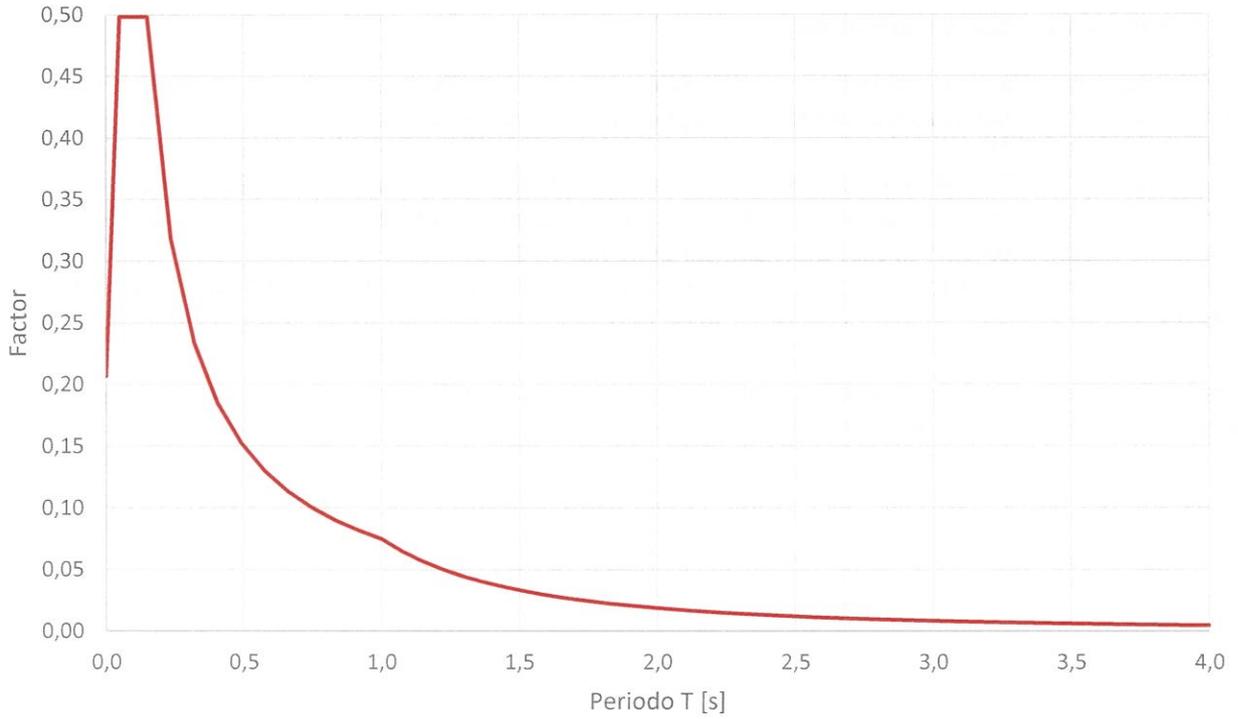


Figura 5 – Spettro verticale SLC

Spettro SLV Verticale

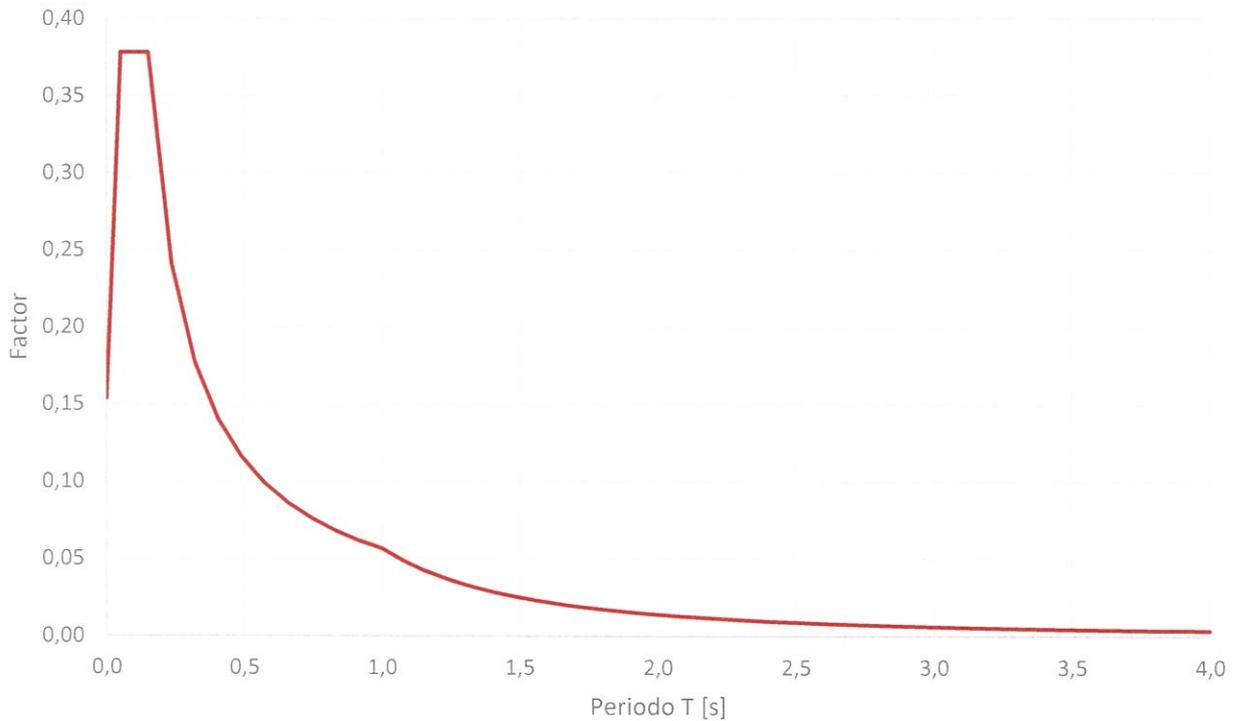


Figura 6 – Spettro verticale SLV



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 ψ_{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 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	Kh dispositivi pile
Condizioni di esercizio	9.00 kN/mm	12.08 kN/mm
Condizioni sismiche	4.50 kN/mm	6.04 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).

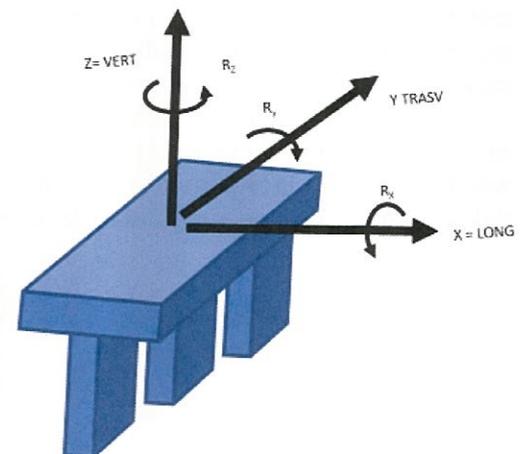
Il modello è in grado di descrivere tutti i gradi di libertà significativi caratterizzanti la risposta dinamica e riproduce le caratteristiche di inerzia e di rigidità della struttura, e di vincolo degli impalcati.

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 = 35cm, 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" e di cui si riportano i valori nella tabella sottostante (si rimanda alla relazione per ulteriori dettagli):

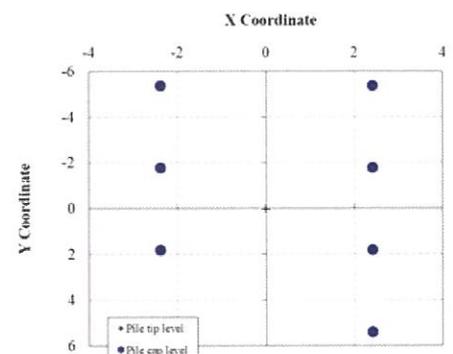
SETTO CON TRE DIAFRAMMI
MATRICE RIGIDEZZA PALIFICATA
NOTAZIONE DESTROSA kN, m

		X	Y	Z	Rx	Ry	Rz
LONG	X	8.4588E+05	0	0	0	-1.8746E+06	0
TRASV	Y	0	7.9819E+05	0	2.2968E+06	0	0
VERT	Z	0	0	3.6857E+06	0	0	0
TRASV	Rx	0	2.2968E+06	0	1.0592E+08	0	0
LONG	Ry	-1.8746E+06	0	0	0	1.1696E+07	0
TORS	Rz	0	0	0	0	0	1.9746E+07

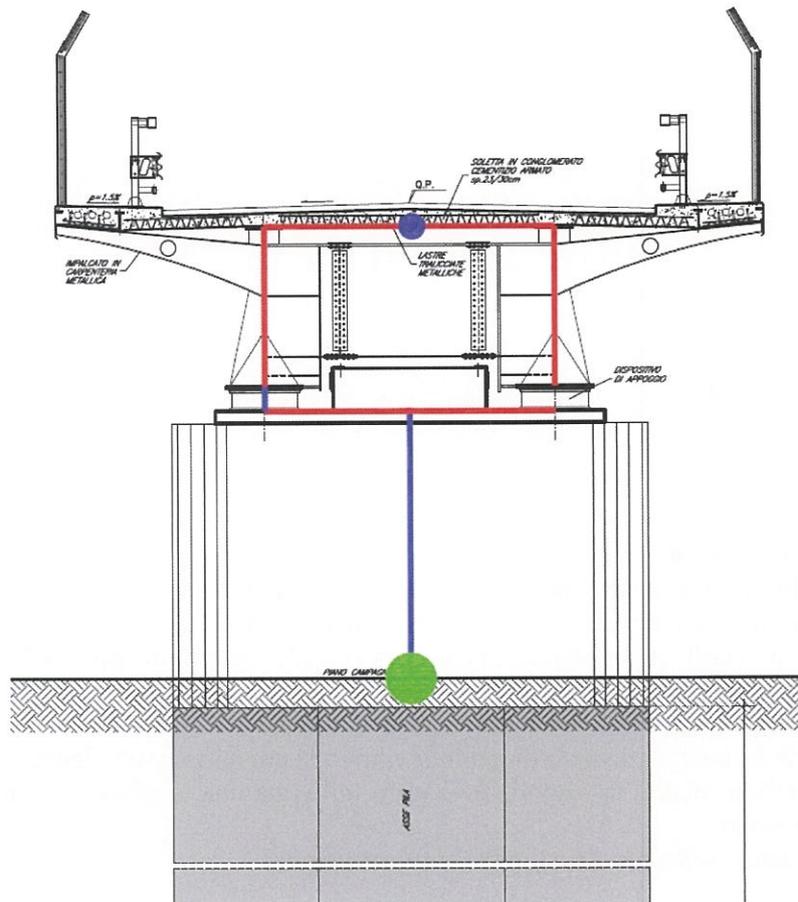


PILE 1-2-8ø 1200
MATRICE RIGIDEZZA PALIFICATA
NOTAZIONE DESTROSA kN, m

		X	Y	Z	Rx	Ry	Rz
LONG	X	1.0129E+06	0	0	0	-1.7505E+06	0
TRASV	Y	0	9.1442E+05	0	1.6449E+06	0	0
VERT	Z	0	0	3.8869E+06	0	0	0
TRASV	Rx	0	1.6449E+06	0	1.9222E+08	0	0
LONG	Ry	-1.7505E+06	0	0	0	8.8220E+07	0
TORS	Rz	0	0	0	0	0	4.9037E+07



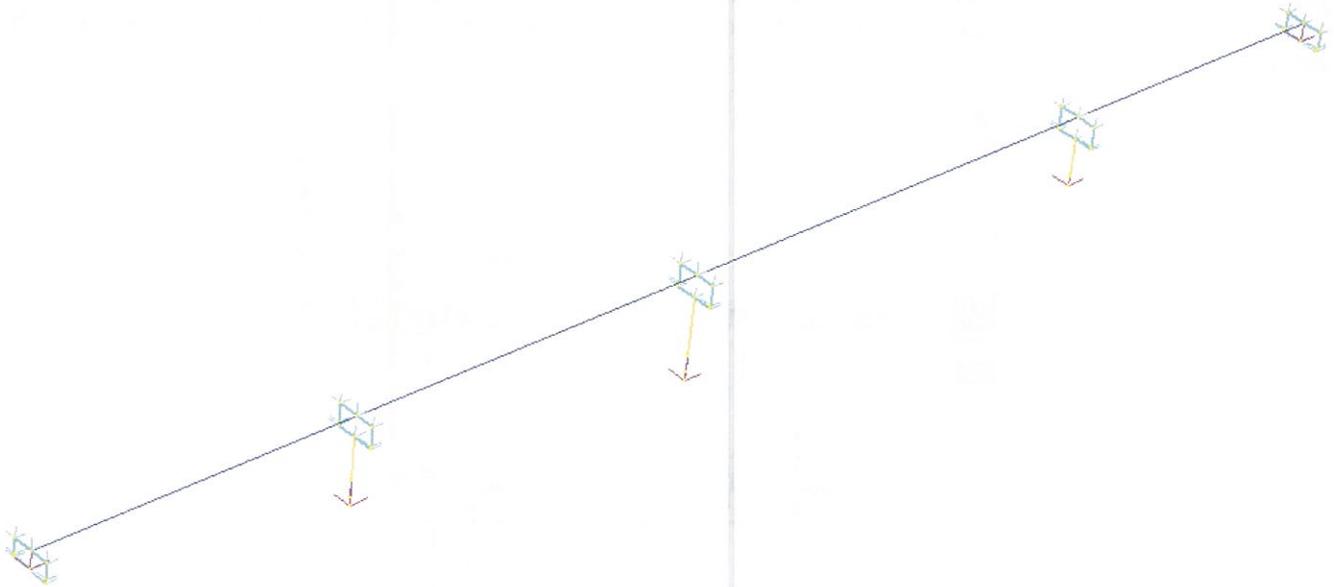
Si riporta di seguito una sezione trasversale del cv con indicazione della tipologia di elementi utilizzati, con riferimento anche alle quote di inizio/fine dei vari elementi, tarate al fine di cogliere correttamente anche lo sviluppo altimetrico dell'opera necessario alla corretta valutazione delle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

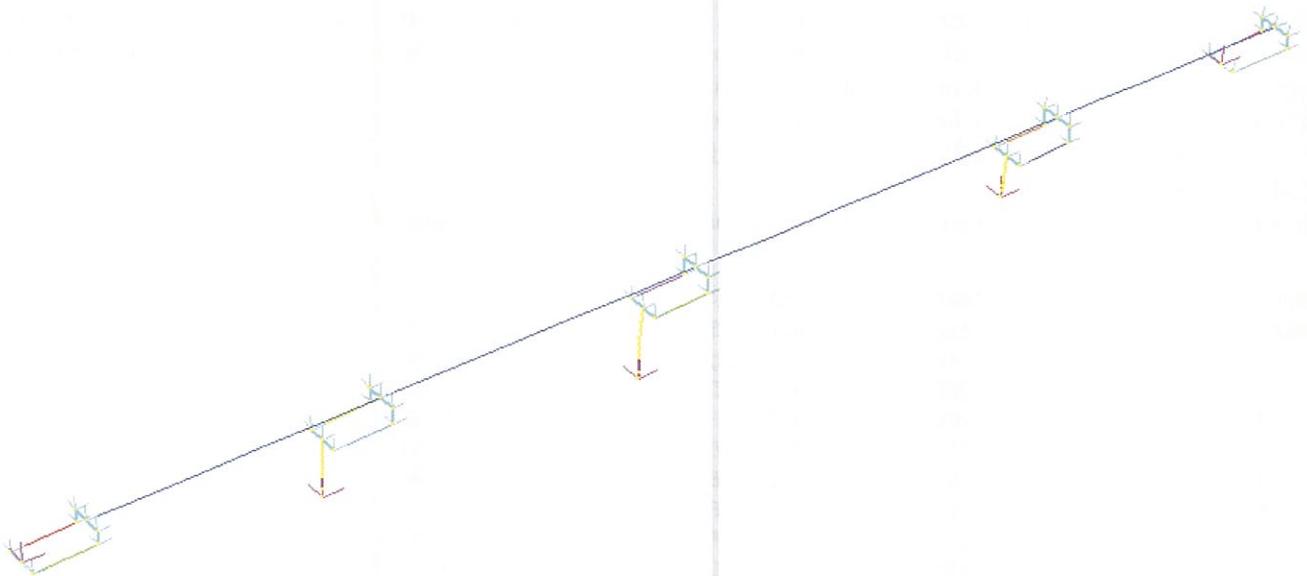
Si riportano nella tabella seguente i risultati principali dell'analisi modale effettuata

MODE PARTICIPATION FOR TRANSLATIONAL EXCITATION						
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	7.0299E-01	2.5968E+06	5.0663E+07	69.518	0.000	0.000
2	7.0668E-01	2.0203E+06	3.9831E+07	0.000	67.936	0.000
3	8.1076E-01	1.0172E+06	2.6397E+07	0.000	0.013	0.000
4	1.3081E+00	7.7574E+05	5.2405E+07	0.000	0.947	0.000
5	2.8898E+00	9.1218E+05	3.0072E+08	0.000	0.004	0.000
6	4.2894E+00	2.2850E+06	1.6597E+09	0.000	0.001	0.000
7	5.7512E+00	1.4371E+05	1.8765E+08	12.771	0.000	0.000
8	6.1019E+00	4.4868E+05	6.5952E+08	0.000	14.706	0.000
9	6.4054E+00	2.6532E+05	4.2975E+08	13.311	0.000	0.000
10	6.4092E+00	4.5079E+05	7.3104E+08	0.000	13.589	0.000
11	7.1268E+00	9.2844E+05	1.8617E+09	0.001	0.000	35.277
12	7.3544E+00	5.4501E+04	1.1637E+08	2.304	0.000	0.008
13	7.7408E+00	8.1260E+05	1.9223E+09	0.000	0.000	25.373
14	8.1059E+00	7.0102E+05	1.8184E+09	0.000	0.000	19.924
15	8.6214E+00	1.3460E+06	3.9497E+09	0.000	0.000	0.000
16	1.0465E+01	6.0152E+04	2.6009E+08	1.638	0.000	0.000
17	1.1797E+01	3.0916E+05	1.6986E+09	0.000	0.000	0.000
18	1.2332E+01	5.8164E+05	3.4923E+09	0.000	0.000	0.000
19	1.2347E+01	9.2492E+04	5.5664E+08	0.000	2.739	0.000
20	1.5718E+01	1.1802E+06	1.1510E+10	0.000	0.000	0.000
21	1.6937E+01	3.6563E+04	4.1409E+08	0.229	0.000	0.000
22	1.7796E+01	8.8857E+04	1.1109E+09	0.000	0.000	0.000
23	1.8477E+01	2.9698E+05	4.0026E+09	0.000	0.000	7.732
24	1.9436E+01	5.7523E+04	8.5788E+08	0.000	0.000	0.000
25	1.9754E+01	2.6021E+05	4.0086E+09	0.000	0.000	7.056
TOTAL TRANSLATIONAL MASS PARTICIPATION FACTORS				99.772	99.934	95.370

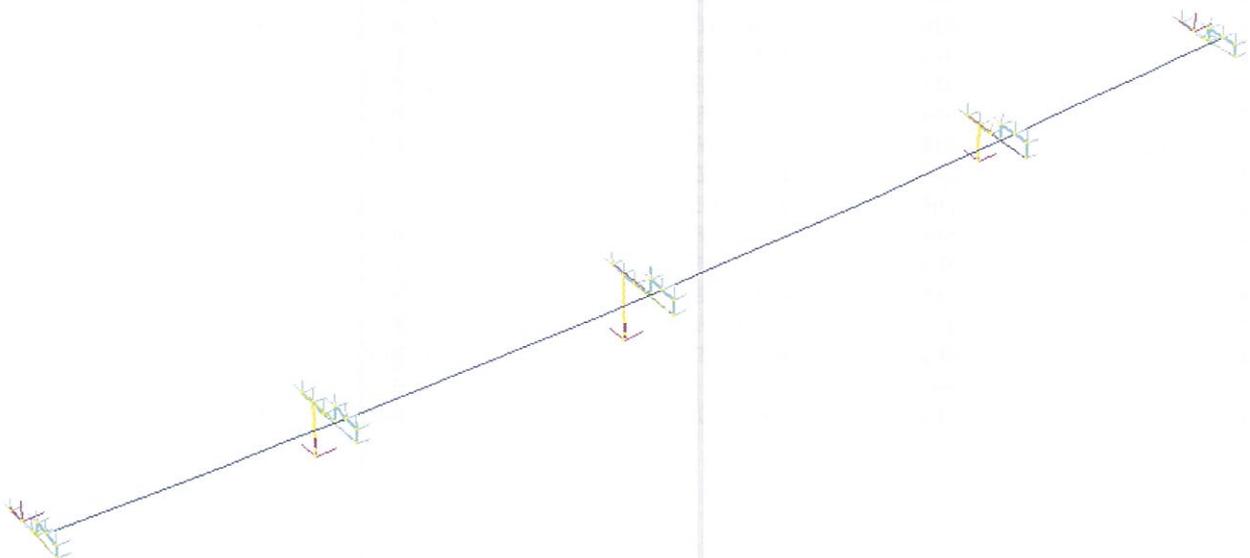


Si riportano anche le deformate amplificate per il primo modo di traslazione dell'impalcato (modo dominante) sia in direzione longitudinale sia in direzione trasversale:

- Modo 1 (0.70 Hz):



- Modo 2 (0.71 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 rigidezza pari alla somma delle rigidezze degli isolatori:

$$m_{TOT} = 2598575 \text{ kg}$$

$$K_{HTOT} = 6 \cdot \frac{6.04 \text{ kN}}{\text{mm}} + 4 \cdot \frac{4.50 \text{ kN}}{\text{mm}} = 5.424 \cdot 10^7 \text{ N/mm}$$

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

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{2598575}{54240000}} = 1.38 \text{ s}$$

Mentre la frequenza risulta:

$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{1.38} = 0.727 \text{ Hz}$$

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	7.0299E-01	2.5968E+06	5.0663E+07	69.518	0.000	0.000
2	7.0668E-01	2.0203E+06	3.9831E+07	0.000	67.936	0.000

Si può notare come le frequenze calcolate a mano e quelle calcolate con il programma di calcolo non siano perfettamente coincidenti in quanto nel calcolo a mano semplificato non si è tenuto conto della deformabilità delle pile, che porta ad un aumento del periodo e ad una relativa diminuzione della frequenza.



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
SLU	SLU 1	1.35	1.5	1.0125	0	0	0.72	1.2	1.2
	SLU 2	1.35	0.9	1.35	0	0	0.72	1.2	1.2
	SLU 3	1.35	0.9	1.0125	1.35	0	0.72	1.2	1.2
	SLU 4	1.35	0.9	1.0125	0	1.35	0.72	1.2	1.2
	SLU 5	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.

	E _x	E _y	E _z
E 1	1,00	0,30	0,30
E 2	0,30	1,00	0,30
E 3	0,30	0,30	1,00
E 4	-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:

SPALLA A				
	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	1138	1138	0	0
Vento	210	-210	0	175.0
Traffico	1560	-238	0	0
Frenatura	0	0	85	0
Azione termica	40	-40	274	0
Ritiro	-27	-27	0	0
Cedimenti	15	-13	0	0
V) $0.3E_x + 0.3E_y + E_z \pm DT$	88	-88	185	68
L) $E_x + 0.3E_y + 0.3E_z \pm DT$	93	-93	438	68
T) $0.3E_x + E_y + 0.3E_z \pm DT$	184	-184	185	224

SPALLA B				
	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	781	781	0	0
Vento	199	-199	0	172.0
Traffico	1470	-362	0	0
Frenatura	0	0	85	0
Azione termica	49	-49	282	0
Ritiro	-32	-32	0	0
Cedimenti	19	-14	0	0
V) $0.3E_x + 0.3E_y + E_z \pm DT$	135	-135	194	141
L) $E_x + 0.3E_y + 0.3E_z \pm DT$	150	-150	446	141
T) $0.3E_x + E_y + 0.3E_z \pm DT$	362	-362	194	469

**PILA 1**

	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	3477	3477	0	0
Vento	452	-452	0	325.0
Traffico	2623	-493	0	0
Frenatura	0	0	97	0
Azione termica	51	-51	166	0
Ritiro	35	35	0	0
Cedimenti	39	-43	0	0
V) $0.3E_x + 0.3E_y + E_z \pm DT$	1548	-1548	168	85
L) $E_x + 0.3E_y + 0.3E_z \pm DT$	525	-525	438	85
T) $0.3E_x + E_y + 0.3E_z \pm DT$	674	-674	168	282

PILA 2

	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	3806	3806	0	0
Vento	548	-548	0	368.0
Traffico	2869	-448	0	0
Frenatura	0	0	67	0
Azione termica	21	-21	3	0
Ritiro	-14	-14	0	0
Cedimenti	52	-47	0	0
V) $0.3E_x + 0.3E_y + E_z \pm DT$	902	-902	140	100
L) $E_x + 0.3E_y + 0.3E_z \pm DT$	342	-342	404	100
T) $0.3E_x + E_y + 0.3E_z \pm DT$	517	-517	140	333

PILA 3

	N max [kN]	N min [kN]	Hlong [kN]	Htrasv [kN]
Pesi Propri	3923	3923	0	0
Vento	479	-479	0	317.0
Traffico	2732	-365	0	0
Frenatura	0	0	82	0
Azione termica	59	-59	163	0
Ritiro	38	38	0	0
Cedimenti	36	-43	0	0
V) $0.3E_x + 0.3E_y + E_z \pm DT$	1603	-1603	117	121
L) $E_x + 0.3E_y + 0.3E_z \pm DT$	598	-598	373	121
T) $0.3E_x + E_y + 0.3E_z \pm DT$	912	-912	117	404

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 comp [kN]	H long [kN]	H trasv [kN]	Spostamento Long [mm]	Spostamento Trasv [mm]
Spalla A	<i>SLU 1</i>	3445	505	197	263	22	29
	<i>SLU 2</i>	3846	551	197	158	22	18
	<i>SLU 3</i>	3319	631	312	158	35	18
	<i>SLU 4</i>	3319	631	197	158	22	18
	<i>SLU 5</i>	3338	612	329	158	37	18
Spalla B	<i>SLU 1</i>	2861	25	203	258	23	29
	<i>SLU 2</i>	3238	23	203	155	23	17
	<i>SLU 3</i>	2742	145	318	155	35	17
	<i>SLU 4</i>	2742	145	203	155	23	17
	<i>SLU 5</i>	2765	121	338	155	38	17
Spalla A	<i>SLC 1</i>	1214	1010	185	68	41	15
	<i>SLC 2</i>	1219	1005	438	68	97	15
	<i>SLC 3</i>	1310	914	185	224	41	50
Spalla B	<i>SLC 1</i>	903	600	194	141	43	31
	<i>SLC 2</i>	918	585	446	141	99	31
	<i>SLC 3</i>	1130	373	194	469	43	104

Appoggio	COMBO	N max compr [kN]	N max traz [kN]	H long [kN]	H trasv [kN]	Spostamento Long [mm]	Spostamento Trasv [mm]
Pila 1	<i>SLU 1</i>	8153	2254	120	488	10	40
	<i>SLU 2</i>	8767	2358	120	293	10	24
	<i>SLU 3</i>	7882	2525	250	293	21	24
	<i>SLU 4</i>	7882	2525	120	293	10	24
	<i>SLU 5</i>	7907	2500	199	293	16	24
Pila 2	<i>SLU 1</i>	8926	2442	2	552	0	46
	<i>SLU 2</i>	9565	2620	2	331	0	27
	<i>SLU 3</i>	8597	2771	93	331	8	27
	<i>SLU 4</i>	8597	2771	2	331	0	27
	<i>SLU 5</i>	8607	2761	4	331	0	27
Pila 1	<i>SLC 1</i>	5099	1921	168	85	28	14
	<i>SLC 2</i>	4076	2944	438	85	73	14
	<i>SLC 3</i>	4225	2795	168	282	28	47
Pila 2	<i>SLC 1</i>	4746	2843	140	100	23	17
	<i>SLC 2</i>	4186	3403	404	100	67	17
	<i>SLC 3</i>	4361	3228	140	333	23	55

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA

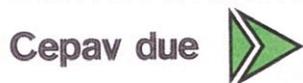


Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34A 0 001Rev.
AFoglio
33 di 42

Appoggio	COMBO	N max compr [kN]	N max traz [kN]	H long [kN]	H trasv [kN]	Spostamento Long [mm]	Spostamento Trasv [mm]
Pila 3	<i>SLU 1</i>	8912	2786	117	476	10	39
	<i>SLU 2</i>	9547	2951	117	285	10	24
	<i>SLU 3</i>	8625	3074	228	285	19	24
	<i>SLU 4</i>	8625	3074	117	285	10	24
	<i>SLU 5</i>	8653	3046	196	285	16	24
Pila 3	<i>SLC 1</i>	5600	2315	117	121	19	20
	<i>SLC 2</i>	4595	3320	373	121	62	20
	<i>SLC 3</i>	4909	3006	117	404	19	67

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL IV 34A 0 001

Rev.
A

Foglio
34 di 42

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.

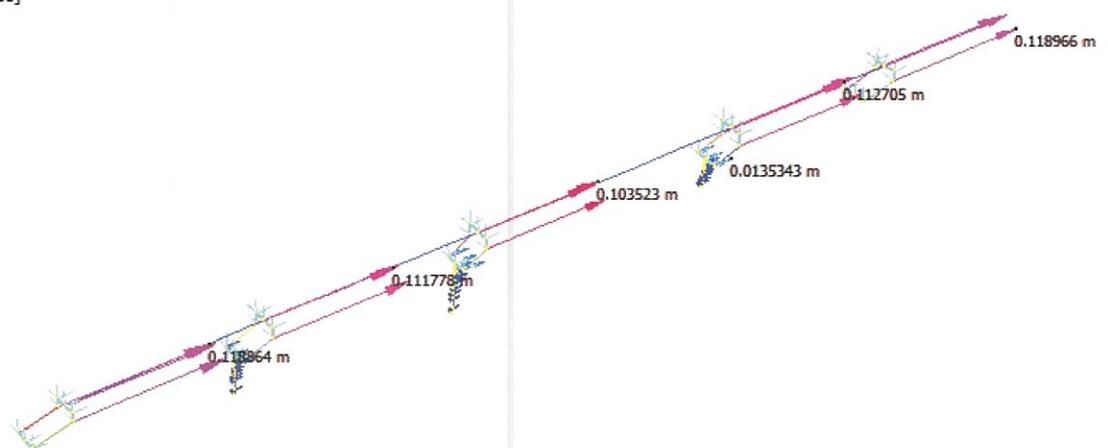
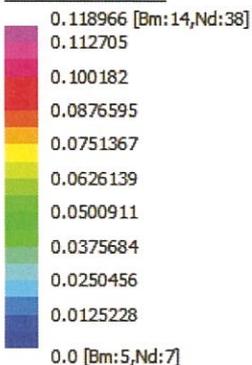
Il varco paraghiaia-soletta sarà progettato con la massima escursione prodotta in combinazione sismica SLC al fine di evitare il martellamento degli elementi strutturali

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:

Beam Disp: DX (m)



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

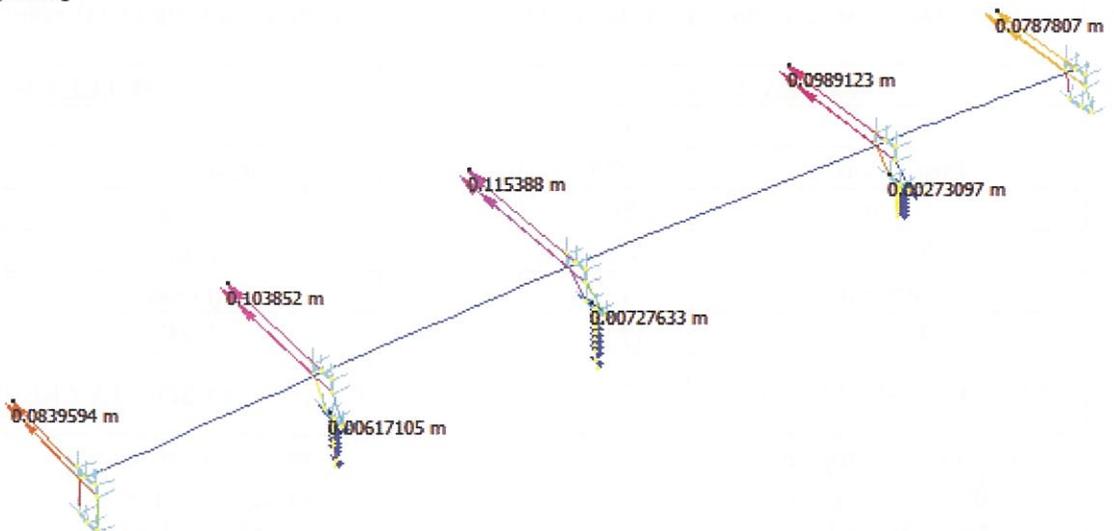
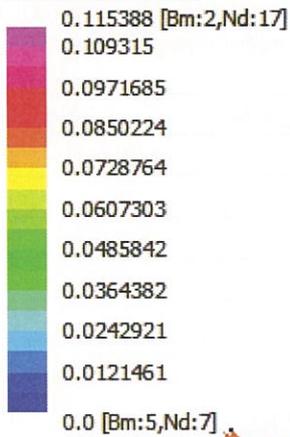
Codifica Documento
E E2 CL IV 34A 0 001

Rev.
A

Foglio
36 di 42

Direzione trasversale:

Beam Disp: DY (m)



Lo spostamento massimo ricavato in precedenza vale 11.90:

Si assumono dunque varchi di ampiezza pari a 14.00cm e giunti con escursione pari a +/-13.00cm.



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).

SPALLA A	
	N [kN]
Pesi Propri	1138
Vento	210
Ritiro	-27
Cedimenti	15
TOT	1336
CARICO DA SOLLEVARE	1750
n° martinetti ad appoggio	1
PORTATA UTILE MARTINETTO	1750
n° tot martinetti	2

PILA 1	
	N [kN]
Pesi Propri	3477
Vento	452
Ritiro	35
Cedimenti	39
TOT	4003
CARICO DA SOLLEVARE	5000
n° martinetti ad appoggio	2
PORTATA UTILE MARTINETTO	3000
n° tot martinetti	4

SPALLA B	
	N [kN]
Pesi Propri	781
Vento	199
Ritiro	-32
Cedimenti	19
TOT	967
CARICO DA SOLLEVARE	1250
n° martinetti ad appoggio	1
PORTATA UTILE MARTINETTO	1250
n° tot martinetti	2

PILA 2	
	N [kN]
Pesi Propri	3806
Vento	548
Ritiro	-14
Cedimenti	52
TOT	4392
CARICO DA SOLLEVARE	5500
n° martinetti ad appoggio	2
PORTATA UTILE MARTINETTO	3000
n° tot martinetti	4

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 CL IV 34A 0 001

Rev.
A

Foglio
38 di 42

PILA 3	
	N [kN]
Pesi Propri	3923
Vento	479
Ritiro	38
Cedimenti	36
TOT	4476
CARICO DA SOLLEVARE	5500
n° martinetti ad appoggio	2
PORTATA UTILE MARTINETTO	3000
n° tot martinetti	4



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34A 0 001Rev.
AFoglio
39 di 42

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)
CARICHI ELEMENTARI STATICI	Peso permanente	g	6954,00	-	-	-	-
	Cedimento (max compressione)	ϵ_4	78,00	-	-	-	-
	Cedimento (max trazione)	ϵ_4	-86,00	-	-	-	-
	Carichi accidentali	q ₁	-	-	-	-	51,00
	Frenatura	q ₃	-	-	193,00	-	-
	Azione centrifuga	q ₄	-	-	-	-	-
	Vento su impalcato	q ₅	-	2218,00	-	650,00	-
	Azione termica	q ₇	-	-	358,00	-	-
CARICHI ELEMENTARI SISMICI	E 1 (massimo sisma longitudinale)	q ₆	-	697,50	1014,00	317,10	-
	E 2 (massimo sisma trasversale)	q ₆	-	2325,00	304,20	1057,00	-
	E 3 (massimo sisma verticale)	q ₆	2574,00	-	-	-	-

13.2 Azioni trasmesse alla pila 2

	CONDIZIONE ELEMENTARE		N(kN)	Mt(kNm)	Tl(kN)	Tt(kN)	Afferenza (m)
CARICHI ELEMENTARI STATICI	Peso permanente	g	7612,00	-	-	-	-
	Cedimento (max compressione)	ϵ_4	104,00	-	-	-	-
	Cedimento (max trazione)	ϵ_4	-94,00	-	-	-	-
	Carichi accidentali	q ₁	-	-	-	-	56,40
	Frenatura	q ₃	-	-	144,00	-	-
	Azione centrifuga	q ₄	-	-	-	-	-
	Vento su impalcato	q ₅	-	2741,00	-	736,00	-
	Azione termica	q ₇	-	-	12,00	-	-
CARICHI ELEMENTARI SISMICI	E 1 (massimo sisma longitudinale)	q ₆	-	864,30	955,00	350,10	-
	E 2 (massimo sisma trasversale)	q ₆	-	2881,00	286,50	1167,00	-
	E 3 (massimo sisma verticale)	q ₆	3327,00	-	-	-	-

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due 

ALTA SORVEGLIANZA


ITALFERR
 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34A 0 001Rev.
AFoglio
40 di 42**13.3 Azioni trasmesse alla pila 3**

	CONDIZIONE ELEMENTARE		N(kN)	Mt(kNm)	Tl(kN)	Tt(kN)	Afferenza (m)
CARICHI ELEMENTARI STATICI	Peso permanente	g	7846,00	-	-	-	-
	Cedimento (max compressione)	ϵ_4	72,00	-	-	-	-
	Cedimento (max trazione)	ϵ_4	-86,00	-	-	-	-
	Carichi accidentali	q ₁	-	-	-	-	54,20
	Frenatura	q ₃	-	-	174,00	-	-
	Azione centrifuga	q ₄	-	-	-	-	-
	Vento su impalcato	q ₅	-	2395,00	-	633,00	-
	Azione termica	q ₇	-	-	362,00	-	-
CARICHI ELEMENTARI SISMICI	E 1 (massimo sisma longitudinale)	q ₆	-	738,30	956,00	300,00	-
	E 2 (massimo sisma trasversale)	q ₆	-	2461,00	286,80	1000,00	-
	E 3 (massimo sisma verticale)	q ₆	2581,00	-	-	-	-



14 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

Si riporta, come richiesto dal DM 14/01/2008 al paragrafo 10.2, un giudizio di accettabilità dei risultati, condotto attraverso una verifica manuale dei calcoli numerici svolti. In realtà il calcolo condotto per gli appoggi non ha richiesto l'ausilio di codici software, se non per alcune limitate valutazioni. Sono stati infatti utilizzati dei fogli di calcoli elettronici, in cui sono state implementate le formulazioni "manuali", allo scopo di rendere più agevole l'esecuzione di tutte le valutazioni numeriche e quindi molto più controllati rispetto analoghe valutazioni svolte tramite software e quindi meno controllabili. Ad ogni modo verranno nel seguito rifatte a tale scopo alcune calcolazioni, relativamente ai casi di carico più significativi (pesi e traffico) in termini di azioni verticali agenti e quindi maggiormente incidenti sulle verifiche finali rispetto ai restanti.

Per prima cosa si ricorda che il valore di carico distribuito valido per il cv in oggetto è pari a 148.5 kN/m.

I carichi da traffico vengono disposti invece come spiegato nel paragrafo "Azioni accidentali da traffico veicolare" della Relazione di calcolo delle pile, ovvero al fine di massimizzare l'azione di compressione negli appoggi, oppure al fine di massimizzare l'azione flettente/verticale di compressione nelle pile.

La lunghezza di afferenza è stata valutata manualmente secondo uno schema semplificato di incastro-appoggio per la prima ed ultima campata, quindi assegnando una maggiore aliquota di carico alla pila rispetto alla spalla, mentre di incastro-incastro per tutte le campate intermedie, quindi assegnando a ciascuna pila metà del carico.

Le caratteristiche geometriche del cv sono:

	L campata [m]	H fusto [m]
SpA	40.00	3.80
P1	45.00	5.40
P2	55.00	6.80
P3	35.00	4.90
SpB		3.00

Si riporta di seguito il calcolo svolto manualmente e confrontato con i risultati esposti nei paragrafi precedenti, relativamente all'azione dei pesi verticali:

		VALORE CALCOLO MANUALE		VALORE CALCOLO DA MODELLO		Errore
		Pesi q =	148.50 kN/m	Pesi q =	148.50 kN/m	
Luci						
L1	40.00					
Afferenza pila P1	47.50 -->	Pesi P1 N =	3526.88 kN	Pesi P1 N =	3477.00 kN	1.014
L2	45.00					
Afferenza pila P1	50.00 -->	Pesi P1 N =	3712.50 kN	Pesi P1 N =	3806.00 kN	0.975
L3	55.00					
Afferenza pila P3	49.38 -->	Pesi P1 N =	3666.09 kN	Pesi P1 N =	3923.00 kN	0.935
L4	35.00					

Si riporta invece di seguito per il carico da traffico la ripartizione trasversale operata tramite Courbon, definite le eccentricità trasversali delle risultanti delle singole corsie rispetto l'asse appoggi, sia per carico distribuito sia per carichi tandem. Vengono determinate ora le azioni per ogni appoggio considerando le stese occupanti per intero

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 CL IV 34A 0 001Rev.
AFoglio
42 di 42

l'impalcato; nel seguito si considererà poi il caso di sole due stese presenti al fine di massimizzare l'azione di sbilanciamento trasversale dei carichi.

Carico distribuito:

N°Travi	2	Carico_F	27 kN/m	Carico_F	7.5 kN/m	Carico_F	6.25 kN/m	q [kN/m]_MAX. TRAZ.	q [kN/m]_MAX COMPR.			
		eccentricità -2.75 m		eccentricità 0.25 m		eccentricità 3 m		Corsia 1+2	Corsia 1+2+3			
d_trave 1	-2.5 m	k1	1.0500	28.35	k1	0.4500	3.38	k1	-0.1000	-0.63	31.73	31.10
d_trave 2	2.5 m	k2	-0.0500	-1.35	k2	0.5500	4.13	k2	1.1000	6.88	2.78	9.65

Carico tandem:

N°Travi	2	Carico_F	600 kN	Carico_F	400 kN	Carico_F	0 kN	q [kN]_MAX. TRAZ.	q [kN]_MAX. COMPR.			
		eccentricità -2.75 m		eccentricità 0.25 m		eccentricità 3 m		Corsia 1+2	Corsia 1+2+3			
d_trave 1	-2.5 m	k1	1.0500	630.00	k1	0.4500	180.00	k1	-0.1000	0.00	810.00	810.00
d_trave 2	2.5 m	k2	-0.0500	-30.00	k2	0.5500	220.00	k2	1.1000	0.00	190.00	190.00

Folla:

N°Travi	2	APPOGGIO	Carico_F	3.75 kN/m	Carico_F	3.75 kN/m	q [kN/m]_MAX. TRAZ.	q [kN/m]_MAX COMPR.		
		ESISTENTE	eccentricità -5.1 m		eccentricità 5.1 m		Folla Sx	Folla Sx+Dx		
d_trave 1	-2.5 m	SI	k1	1.5200	5.70	k1	-0.5200	-1.95	5.70	3.75
d_trave 2	2.5 m	SI	k2	-0.5200	-1.95	k2	1.5200	5.70	-1.95	3.75

Il controllo manuale rispetto ai numeri estratti dalle tabelle espone in precedenza nella relazione conduce a:

		VALORE CALCOLO MANUALE				VALORE CALCOLO DA MODELLO				Errore
		MASSIMA COMPRESSIONE				MASSIMA COMPRESSIONE				
		Tandem)	F =	810.00 kN					
		Traff. Distr.)	q =	37.43 kN/m					
Luci										
L1	40.00									
Afferenza pila P1	47.50 -->	Traff. P1)	N =	2587.69 kN	Traff. P1)	N =	2623.00 kN	0.99
L2	45.00									
Afferenza pila P1	50.00 -->	Traff. P2)	N =	2681.25 kN	Traff. P2)	N =	2869.00 kN	0.93
L3	55.00									
Afferenza pila P3	49.38 -->	Traff. P3)	N =	2657.86 kN	Traff. P3)	N =	2732.00 kN	0.97
L4	35.00									

Gli errori riscontrati sono essenzialmente dovuti all'errore nella valutazione dell'afferenza per carichi verticali distribuiti applicati sull'impalcato. Tramite una valutazione più accurata, ad esempio attraverso un modello agli elementi finiti, è possibile cogliere la configurazione di carico più corretta per il calcolo dell'azione gravante sulle varie pile.