

COMMITTENTE:



DIREZIONE LAVORI:



APPALTATORE:



PROGETTAZIONE:	PROGETTISTA:	DIRETTORE DELLA PROGETTAZIONE
RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO PROGETTISTI	Prof. Ing. MARCO PETRANGELI	Ing. PIETRO MAZZOLI Responsabile integrazione fra le varie prestazioni specialistiche

## PROGETTO ESECUTIVO

### ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO I° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI ELABORATI TIPOLOGICI PONTI E VIADOTTI FERROVIARI

Impalcato a struttura mista acc.-cls L=34m doppio binario: Relazione di calcolo

APPALTATORE	SCALA:
Consorzio CFT IL DIRETTORE TECNICO Geom. C Bianchi 11/07/18	<div style="border: 1px solid black; width: 100px; height: 30px; margin: 0 auto; text-align: center;">-</div>

COMMESSA   LOTTO   FASE   ENTE   TIPO DOC.   OPERA/DISCIPLINA   Progr.   REV.

I	F	1	N	0	1	E	Z	Z	C	L	V	I	0	0	0	7	0	0	2	A
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Tipo di Emissione	A. Coronati	11/07/18	M. Petrangeli	11/07/18	P. Mazzoli	11/07/18	M. Petrangeli
								11/07/18

File: IF1N.0.1.E.ZZ.CL.VI.00.0.7.002.A.doc

n. Elab.:

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>6</b>
<b>2</b>	<b>SCOPO DEL DOCUMENTO .....</b>	<b>6</b>
<b>3</b>	<b>NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>6</b>
3.1	NORMATIVE .....	6
3.2	ELABORATI DI RIFERIMENTO .....	6
<b>4</b>	<b>MATERIALI .....</b>	<b>7</b>
4.1.1	CALCESTRUZZO PER SOLETTA .....	7
4.1.2	ACCIAIO PER C.A.....	7
4.1.3	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA .....	7
4.1.4	ACCIAIO PER PIOLI NELSON.....	7
<b>5</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA .....</b>	<b>8</b>
<b>6</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI.....</b>	<b>10</b>
6.1	PESO PROPRIO (G1).....	10
6.2	PERMANENTI PORTATI E BALLAST .....	10
6.2.1	MASSICCIAIA, ARMAMENTO E IMPERMEABILIZZAZIONE.....	10
6.2.2	BARRIERE ANTIRUMORE .....	10
6.2.3	CANALETTE IMPIANTI, IMPIANTI E MURETTI PARABALLAST .....	10
6.2.4	VELETTE.....	11
6.2.5	ALTRE AZIONI PERMANENTI.....	11
6.3	AZIONI VARIABILI .....	11
6.3.1	TRENI DI CARICO .....	11
6.3.2	CARICHI SUI MARCIAPIEDI .....	14
6.3.3	SERPEGGIO .....	14
6.3.4	AVVIAMENTO E FRENATURA.....	14
6.3.5	AZIONI DINAMICHE:.....	15

6.3.6	AZIONI DOVUTE AL DERAGLIAMENTO .....	15
6.3.7	RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI .....	16
6.4	AZIONI CLIMATICHE .....	16
6.4.1	VARIAZIONE TERMICA UNIFORME.....	16
6.4.2	VARIAZIONE TERMICA NON UNIFORME .....	16
6.4.3	VENTO .....	17
6.5	AZIONI INDIRETTE .....	21
6.5.1	RITIRO E VISCOSITÀ .....	21
6.6	AZIONI SISMICHE.....	23
7	FASI COSTRUTTIVE E MODELLAZIONE .....	24
7.1	MODELLAZIONE: GENERALITÀ.....	24
7.1.1	MODELLO FASE 0.....	25
7.1.2	MODELLO FASE 1 .....	25
7.1.3	MODELLO FASE 2.....	26
7.2	ANALISI MODALE .....	27
7.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	28
8	EFFETTI GLOBALI SU IMPALCATO .....	30
8.1	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO .....	30
8.1.1	VERIFICHE MODELLO FASE 0.....	31
8.1.2	VERIFICHE A TEMPO INFINITO .....	35
8.2	VERIFICHE DEI CONNETTORI A TAGLIO .....	39
8.3	VERIFICHE A FATICA .....	40
9	TRASVERSI .....	42
10	EFFETTI LOCALI SULL'IMPALCATO – MODELLO TRASVERSALE.....	46
10.1	ANALISI DEI CARICHI .....	46
10.1.1	PESO PROPRIO (G <sub>1</sub> ).....	46
10.1.2	PERMANENTI NON STRUTTURALI .....	46

10.1.3	CARICHI VARIABILI .....	47
10.2	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO .....	49
10.3	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO .....	51
10.3.1	VERIFICHE TENSIONALI.....	52
10.3.2	VERIFICA FESSURAZIONE .....	53
10.4	VERIFICHE A FATICA .....	54
11	VERIFICHE DI DEFORMAZIONE .....	55
11.1	VERIFICA DEFORMAZIONI TORSIONALI (SGHEMBO) .....	55
11.2	VERIFICA STATO LIMITE DI COMFORT DEI PASSEGGERI.....	55
12	VERIFICA PREDALLES .....	56
12.1	ANALISI DEI CARICHI .....	57
12.2	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE.....	57
12.3	VERIFICA TRASVERSALE.....	62
13	AZIONI SUGLI APPOGGI.....	63
13.1	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA PER $V_N=75$ ANNI E $C_U=1.5$ ( $V_R=112.5$ ) – CATEGORIA SOTTOSUOLO B.....	63
13.1.1	INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO E STRATEGIA DI PROGETTAZIONE .....	63
13.1.2	AZIONI SISMICHE DI PROGETTO .....	66
13.2	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA PER $V_N=100$ ANNI E $C_U=2.0$ ( $V_R=200$ ) – CATEGORIA SOTTOSUOLO B.....	72
13.2.1	INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO E STRATEGIA DI PROGETTAZIONE .....	72
13.2.2	AZIONI SISMICHE DI PROGETTO .....	74
13.3	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA PER $V_N=75$ ANNI E $C_U=1.5$ ( $V_R=112.5$ ) – CATEGORIA SOTTOSUOLO C.....	80
13.3.1	INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO E STRATEGIA DI PROGETTAZIONE .....	80
13.3.2	AZIONI SISMICHE DI PROGETTO .....	82
13.3.3	MASSE IMPALCATO .....	88
13.4	AZIONE SUGLI APPOGGI.....	88
13.4.1	AZIONE SISMICA PER $V_N=75$ ANNI E $C_U=1.5$ ( $V_R=112.5$ ) – CATEGORIA SOTTOSUOLO B .....	89

Ghella



ITINERA

ITINERARIO NAPOLI – BARI

RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO

1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E  
VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL  
COMUNE DI MADDALONI – PROGETTO ESECUTIVO

Ponti e Viadotti di linea  
 Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
 Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	5 di 91

13.4.2 AZIONE SISMICA PER  $V_N=100$  ANNI E  $C_U=2.0$  ( $V_R=200$ ) – CATEGORIA SOTTOSUOLO B ..... 89

13.4.3 AZIONE SISMICA PER  $V_N=75$  ANNI E  $C_U=1.5$  ( $V_R=112.5$ ) – CATEGORIA SOTTOSUOLO C ..... 90

14 INCIDENZE ..... 91

   	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E</b> <b>VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL</b> <b>COMUNE DI MADDALONI – PROGETTO ESECUTIVO</b>					
<i>Ponti e Viadotti di linea</i> <i>Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario</i> <i>Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A	FOGLIO 6 di 91

## 1 PREMESSA

Nell'ambito dell'Itinerario Napoli-Bari si inserisce il Raddoppio della Tratta Cancello – Benevento - 1° Lotto Funzionale Cancello-Frasso Telesino e Variante alla Linea Roma-Napoli Via Cassino nel Comune di Maddaloni (compreso il Collegamento Merci con lo scalo di Marcianise - Collegamento Benevento-Marcianise) oggetto di progettazione esecutiva.

## 2 SCOPO DEL DOCUMENTO

Nel presente documento di calcolo è riportata l'analisi strutturale relativa agli impalcati ferroviari a struttura mista acciaio calcestruzzo costituiti sostanzialmente da 4 travi metalliche a doppio T accostate e soletta di completamento gettata in opera, di portata teorica pari a  $L=32,4$  (interasse fra le pile/fra le pile e le spalle pari a  $L=34m$ ). Tale tipologia strutturale è frequentemente impiegata nell'ambito del Raddoppio della Tratta Cancello – Benevento - 1° Lotto Funzionale Cancello-Frasso Telesino e Variante alla Linea Roma-Napoli Via Cassino nel Comune di Maddaloni (compreso il Collegamento Merci con lo scalo di Marcianise - Collegamento Benevento-Marcianise) di cui al § 1. Le analisi strutturali anzidette inviluppano cautelativamente le peggiori condizioni di impiego, in termini di azioni (sismiche, vento, centrifuga, etc.), della tipologia strutturale in questione.

## 3 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 3.1 NORMATIVE

Le principali Normative nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento e prese a riferimento sono le seguenti:

Rif. [1] Ministero delle Infrastrutture, DM 14 gennaio 2008, «Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni»

Rif. [2] Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008»

Rif. [3] Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 001 - Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario

Rif. [4] Istruzione RFI DTC INC CS SP IFS 001 - Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie

Rif. [5] Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 002 - Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria

Rif. [6] Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 003 - Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari

Rif. [7] Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 004 - Specifica per la progettazione e l'esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo

Rif. [8] Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 005 - Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia

Rif. [9] Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)

Rif. [10] Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione europea.

Rif. [11] Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra.

### 3.2 ELABORATI DI RIFERIMENTO

Vengono presi a riferimento tutti gli elaborati grafici progettuali di pertinenza.

  	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E</b> <b>VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL</b> <b>COMUNE DI MADDALONI – PROGETTO ESECUTIVO</b>					
Ponti e Viadotti di linea Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario Relazione di Calcolo	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A	FOGLIO 7 di 91

## 4 MATERIALI

Si riportano di seguito i materiali previsti per la realizzazione delle strutture, suddivisi per elemento costruttivo.

### 4.1.1 CALCESTRUZZO PER SOLETTA

Classe C32/40			
$R_{ck} =$	40	MPa	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} =$	33.2	MPa	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} =$	41.2	MPa	valor medio resistenza cilindrica
$\alpha_{cc} =$	0.85		coeff. rid. per carichi di lunga durata
$\gamma_M =$	1.5	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{cd} =$	18.81	MPa	resistenza di progetto
$f_{ctm} =$	3.10	MPa	resistenza media a trazione semplice
$f_{ctfm} =$	3.72	MPa	resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctk} =$	2.17	MPa	valore caratteristico resistenza a trazione
$E_{cm} =$	33642	MPa	Modulo elastico di progetto
$\nu =$	0.2		Coefficiente di Poisson
$G_c =$	14017	MPa	Modulo elastico Tangenziale di progetto

### 4.1.2 ACCIAIO PER C.A.

B450C			
$f_{yk} \geq$	450	MPa	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} \geq$	540	MPa	tensione caratteristica di rottura
$(f_t/f_y)_k \geq$	1.15		
$(f_t/f_y)_k <$	1.35		
$\gamma_s =$	1.15	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{yd} =$	391.3	MPa	tensione caratteristica di snervamento
$E_s =$	200000	MPa	Modulo elastico di progetto
$\epsilon_{yd} =$	0.196%		deformazione di progetto a snervamento
$\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$	7.50%		deformazione caratteristica ultima

### 4.1.3 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

S355			
$f_{yk}$	355	MPa	tensione caratteristica di snervamento per $t \leq 40\text{mm}$
$f_{yk}$	335	MPa	tensione caratteristica di snervamento per $t > 40\text{mm}$
$\gamma_s =$	1.05	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	338.1	MPa	tensione di progetto per $t \leq 40\text{mm}$
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	319	MPa	tensione di progetto per $t > 40\text{mm}$
$E_s =$	210000	MPa	Modulo elastico
$\nu =$	0.3		Coefficiente di Poisson
$G_c =$	80769	MPa	Modulo elastico Tangenziale di progetto

### 4.1.4 ACCIAIO PER PIOLI NELSON

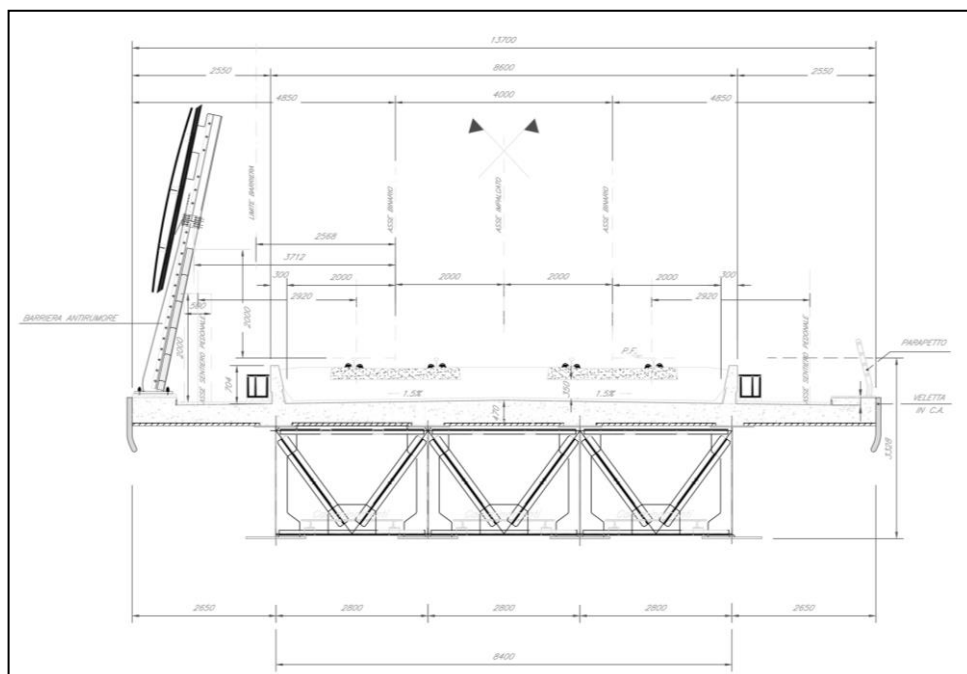
St 37-3K DIN 171000			
$f_t$	355	MPa	tensione caratteristica di snervamento

Ponti e Viadotti di linea  
 Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
 Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	8 di 91

## 5 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'impalcato a doppio binario è realizzato con 4 travi metalliche e soletta gettata in opera. La luce è pari a 34.00 m misurata dall'asse delle pile. La lunghezza complessiva delle travi prefabbricate è pari a 33,8 m. La luce tra gli appoggi (portata teorica) è pari a 32,40 m. Lo schema di calcolo è di trave in semplice appoggio. Lo schema degli appoggi, riportato di seguito, prevede un dispositivo sotto ogni trave. La larghezza dell'impalcato è pari a 13.70 m, necessaria al fine di ospitare il *tipologico RFI* per le barriere antirumore. L'armamento è di tipo tradizionale su ballast e l'interasse tra i binari è pari a 4.0 m. Le travi metalliche hanno una altezza complessiva di 2.08m mentre la soletta ha un'altezza variabile fra i 35 ed i 47 cm. Le travi metalliche sono irrigidite da traversi realizzati con angolari accoppiati. Inoltre, sono previste controventature longitudinali superiori ed inferiori lungo l'intero sviluppo sia per aumentare la rigidità globale in esercizio che durante le fasi di montaggio.



Le travi metalliche sono costituite da due tipologie di conchi saldati a completa penetrazione, o in alternativa bullonati. Il varo delle coppie di travi verrà effettuato per sollevamento per mezzo di una autogrù. Una volta posizionate saranno solidarizzate con il montaggio dei traversi e dei controventi.

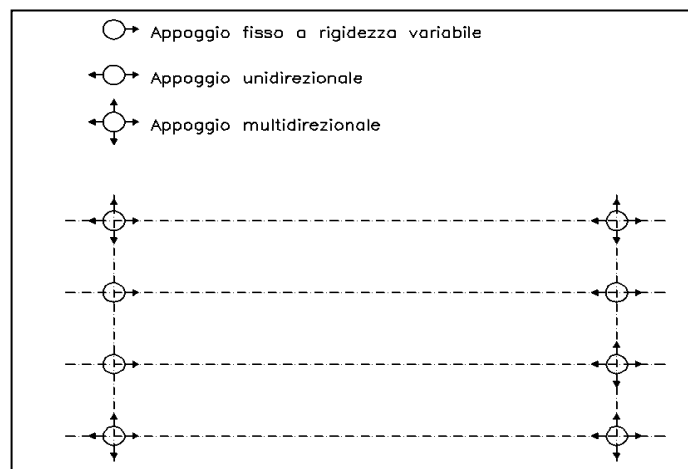
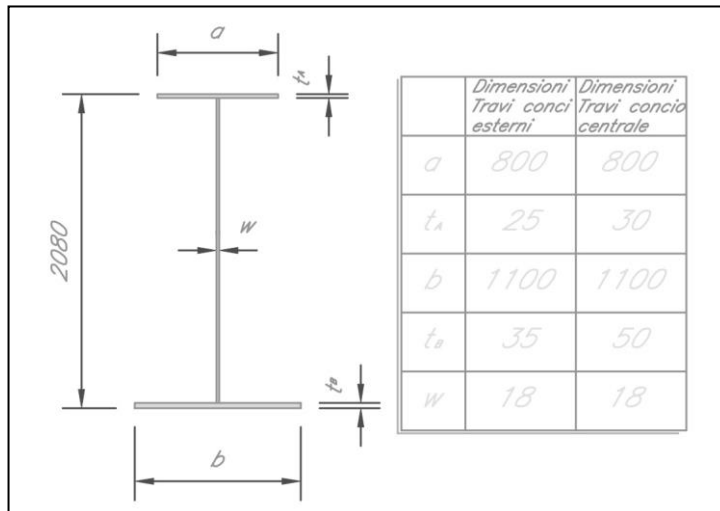
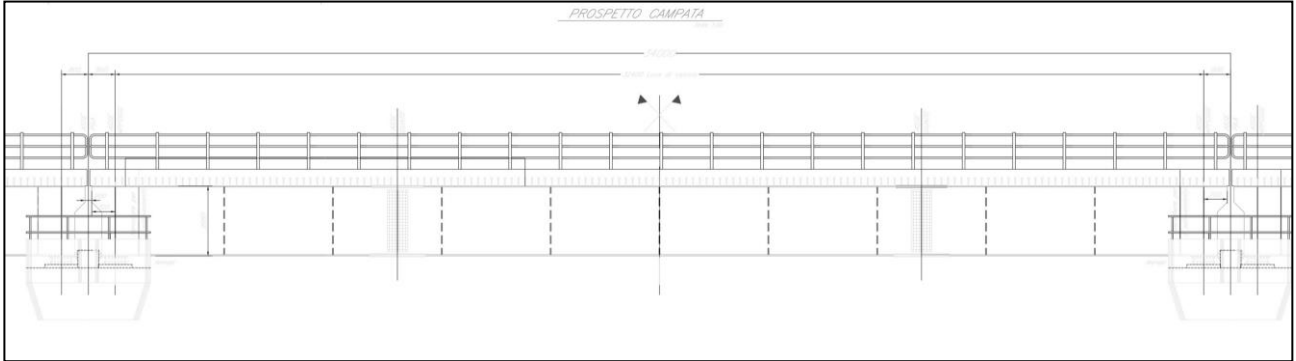
La soletta sarà gettata in opera su predalles in cls prefabbricate autoportanti.

Oltre i traversi di testata, sono previsti quattro traversi intermedi. Di seguito si riportano il prospetto, la sezione dell'impalcato tipologico, sezioni delle travi, oltre che lo schema di disposizione dei vincoli previsto.



Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A	FOGLIO 9 di 91
------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	-------------------



  	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E</b> <b>VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL</b> <b>COMUNE DI MADDALONI – PROGETTO ESECUTIVO</b>					
<i>Ponti e Viadotti di linea</i> <i>Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario</i> <i>Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A	FOGLIO 10 di 91

## 6 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi agenti sulla struttura.

### 6.1 PESO PROPRIO (G1)

Di seguito si riporta la stima dei pesi propri considerati.

➤ **Peso proprio delle travi**

Il peso complessivo di ogni trave compresi gli irrigidimenti ed i controventi è pari a:

$$G_{1,1} = 43.2 \text{ kN/m}$$

➤ **Soletta gettata in opera**

La soletta ha una altezza variabile tra 32 e 42 cm.

$$A_{cls} = 5.60 \text{ mq} \quad G_{1,2} = 5.6 \times 25.00 = 140 \text{ kN/m}$$

➤ **Predalles**

$$L_{tot} = 13.7 - 0.75 \times 4 = 10.7 \text{ m} \quad t = 0.05 \text{ m} \quad G_{1,3} = 10.7 \times 0.05 \times 25.00 = 13.25 \text{ kN/m}$$

I carichi complessivi permanenti risultano:

$$G_1 = 196.5 \text{ kN/m}$$

### 6.2 PERMANENTI PORTATI E BALLAST

#### 6.2.1 MASSICCIAIA, ARMAMENTO E IMPERMEABILIZZAZIONE

Si assumono convenzionalmente i seguenti pesi di volume relativi alla massicciata, all'armamento e all'impermeabilizzazione

Peso di volume in rettilo: 18.00 kN/mc

$$G_{Ballast} = 20.00 \times 0.85 \times 8.2 = 125.5 \text{ kN/mq}$$

Dove 0.85 è lo spessore medio del pacchetto considerato, mentre 8.2m è la larghezza della massicciata

#### 6.2.2 BARRIERE ANTIRUMORE

Si considera un carico relativo alle barriere antirumore pari a 4.0 kN/mq. Considerando cautelativamente un'altezza massima di barriera pari a 5.4 m, si ottiene un carico lineare pari a:

$$G_{2,1} = q_{barriere} = 4.0 \times 5.4 = 21.6 \text{ kN/m per ogni lato dell'impalcato}$$

Il carico lineare complessivo è pari a **43.2 kN/m**.

#### 6.2.3 CANALETTE IMPIANTI, IMPIANTI E MURETTI PARABALLAST

A ridosso dei muretti paraballast, sono previste delle canalette impianti sui lati esterni. Si assume un carico lineare uniforme pari a:

	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E</b> <b>VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL</b> <b>COMUNE DI MADDALONI – PROGETTO ESECUTIVO</b>					
<i>Ponti e Viadotti di linea</i> <i>Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario</i> <i>Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA <b>IF1N</b>	LOTTO <b>01</b>	CODIFICA <b>E ZZ CL</b>	DOCUMENTO <b>VI 00 07 002</b>	REV. <b>A</b>	FOGLIO <b>11 di 91</b>

$G_{2,2} = 9.00$  kN/m per ogni lato dell'impalcato

Il carico lineare complessivo è pari a **18.0 kN/m**.

#### 6.2.4 VELETTE

$G_{2,3} = Q_{velette} = 2,5$  kN/m per ogni lato dell'impalcato

Il carico lineare complessivo è pari a **5.0 kN/m**.

#### 6.2.5 ALTRE AZIONI PERMANENTI

Non sono presenti sull'impalcato altre azioni permanenti (spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc...).

Risulta dunque:

**$G_2=66.2$  kN/m**

### 6.3 AZIONI VARIABILI

#### 6.3.1 TRENI DI CARICO

I carichi verticali sono definiti per mezzo dei modelli di carico elencati nella seguente tabella. I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico debbono moltiplicarsi per il coefficiente " $\alpha$ " che deve assumersi come da tabella seguente:

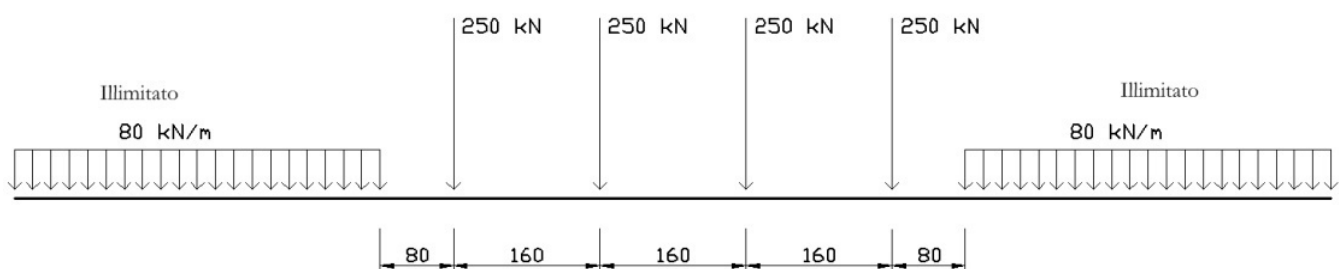
MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE " $\alpha$ "
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1.0

**Tabella 1 – coefficienti  $\alpha$  per modelli di carico**

Non si considera il modello di carico SW/0 perché l'impalcato non è continuo.

##### 6.3.1.1 TRENO DI CARICO LM71

Il Treno di carico LM71 è schematizzato nella figura seguente.



**Figura 1 – Treno di carico LM71**

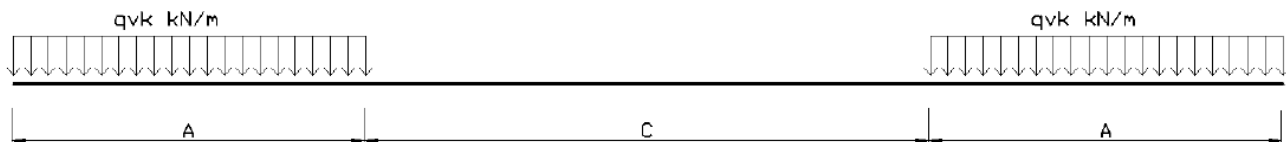
   	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E</b> <b>VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL</b> <b>COMUNE DI MADDALONI – PROGETTO ESECUTIVO</b>					
	Ponti e Viadotti di linea Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario Relazione di Calcolo	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A

Per questo modello di carico è prevista una eccentricità del carico rispetto all'asse del binario pari a  $s/18$ , con  $s=1435$  mm. Quindi, l'eccentricità considerata nel modo più sfavorevole per le strutture è pari a:

$$e = \sim 80 \text{ m}$$

### 6.3.1.2 TRENO DI CARICO SW/2

Il treno di carico SW/2 è schematizzato nella figura seguente.



**Figura 2 – Treno di carico SW**

Tipo di carico	Qvk [kN/m]	A [m]	C [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

**Tabella 2 – caratterizzazione treni di carico SW**

**Nel presente documento, si è considerato solo il modello di carico SW/2.**

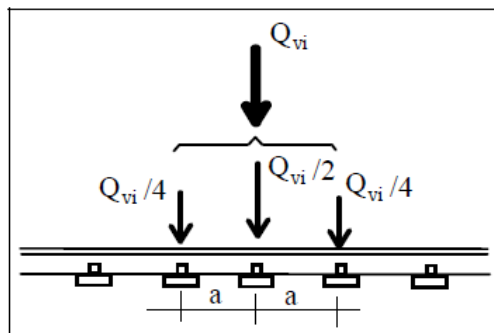
### 6.3.1.3 TRENO SCARICO

Alcuni scenari di carico prevedono l'impiego del treno scarico, convenzionalmente costituito da un carico uniformemente distribuito pari a 10.00 kN/m.

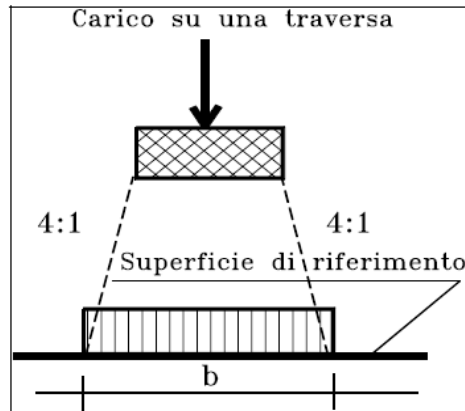
### 6.3.1.4 RIPARTIZIONE LOCALE DEI CARICHI

#### 6.3.1.4.1 Ripartizione longitudinale

Nelle analisi si sono considerati i seguenti meccanismi di ripartizione longitudinale dei carichi.



– meccanismo di ripartizione longitudinale per mezzo del binario



– meccanismo di ripartizione longitudinale per mezzo di traversa e ballast

La superficie di riferimento è la superficie di appoggio del ballast.

Nel caso specifico, la ripartizione viene valutata a partire dai seguenti parametri medi:

Larghezza traversine:  $B = 0.30$  m

Interasse traversine:  $i = 0.60$  m

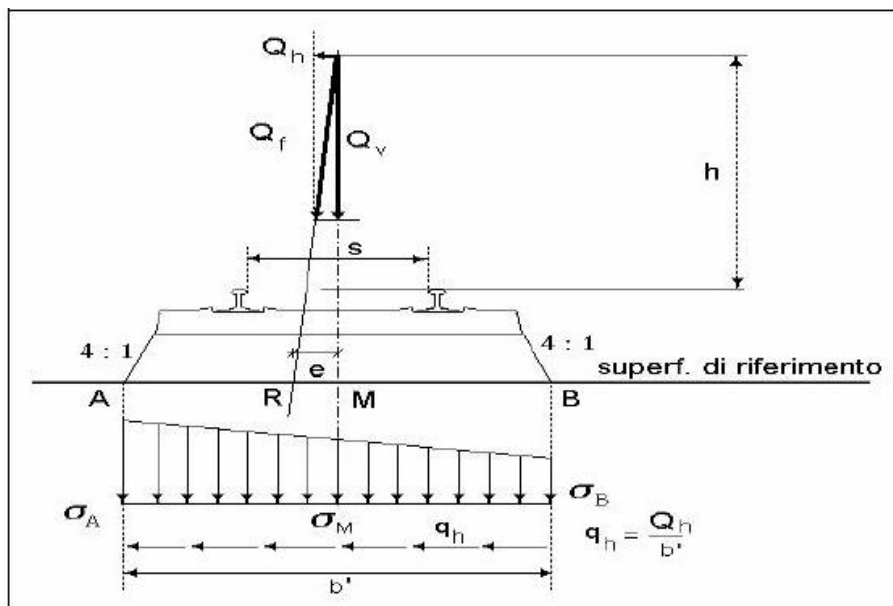
Altezza di diffusione:  $h = 0.40$  m

Larghezza di diffusione:  $b = B + 2 \times h/4 = 0.50$  m  $< i$

Il valore appena calcolato per la larghezza di ripartizione sarà impiegato per la valutazione degli effetti locali trasversali.

### 6.3.1.4.2 Ripartizione trasversale

Nelle analisi si sono considerati i seguenti meccanismi di ripartizione trasversale dei carichi.



– meccanismo di ripartizione longitudinale per mezzo di traversa e ballast – ponte in rettifilo

   	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E</b> <b>VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL</b> <b>COMUNE DI MADDALONI – PROGETTO ESECUTIVO</b>					
<i>Ponti e Viadotti di linea</i> <i>Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario</i> <i>Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A	FOGLIO 14 di 91

La superficie di riferimento è la superficie di appoggio del ballast. Nel caso specifico, la ripartizione viene valutata a partire dai seguenti parametri medi. A vantaggio di sicurezza si adotta lo schema di ponte in rettilineo.

Larghezza traversine:  $B = 2.40 \text{ m}$

Altezza di diffusione:  $h = 0.40 \text{ m}$

Larghezza di diffusione:  $b = B + 2 * h/4 = 2.60 \text{ m}$

Il valore appena calcolato per la larghezza di diffusione sarà impiegato per la definizione del modello di calcolo globale e per la valutazione degli effetti locali trasversali.

### 6.3.2 CARICHI SUI MARCIAPIEDI

I marciapiedi non aperti al pubblico sono utilizzati solo dal personale autorizzato. I carichi accidentali sono schematizzati da un carico uniformemente ripartito del valore di 10 kN/mq.

Questo carico non deve considerarsi contemporaneo al transito dei convogli ferroviari e deve essere applicato sopra i marciapiedi in modo da dare luogo agli effetti locali più sfavorevoli. Per questo tipo di carico distribuito non deve applicarsi l'incremento dinamico.

### 6.3.3 SERPEGGIO

La forza laterale indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. Tale azione si applicherà sia in rettilineo che in curva.

Il valore caratteristico di tale forza è stato assunto pari a  $Q_{sk}=100 \text{ kN}$ . Tale valore deve essere moltiplicato per  $\alpha$ , ma non per il coefficiente di incremento dinamico.

Questa forza laterale deve essere sempre combinata con i carichi verticali.

### 6.3.4 AVVIAMENTO E FRENATURA

Le forze di frenatura e di avviamento si considerano come azioni agenti sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso, come carico uniformemente distribuito. A vantaggio di sicurezza si trascurano gli effetti di interazione binario struttura.

Si considerano i seguenti valori delle azioni:

➤ Avviamento

$$Q_{1a} = 33 \times 34 \times 1.1 = 1234 \text{ kN} > 1000 \text{ kN} \rightarrow Q_{1a} = 1000 \text{ kN} \quad \text{per LM71}$$

$$Q_{1a} = 33 \times 27 \times 1.0 = 891 \text{ kN} \quad \text{per SW/2}$$

➤ Frenatura

$$Q_{1b} = 20 \times 34 \times 1.1 = 748 \text{ kN} < 6000 \text{ kN} \quad \text{per LM71}$$

$$Q_{1b} = 35 \times 27 = 945 \text{ kN} \quad \text{per SW/2}$$

Come previsto dalla normativa, si considerano due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento, l'altro in fase di frenatura. Le azioni di frenatura ed avviamento si combinano con i relativi carichi da traffico verticali.

Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls.  $L=34m$  ( $L_c=32.4m$ ) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	15 di 91

### 6.3.5 AZIONI DINAMICHE:

In riferimento a quanto previsto per linee a normale standard manutentivo, si calcolano i seguenti coefficienti di amplificazione dinamica:

$$\left\{ \begin{array}{l} \Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_{\Phi} - 0.2}} + 0.82 = \frac{1.44}{\sqrt{32.4 - 0.2}} + 0.82 = 1.082; \quad \text{per effetti globali} \\ \Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_{\Phi} - 0.2}} + 0.82 = \frac{1.44}{\sqrt{3 \cdot 2.80 - 0.2}} + 0.82 = 1.35; \quad \text{per effetti locali} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_{\Phi} - 0.2}} + 0.73 = \frac{2.16}{\sqrt{32.4 - 0.2}} + 0.73 = 1.123; \quad \text{per effetti globali} \\ \Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_{\Phi} - 0.2}} + 0.73 = \frac{2.16}{\sqrt{3 \cdot 2.80 - 0.2}} + 0.73 = 1.53; \quad \text{per effetti locali} \end{array} \right.$$

Avendo considerato per gli effetti globali la luce tra gli appoggi delle travi principali, mentre per gli effetti locali la luce della soletta tra le nervature delle travi principali pari a 2.80 m.

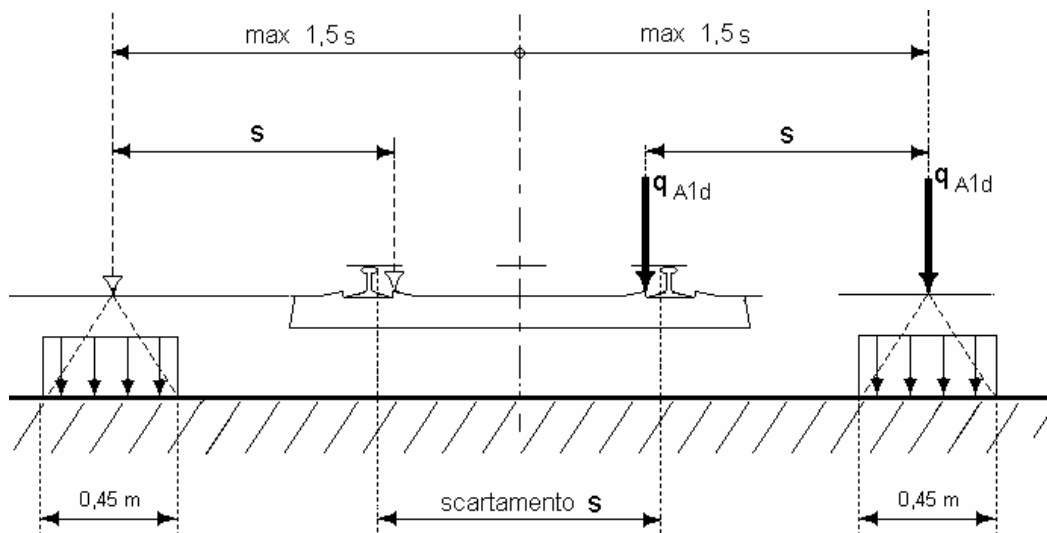
### 6.3.6 AZIONI DOVUTE AL DERAGLIAMENTO

In alternativa ai modelli di carico verticale da traffico ferroviario, ai fini della verifica della struttura si dovrà tenere conto della possibilità che un locomotore o un carro pesante deragli. La normativa propone due diverse situazioni di progetto;

#### ➤ Caso 1

Si considerano due carichi verticali lineari  $q_{A1d} = 60$  kN/m (comprensivo dell'effetto dinamico) ciascuno. Trasversalmente i carichi distano fra loro di  $S$  (scartamento del binario) e possono assumere tutte le posizioni comprese entro i limiti indicati in Fig. 5.2.12.

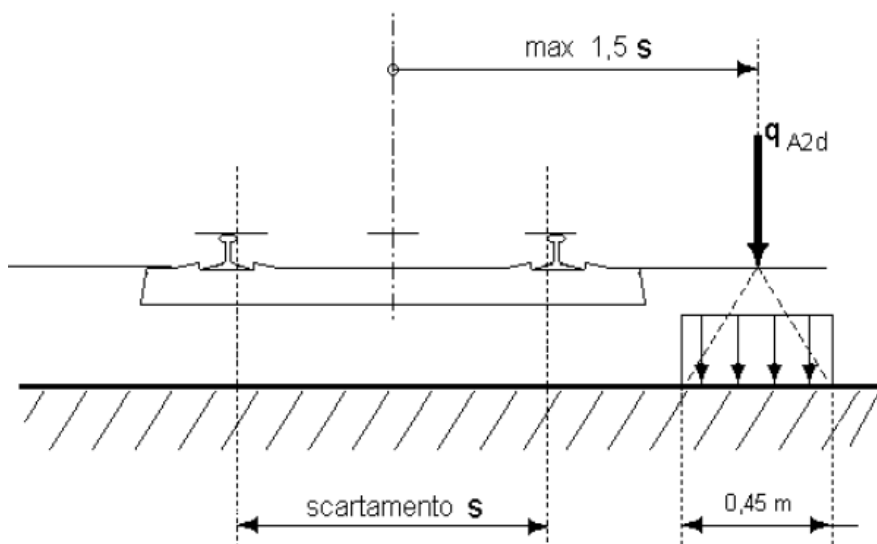
Per questa condizione sono tollerati danni locali, purché possano essere facilmente riparati, mentre sono da evitare danneggiamenti delle strutture portanti principali.



– posizione azioni da deragliamento – caso 1

### ➤ Caso 2

Si considera un unico carico lineare  $q_{A2d} = 80 \cdot 1.4$  kN/m esteso per 20 m e disposto con una eccentricità massima, lato esterno, di  $1.5 \cdot s$  rispetto all'asse del binario. Tale caso deve essere applicato solo per effetti globali.



– posizione azioni da deragliamento – caso 2

### 6.3.7 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI

Per la valutazione delle coazioni generate all'atto dello scorrimento dei vincoli, è stato considerato un coefficiente d'attrito pari al 4% applicato alle azioni verticali agenti sugli apparecchi d'appoggio.

## 6.4 AZIONI CLIMATICHE

### 6.4.1 VARIAZIONE TERMICA UNIFORME

Si considera una variazione termica uniforme pari a  $\pm 15^\circ\text{C}$ . Per il calcolo delle escursioni dei giunti e degli apparecchi d'appoggio si considera una variazione di temperatura incrementata del 50 %.

### 6.4.2 VARIAZIONE TERMICA NON UNIFORME

In aggiunta alla variazione termica uniforme, si considera un gradiente di temperatura di  $5^\circ\text{C}$  fra soletta e travi prefabbricate, considerando i due casi possibili: intradosso a temperatura superiore rispetto all'estradosso e intradosso a temperatura inferiore rispetto all'estradosso. L'effetto di tale azione viene introdotta nel modello attraverso l'applicazione di una forza assiale e di un momento flettente per ogni trave dell'impalcato pari a:

$$N_{\Delta T, \text{NonUnif}} = \pm 2835 \text{ kN}$$

$$M_{\Delta T, \text{NonUnif}} = \pm 1720 \text{ kNm.}$$



   	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E</b> <b>VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL</b> <b>COMUNE DI MADDALONI – PROGETTO ESECUTIVO</b>					
	Ponti e Viadotti di linea Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario Relazione di Calcolo	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A

### 6.4.3 VENTO

Si assume una pressione uniforme agente lateralmente pari a 2.50 kN/mq, calcolata come riportato di seguito.

Parametri dipendenti dal sito		
Zona	3	
$v_{b,0} =$	27	m/s
$a_0 =$	500	m
$k_a =$	0,02	1/s

Altitudine del sito		
$a_s =$	80	m s.l.m.
$v_b =$	27	m/s

Tempo di ritorno		
TR =	75	anni
$\alpha_R(TR) =$	1,02	
$v_b(TR) =$	27,6	m/s

Pressione di riferimento		
$q_b =$	477	N/m <sup>2</sup>

#### 6.4.3.1 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito e si determina mediante l'espressione:

$$c_e(z) = k_r \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

dove:

- $k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{\min}$  sono parametri che dipendono dalla categoria di esposizione del sito;
- $c_t$  è il coefficiente di topografia, posto generalmente pari a 1

Di seguito si determina il coefficiente di esposizione sulla base della classe d'esposizione e l'altezza  $z$  del punto considerato, posta pari alla massima quota del complesso impalcato, barriere antirumore, sagoma del treno. A tal proposito il §1.4.4.2 [3] impone di considerare il treno come una superficie piana continua convenzionalmente alta 4,00 m sul p.f.. L'azione del vento dovrà comunque considerarsi agente sulle b.a. presenti considerando la loro altezza effettiva se disponibile oppure un'altezza convenzionale di 5,40 m misurati dall'estradosso della soletta qualora le b.a. non siano previste al momento della redazione del progetto.

Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls.  $L=34m$  ( $L_c=32.4m$ ) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A	FOGLIO 18 di 91
------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	--------------------

Categoria di esposizione		
Classe di rugosità =	D	
Distanza dalla costa =	< 30 km	
Categoria di esposizione =	II	
$k_r$ =	0,19	
$z_0$ =	0,05	m
$z_{min}$ =	4,00	m

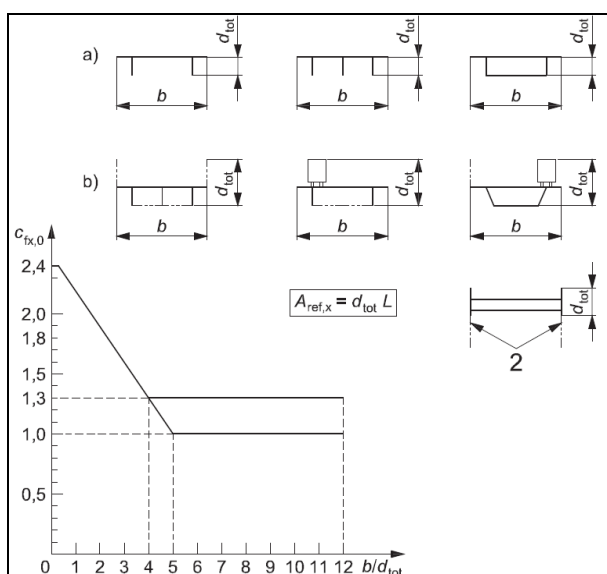
Quota di riferimento z		
H pila fino a intradosso imp. =	7,9	m
H imp. fino a p.f. =	3,3	m
H b.a. su p.f. =	4,7	m
H min b.a. su p.f. =	3,3	m
H treno su p.f. =	4,0	m
z di riferimento =	15,9	m

Coefficiente di esposizione		
$c_e$ =	2,6	

#### 6.4.3.2 COEFFICIENTE DI FORMA DELL'IMPALCATO

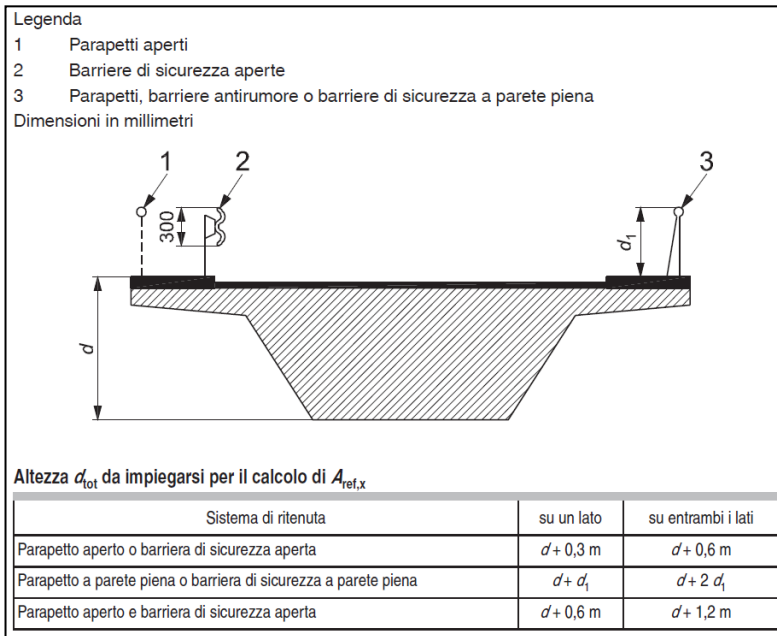
Il coefficiente di forma dell'impalcato e l'area di riferimento per il calcolo della forza risultante si determinano in base ai criteri enunciati nel §8.3.1 [9].

A tal proposito si riconduce il coefficiente di forma  $c_p$  al coefficiente di forza  $c_{fx,0}$ . Il coefficiente di forza  $c_{fx,0}$  si determina in base al rapporto tra larghezza  $b$  e altezza totale dell'impalcato  $d_{tot}$ .



Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls.  $L=34m$  ( $L_c=32.4m$ ) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A	FOGLIO 19 di 91
------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	--------------------



L'area da considerare per il calcolo della risultante di forza si definisce come la somma di tutte le superfici proiettate dall'impalcato nel piano longitudinale, comprese le barriere e la sagoma dei veicoli.

Per il caso in esame si ha:

Caratteristiche geometriche dell'impalcato		
$b =$	13,70	m
$d_{tot} =$	8,00	m
$b/d_{tot} =$	1,71	
$c_p =$	1,98	

Coefficiente di forma		
$c_{p,max} =$	1,98	

Area di riferimento		
H impalcato da intrad. a p.f. =	3,3	m
H barriera su p.f. sx =	4,7	m
H barriera su p.f. dx =	4,7	m
H b.a. min su p.f. =	3,3	m
H treno su p.f. =	4,00	m
$d_{tot2} =$	12,7	m
$L_{impalcato} =$	34,00	m

  	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E</b> <b>VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL</b> <b>COMUNE DI MADDALONI – PROGETTO ESECUTIVO</b>					
<i>Ponti e Viadotti di linea</i> <i>Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario</i> <i>Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA <b>IF1N</b>	LOTTO <b>01</b>	CODIFICA <b>E ZZ CL</b>	DOCUMENTO <b>VI 00 07 002</b>	REV. <b>A</b>	FOGLIO <b>20 di 91</b>

#### 6.4.3.3 AZIONE DEL VENTO SULL'IMPALCATO

$q_b =$	477	$N/m^2$
$c_e =$	2,65	
$c_p =$	1,98	
$c_d =$	1,00	
<b><math>q_b = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d =</math></b>	<b>2,50</b>	<b><math>kN/m^2</math></b>

Nei casi in cui si considera la condizione di “treno scarico” la pressione del vento si considera agente sulla barriera antirumore.

L'azione del vento viene applicata considerando due distinte risultanti. La prima applicata a metà dell'altezza delle strutture dell'impalcato, la seconda a metà dell'altezza di barriera considerata, secondo lo schema riportato di seguito. Il momento risultante è stato calcolato rispetto al baricentro della sezione composta (2.16m).

$$F_1 = 2.50kN/m^2 \cdot 2.60m = 6.50 \text{ kN/m}$$

$$M_1 = -2.7 \text{ kNm/m}$$

$$F_2 = 2.50kN/m^2 \cdot 5.40m = 13.50 \text{ kN/m (applicata su entrambe le barriere)}$$

$$M_2 = 13.50kN/m^2 \cdot (5.4m/2 + 2.6m - 1.71m) = 48.50 \text{ kNm/m}$$

Il momento totale agente sulla struttura è:

$$M_{\text{vento}}=94.3 \text{ [kNm/m];}$$

$$F_{\text{vento}}=33.5 \text{ [kN/m];}$$

  	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E</b> <b>VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL</b> <b>COMUNE DI MADDALONI – PROGETTO ESECUTIVO</b>												
<i>Ponti e Viadotti di linea</i> <i>Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario</i> <i>Relazione di Calcolo</i>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;">COMMESSA</td> <td style="text-align: center;">LOTTO</td> <td style="text-align: center;">CODIFICA</td> <td style="text-align: center;">DOCUMENTO</td> <td style="text-align: center;">REV.</td> <td style="text-align: center;">FOGLIO</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">IF1N</td> <td style="text-align: center;">01</td> <td style="text-align: center;">E ZZ CL</td> <td style="text-align: center;">VI 00 07 002</td> <td style="text-align: center;">A</td> <td style="text-align: center;">21 di 91</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	21 di 91
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	21 di 91								

## 6.5 AZIONI INDIRETTE

### 6.5.1 RITIRO E VISCOSITÀ

Gli effetti conseguenti alla viscosità del calcestruzzo per azioni di lunga durata (sovraccarichi permanenti, ritiro, ecc.) possono essere valutati assumendo nel calcolo delle caratteristiche geometriche della sezione composta un valore fittizio del modulo di elasticità del calcestruzzo  $E_c^*$  fornito dall'espressione:

$$E_c^* = E_{cm} \frac{1}{(1 + \varphi)} \quad \text{modulo di elasticità ridotto}$$

Di seguito è riportata la valutazione del coefficiente di viscosità e del modulo di elasticità ridotto.

Viscosità (EN1992-1-1 §3.1.4)

Classe	<b>C32/40</b>		Classe del calcestruzzo
$R_{ck} =$	<b>40</b>	MPa	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} =$	<b>32</b>	MPa	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} =$	40	MPa	valor medio resistenza cilindrica
$E_{cm} =$	33346	MPa	Modulo elastico di progetto
$E_c =$	35013	MPa	Modulo elastico tangente
Cem.Tipo	<b>N</b>	-	CEM 32,5 R, CEM 42,5 N
$t_0$	<b>7</b>	gg	età di applicazione del carico
$t_0^*$	<b>7</b>	gg	età di applicazione del carico modif. tipo cem. (S, N o R)
$t$	<b>10000</b>	gg	
$A_c$	<b>5.67E+06</b>	mmq	area sez trasversale
$u$	<b>14113</b>	mm	perimetro a contatto con l'atmosfera
$h_0$	803	mm	dimensione fittizia dell'elemento
RH	<b>75</b>	%	Umidità Relativa
$\beta(f_{cm})$	2.66	-	influenza della resistenza del cls
$\beta(t_0)$	0.63	-	influenza del momento di applicazione del carico
$\phi_{RH}$	<b>1.239</b>	-	coeff.influenza dell'umidità relativa
$\alpha_1$	0.91	-	coeff.influenza della resistenza del cls
$\alpha_2$	0.97	-	coeff.influenza della resistenza del cls
$\alpha_3$	0.94	-	coeff.influenza della resistenza del cls
$\phi_0$	2.09	-	coeff. nominale di viscosità
$\beta_H$	<b>1403</b>	-	coeff. per RH e $h_0$
$\beta_c(t^*, t_0)$	0.96	-	
$\phi(t^*, t_0)$	<b>2.01</b>	-	Coeff. di viscosità
$E_{c,R} =$	11086	MPa	Modulo elastico Ridotto
$E_{c,R}^* =$	11640	MPa	Modulo elastico Ridotto Modificato

Di seguito si valutano le deformazioni da ritiro della soletta, sulla base della sua geometria, nell'ipotesi di una umidità relativa pari al 75%.

Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA  
IF1N

LOTTO  
01

CODIFICA  
E ZZ CL

DOCUMENTO  
VI 00 07 002

REV.  
A

FOGLIO  
22 di 91

Ritiro (EN1992-1-1 §3.1.4)

$\epsilon_{cs}$  **2.55E-04** - Deformazione totale da ritiro  $\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$

Ritiro da essiccamento

Classe	<b>C32/40</b>		Classe del calcestruzzo
$R_{ck} =$	<b>40</b>	MPa	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} =$	<b>32</b>	MPa	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} =$	40	MPa	Valor medio resistenza cilindrica
$f_{cm,0} =$	10	MPa	
Cem.Tipo	<b>N</b>	-	CEM 32,5 R, CEM 42,5 N
$\alpha_{ds1} =$	<b>4</b>		
$\alpha_{ds2} =$	<b>0.12</b>		
RH =	<b>75</b>	%	Umidità Relativa
RH <sub>0</sub> =	100	%	
$\beta_{RH} =$	0.90		Coeff. per umidità relativa
$\epsilon_{cd,0} =$	<b>3.11E-04</b>	-	Deformazione da ritiro per essiccamento non contrastato
$A_c =$	<b>5666320</b>	mmq	Area sez trasversale
$u =$	<b>14113</b>	mm	Perimetro a contatto con l'atmosfera
$h_0 =$	803	mm	Dimensione fittizia dell'elemento
$k_h =$	<b>0.7</b>		Coeff. per dimensione fittizia
$t =$	<b>10000</b>	gg	Età del calcestruzzo, al momento considerato
$t_s =$	<b>0</b>	gg	Età del calcestruzzo, all'inizio del ritiro per essiccamento
$\beta_{ds}(t, t_s)$	0.917		
$\epsilon_{cd} =$	<b>2.00E-04</b>		Deformazione da ritiro per essiccamento

Ritiro autogeno

$\epsilon_{ca}(\infty) =$	0.000055	-	Deformazione da ritiro autogeno per $t=\infty$
$t =$	<b>10000</b>	gg	
$\beta_{as}(t) =$	1.00	-	
$\epsilon_{ca}(t) =$	<b>5.50E-05</b>	-	Deformazione da ritiro autogeno

L'effetto di tale azione viene introdotta nel modello attraverso l'applicazione di una forza assiale e di un momento flettente per ogni trave dell'impalcato pari a:

$N_{ritiro} = - 3808$  kN

$M_{ritiro} = + 3854$  kNm.

  	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E</b> <b>VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL</b> <b>COMUNE DI MADDALONI – PROGETTO ESECUTIVO</b>					
<i>Ponti e Viadotti di linea</i> <i>Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario</i> <i>Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A	FOGLIO 23 di 91

## 6.6 AZIONI SISMICHE

Le azioni sismiche non sono dimensionanti ai fini delle verifiche relative all'impalcato e non vengono quindi considerate nelle analisi dello stesso. Le azioni sismiche considerate per la progettazione delle sottostrutture (pile, spalle e fondazioni) sono riportate nelle corrispondenti relazioni di calcolo.

La valutazione delle azioni sismiche considerate nella progettazione dei dispositivi di appoggio degli impalcati oggetto del presente documento è riportata nel corrispondente paragrafo.

## 7 FASI COSTRUTTIVE E MODELLAZIONE

L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata considerando le fasi costruttive. Sono stati realizzati tre modelli differenti come illustrato di seguito.

### 7.1 MODELLAZIONE: GENERALITÀ

Le sollecitazioni relative ad ogni fase sono state valutate con adeguati modelli e combinate secondo quanto previsto dalla normativa. In riferimento alle verifiche tensionali previste dalla normativa, gli effetti sugli elementi resistenti sono stati valutati e verificati ad ogni fase e cumulati ove necessario.

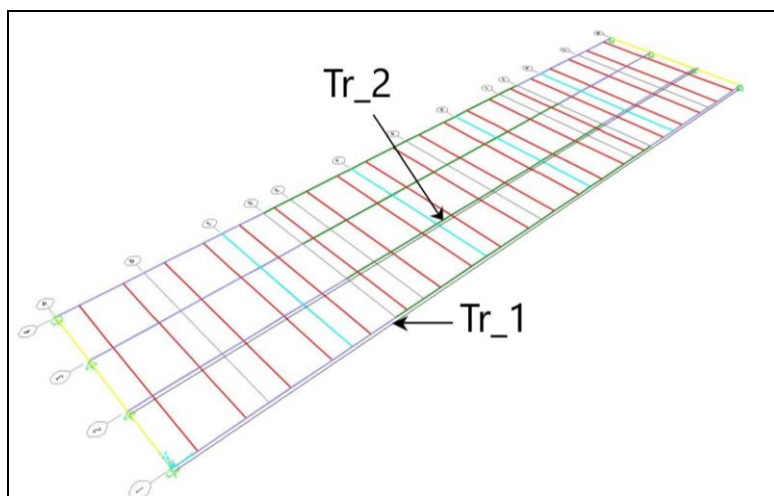
L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata con l'ausilio di modelli di calcolo realizzati con il software CSI SAP2000 Plus v.15.1.0.

Sono stati realizzati diversi modelli per l'individuazione delle sollecitazioni nelle diverse fasi costruttive. Tale approccio ha consentito di considerare le fasi realizzative mediante analisi lineari, evitando inutili complicazioni del modello di calcolo.

I modelli riproducono le caratteristiche geometriche e meccaniche delle strutture. L'impalcato è stato modellato come un graticcio i cui elementi longitudinali rappresentano il comportamento della trave metallica e della soletta collaborante, mentre gli elementi trasversali rappresentano la rigidità della soletta e dei trasversi. La soletta collaborante è stata calcolata in conformità con quanto descritto nella normativa Nazionale D.M.08.

Nella seguente tabella si riportano i valori per le travi in acciaio centrali (Tr\_2 e Tr\_3).

LARGHEZZA SOLETTA COLLABORANTE			
L1	32.4	[m]	Lunghezza campata
b <sub>0</sub>	0.20	[m]	Larghezza tra i distanziatori
b <sub>1</sub>	1.3	[m]	Semi-interasse trave sx
b <sub>2</sub>	1.3	[m]	Semi-interasse trave sx
β <sub>1</sub>	1	[m]	
β <sub>2</sub>	1	[m]	
<b>b<sub>eff</sub></b>	<b>2.8</b>	<b>[m]</b>	<b>Larghezza soletta collaborante</b>

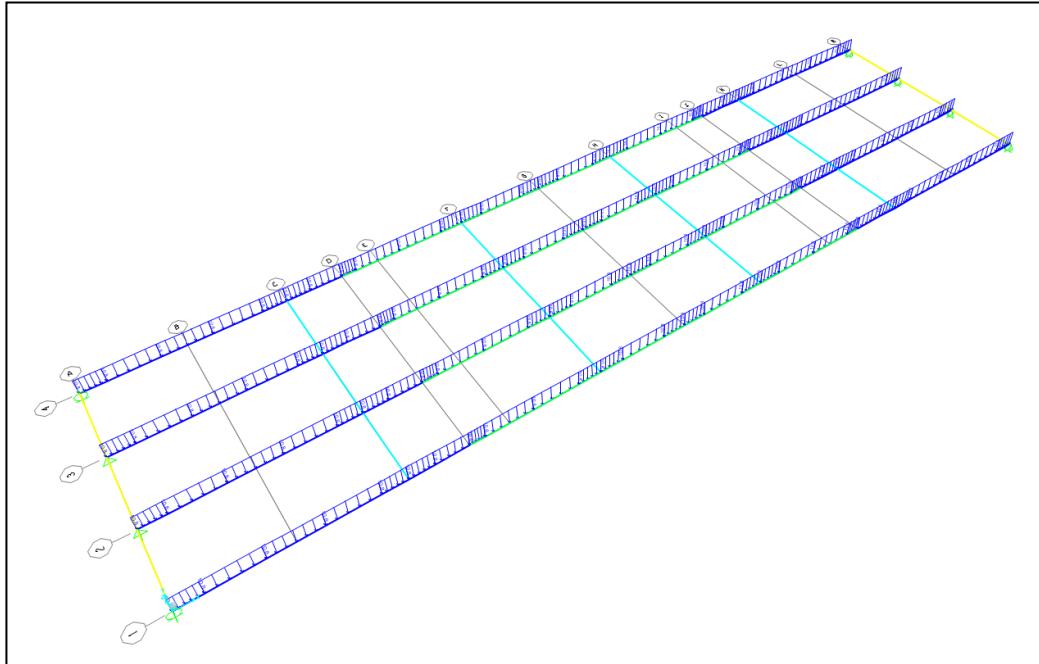


Per semplicità anche alle travi esterne (Tr\_1 e Tr\_4) è stata associata una soletta collaborante di 2.8m.



### 7.1.1 MODELLO FASE 0

Il modello replica le travi metalliche di lunghezza pari a 32,4m, appoggiate alle estremità.



I carichi applicati sono il peso proprio della singola trave (applicato come carico distribuito), il peso delle predalles, ed il peso del getto della soletta (applicato come carico uniforme).

### 7.1.2 MODELLO FASE 1

Il modello replica l'impalcato, comprensivo di travi, traversi e soletta, appoggiato in corrispondenza degli appoggi previsti per l'impalcato. I carichi applicati sono quelli relativi ai carichi di servizio, valutati in coerenza con quanto definito nell'analisi dei carichi (traffico, vento, termica).

I carichi verticali del traffico sono stati applicati come Moving Load. Il software di calcolo automaticamente posiziona i carichi in modo tale da ottenere le sollecitazioni maggiori secondo le linee di influenza.

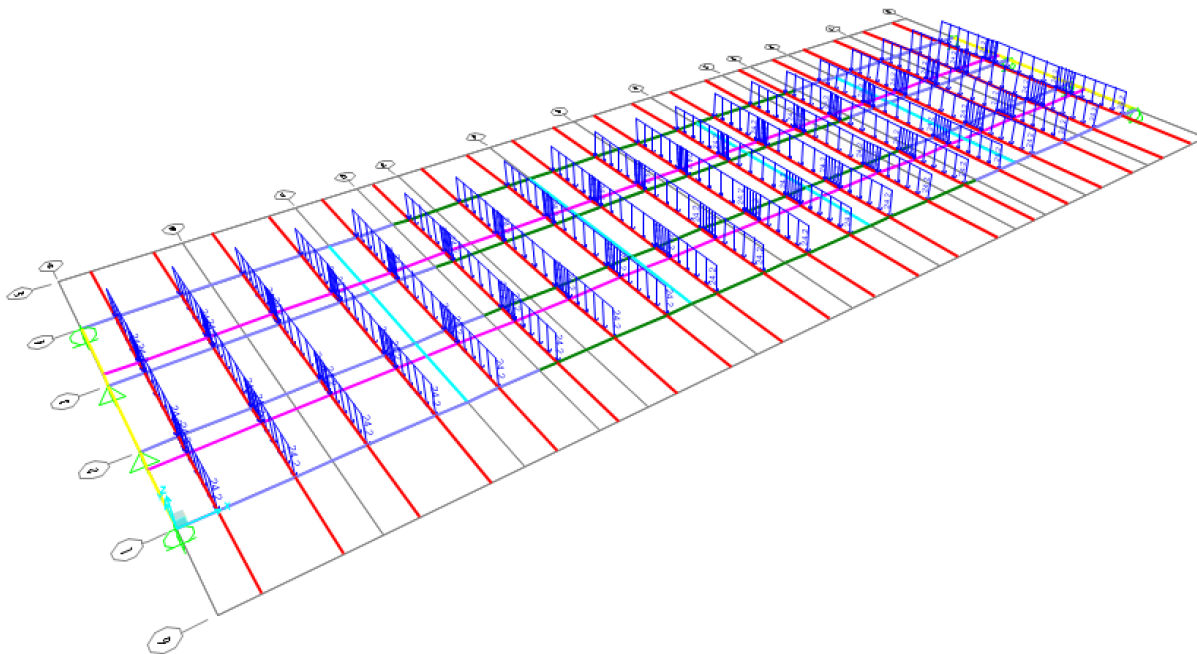
Le sollecitazioni generate dai carichi variabili sono state calcolate considerando la sezione resistente mista composta dalla trave in acciaio e dalla soletta collaborante. Il calcolo della rigidezza è stato effettuato considerando un coefficiente di omogeneizzazione  $n=6$ . Per i carichi variabili non intervengono deformazioni viscosse del calcestruzzo.

Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls.  $L=34m$  ( $L_c=32.4m$ ) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	26 di 91

### 7.1.3 MODELLO FASE 2

Il modello replica l'impalcato, comprensivo di travi, traversi e soletta, appoggiato in corrispondenza degli appoggi previsti per l'impalcato. I carichi applicati sono quelli relativi ai sovraccarichi permanenti, valutati in coerenza con quanto definito nell'analisi dei carichi (massicciata, barriere antirumore e canalette).



Le sollecitazioni generate dai carichi variabili sono state calcolate considerando la sezione resistente mista composta dalla trave in acciaio e dalla soletta collaborante. Il calcolo della rigidezza è stato effettuato considerando un coefficiente di omogeneizzazione  $n=18$ . Il coefficiente di omogeneizzazione tiene in conto del comportamento viscoso del calcestruzzo a tempo infinito.

  	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E</b> <b>VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL</b> <b>COMUNE DI MADDALONI – PROGETTO ESECUTIVO</b>					
<i>Ponti e Viadotti di linea</i> <i>Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario</i> <i>Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A	FOGLIO 27 di 91

## 7.2 ANALISI MODALE

Il software di calcolo SAP2000 permette di effettuare l'analisi modale al fine di determinare le frequenze di vibrazione proprie della struttura. Di seguito si riportano i primi periodi propri della struttura.

Outputcase	StepType	StepNum	Period [sec]
MODAL	Mode	1	0.318
MODAL	Mode	2	0.237

Per una trave semplicemente appoggiata la prima frequenza flessionale può essere ricavata come:

$$n_0 = \frac{17.75}{\sqrt{\delta_0}} = \frac{17.75}{\sqrt{31.7}} = 3.15 [Hz]$$

Per poter effettuare le verifiche applicando carichi statici bisogna verificare che la frequenza  $n_0$  ricada all'interno del seguente intervallo:

$$\begin{cases} n_{0,max} = 94.76 \cdot L^{-0.748} = 7.03 [Hz] \\ n_{0,min} = 23.58 \cdot L^{-0.592} = 3.01 [Hz] \end{cases}$$

La verifica risulta soddisfatta.

  	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E</b> <b>VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL</b> <b>COMUNE DI MADDALONI – PROGETTO ESECUTIVO</b>					
Ponti e Viadotti di linea Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario Relazione di Calcolo	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A	FOGLIO 28 di 91

## 7.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nella seguente tabella:

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	-	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

Azione dominante  
(1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi ( $\Phi, \alpha$ , ecc.)  
(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

Le azioni di cui ai paragrafi precedenti sono combinate tra loro, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto relative agli elementi strutturali di volta in volta considerati in base a quanto prescritto dal D.M. 14 Gennaio 2008 al paragrafo § 2.5.3, §3.2.4 e paragrafo §5.2.3.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

– Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

  	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E</b> <b>VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL</b> <b>COMUNE DI MADDALONI – PROGETTO ESECUTIVO</b>					
<i>Ponti e Viadotti di linea</i> <i>Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario</i> <i>Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A	FOGLIO 29 di 91

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$  (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

L'analisi ragionata delle combinazioni di carico previste dalla normativa ha consentito di ridurre il numero di combinazioni considerate.

Nella tabella seguente si riportano i valori di combinazioni adottati per analisi e verifiche. I valori riportati in tabella considerano già i coefficienti di combinazione previsti dalla normativa.

Tipo Combinazione	Combinazione	Azione principale	G1_pp	G1_perm	Ballast	gr_traffico	Tk_ΔT	Fw_Vento	Ritiro
SLU	A1STR_gr1	gr1	1.35	1.5	1.5	1.45	0.90	0.9	1.2
SLU	A1STR_gr2	gr2	1.35	1.5	1.5	1.45	0.90	0.9	1.2
SLU	A1STR_gr3	gr3	1.35	1.5	1.5	1.45	0.90	0.9	1.2
SLU	A1STR_gr1_Fw	Fw	1.35	1.5	1.5	1.16	0.90	1.5	1.2
SLU	A1STR_gr2_Fw	Fw	1.35	1.5	1.5	1.16	0.90	1.5	1.2
SLU	A1STR_gr3_Fw	Fw	1.35	1.5	1.5	1.16	0.90	1.5	1.2
SLU	A1STR_gr1_Tk	Tk	1.35	1.5	1.5	1.16	1.5	0.9	1.2
SLU	A1STR_gr2_Tk	Tk	1.35	1.5	1.5	1.16	1.5	0.9	1.2
SLU	A1STR_gr3_Tk	Tk	1.35	1.5	1.5	1.16	1.5	0.9	1.2

I valori della colonna "gr\_traffico" moltiplicano gli effetti dei singoli gruppi di carico considerati. I gruppi di carico sono definiti sulla base delle indicazioni di normativa.

## 8 EFFETTI GLOBALI SU IMPALCATO

### 8.1 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Le verifiche allo stato limite ultimo sono state condotte nella fase 0, ovvero durante la fase costruttiva per la quale la soletta ancora non è collaborante, e a tempo infinito. Le verifiche sono state condotte in campo elastico, considerando tuttavia l'instabilità locale delle travi in acciaio utilizzando il metodo delle aree efficaci (UNI EN 1993-1-5). Si riportano di seguito le sollecitazioni nelle sezioni di maggiore importanza.

	x [m]	CARICO	V <sub>ed</sub> [kN]	M <sub>ed</sub> [kNm]
TR_1	0.0	G1	-862	0
	8.4	G1	-380	5495
	16.2	G1	0	6869
TR_2	0.0	G1	-729	0
	8.4	G1	-336	4781
	16.2	G1	0	6016

	x [m]	CARICO	V <sub>ed</sub> [kN]	M <sub>ed</sub> [kNm]
TR_1	0.0	G2+BALLAST	-852	0
	8.4	G2+BALLAST	-326	5225
	16.2	G2+BALLAST	0	6490
TR_2	0.0	G2+BALLAST	-701	0
	8.4	G2+BALLAST	-302	4833
	16.2	G2+BALLAST	0	6086

	x [m]	CARICO	V <sub>ed</sub> [kN]	M <sub>ed</sub> [kNm]
TR_1	0.0	TRAFFICO	Max M3	-33
	8.4	TRAFFICO	Max M3	-494
	16.2	TRAFFICO	Max M3	0
TR_2	0.0	TRAFFICO	Max M3	-176
	8.4	TRAFFICO	Max M3	-494
	16.2	TRAFFICO	Max M3	0

	x [m]	CARICO	V <sub>ed</sub> [kN]	M <sub>ed</sub> [kNm]
TR_1	0.0	TRAFFICO	Min V2	-1064
	8.4	TRAFFICO	Min V2	-576
	16.2	TRAFFICO	Min V2	-231
TR_2	0.0	TRAFFICO	Min V2	-1430
	8.4	TRAFFICO	Min V2	-752
	16.2	TRAFFICO	Min V2	-452

Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	31 di 91

	x [m]	CARICO	V <sub>ed</sub> [kN]	M <sub>ed</sub> [kNm]
TR_1	0.0	VENTO	-68	0
	8.4	VENTO	-27	331
	16.2	VENTO	0	408
TR_2	0.0	VENTO	-16	0
	8.4	VENTO	-11	111
	16.2	VENTO	0	142

### 8.1.1 VERIFICHE MODELLO FASE 0

Si riportano di seguito le verifiche allo stato limite ultimo per il modello fase 0. In questa fase i carichi agenti sono il peso proprio della trave ed il peso del getto della soletta.

#### 8.1.1.1 SEZIONE DI APPOGGIO (X=0) TRAVE TR\_1

SEZIONE ACCIAIO		
ha	2080 [mm]	Altezza trave
bf,sup	800 [mm]	Larghezza flangia superiore
tf,sup	25 [mm]	Spessore flangia superiore
hw	2020 [mm]	Altezza anima
tw	18 [mm]	Spessore anima
bf,inf	1100 [mm]	Larghezza flangia inferiore
tf,inf	35 [mm]	Spessore flangia inferiore
SOLETTA		
b,sol	- [mm]	Larghezza soletta
h,sol	- [mm]	Spessore soletta
hc	- [mm]	spessore soletta sulla flangia
ARMATURA		
n° ferri sup	-	Numero ferri per metro
φ sup	- [mm]	Diametro ferri superiori
Aarm,sup	- [mm <sup>2</sup> ]	Area ferri superiori
n° ferri inf	-	Numero ferri per metro
φ inf	- [mm]	Diametro ferri inferiori
Aarm,inf	- [mm <sup>2</sup> ]	Area ferri inferiori

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
ACC.	Yg	844 [mm]	Altezza baricentro
	A	9.49E+04 [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	7.01E+10 [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia
n=6	Yg	- [mm]	Altezza baricentro
	A	- [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	- [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia
n=18	Yg	- [mm]	Altezza baricentro
	A	- [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	- [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia
CARATTERISTICHE MECCANICHE SEZIONE EFF.			
ACC.	Yg	740 [mm]	Altezza baricentro
	A	8.52E+04 [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	6.03E+10 [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia
n=6	Yg	- [mm]	Altezza baricentro
	A	- [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	- [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia
n=18	Yg	- [mm]	Altezza baricentro
	A	- [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	- [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia

	Med	Ned	Ved
Modello 0	0	0	-1163
Modello 1	-	-	-
Modello 2	-	-	-

	σ <sub>fl,sup</sub>	σ <sub>w,sup</sub>	σ <sub>w,inf</sub>	σ <sub>fl,inf</sub>	σ <sub>arm,sup</sub>	σ <sub>arm,inf</sub>	σ <sub>cls</sub>	τ <sub>acc</sub>	Von Mises
Modello 0	0	0		0	0	-	-		
Modello 1	-	-	-	-	-	-	-		
Modello 2	-	-	-	-	-	-	-		
TOT	0	0		0	0	-	-	48	98
Limite	-338	-338		338	338	391	391	18.81	195.2

Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	32 di 91

## 8.1.1.2 SEZIONE X=8.4 TRAVE TR\_1

SEZIONE ACCIAIO		
ha	2080 [mm]	Altezza trave
bf,sup	800 [mm]	Larghezza flangia superiore
tf,sup	25 [mm]	Spessore flangia superiore
hw	2020 [mm]	Altezza anima
tw	18 [mm]	Spessore anima
bf,inf	1100 [mm]	Larghezza flangia inferiore
tf,inf	35 [mm]	Spessore flangia inferiore
SOLETTA		
b,sol	- [mm]	Larghezza soletta
h,sol	- [mm]	Spessore soletta
hc	- [mm]	spessore soletta sulla flangia
ARMATURA		
n° ferri sup	-	Numero ferri per metro
φ sup	- [mm]	Diametro ferri superiori
Aarm,sup	- [mm <sup>2</sup> ]	Area ferri superiori
n° ferri inf	-	Numero ferri per metro
φ inf	- [mm]	Diametro ferri inferiori
Aarm,inf	- [mm <sup>2</sup> ]	Area ferri inferiori

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
ACC.	Yg	844 [mm]	Altezza baricentro
	A	9.49E+04 [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	7.01E+10 [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia
n=6	Yg	- [mm]	Altezza baricentro
	A	- [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	- [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia
n=18	Yg	- [mm]	Altezza baricentro
	A	- [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	- [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia
CARATTERISTICHE MECCANICHE SEZIONE EFF.			
ACC.	Yg	740 [mm]	Altezza baricentro
	A	8.52E+04 [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	6.03E+10 [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia
n=6	Yg	- [mm]	Altezza baricentro
	A	- [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	- [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia
n=18	Yg	- [mm]	Altezza baricentro
	A	- [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	- [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia

	Med	Ned	Ved
Modello 0	7147	0	-552
Modello 1	-	-	-
Modello 2	-	-	-

	σ <sub>fl,sup</sub>	σ <sub>w,sup</sub>	σ <sub>w,inf</sub>	σ <sub>fl,inf</sub>	σ <sub>arm,sup</sub>	σ <sub>arm,inf</sub>	σ <sub>cls</sub>	τ <sub>acc</sub>	Von Mises
Modello 0	-159	-156		83	88	-	-		
Modello 1	-	-	-	-	-	-	-		
Modello 2	-	-	-	-	-	-	-		
TOT	-159	-156		83	88	-	-	23	165
Limite	-338	-338		338	338	391	391	18.81	195.2



Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	33 di 91

## 8.1.1.3 SEZIONE DI MEZZERIA (X=16.2 M) TRAVE TR\_1

SEZIONE ACCIAIO		
ha	2080 [mm]	Altezza trave
bf,sup	800 [mm]	Larghezza flangia superiore
tf,sup	30 [mm]	Spessore flangia superiore
hw	2020 [mm]	Altezza anima
tw	18 [mm]	Spessore anima
bf,inf	1100 [mm]	Larghezza flangia inferiore
tf,inf	50 [mm]	Spessore flangia inferiore
SOLETTA		
b,sol	- [mm]	Larghezza soletta
h,sol	- [mm]	Spessore soletta
hc	- [mm]	spessore soletta sulla flangia
ARMATURA		
n° ferri sup	-	Numero ferri per metro
φ sup	- [mm]	Diametro ferri superiori
Aarm,sup	- [mm <sup>2</sup> ]	Area ferri superiori
n° ferri inf	-	Numero ferri per metro
φ inf	- [mm]	Diametro ferri inferiori
Aarm,inf	- [mm <sup>2</sup> ]	Area ferri inferiori

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
ACC.	Yg	772 [mm]	Altezza baricentro
	A	1.15E+05 [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	8.56E+10 [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia
n=6	Yg	- [mm]	Altezza baricentro
	A	- [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	- [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia
n=18	Yg	- [mm]	Altezza baricentro
	A	- [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	- [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia
CARATTERISTICHE MECCANICHE SEZIONE EFF.			
ACC.	Yg	699 [mm]	Altezza baricentro
	A	1.06E+05 [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	7.78E+10 [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia
n=6	Yg	- [mm]	Altezza baricentro
	A	- [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	- [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia
n=18	Yg	- [mm]	Altezza baricentro
	A	- [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	- [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia

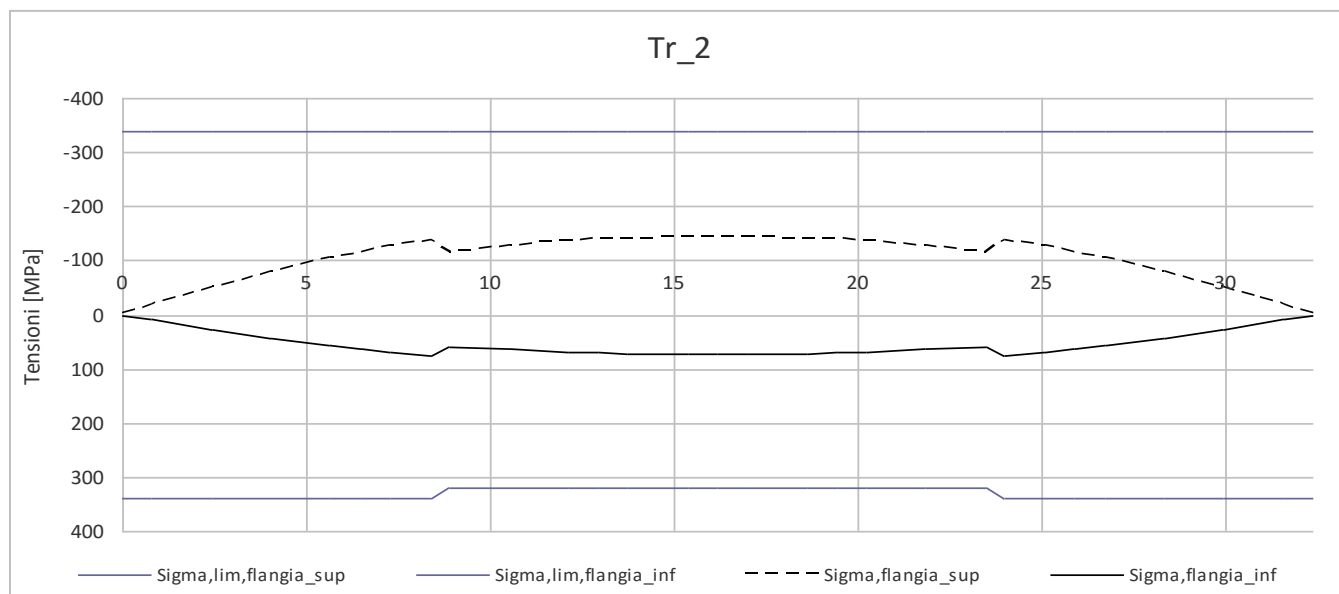
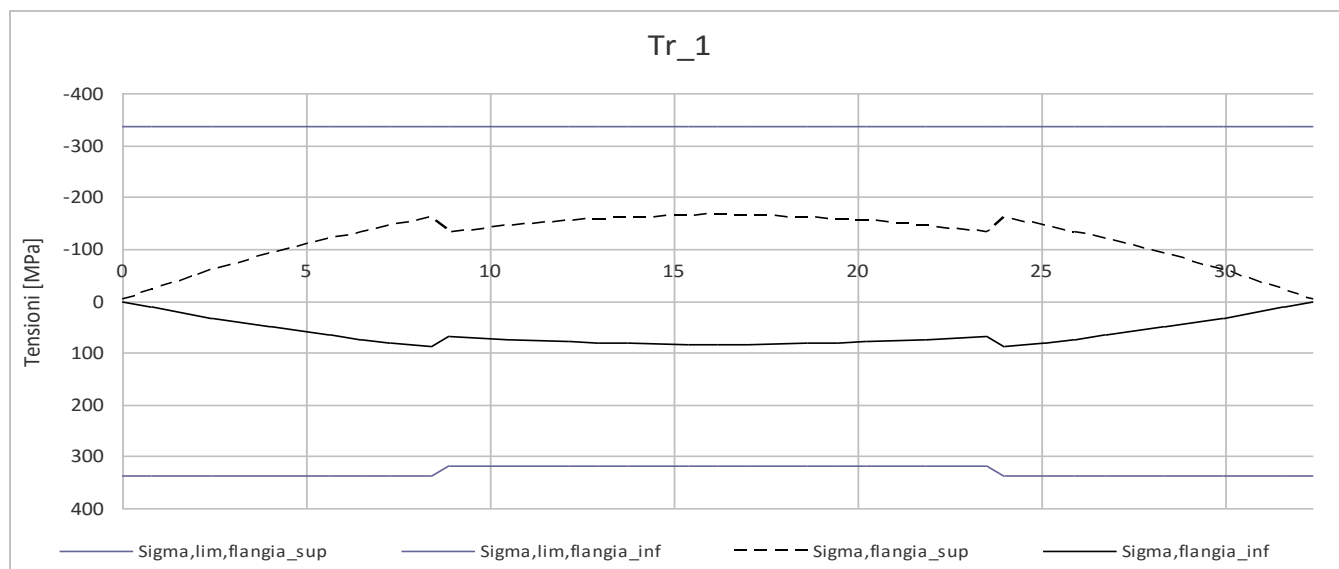
	Med	Ned	Ved
Modello 0	9274	0	0
Modello 1	-	-	-
Modello 2	-	-	-

	σ_fl,sup	σ_w,sup	σ_w,inf	σ_fl,inf	σ_arm,sup	σ_arm,inf	σ_cls	τ_acc	Von Mises
Modello 0	0	0		0	0	-	-		
Modello 1	-	-	-	-	-	-	-		
Modello 2	-	-	-	-	-	-	-		
TOT	-165	-161		77	83	-	-	0	165
Limite	-338	-338		338	319	-	391	195.2	319

Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls.  $L=34m$  ( $L_c=32.4m$ ) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	34 di 91

Si riporta di seguito il diagramma delle tensioni della flangia superiore ed inferiore per la trave Tr\_1 e Tr\_2.



  	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E</b> <b>VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL</b> <b>COMUNE DI MADDALONI – PROGETTO ESECUTIVO</b>												
Ponti e Viadotti di linea Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario Relazione di Calcolo	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IF1N</td> <td>01</td> <td>E ZZ CL</td> <td>VI 00 07 002</td> <td>A</td> <td>35 di 91</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	35 di 91
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	35 di 91								

## 8.1.2 VERIFICHE A TEMPO INFINITO

Le verifiche tensionali sono state condotte tenendo conto delle fasi costruttive. Sono state sommate quindi in maniera separata le tensioni dei 3 modelli.

### 8.1.2.1 SEZIONE DI APPOGGIO (X=0) TRAVE TR\_1

SEZIONE ACCIAIO		
ha	2080 [mm]	Altezza trave
bf,sup	800 [mm]	Larghezza flangia superiore
tf,sup	25 [mm]	Spessore flangia superiore
hw	2020 [mm]	Altezza anima
tw	18 [mm]	Spessore anima
bf,inf	1100 [mm]	Larghezza flangia inferiore
tf,inf	35 [mm]	Spessore flangia inferiore
SOLETTA		
b,sol	2800 [mm]	Larghezza soletta
h,sol	0 [mm]	Spessore soletta
hc	50 [mm]	spessore soletta sulla flangia
ARMATURA		
n° ferri sup	5	Numero ferri per metro
φ sup	14 [mm]	Diametro ferri superiori
Aarm,sup	2155 [mm <sup>2</sup> ]	Area ferri superiori
n° ferri inf	5	Numero ferri per metro
φ inf	14 [mm]	Diametro ferri inferiori
Aarm,inf	2155 [mm <sup>2</sup> ]	Area ferri inferiori

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
ACC.	Yg	844 [mm]	Altezza baricentro
	A	9.49E+04 [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	7.01E+10 [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia
n=6	Yg	1811 [mm]	Altezza baricentro
	A	2.76E+05 [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	2.06E+11 [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia
n=18	Yg	1433 [mm]	Altezza baricentro
	A	1.58E+05 [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	1.50E+11 [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia
CARATTERISTICHE MECCANICHE SEZIONE EFF.			
ACC.	Yg	774 [mm]	Altezza baricentro
	A	8.39E+04 [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	6.62E+10 [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia
n=6	Yg	1829 [mm]	Altezza baricentro
	A	2.65E+05 [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	2.04E+11 [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia
n=18	Yg	1437 [mm]	Altezza baricentro
	A	1.47E+05 [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	1.50E+11 [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia

	Med	Ned	Ved
<b>Modello 0</b>	0	0	-1163
<b>Modello 1</b>	1563	-4569	-1604
<b>Modello 2</b>	4615	-2551	-1278

	σ <sub>fl,sup</sub>	σ <sub>w,sup</sub>	σ <sub>w,inf</sub>		σ <sub>fl,inf</sub>	σ <sub>arm,sup</sub>	σ <sub>arm,inf</sub>	σ <sub>cls</sub>	τ <sub>acc</sub>	Von Mises
<b>Modello 0</b>	0	0	0	0	-12	-11	0			
<b>Modello 1</b>	-12	-11	4	4	-14	-12	-2			
<b>Modello 2</b>	-51	-50	12	13	-61	-52	-3			
<b>TOT</b>	<b>-62</b>	<b>-62</b>	<b>16</b>	<b>18</b>	<b>-75</b>	<b>-64</b>	<b>-6</b>	<b>167</b>	<b>296</b>	
<b>Limite</b>	-338	-338	338	319	391	391	18.81	195.2	338	

Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	36 di 91

## 8.1.2.2 SEZIONE DI MEZZERIA (X=8.4) TRAVE TR\_1

SEZIONE ACCIAIO			
ha	2080	[mm]	Altezza trav
bf,sup	800	[mm]	Larghezza flangia superiore
tf,sup	25	[mm]	Spessore flangia superiore
hw	2020	[mm]	Altezza anima
tw	18	[mm]	Spessore anima
bf,inf	1100	[mm]	Larghezza flangia inferiore
tf,inf	35	[mm]	Spessore flangia inferiore
SOLETTA			
b,sol	2800	[mm]	Larghezza soletta
h,sol	378	[mm]	Spessore soletta
hc	50	[mm]	spessoe soletta sulla flangia
ARMATURA			
n° ferri sup	5		Numero ferri per metro
φ sup	14	[mm]	Diametro ferri superiori
Aarm,sup	2155	[mm <sup>2</sup> ]	Area ferri superiori
n° ferri inf	5		Numero ferri per metro
φ inf	14	[mm]	Diametro ferri inferiori
Aarm,inf	2155	[mm <sup>2</sup> ]	Area ferri inferiori

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
ACC.	Yg	844	[mm] Altezza baricentro
	A	9.49E+04	[mm <sup>2</sup> ] Area
	I	7.01E+10	[mm <sup>4</sup> ] Inerzia
n=6	Yg	1811	[mm] Altezza baricentro
	A	2.76E+05	[mm <sup>2</sup> ] Area
	I	2.06E+11	[mm <sup>4</sup> ] Inerzia
n=18	Yg	1433	[mm] Altezza baricentro
	A	1.58E+05	[mm <sup>2</sup> ] Area
	I	1.50E+11	[mm <sup>4</sup> ] Inerzia
CARATTERISTICHE MECCANICHE SEZIONE EFF.			
ACC.	Yg	844	[mm] Altezza baricentro
	A	9.49E+04	[mm <sup>2</sup> ] Area
	I	7.01E+10	[mm <sup>4</sup> ] Inerzia
n=6	Yg	1811	[mm] Altezza baricentro
	A	2.76E+05	[mm <sup>2</sup> ] Area
	I	2.06E+11	[mm <sup>4</sup> ] Inerzia
n=18	Yg	1433	[mm] Altezza baricentro
	A	1.58E+05	[mm <sup>2</sup> ] Area
	I	1.50E+11	[mm <sup>4</sup> ] Inerzia

	Med	Ned	Ved
Modello 0	7147	0	-552
Modello 1	12553	-4569	-911
Modello 2	12168	-2454	-599

	σ <sub>fl,sup</sub>	σ <sub>w,sup</sub>	σ <sub>w,inf</sub>	σ <sub>fl,inf</sub>	σ <sub>arm,sup</sub>	σ <sub>arm,inf</sub>	σ <sub>cls</sub>	τ <sub>acc</sub>	Von Mises
Modello 0	-126	-124		82	86	-25	-24	0	
Modello 1	-25	-24		99	101	-45	-28	-8	
Modello 2	-81	-79		85	87	-108	-85	-6	
TOT	-233	-227		266	275	-154	-113	-14	85
Limite	-338	-338		338	338	391	391	18.81	195.2

Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	37 di 91

## 8.1.2.3 SEZIONE DI MEZZERIA (X=16.2) TRAVE TR\_1

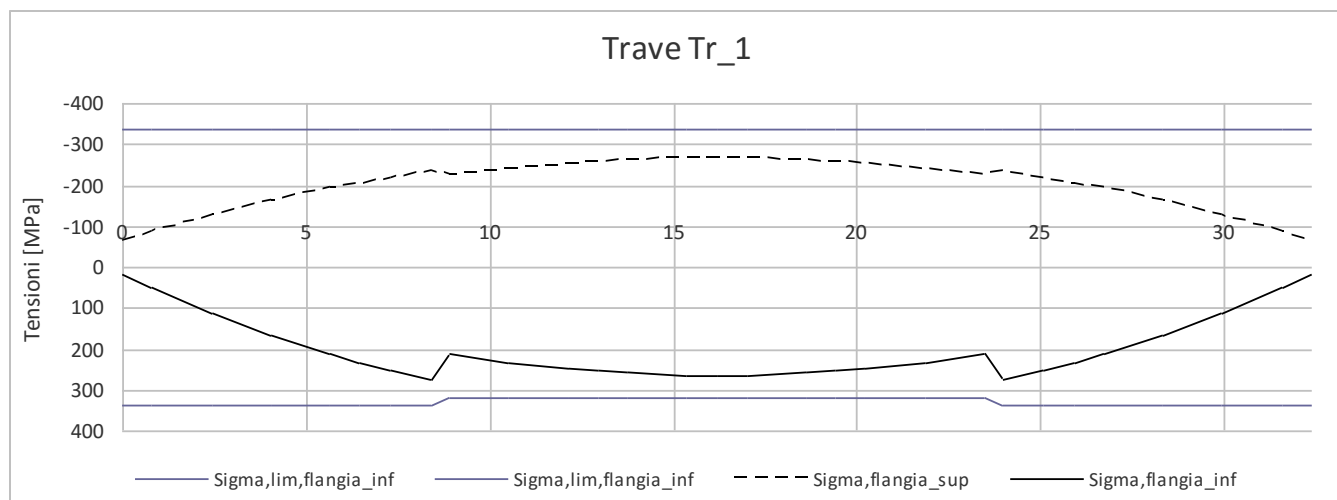
SEZIONE ACCIAIO		
ha	2080 [mm]	Altezza trav
bf,sup	800 [mm]	Larghezza flangia superiore
tf,sup	30 [mm]	Spessore flangia superiore
hw	2000 [mm]	Altezza anima
tw	18 [mm]	Spessore anima
bf,inf	1100 [mm]	Larghezza flangia inferiore
tf,inf	35 [mm]	Spessore flangia inferiore
SOLETTA		
b,sol	2800 [mm]	Larghezza soletta
h,sol	378 [mm]	Spessore soletta
hc	50 [mm]	spessoe soletta sulla flangia
ARMATURA		
n° ferri sup	5	Numero ferri per metro
φ sup	14 [mm]	Diametro ferri superiori
Aarm,sup	2155 [mm <sup>2</sup> ]	Area ferri superiori
n° ferri inf	5	Numero ferri per metro
φ inf	14 [mm]	Diametro ferri inferiori
Aarm,inf	2155 [mm <sup>2</sup> ]	Area ferri inferiori

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
ACC.	Yg	772 [mm]	Altezza baricentro
	A	1.15E+05 [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	8.56E+10 [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia
n=6	Yg	1717 [mm]	Altezza baricentro
	A	2.96E+05 [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	2.54E+11 [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia
n=18	Yg	1320 [mm]	Altezza baricentro
	A	1.78E+05 [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	1.80E+11 [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia
CARATTERISTICHE MECCANICHE SEZIONE EFF.			
ACC.	Yg	758 [mm]	Altezza baricentro
	A	1.13E+05 [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	8.43E+10 [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia
n=6	Yg	1718 [mm]	Altezza baricentro
	A	2.94E+05 [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	2.54E+11 [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia
n=18	Yg	1317 [mm]	Altezza baricentro
	A	1.76E+05 [mm <sup>2</sup> ]	Area
	I	1.79E+11 [mm <sup>4</sup> ]	Inerzia

	Med	Ned	Ved
Modello 0	9274	0	0
Modello 1	16101	-4569	0
Modello 2	14350	-2393	0

	σ_fl,sup	σ_w,sup	σ_w,inf	σ_fl,inf	σ_arm,sup	σ_arm,inf	σ_cls	τ_acc	Von Mises
Modello 0	-145	-142		78	83	-31	-29	0	
Modello 1	-31	-29		97	101	-51	-33	-9	
Modello 2	-87	-85		75	79	-112	-89	-6	
TOT	-264	-256		251	263	-162	-122	-15	264
Limite	-338	-338		338	319	391	391	18.81	195.2

Di seguito si riportano le tensioni nella flangia superiore ed inferiore per le travi Tr\_1 e Tr\_2.



Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IF1N

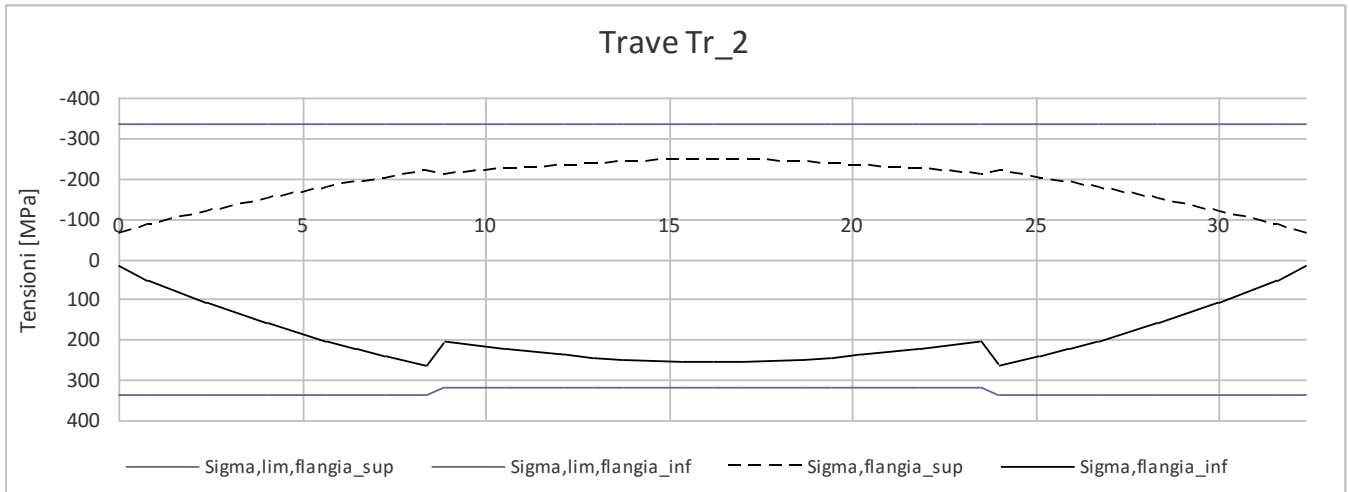
01

E ZZ CL

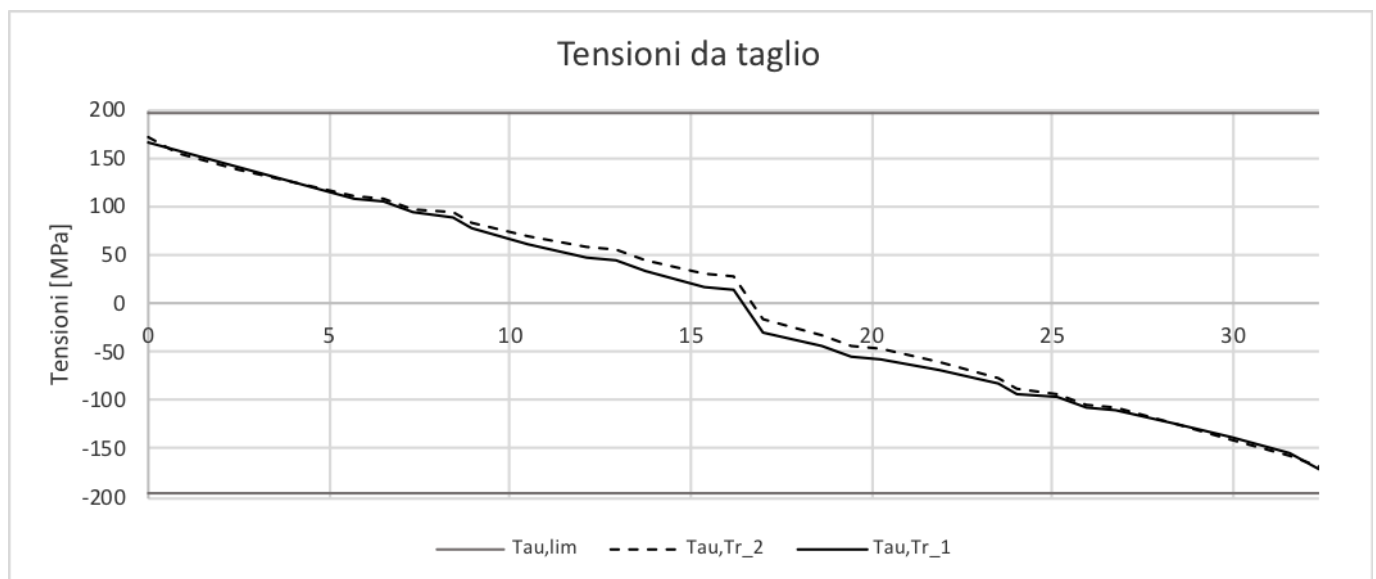
VI 00 07 002

A

38 di 91



Si riportano di seguito le tensioni tangenziali nelle travi Tr\_1 e Tr\_2.



Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	39 di 91

## 8.2 VERIFICHE DEI CONNETTORI A TAGLIO

I connettori a taglio garantiscono la collaborazione tra soletta e trave in acciaio. Le sollecitazioni di taglio, tra soletta e trave, assorbite dai connettori, sono state calcolate con il metodo elastico. Il taglio per metro lineare è stato ottenuto con la seguente formula:

$$v_{ed} = \frac{V_{ed} \cdot S_{soletta}}{I_{sez,omog}} \quad [kN/m]$$

Dove:

- $V_{ed}$  è la sollecitazione di taglio;
- $S_{soletta}$  è il momento statico della soletta rispetto il baricentro della sezione;
- $I_{sez,omog}$  è l'inerzia della sezione omogeneizzata.

La resistenza di progetto dei pioli è la minima tra la resistenza a taglio dei pioli e di rifollamento del calcestruzzo:

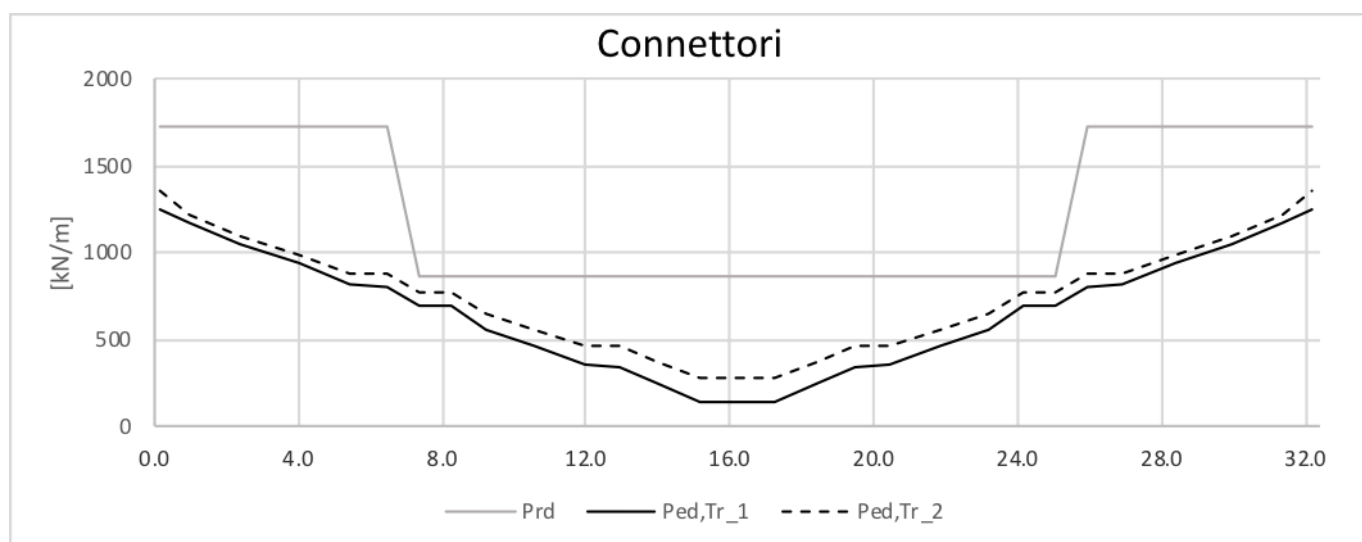
$$P_{Rd,a} = 0,8f_t (\pi d^2/4)/\gamma_V$$

$$P_{Rd,c} = 0,29 \alpha d^2 (f_{ck} E_c)^{0,5} / \gamma_V.$$

Dove:

- $\gamma_V$  è il fattore parziale definito al § 4.3.3.
- $f_t$  è la resistenza a rottura dell'acciaio del piolo;
- $f_{ck}$  è la resistenza cilindrica del calcestruzzo della soletta;
- $d$  è il diametro del piolo, compreso tra 16 e 25 mm;
- $h_{sc}$  è l'altezza del piolo dopo la saldatura, non minore di 3 volte il diametro del gambo del piolo;

Si riporta di seguito il diagramma del taglio resistente e del taglio agente.



da [m]	a [m]	ft [MPa]	d [mm]	hsc [mm]	Passo pioli [cm]	n° pioli trasversalmente
0	7	355	22	100	20	4
7	16.2	355	22	100	40	4

  	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E</b> <b>VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL</b> <b>COMUNE DI MADDALONI – PROGETTO ESECUTIVO</b>					
<i>Ponti e Viadotti di linea</i> <i>Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario</i> <i>Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A	FOGLIO 40 di 91

### 8.3 VERIFICHE A FATICA

Le verifiche a fatica possono essere effettuate calcolando le variazioni di tensioni generate dai carichi ciclici e verificando che queste siano inferiori ad un determinato limite. Le verifiche sono state condotte per le travi e per i connettori in accordo a quanto indicato nelle indicazioni di Ferrovie dello stato. La verifica per essere in sicurezza nei riguardi della fatica è data da:

$$\Delta\sigma_{E,d} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \quad \text{con} \quad \Delta\sigma_{E,d} = \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71}$$

Dove:

- $\lambda$  è un fattore di correzione;
- $\Delta\sigma_c$  è la resistenza alla fatica corrispondente a  $2 \times 10^6$  cicli;
- $\Delta\sigma_{E,d}$  è la differenza di tensione generate dal sovraccarico teorico adottato;
- $\Phi_2$  è il coefficiente di incremento dinamico;

La precedente equazione è valida anche per le tensioni di taglio.

Il fattore di correzione può essere calcolato come:

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$$

Dove:

- $\lambda_1 = 0,65$  è un fattore che tiene conto l'effetto di danneggiamento dovuto al traffico;
- $\lambda_2 = 1$  è un fattore che tiene conto il volume di traffico;
- $\lambda_3 = 1$  è un fattore che tiene conto la vita di progetto del ponte;
- $\lambda_4$  è un fattore da applicarsi quando l'elemento strutturale è caricato da più di un binario;

Il fattore  $\lambda_4$  è stato assunto, a favore di sicurezza, pari ad 1. La vita utile a fatica è stata presa pari a 100 anni. Nel caso di lamiera di spessore maggiore di 25mm la resistenza a fatica deve essere moltiplicata per un coefficiente riduttivo  $k_s$  che può assunto pari a:

$$k_s = \sqrt[4]{\frac{25}{t}}$$

Il carico ciclico considerato è il LM71 che è stato posizionato in modo tale da massimizzare le sollecitazioni in ogni sezione.

Il valore del  $\Delta\sigma_c$  della flangia vale 71 MPa, mentre per i connettori  $\Delta\tau_c$  viene assunto pari a 90 MPa. Di seguito si riportano i diagrammi delle tensioni e dei relativi limiti per le travi Tr\_1 e Tr\_2 e per i connettori a taglio.



Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IF1N

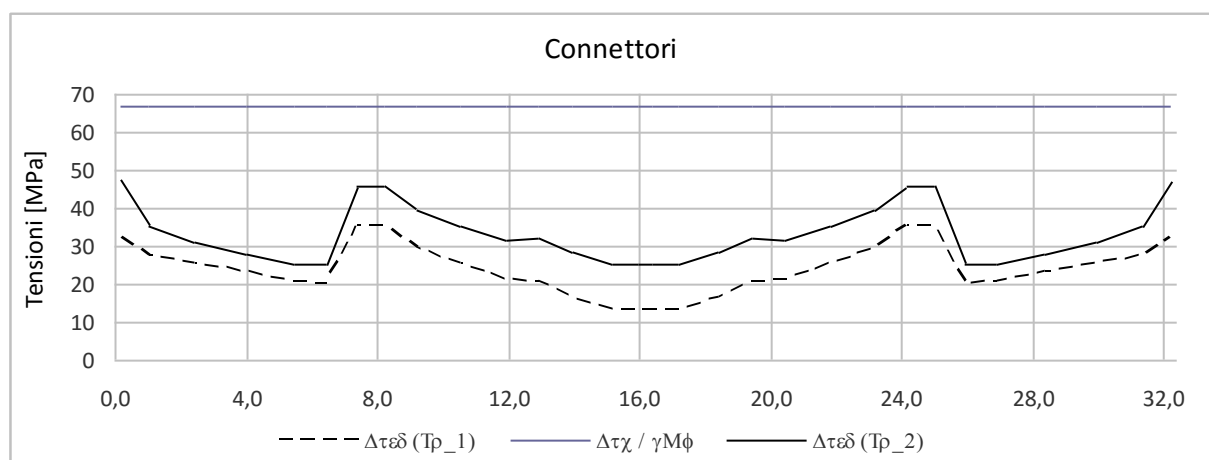
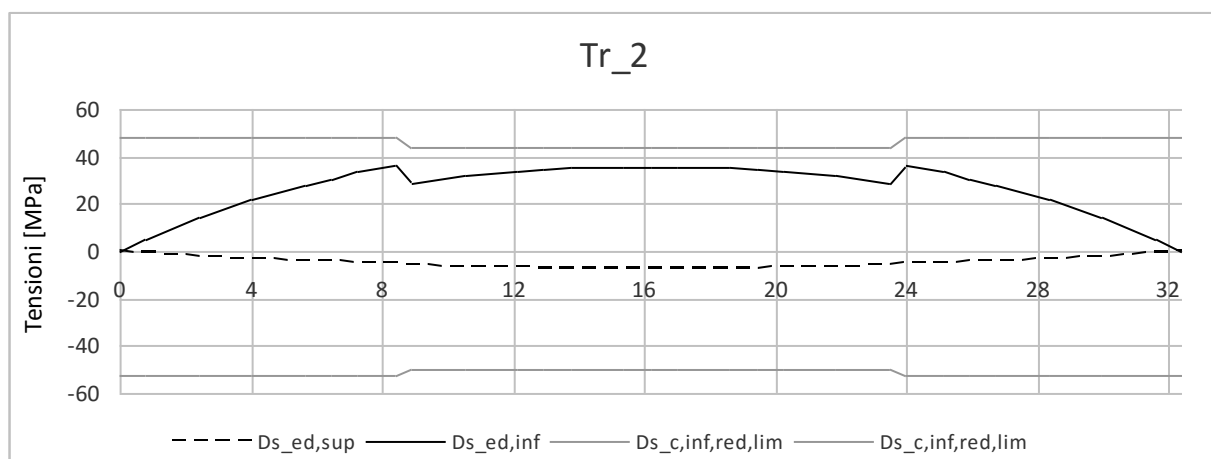
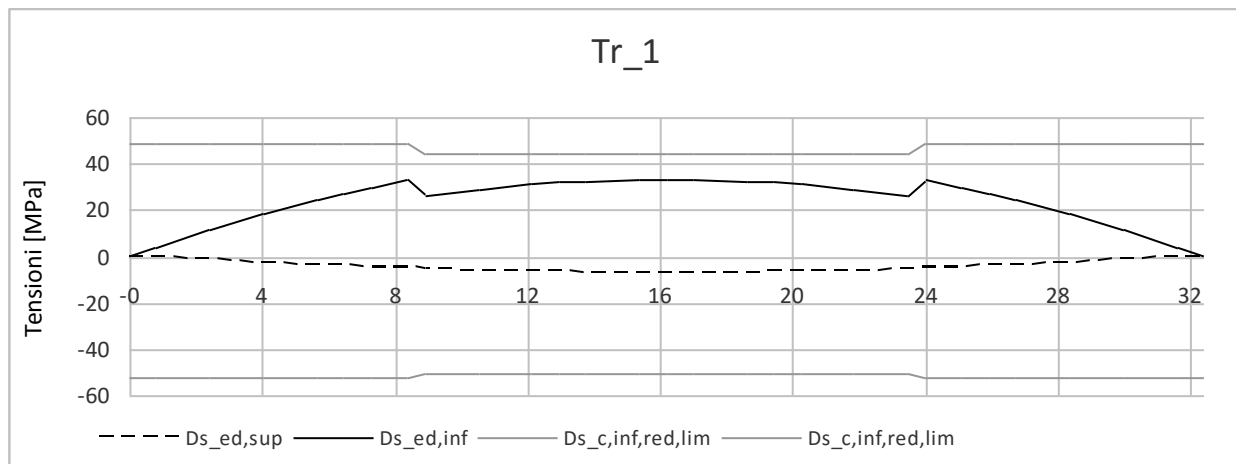
01

E ZZ CL

VI 00 07 002

A

41 di 91



  	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E</b> <b>VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL</b> <b>COMUNE DI MADDALONI – PROGETTO ESECUTIVO</b>					
<i>Ponti e Viadotti di linea</i> <i>Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario</i> <i>Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A	FOGLIO 42 di 91

## 9 TRASVERSI

Le travi reticolari trasversali sono composte da angolari accoppiati le cui caratteristiche sono riportate nella seguente tabella.

CARATTERISTICHE MECCANICHE PROFILO 90X90X8		
h=b	90 mm	Altezza sezione
t	8 mm	Spessore
A	13.89 cm <sup>2</sup>	Area sezione lorda
I <sub>zz</sub>	1.04E+06 mm <sup>4</sup>	Inerzia sezione asse zz
I <sub>yy</sub>	1.04E+06 mm <sup>4</sup>	Inerzia sezione asse yy
i <sub>y</sub> = i <sub>z</sub>	27.42 mm	Raggio giratore di inerzia
z <sub>s</sub>	25.00 mm	Distanza baricentro asse y
y <sub>s</sub>	25.00 mm	Distanza baricentro asse z
CARATTERISTICHE MECCANICHE PROFILO ACCOPPIATO		
t <sub>imbottitura</sub>	8 mm	Spessore imbottitura
i <sub>imbottitura</sub>	467 mm	Interasse imbottitura
A <sub>lorda</sub>	27.78 cm <sup>2</sup>	Area sezione lorda
A <sub>netta</sub>	21.62 cm <sup>2</sup>	Area sezione netta
I <sub>yy</sub>	2.09E+06 mm <sup>4</sup>	Inerzia profilo accoppiato asse yy
I <sub>zz</sub>	4.42E+06 mm <sup>4</sup>	Inerzia profilo accoppiato asse zz
i <sub>y</sub>	27.42 mm	Raggio giratore di inerzia y
i <sub>z</sub>	39.91 mm	Raggio giratore di inerzia z

Nei paragrafi successivi si riportano le verifiche per i correnti superiori, inferiori e per i diagonali. Le sollecitazioni dei diversi modelli sono state combinate come descritto nel paragrafo 7.3.

Ponti e Viadotti di linea  
 Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
 Relazione di Calcolo

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IF1N

01

E ZZ CL

VI 00 07 002

A

43 di 91

### 9.1.1.1 CORRENTE SUPERIORE

Stabilità Aste Compresse (Asse YY)			
E	210000	MPa	Modulo elastico
$f_{yk}$	355	MPa	Resistenza cratteristica
L	2800	mm	Lunghezza asta
$A_{lorda}$	27.8	cm <sup>2</sup>	Area sezione lorda
I	2.09E+06	mm <sup>4</sup>	Inerzia sezione
i	27.42	mm	Raggio giratore di inerzia
$N_{cr}$	5.52E+05	N	Carico critico euleriano
$\lambda$	102.1		Snellezza
$\lambda_{,segnato}$	1.34		Snellezza normalizzata
$\alpha$	0.34		Coeff. Imperfezione
$\Phi$	1.59		
$\chi$	0.41		
$\gamma_{M1}$	1.1		
$N_{Rd}$	367	kN	Resistenza instabilità
$N_{ed}$	10.8	kN	Sforzo normale agente
<b>VERIFICA</b>			
<b>VERO</b>			

Stabilità Aste Compresse (Asse ZZ)			
E	210000	MPa	Modulo elastico
$f_{yk}$	355	MPa	Resistenza cratteristica
L	2800	mm	Lunghezza asta
$A_{lorda}$	27.8	cm <sup>2</sup>	Area sezione lorda
I	4.42E+06	mm <sup>4</sup>	Inerzia sezione
i	39.91	mm	Raggio giratore di inerzia
$N_{cr}$	1.17E+06	N	Carico critico euleriano
$\lambda$	70.2		Snellezza
$\lambda_{,segnato}$	0.92		Snellezza normalizzata
$\alpha$	0.34		Coeff. Imperfezione
$\Phi$	1.04		
$\chi$	0.65		
$\gamma_{M1}$	1.1		
$N_{Rd}$	582	kN	Resistenza instabilità
$N_{ed}$	10.8	kN	Sforzo normale agente
<b>VERIFICA</b>			
<b>VERO</b>			

Resistenza a Trazione			
$f_{yk}$	355	MPa	Resistenza Snervamento
$f_{tk}$	510	MPa	Resistenza ultima
$A_{lorda}$	27.78	cm <sup>2</sup>	Area sezione lorda
$A_{netta}$	23.26	cm <sup>2</sup>	Area sezione netta
$\gamma_{M0}$	1.05		
$\gamma_{M2}$	1.25		
$N_{pl,Rd}$	939	kN	Resistenza a trazione plastica
$N_{u,Rd}$	854	kN	Resistenza a trazione ultima
$N_{ed}$	69	kN	Sforzo normale agente
<b>VERIFICA</b>			
<b>VERO</b>			

Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IF1N

01

E ZZ CL

VI 00 07 002

A

44 di 91

## 9.1.1.2 CORRENTE INFERIORE

Stabilità Aste Compresse (Asse YY)			
E	210000	MPa	Modulo elastico
$f_{yk}$	355	MPa	Resistenza cratteristica
L	1400	mm	Lunghezza asta
$A_{lorda}$	27.8	cm <sup>2</sup>	Area sezione lorda
I	2.09E+06	mm <sup>4</sup>	Inerzia sezione
i	27.42	mm	Raggio giratore di inerzia
$N_{cr}$	2.21E+06	N	Carico critico euleriano
$\lambda$	51.1		Snellezza
$\lambda_{,segnato}$	0.67		Snellezza normalizzata
$\alpha$	0.34		Coeff. Imperfezione
$\Phi$	0.80		
$\chi$	0.80		
$\gamma_{M1}$	1.1		
$N_{Rd}$	718	kN	Resistenza instabilità
$N_{ed}$	85.8	kN	Sforzo normale agente
<b>VERIFICA</b>			
<b>VERO</b>			

Stabilità Aste Compresse (Asse ZZ)			
E	210000	MPa	Modulo elastico
$f_{yk}$	355	MPa	Resistenza cratteristica
L	2800	mm	Lunghezza asta
$A_{lorda}$	27.8	cm <sup>2</sup>	Area sezione lorda
I	4.42E+06	mm <sup>4</sup>	Inerzia sezione
i	39.91	mm	Raggio giratore di inerzia
$N_{cr}$	1.17E+06	N	Carico critico euleriano
$\lambda$	70.2		Snellezza
$\lambda_{,segnato}$	0.92		Snellezza normalizzata
$\alpha$	0.34		Coeff. Imperfezione
$\Phi$	1.04		
$\chi$	0.65		
$\gamma_{M1}$	1.1		
$N_{Rd}$	582	kN	Resistenza instabilità
$N_{ed}$	85.8	kN	Sforzo normale agente
<b>VERIFICA</b>			
<b>VERO</b>			

Resistenza a Trazione			
$f_{yk}$	355	MPa	Resistenza Snervamento
$f_{tk}$	510	MPa	Resistenza ultima
$A_{lorda}$	27.78	cm <sup>2</sup>	Area sezione lorda
$A_{netta}$	23.26	cm <sup>2</sup>	Area sezione netta
$\gamma_{M0}$	1.05		
$\gamma_{M2}$	1.25		
$N_{pl,Rd}$	939	kN	Resistenza a trazione plastica
$N_{u,Rd}$	854	kN	Resistenza a trazione ultima
$N_{ed}$	18	kN	Sforzo normale agente
<b>VERIFICA</b>			
<b>VERO</b>			

Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IF1N

01

E ZZ CL

VI 00 07 002

A

45 di 91

## 9.1.1.3 DIAGONALI

Stabilità Aste Compresse (Asse YY)			
E	210000	MPa	Modulo elastico
$f_{yk}$	355	MPa	Resistenza cratteristica
L	2360	mm	Lunghezza asta
$A_{lorda}$	27.8	cm <sup>2</sup>	Area sezione lorda
I	2.09E+06	mm <sup>4</sup>	Inerzia sezione
i	27.42	mm	Raggio giratore di inerzia
$N_{cr}$	7.77E+05	N	Carico critico euleriano
$\lambda$	86.1		Snellezza
$\lambda_{,segnato}$	1.13		Snellezza normalizzata
$\alpha$	0.34		Coeff. Imperfezione
$\Phi$	1.29		
$\chi$	0.52		
$\gamma_{M1}$	1.1		
$N_{Rd}$	466	kN	Resistenza instabilità
$N_{ed}$	51.7	kN	Sforzo normale agente
<b>VERIFICA</b>			
<b>VERO</b>			

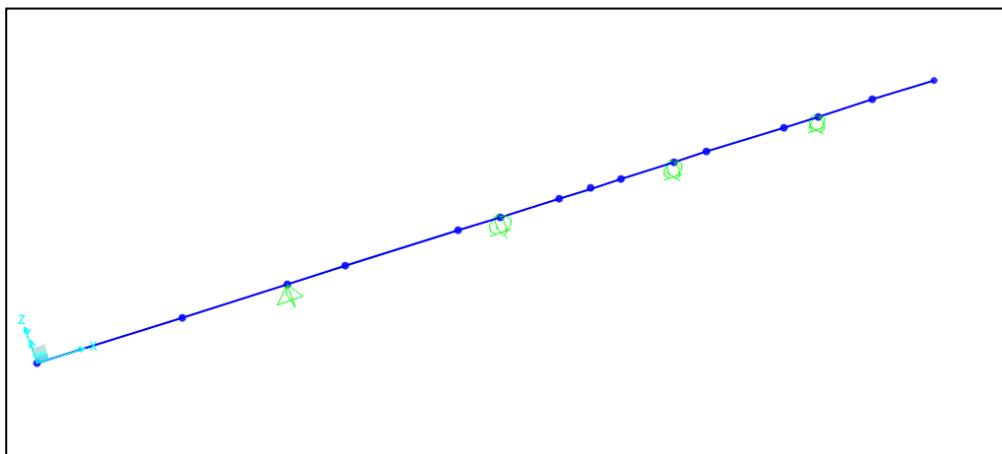
Stabilità Aste Compresse (Asse ZZ)			
E	210000	MPa	Modulo elastico
$f_{yk}$	355	MPa	Resistenza cratteristica
L	2360	mm	Lunghezza asta
$A_{lorda}$	27.8	cm <sup>2</sup>	Area sezione lorda
I	4.42E+06	mm <sup>4</sup>	Inerzia sezione
i	39.91	mm	Raggio giratore di inerzia
$N_{cr}$	1.65E+06	N	Carico critico euleriano
$\lambda$	59.1		Snellezza
$\lambda_{,segnato}$	0.77		Snellezza normalizzata
$\alpha$	0.34		Coeff. Imperfezione
$\Phi$	0.90		
$\chi$	0.74		
$\gamma_{M1}$	1.1		
$N_{Rd}$	664	kN	Resistenza instabilità
$N_{ed}$	51.7	kN	Sforzo normale agente
<b>VERIFICA</b>			
<b>VERO</b>			

Resistenza a Trazione			
$f_{yk}$	355	MPa	Resistenza Snervamento
$f_{tk}$	510	MPa	Resistenza ultima
$A_{lorda}$	27.78	cm <sup>2</sup>	Area sezione lorda
$A_{netta}$	23.26	cm <sup>2</sup>	Area sezione netta
$\gamma_{M0}$	1.05		
$\gamma_{M2}$	1.25		
$N_{pl,Rd}$	939	kN	Resistenza a trazione plastica
$N_{u,Rd}$	854	kN	Resistenza a trazione ultima
$N_{ed}$	51.7	kN	Sforzo normale agente
<b>VERIFICA</b>			
<b>VERO</b>			

## 10 EFFETTI LOCALI SULL'IMPALCATO – MODELLO TRASVERSALE

La valutazione degli effetti locali prodotti dalle azioni di progetto è stata effettuata mediante un modello a trave continua, riferito ad una striscia di impalcato avente larghezza pari a 1 m. Il modello riproduce la geometria e la rigidità degli elementi che costituiscono l'impalcato nella sua sezione corrente.

Di seguito si riporta una vista del modello di calcolo.



### 10.1 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riporta l'analisi delle azioni considerate e applicate al modello di calcolo per l'analisi degli effetti locali trasversali sull'impalcato, in riferimento a quanto descritto al capitolo 6 della presente relazione.

#### 10.1.1 PESO PROPRIO ( $G_1$ )

Il peso proprio della soletta è stato considerato come un carico uniforme pari a 10 kN/m.

$$G_1 = 10 \text{ kN/m.}$$

A questo si somma un carico concentrato alle estremità di 4.2kN a rappresentare il cordolo esterno.

#### 10.1.2 PERMANENTI NON STRUTTURALI

##### 10.1.2.1 MASSICCIAIA, ARMAMENTO E IMPERMEABILIZZAZIONE

A vantaggio di sicurezza si valuta l'azione sulla soletta di impalcato in riferimento al peso di volume in curva:

$$G_{\text{Ballast}} = 18.00 \cdot 0.85 \cdot 1.0 = 15.30 \text{ kN/m}$$

##### 10.1.2.2 BARRIERE ANTIRUMORE

Si considera un carico relativo alle barriere antirumore pari a 4.0 kN/mq. Considerando cautelativamente un'altezza massima di barriera pari a 5.4 m, si ottiene un carico lineare pari a:

$$G_{2,1} = q_{\text{barriera}} = 4.0 \cdot 5.4 = 21.6 \text{ kN/m per ogni lato dell'impalcato}$$

Vengono quindi applicate due azioni concentrate pari a 21.6 kN in posizione corrispondente a ogni barriera.

  	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E</b> <b>VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL</b> <b>COMUNE DI MADDALONI – PROGETTO ESECUTIVO</b>					
<i>Ponti e Viadotti di linea</i> <i>Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario</i> <i>Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A	FOGLIO 47 di 91

### 10.1.2.3 CANALETTE IMPIANTI, IMPIANTI E MURETTI PARABALLAST

A ridosso dei muretti paraballast, sono previste delle canalette impianti sui lati esterni. Si assume un carico lineare uniforme pari a:

$$G_{2,2} = 9.00 \text{ kN/m per ogni lato dell'impalcato}$$

### 10.1.2.4 VELETTE

Alle estremità della soletta, sono previste delle velette in calcestruzzo. Si assume un carico lineare uniforme pari a:

$$G_{2,3} = 2.50 \text{ kN/m per ogni lato dell'impalcato}$$

## 10.1.3 CARICHI VARIABILI

### 10.1.3.1 CARICHI VERTICALI DA TRAFFICO

Si considera il treno di carico LM71, che è il carico più gravoso.

$$Q_{vk} = 250 \text{ kN}; \quad \alpha = 1.1 \text{ (coefficiente di adattamento)}$$

Nella seguente figura è indicata la distribuzione longitudinale dei carichi assiali  $Q_{vk}$  nell'ipotesi di ripartizione nel ballast 4:1 e nella soletta 1:1 ipotizzata ad altezza costante e pari a 0.40 m.

$$Q'_{vk} = 156.3 \text{ kN/m}$$

Il carico appena calcolato si ripartisce trasversalmente (4:1 nel ballast e 1:1 nella soletta) per una larghezza pari a:

$$L = 2.4\text{m} + 0.4\text{m}/4 \cdot 2 + 0.4\text{m}/2 \cdot 2 = 3.00 \text{ m.}$$

Il carico sul modello è quindi pari a:

$$q_{vk} = 156.3 / 3 = 52.1 \text{ kN/mq}$$

Tale valore deve essere amplificato per il fattore  $\alpha$  pari a 1.1.

Sono state considerate tre diverse posizioni del carico, corrispondenti alla posizione centrata e a quelle con massima eccentricità. Di seguito si calcolano le distanze dall'asse del ponte per i tre casi.

$$d_0 = (4.00/2 + 0.08) = 2.08 \text{ m}$$

$$d_1 = (4.00/2) = 2.00 \text{ m}$$

$$d_2 = (4.00/2 - 0.08) = 1.92 \text{ m}$$

con

$$- 4.00\text{m}$$

interasse binari

$$- 0.08 = s/18$$

eccentricità treni tipo LM71

### 10.1.3.2 CARICHI SUI MARCIAPIEDI

I carichi accidentali sui marciapiedi (di larghezza 1m ciascuno) sono schematizzati da un carico concentrato pari al valore:

$$Q_M = 10 \text{ kN/mq} \cdot 1\text{m} \cdot 1\text{m} = 10 \text{ kN}$$

### 10.1.3.3 SERPEGGIO

Il valore caratteristico di tale forza è stato assunto pari a  $Q_{sk}=100 \text{ kN}$ . Tale valore deve essere moltiplicato per  $\alpha$ , ma non per il coefficiente di incremento dinamico. Si considera una larghezza di diffusione pari a 2.00 m.

La quota di applicazione dell'azione rispetto al piano medio della soletta è pari a:

  	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E</b> <b>VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL</b> <b>COMUNE DI MADDALONI – PROGETTO ESECUTIVO</b>					
<i>Ponti e Viadotti di linea</i> <i>Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario</i> <i>Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A	FOGLIO 48 di 91

$$h_t = 1.05 \text{ m}$$

Il momento da applicare al modello è pari a

$$M_t = 50 \times 1.05 = 52.5 \text{ kNm/m}$$

Tale momento viene applicato al modello come distribuzione a farfalla di carichi verticali. Le tensioni massime alle estremità della larghezza  $b$  di applicazione del carico sono calcolate di seguito.

$$q_{\max} = 6 * M_t / (b^2) = 6 * 52.5 / (3.00^2) = 35.00 \text{ kN/m}$$

#### 10.1.3.4 AVVIAMENTO E FRENATURA

Si trascurano gli effetti delle azioni di avviamento e frenatura.

#### 10.1.3.5 AZIONI DINAMICHE

Si considera un coefficiente di amplificazione dinamica pari a:  $\phi_3 = 1.53$ .

Avendo considerato la luce della soletta tra le nervature delle travi principali pari a 2.80 m. (Vedi paragrafo 6.3.5).

#### 10.1.3.6 AZIONI DOVUTE AL DERAGLIAMENTO

Vedi paragrafo 6.3.6.

#### 10.1.3.7 AZIONI CLIMATICHE

Si considera una variazione termica uniforme pari a  $\pm 15^\circ\text{C}$ .

#### 10.1.3.8 VENTO

Si assume una pressione uniforme agente lateralmente pari a 2.50 kN/mq.

In riferimento allo schema riportato nel paragrafo 6.4.3 si applicano le seguenti azioni sulla struttura.

##### Azione applicata sulla barriera

$$F_2 = 2.50 * 5.40 = 13.50 \text{ kN/m}$$

Le azioni sono applicate nel nodo corrispondente alla posizione della barriera, per cui riferendosi al baricentro della soletta si ha:

$$M_2 = 36.5 \text{ kNm/m}$$

##### Azione applicata sul treno

$$F_2 = 2.50 * 4 = 10 \text{ kN/m}$$

L'azione è stata applicata considerando la distribuzione del ballast

$$M_2 = 30 \text{ kNm/m}$$



Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

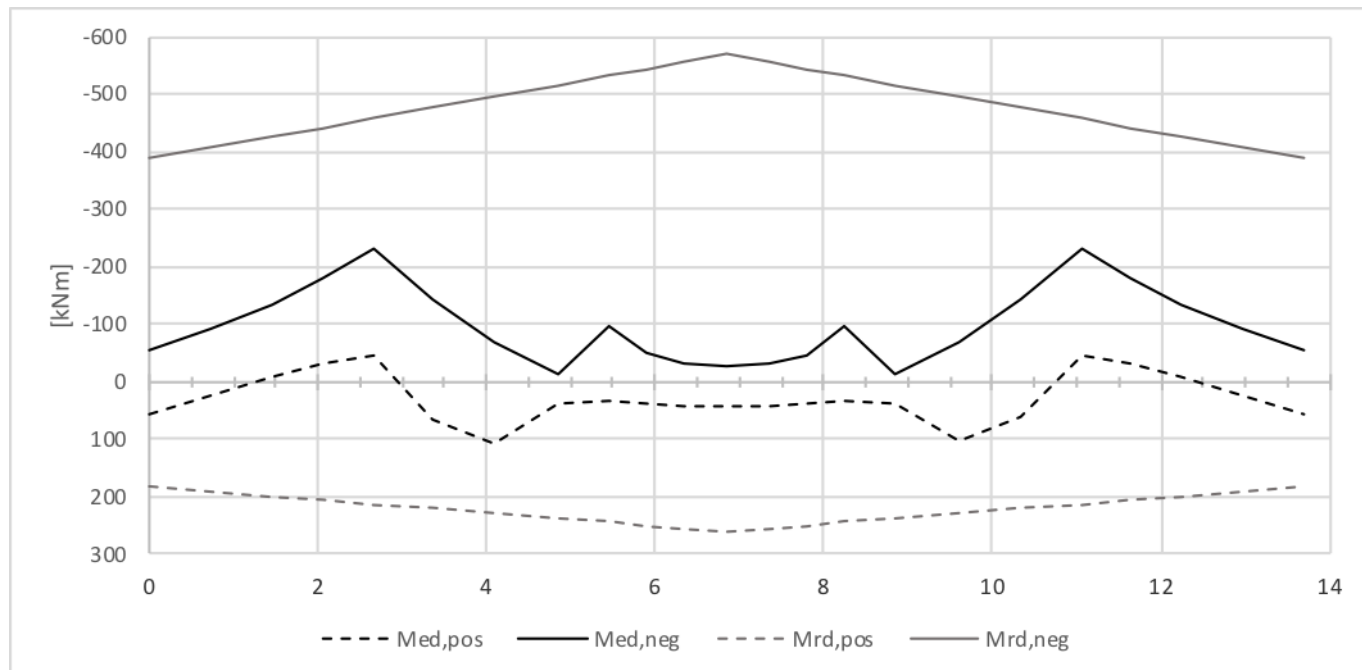
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	49 di 91

## 10.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

La soletta ha una altezza variabile: 32cm alle estremità e 42cm in mezzeria. Le armature di progetto sono:

- Estradosso: 24Φ /10;
- Intradosso: 24Φ /20.

Si riporta di seguito il diagramma dell'involuppo dei momenti agenti e dei momenti resistenti.



Il taglio resistente della soletta è stato calcolato con la seguente equazione (eq. 4.1.14 NTC 2008):

$$V = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Dove:

- $k$  è un fattore di scala pari a  $k = 1 + (200/d)^{0,5} \leq 2$
- $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{0,5}$
- $d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);
- $\rho_1$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );
- $b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

Di seguito si riporta l'involuppo del taglio.

Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls.  $L=34m$  ( $L_c=32.4m$ ) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IF1N

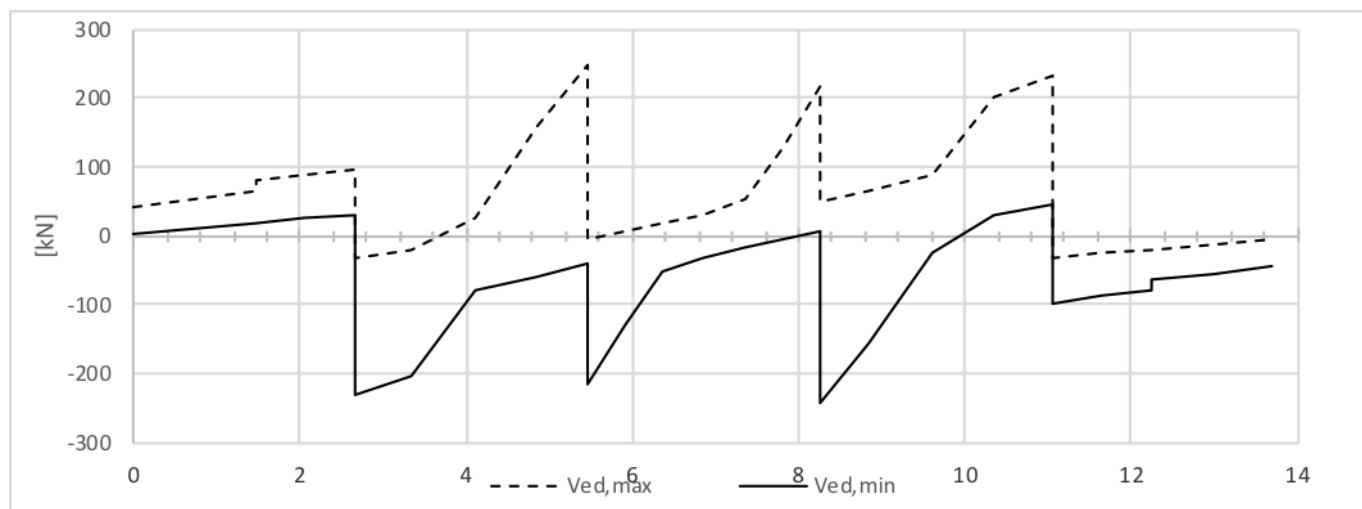
01

E ZZ CL

VI 00 07 002

A

50 di 91



La verifica di resistenza a taglio è stata condotta nella sezione maggiormente sollecitata in corrispondenza dell'appoggio B ( $x=5.45m$ ).

**Verifica a taglio per sezioni rettangolari non armate a taglio (D.M. 14/01/2008)**

classe cls	$R_{ck}$	40	$N/mm^2$
resist. Caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	33	$N/mm^2$
	$f_{cd}$	19	
coeff. parziale	$\gamma_c$	1.5	
larghezza membratura resistere a V	$b_w$	1000	mm
altezza membratura resistere a V	H	450	mm
altezza utile	d	400	mm
area della sezione	$A_{TOT}$	400000	$mm^2$
diametro ferro longitudinale	$\phi_l$	24	mm
area armatura	$A_{sl}$	452.4	$mm^2$
	passo	100	mm
diametro ferro longitudinale predalle	$\phi_l$	0	mm
area armatura	$A_{sl}$	0.0	$mm^2$
	passo	400	mm
area armatura totale	$A_{f\ tot}$	4524	$mm^2$
percentuale di armatura	$\rho_l$	0.0113	
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
ok	$\sigma_{cp}$	0.00	$N/mm^2$
	k	1.71	
	$V_{min}$	0.45	
taglio resistente	$V_{Rd1}$	274	kN
	$V_{Rd2}$	180	kN
taglio sollecitante	$V_{Ed}$	248	kN
fattore di sicurezza per GR (par. 7.9.5.2.2)	$\gamma_{Rd}$	1	
	$V_{Rd}$	274	kN
	$V_{Ed}$	<	$V_{Rd}$
		<b>verifica</b>	

Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	51 di 91

### 10.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Le verifiche in esercizio possono essere distinte in: verifiche tensionali e verifiche della fessurazione.  
Nelle combinazioni caratteristica e quasi permanente deve risultare:

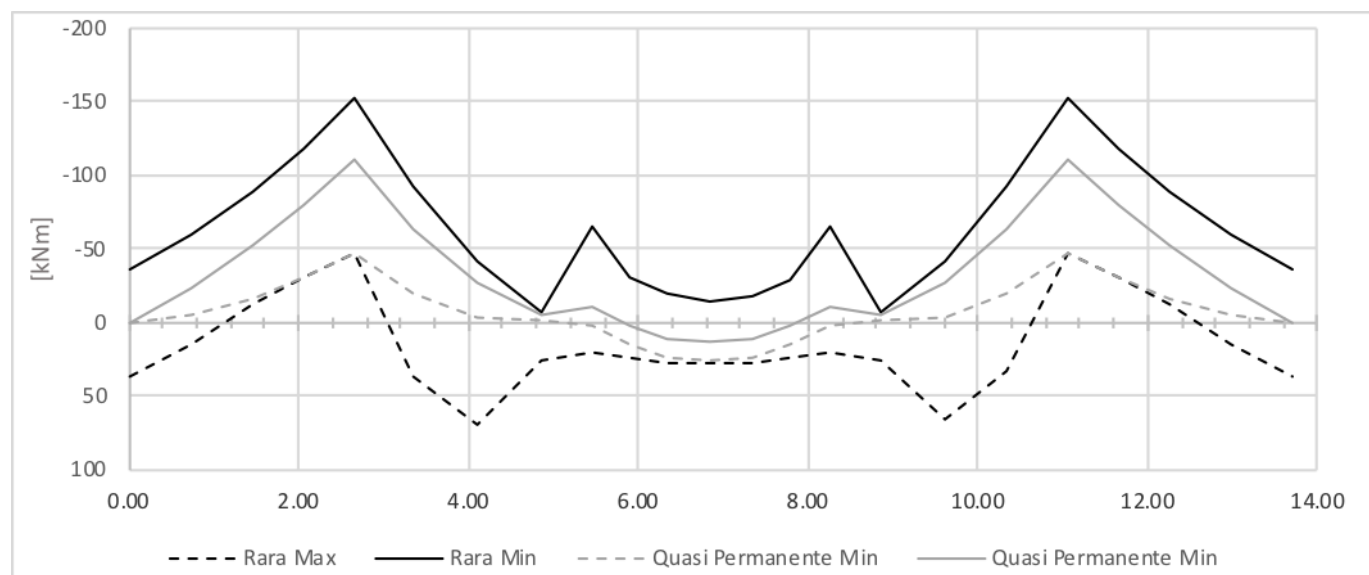
$$\text{Calcestruzzo: } \begin{cases} \sigma_c \leq 0.60 f_{ck} & (\text{combinazione rara}) \\ \sigma_c \leq 0.45 f_{ck} & (\text{combinazione quasi permanente}) \end{cases}$$

$$\text{Acciaio ordinario: } \sigma_s \leq 0.80 f_{yk} \quad (\text{combinazione rara})$$

La verifica della apertura delle fessure è stata condotta utilizzando le tabelle fornite nel par. 4.1.2.2.5.1 della NTC 2008. I limiti sono i seguenti:

$$w < w_l = 0.2 \text{ mm} \quad (\text{combinazione rara})$$

Di seguito si riportano i diagrammi dei momenti flettente massimi e minimi per le diverse combinazioni.

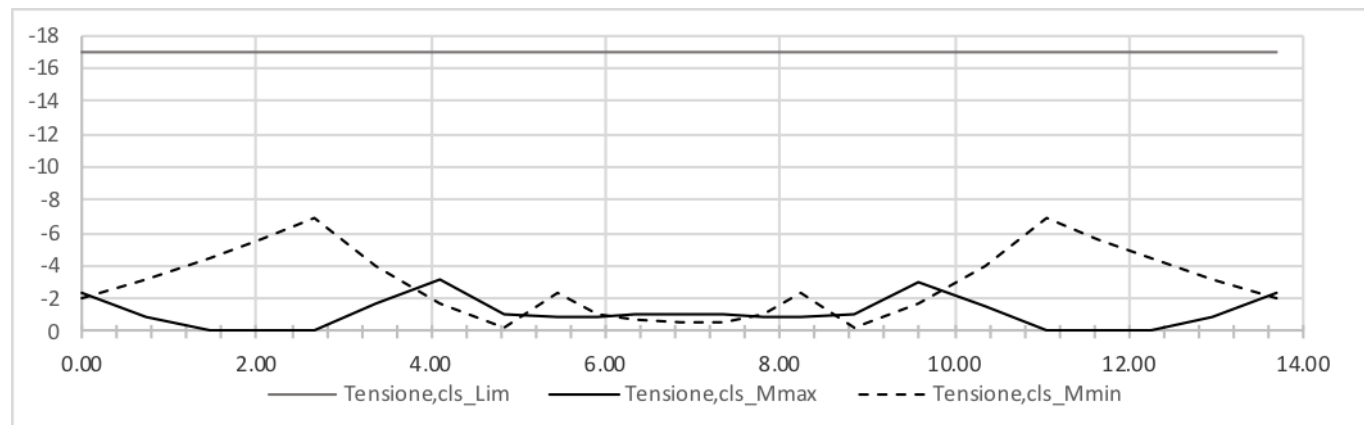


Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

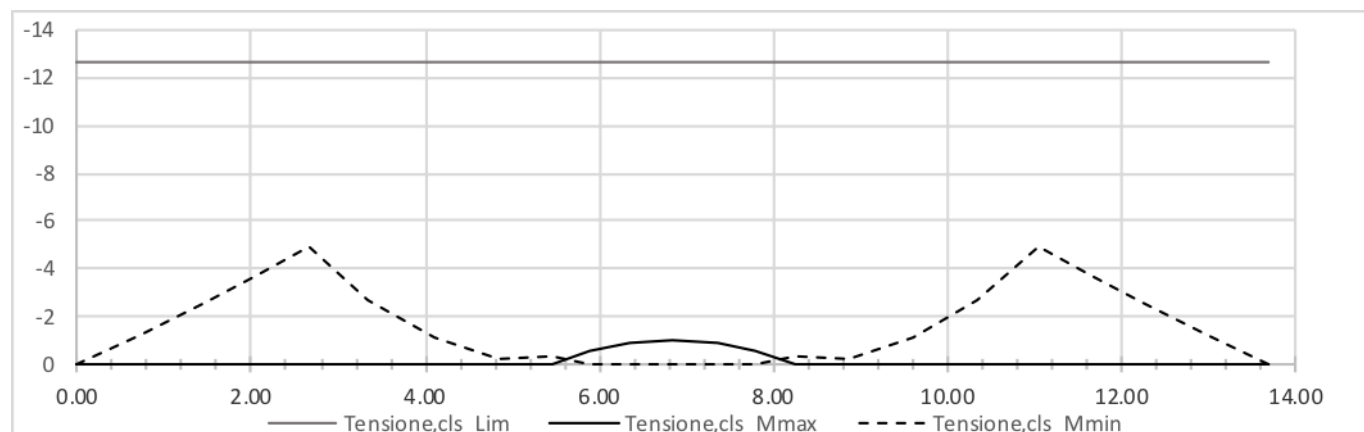
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	52 di 91

### 10.3.1 VERIFICHE TENSIONALI

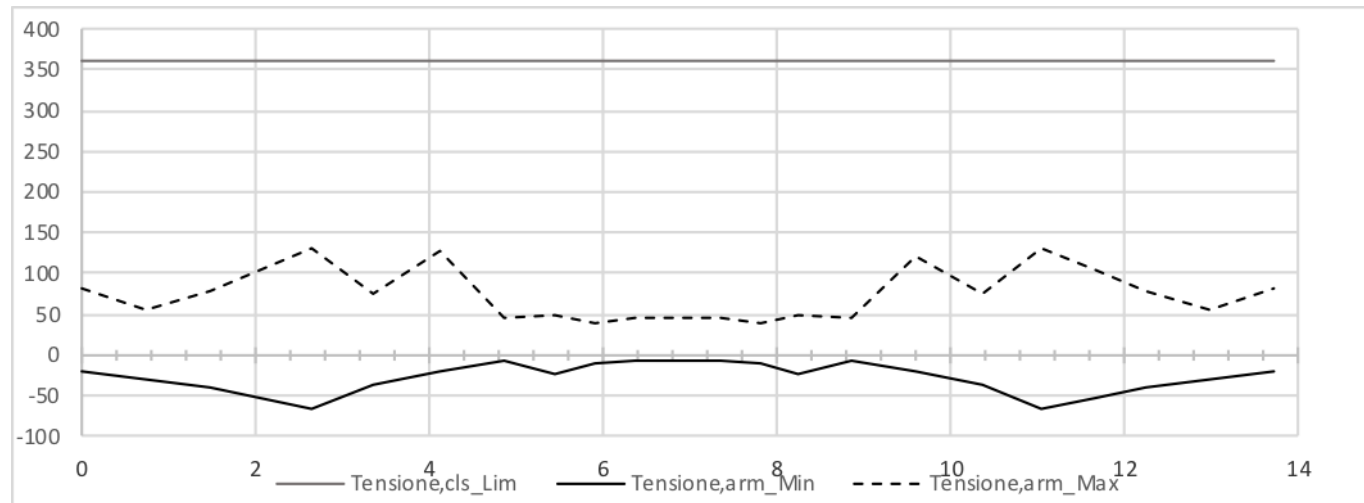
#### 10.3.1.1 CALCESTRUZZO COMBINAZIONE RARA



#### 10.3.1.2 CALCESTRUZZO COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE



#### 10.3.1.3 ACCIAIO ARMATURE COMBINAZIONE RARA



  	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E</b> <b>VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL</b> <b>COMUNE DI MADDALONI – PROGETTO ESECUTIVO</b>					
Ponti e Viadotti di linea Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario Relazione di Calcolo	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A	FOGLIO 53 di 91

### 10.3.2 VERIFICA FESSURAZIONE

La verifica a fessurazione si effettua a partire dalle tensioni nelle armature nella combinazione rara. Le tensioni massime risultano 129.5MPa e 126.6 MPa nelle armature superiori ed inferiori rispettivamente. La verifica può essere condotta rispettando il diametro e l'interasse massimo fornito nella circolare esplicativa del 2 febbraio 2009, n. 617.

**Tabella C4.1.II** Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

**Tabella C4.1.III** Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Per garantire un'apertura massima  $w=0.2$ mm il diametro e l'interasse delle armature deve essere minore di 25mm e 200mm rispettivamente.

La verifica risulta soddisfatta.

Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	54 di 91

## 10.4 VERIFICHE A FATICA

Le verifiche di fatica sono state condotte sulle armature ordinarie. Il metodo utilizzato è illustrato nel paragrafo 8.2 del presente documento.

Il fattore di correzione  $\lambda_s$  stato assunto pari a:

$$\lambda_s = \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} = 1$$

Con:

- $\lambda_{s,1} = 1$  a favore di sicurezza;
- $\lambda_{s,2} = 1$  corrispondente ad un volume di traffico di 25 milioni t/anno/via;
- $\lambda_{s,3} = 1$  corrispondente ad una vita utile a fatica di 100 anni;
- $\lambda_{s,4} = 1$  a favore di sicurezza.

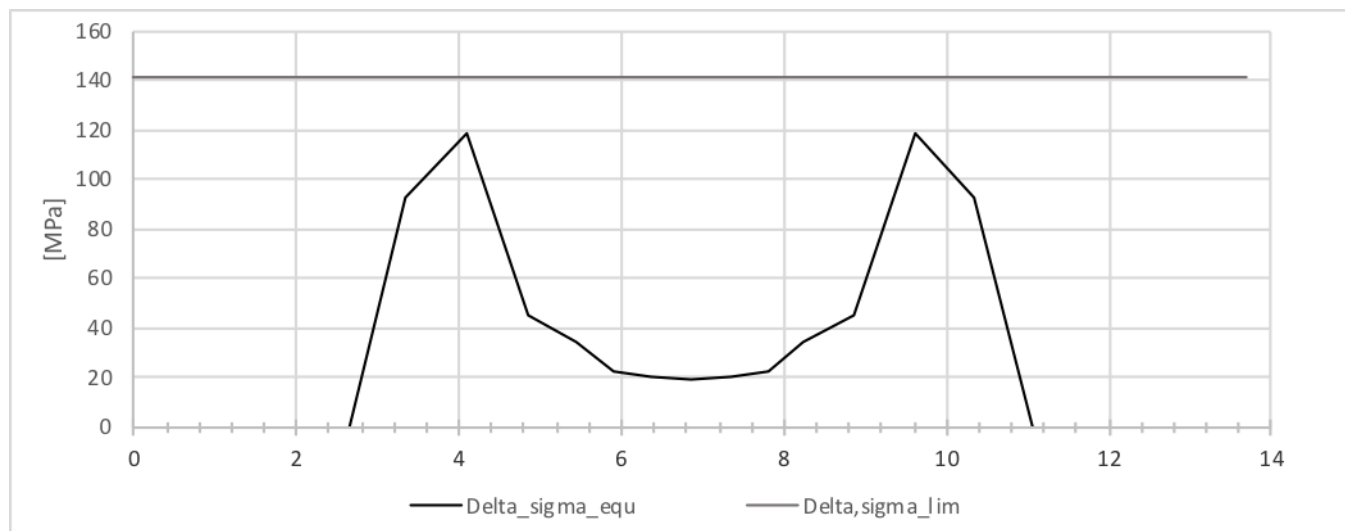
La tensione equivalente è dunque:

$$\Delta\sigma_{s, EQU} = \lambda_s \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_{s,71}$$

La verifica è positiva se risulta:

$$\Delta\sigma_{s, EQU} \cdot 1.00 \leq \Delta\sigma_{Rsk} / 1.15$$

Con  $\Delta\sigma_{Rsk} = 162 \text{ MPa}$ .



  	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E</b> <b>VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL</b> <b>COMUNE DI MADDALONI – PROGETTO ESECUTIVO</b>					
<i>Ponti e Viadotti di linea</i> <i>Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario</i> <i>Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A	FOGLIO 55 di 91

## 11 VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

### 11.1 VERIFICA DEFORMAZIONI TORSIONALI (SGHEMBO)

La condizione più severa si realizza in corrispondenza della zona di appoggio dell'impalcato, durante il passaggio del convoglio SW/2. Di seguito si riporta la verifica di sghembo, riferita agli abbassamenti massimi riscontrati nella soletta di impalcato. I valori degli abbassamenti massimi, rilevati in nodi posti in posizioni coerenti con quanto prevede la normativa per tale tipo di verifica, sono:

$$\delta_1 = 4.80 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 4.54 \text{ mm}$$

Lo sghembo, amplificato dinamicamente, è pari a:

$$t \cong \Phi_3 \times [(\delta_1 - \delta_2)] = 1.13 \times [4.8 - 4.52] = 0.3 \text{ mm /3m}$$

Il valore di t appena calcolato è inferiore al valore limite previsto dalla normativa e pari a 3.0 mm /3m per il caso  $120 < V_{\max} < 200 \text{ km/h}$ .

### 11.2 VERIFICA STATO LIMITE DI COMFORT DEI PASSEGGERI

Il comfort di marcia per i passeggeri è controllato limitando i valori della freccia verticale; l'inflessione verticale deve calcolarsi in asse al binario, considerando il modello di carico LM71 con il relativo incremento dinamico e con il coefficiente  $\alpha$ ; in caso di ponte a doppio binario dovrà considerarsi carico un solo binario e calcolarsi la freccia in asse a tale binario carico, applicando un solo modello di carico LM71 con il relativo incremento dinamico e con il coefficiente  $\alpha$ .

L'abbassamento massimo, amplificato dinamicamente, si rileva in mezzzeria ed è pari a:

$$\delta = 14.0 \text{ mm}$$

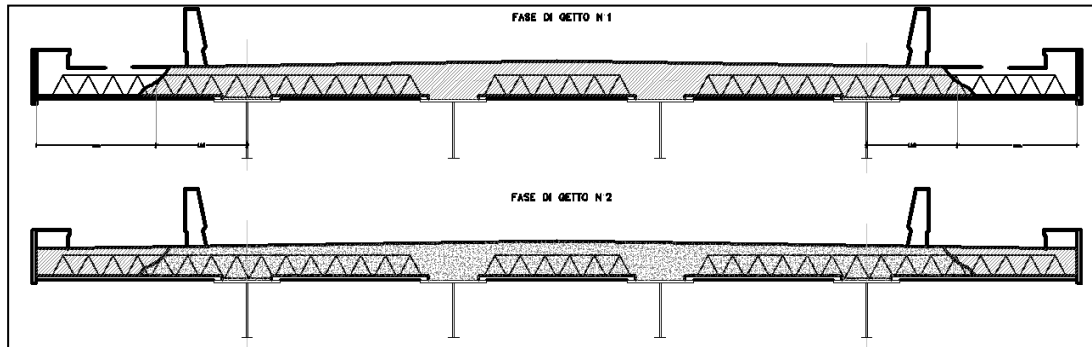
Il valore di  $\delta$  appena calcolato è inferiore al valore limite previsto dalla normativa per travi appoggiate, pari a  $L/600 = 32.4 / 600 = 54 \text{ mm}$ .

Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls.  $L=34m$  ( $Lc=32.4m$ ) doppio binario  
Relazione di Calcolo

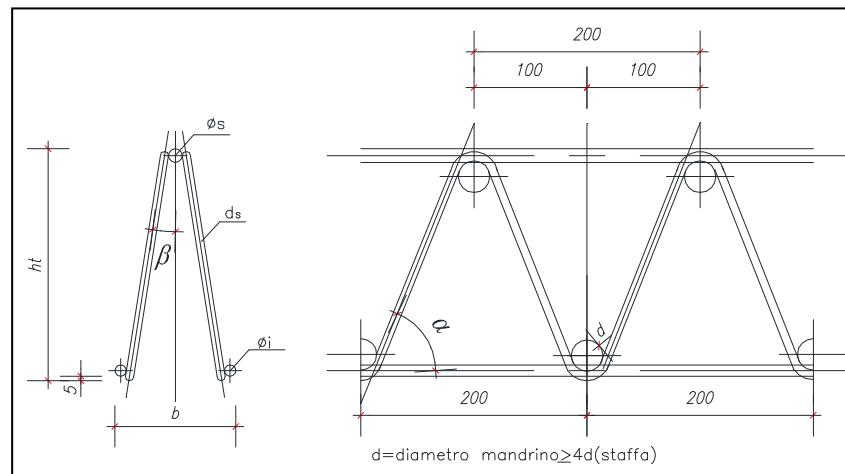
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	56 di 91

## 12 VERIFICA PREDALLES

La soletta in cls viene realizzata con un getto in opera su predalles autoportanti prefabbricate tralicciate. Il getto viene effettuato in due differenti fasi: nella fase 1 si getta il calcestruzzo nella zona sovrastante le travi in acciaio, nella fase due si gettano i due sbalzi di luce 1.5m.

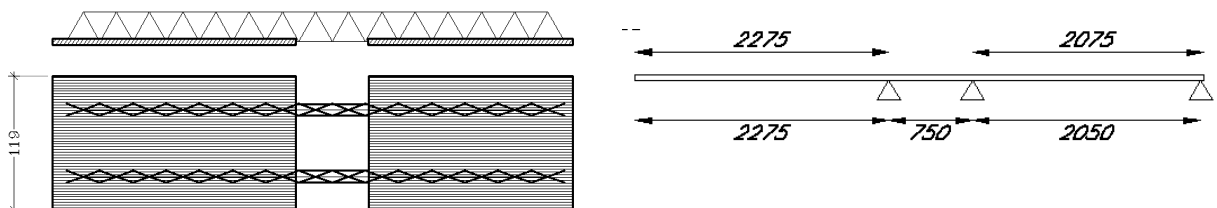


Le predalles hanno una larghezza di 120cm ed uno spessore di 5cm. Il corrente superiore ha diametro 16mm, quello inferiore 12mm mentre i diagonali hanno diametro 10mm.



L'altezza e la larghezza del traliccio sono 205mm e 120mm rispettivamente.

Lo schema statico di calcolo è quello di una trave continua su tre appoggi e di una trave in semplice appoggio. Le predalles sono appoggiate sulla flangia superiore delle travi per una lunghezza di 5cm.





Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls.  $L=34m$  ( $L_c=32.4m$ ) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA  
IF1N

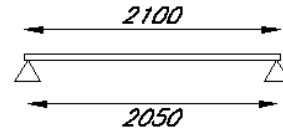
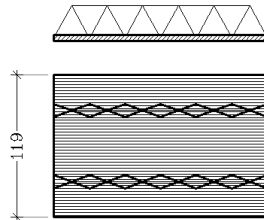
LOTTO  
01

CODIFICA  
E ZZ CL

DOCUMENTO  
VI 00 07 002

REV.  
A

FOGLIO  
57 di 91



## 12.1 ANALISI DEI CARICHI

In fase di progetto si è considerata una predalle di larghezza di 1.2m.

		$q$ [kN/mq]	$q$ [kN/m]	$Q$ [kN/m]	$Q$ [kN]
<b>Peso proprio</b>	$G_1$	1.3	-	1.53	-
<b>Getto soletta</b>	$G_{2,1}$	10	-	12	-
<b>Velette</b>	$G_{2,2}$	-	2.5	-	3.0
<b>Carico Accidentale</b>	$Q$	1	-	1.2	-

Allo stato limite ultimo i carichi sono stati combinati nel seguente modo:

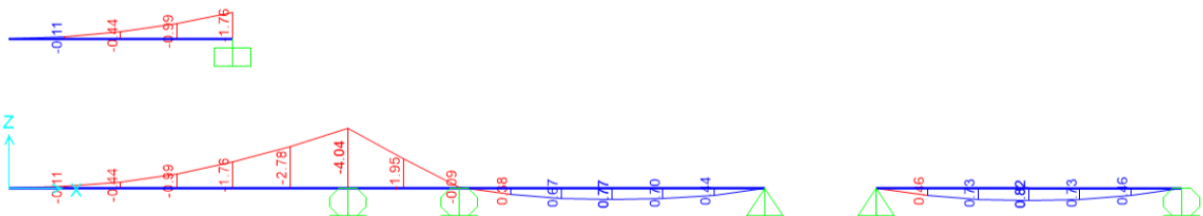
$$\text{Comb. SLU: } 1.35 \times G_1 + 1.35 \times G_{2,1} + 1.5 \times (Q + G_{2,2})$$

## 12.2 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE

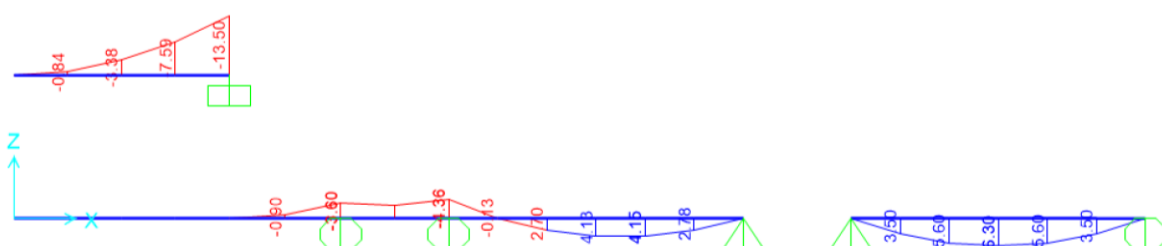
Nelle successive figure sono riportate le sollecitazioni relative ai diversi carichi per la fase 1 e la fase 2. La mensola incastrata di luce 1.5m rappresenta il getto di completamento della soletta effettuato nella fase 2.

### Momento flettente:

–  $G_1$



– Getto



Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IF1N

01

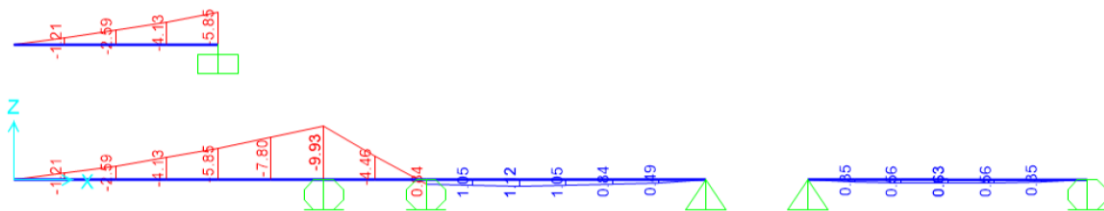
E ZZ CL

VI 00 07 002

A

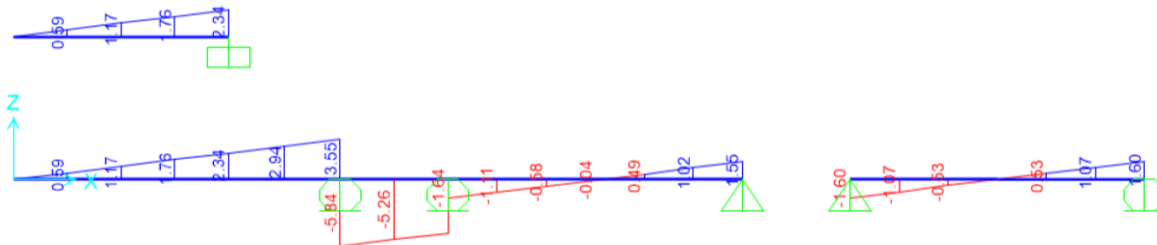
58 di 91

- Vele + Q

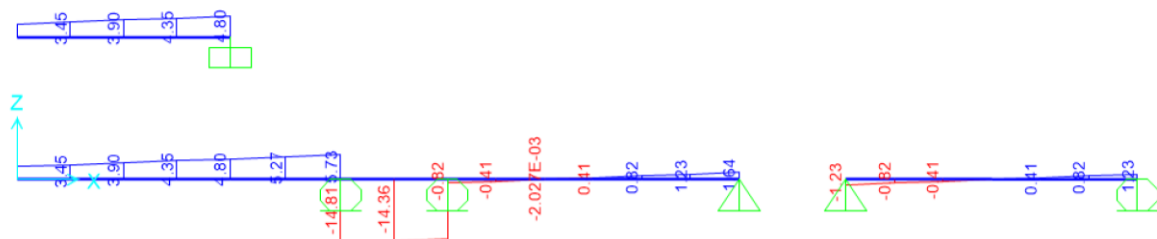


Taglio:

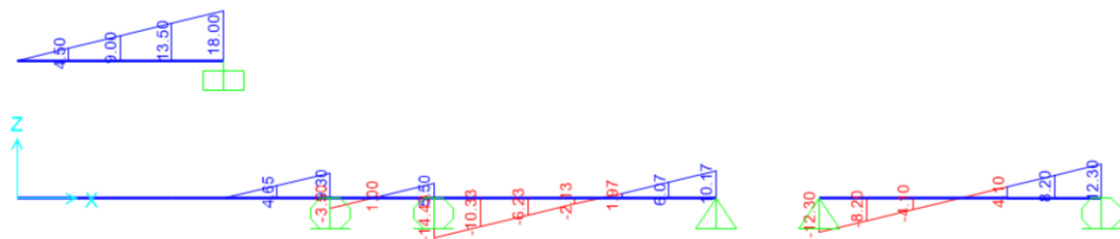
- G1



- Getto



- Vele + Q



Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	59 di 91

## 12.2.1.1 MEZZERIA TRAVE APPOGGIATA (CAMPATA DE)

SOLLECITAZIONI		
Momento		11.5 kNm
Taglio		22.5 kN

TAGLIO		
Num. Tralicci		2
Altezza tralicci	h	186 mm
Distanza tra i diagonali	d	200 mm
Interassi ferri inf.	ii	108 mm
Diagonale	di	114 mm
angolo long	$\beta$	0.50 rad
angolo trasv.	$\alpha$	1.02 rad
<b>Taglio</b>	<b>Ved</b>	<b>22.5 kN</b>
Num Barre per traliccio		2
Diametro barre sup.		10 mm
Area barra	Abarra	79
Area barre	Atot	314 mm <sup>2</sup>
Inerzia	I	491
Lunghezza libera inflessione	l <sub>0</sub>	218
Carico critico euleriano	Ncr	20394 N
$\alpha$		0.49
$\lambda_{segnato}$		1.32
$\Phi$		1.64
$\chi$		0.38
Resistenza caratteristica	fyk	450 MPa
Resistenza caratteristica	fuk	540 MPa
Coeff. SLU	$\gamma$	1.05
Coeff. SLU	$\gamma$	1.25
Resistenza di progetto	Nrd	51 kN
<b>Res. sezione</b>	<b>Vrd</b>	<b>43.9 kN</b>
<b>Verifica</b>		<b>OK</b>

TRAZIONE/COMPRESIONE			
CORRENTE SUPERIORE	tralicci		2
	Altezza tralicci	h	186 mm
	Distanza tra i diagonali	d	200 mm
	Interassi ferri inf.	ii	108 mm
	Interasse ferri sup.	is	600 mm
	Num Barre sup		1
	<b>Sollecitazione agente</b>	<b>Ned</b>	<b>-61.9 kN</b>
	Diametro barre sup.		16 mm
	Area barra	Abarra	201 mm <sup>2</sup>
	Area barre	Asup	402 mm <sup>2</sup>
	Inerzia	I	3217 mm <sup>4</sup>
	Lunghezza libera inflessione	l <sub>0</sub>	200 mm
	Carico critico euleriano	Ncr	158752 N
	$\alpha$		0.49
	$\lambda_{segnato}$		0.75
	$\Phi$		0.92
	$\chi$		0.69
	Resistenza caratteristica	fyk	450 MPa
	Resistenza caratteristica	fuk	540 MPa
	Coeff. SLU	$\gamma$	1.05
Coeff. SLU	$\gamma$	1.25	
<b>Resistenza di progetto</b>	<b>Nrd</b>	<b>119.0 kN</b>	
<b>Verifica</b>		<b>OK</b>	
CORRENTE INFERIORE	Num Barre inf		2
	<b>Sollecitazione agente</b>	<b>Ned</b>	<b>61.9 kN</b>
	Diametro barre inf		12 mm
	Area barra	Abarra	113 mm <sup>2</sup>
	Area barre	Ainf	452 mm <sup>2</sup>
	Inerzia	I	1018 mm <sup>4</sup>
	Lunghezza libera inflessione	l <sub>0</sub>	200 mm
	Carico critico euleriano	Ncr	50230 N
	$\alpha$		0.49
	$\lambda_{segnato}$		1.01
	$\Phi$		1.20
	$\chi$		1.00
	<b>Resistenza di progetto</b>	<b>Nrd</b>	<b>193.9 kN</b>
	<b>Verifica</b>		<b>OK</b>

Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	60 di 91

## 12.2.1.2 SBALZO FASE 1 (APPOGGIO A)

SOLLECITAZIONI		
Momento		-24.7 kNm
Taglio		26.9 kN

TAGLIO			
DIAGONALE	Num. Tralicci		2
	Altezza tralicci	h	186 mm
	Distanza tra i diagonali	d	200 mm
	Interassi ferri inf.	ii	108 mm
	Diagonale	di	114 mm
	angolo long	$\beta$	0.50 rad
	angolo trasv.	$\alpha$	1.02 rad
	<b>Taglio</b>	<b>Ved</b>	<b>26.9 kN</b>
	Num Barre per traliccio		2
	Diametro barre sup.		10 mm
	Area barra	Abarra	79
	Area barre	Atot	314 mm <sup>2</sup>
	Inerzia	I	491
	Lunghezza libera inflessione	l <sub>0</sub>	218
	Carico critico euleriano	Ncr	20394 N
	$\alpha$		0.49
	$\lambda_{segnato}$		1.32
	$\Phi$		1.64
	$\chi$		0.38
	Resistenza caratteristica	fyk	450 MPa
Resistenza caratteristica	fuk	540 MPa	
Coeff. SLU	$\gamma$	1.05	
Coeff. SLU	$\gamma$	1.25	
Resistenza di progetto	Nrd	51 kN	
<b>Res. sezione</b>	<b>Vrd</b>	<b>43.9 kN</b>	
<b>Verifica</b>		<b>OK</b>	

TRAZIONE/COMPRESIONE			
CORRENTE SUPERIORE	tralicci		2
	Altezza tralicci	h	186 mm
	Distanza tra i diagonali	d	200 mm
	Interassi ferri inf.	ii	108 mm
	Interasse ferri sup.	is	600 mm
	Num Barre sup		1
	<b>Sollecitazione agente</b>	<b>Ned</b>	<b>132.9 kN</b>
	Diametro barre sup.		16 mm
	Area barra	Abarra	201 mm <sup>2</sup>
	Area barre	Asup	402 mm <sup>2</sup>
	Inerzia	I	3217 mm <sup>4</sup>
	Lunghezza libera inflessione	l <sub>0</sub>	200 mm
	Carico critico euleriano	Ncr	158752 N
	$\alpha$		0.49
	$\lambda_{segnato}$		0.75
	$\Phi$		0.92
	$\chi$		1.00
	Resistenza caratteristica	fyk	450 MPa
	Resistenza caratteristica	fuk	540 MPa
	Coeff. SLU	$\gamma$	1.05
Coeff. SLU	$\gamma$	1.25	
<b>Resistenza di progetto</b>	<b>Nrd</b>	<b>157.4 kN</b>	
<b>Verifica</b>		<b>OK</b>	
CORRENTE INFERIORE	Num Barre inf		2
	<b>Sollecitazione agente</b>	<b>Ned</b>	<b>-132.9 kN</b>
	Diametro barre inf		12 mm
	Area barra	Abarra	113 mm <sup>2</sup>
	Area barre	Ainf	452 mm <sup>2</sup>
	Inerzia	I	1018 mm <sup>4</sup>
	Lunghezza libera inflessione	l <sub>0</sub>	200 mm
	Carico critico euleriano	Ncr	50230 N
	$\alpha$		0.49
	$\lambda_{segnato}$		1.01
	$\Phi$		1.20
	$\chi$		1.00
	<b>Resistenza di progetto</b>	<b>Nrd</b>	<b>193.9 kN</b>
	<b>Verifica</b>		<b>OK</b>

Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	61 di 91

## 12.2.1.3 SBALZO FASE 2 (APPOGGIO F)

SOLLECITAZIONI		
Momento		-30.7 kNm
Taglio		36.9 kN

TAGLIO			
DIAGONALE	Num. Tralicci		2
	Altezza tralicci	h	186 mm
	Distanza tra i diagonali	d	200 mm
	Interassi ferri inf.	ii	108 mm
	Diagonale	di	114 mm
	angolo long	$\beta$	0.50 rad
	angolo trasv.	$\alpha$	1.02 rad
	<b>Taglio</b>	<b>Ved</b>	<b>36.9 kN</b>
	Num Barre per traliccio		2
	Diametro barre sup.		10 mm
	Area barra	Abarra	79 mm <sup>2</sup>
	Area barre	Atot	314 mm <sup>2</sup>
	Inerzia	I	491 mm <sup>4</sup>
	Lunghezza libera inflessione	l <sub>0</sub>	218 mm
	Carico critico euleriano	Ncr	20394 N
	$\alpha$		0.49
	$\lambda_{segnato}$		1.32
	$\Phi$		1.64
	$\chi$		0.38
	Resistenza caratteristica	fyk	450 MPa
Resistenza caratteristica	fuk	540 MPa	
Coeff. SLU	$\gamma$	1.05	
Coeff. SLU	$\gamma$	1.25	
Resistenza di progetto	Nrd	51 kN	
<b>Res. sezione</b>	<b>Vrd</b>	<b>43.9 kN</b>	
<b>Verifica</b>		<b>OK</b>	

TRAZIONE/COMPRESIONE			
CORRENTE SUPERIORE	tralicci		2
	Altezza tralicci	h	186 mm
	Distanza tra i diagonali	d	200 mm
	Interassi ferri inf.	ii	108 mm
	Interasse ferri sup.	is	600 mm
	Num Barre sup		1
	<b>Sollecitazione agente</b>	<b>Ned</b>	<b>165.2 kN</b>
	Diametro barre sup.		16 mm
	Area barra	Abarra	201 mm <sup>2</sup>
	Area barre	Asup	402 mm <sup>2</sup>
	Inerzia	I	3217 mm <sup>4</sup>
	Lunghezza libera inflessione	l <sub>0</sub>	200 mm
	Carico critico euleriano	Ncr	158752 N
	$\alpha$		0.49
	$\lambda_{segnato}$		0.75
	$\Phi$		0.92
	$\chi$		1.00
	Resistenza caratteristica	fyk	450 MPa
	Resistenza caratteristica	fuk	540 MPa
	Coeff. SLU	$\gamma$	1.05
Coeff. SLU	$\gamma$	1.25	
<b>Resistenza di progetto</b>	<b>Nrd</b>	<b>172.3 kN</b>	
<b>Verifica</b>		<b>OK</b>	
CORRENTE INFERIORE	Num Barre inf		2
	<b>Sollecitazione agente</b>	<b>Ned</b>	<b>-165.2 kN</b>
	Diametro barre inf.		12 mm
	Area barra	Abarra	113 mm <sup>2</sup>
	Area barre	Ainf	452 mm <sup>2</sup>
	Inerzia	I	1018 mm <sup>4</sup>
	Lunghezza libera inflessione	l <sub>0</sub>	200 mm
	Carico critico euleriano	Ncr	50230 N
	$\alpha$		0.49
	$\lambda_{segnato}$		1.01
	$\Phi$		1.20
	$\chi$		1.00
	<b>Resistenza di progetto</b>	<b>Nrd</b>	<b>193.9 kN</b>
	<b>Verifica</b>		<b>OK</b>

   	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E</b> <b>VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL</b> <b>COMUNE DI MADDALONI – PROGETTO ESECUTIVO</b>					
<i>Ponti e Viadotti di linea</i> <i>Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario</i> <i>Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A	FOGLIO 62 di 91

## 12.3 VERIFICA TRASVERSALE

La verifica trasversale delle predalles è stata effettuata alle tensioni ammissibili. I carichi agenti sono:

- Peso proprio: 1.2 kN/m<sup>2</sup>
- Getto: 10 kN/m<sup>2</sup>
- Carichi variabili: 1 kN/m<sup>2</sup>

L'armatura resistente è rappresentata da una rete elettrosaldata  $\phi 5$  passo 10cm. Si è ipotizzato che le predalles lavorino in semplice appoggio con una luce di 60cm ed una mensola di 30cm.

Si riportano le tensioni generate rispettivamente dal momento massimo e minimo:

Momenti agenti		Tensioni $M_{max}$		Tensioni $M_{min}$		Tensioni Limite		VERIFICHE
Max	Min	$\sigma_c$	$\sigma_{arm}$	$\sigma_c$	$\sigma_{arm}$	$\sigma_{c,lim}$	$\sigma_{s,lim}$	
[kNm/m]	[kNm/m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
0.75	-0.19	-10.0	168.4	-2.5	42.1	-12.2	260	OK

La verifica a strappamento è stata condotta applicando la formula della resistenza a taglio per elementi privi di armatura a taglio. La resistenza a taglio  $V_{rd}$  risulta pari a 11kN maggiore del taglio agente massimo  $V_{ed}$  pari a 5 kN.

  	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E</b> <b>VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL</b> <b>COMUNE DI MADDALONI – PROGETTO ESECUTIVO</b>					
<i>Ponti e Viadotti di linea</i> <i>Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario</i> <i>Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A	FOGLIO 63 di 91

## 13 AZIONI SUGLI APPOGGI

Di seguito si riporta la valutazione dei carichi sui dispositivi di appoggio da impiegare per la tipologia di impalcati oggetto del presente documento.

Al riguardo si precisa che, per esigenze di carattere funzionale, per tale tipologia di impalcati sono previsti due distinti valori di vita nominale e di classe d'uso:  $V_N = 75$  anni, con coefficiente d'uso  $C_U = 1.5$  e  $V_N = 100$  anni, con coefficiente  $C_U = 2$ .

Inoltre, in funzione del viadotto considerato, si distinguono due categorie diverse di sottosuolo: terreno di tipo B e di tipo C.

Questa differenziazione, ininfluyente ai fini del dimensionamento degli impalcati, porta invece a differenti valori di azioni sui dispositivi di appoggio, a causa prevalentemente dei differenti valori di azione sismica relativi a differenti periodi di riferimento, come meglio specificato nelle apposite relazioni.

### 13.1 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA PER $V_N=75$ ANNI E $C_U=1.5$ ( $V_R=112.5$ ) – CATEGORIA SOTTOSUOLO B

Le condizioni più severe si verificano per il viadotto VI02. Il ponte appartiene alla classe d'uso III, corrispondente ad un coefficiente d'uso  $c_u=1.5$ , la vita nominale è pari a  $V_N=75$  anni, la categoria di sottosuolo è "B" e la categoria topografica è "T1".

L'azione sismica è stata calcolata per gli stati limite:

- Stato limite di esercizio: Stato Limite di Danno, SLD
- Stato limite ultimo: Stato Limite di salvaguardia della Vita, SLV

#### 13.1.1 INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO E STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Di seguito si riportano i valori dei parametri spettrali dipendenti dal sito per il viadotto considerato:

Latitudine: 41.0224

Longitudine: 14.40056

Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A	FOGLIO 64 di 91
------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	--------------------

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	{	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
		SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>
Stati limite ultimi - SLU	{	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
		SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

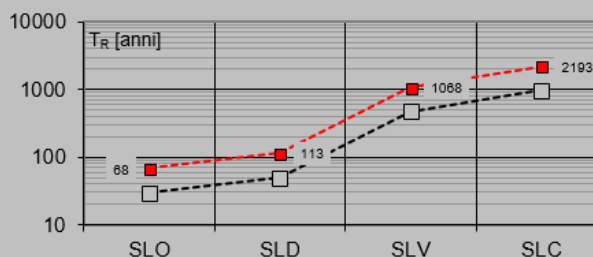
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---□--- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

**FASE 2**

FASE 3

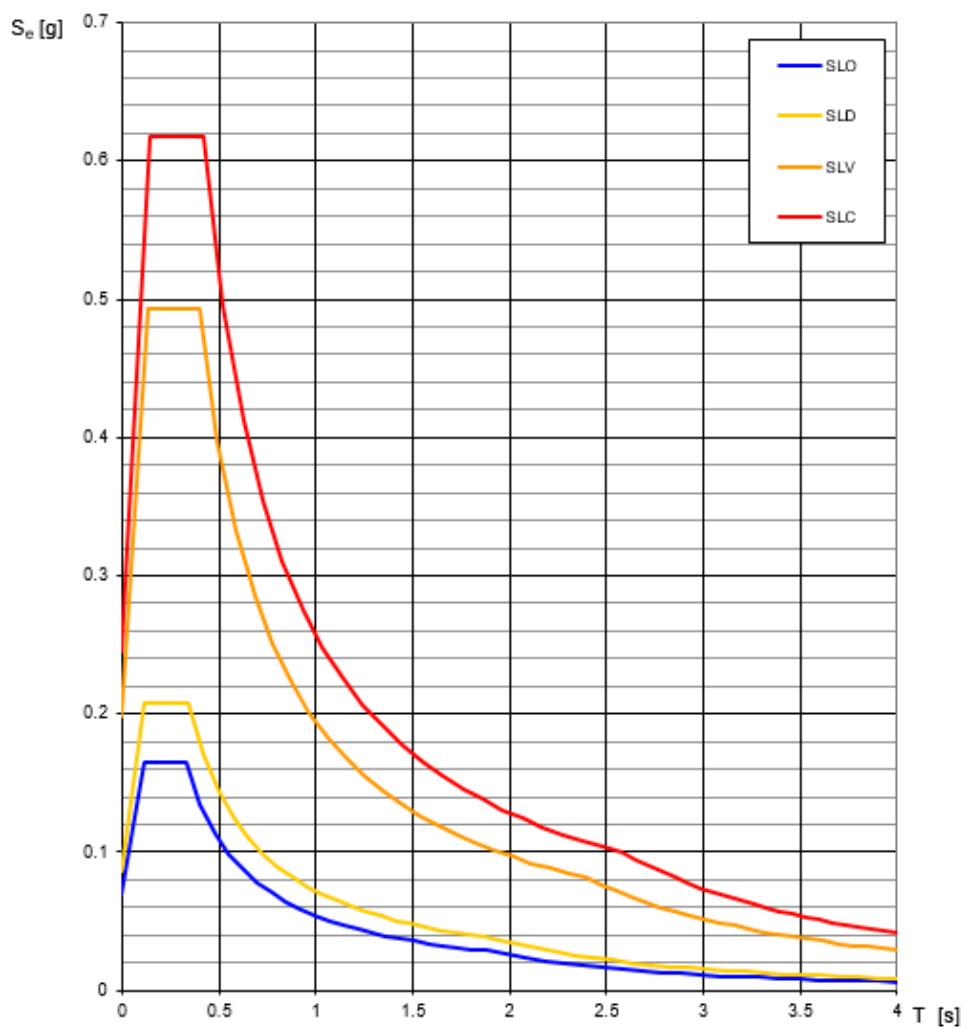
SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	68	0.070	2.371	0.328
SLD	113	0.087	2.402	0.345
SLV	1068	0.199	2.479	0.395
SLC	2193	0.245	2.519	0.416



Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	65 di 91

### Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



  	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E</b> <b>VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL</b> <b>COMUNE DI MADDALONI – PROGETTO ESECUTIVO</b>					
Ponti e Viadotti di linea Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario Relazione di Calcolo	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A	FOGLIO 66 di 91

### 13.1.2 AZIONI SISMICHE DI PROGETTO

Per la definizione delle azioni, sia allo SLD che allo SLV, è stato considerato un fattore di struttura  $q=1$  sia per gli spettri verticali che orizzontali. In relazione alla categoria topografica considerata (T1) si è assunto un coefficiente di amplificazione medio unico e pari a  $S_T = 1.0$ .

#### 13.1.2.1 SPETTRI ALLO SLD

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**

Stato Limite considerato SLD info

**Risposta sismica locale**

Categoria di sottosuolo B info       $S_S =$  1.200       $C_C =$  1.361 info

Categoria topografica T1 info       $h/H =$  0.500       $S_T =$  1.000 info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

**Compon. orizzontale**

Spettro di progetto elastico (SLE)      Smorzamento  $\xi$  (%) 5       $\eta =$  1.000 info

Spettro di progetto inelastico (SLU)      Fattore  $q_o$  1      Regol. in altezza sì info

**Compon. verticale**

Spettro di progetto      Fattore  $q$  1       $\eta =$  1.000 info

**Elaborazioni**

Grafici spettri di risposta >>>

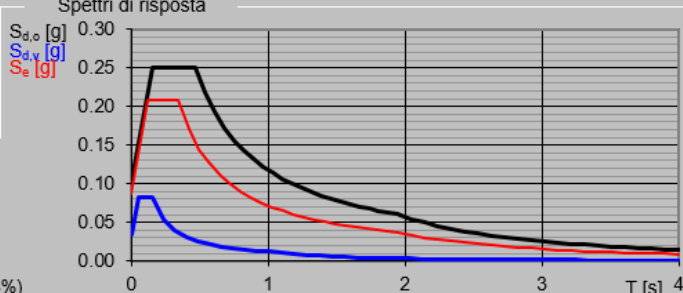
Parametri e punti spettri di risposta >>>

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

**Spettri di risposta**



$S_{d,o}$  [g]  
 $S_{d,v}$  [g]  
 $S_e$  [g]

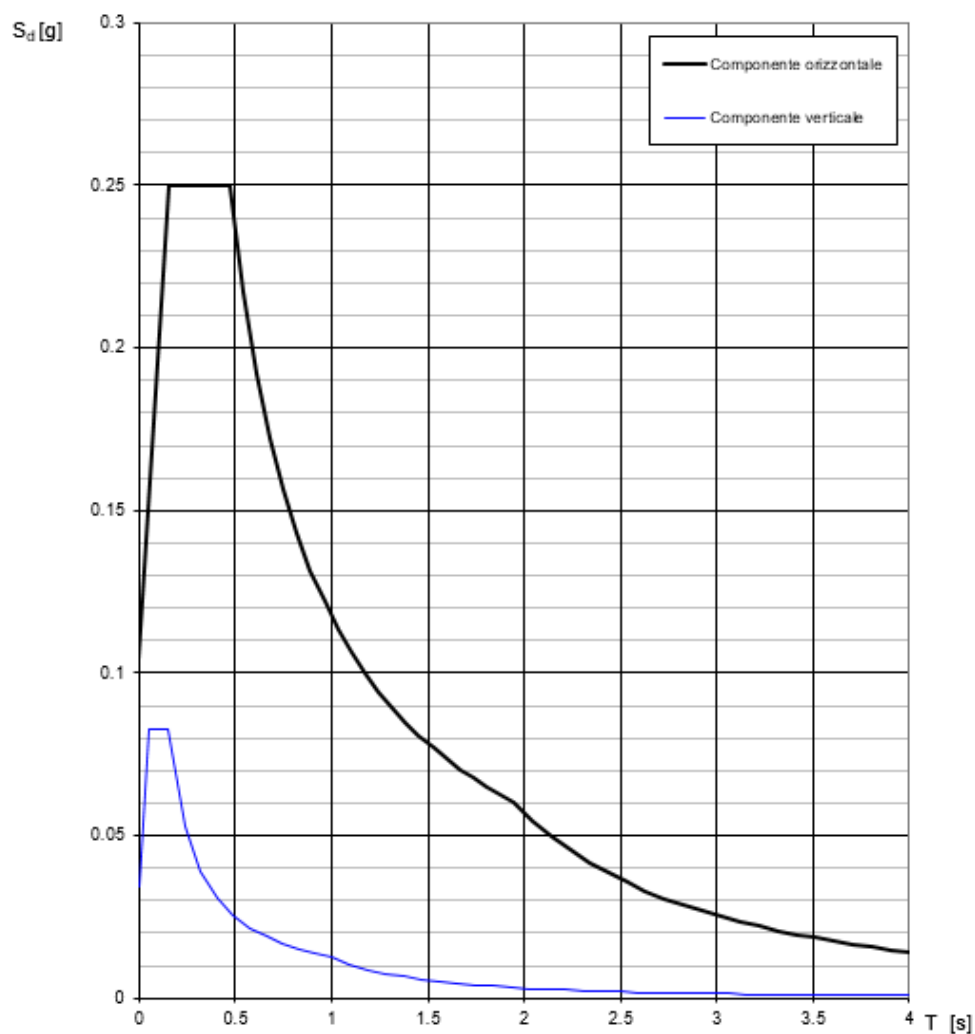
T [s]

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls.  $L=34m$  ( $L_c=32.4m$ ) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	67 di 91

### Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLD



Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A	FOGLIO 68 di 91
------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	--------------------

### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLD

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
$a_s$	0.087 g
$F_o$	2.402
$T_c$	0.345 s
$S_s$	1.200
$C_c$	1.361
$S_T$	1.000
$q$	1.000

#### Parametri dipendenti

$S$	1.200
$\eta$	1.000
$T_B$	0.156 s
$T_C$	0.469 s
$T_D$	1.947 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_s / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

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

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

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.104
$T_B \leftarrow$	0.156	0.250
$T_C \leftarrow$	0.469	0.250
	0.539	0.218
	0.610	0.192
	0.680	0.172
	0.751	0.156
	0.821	0.143
	0.891	0.132
	0.962	0.122
	1.032	0.114
	1.102	0.106
	1.173	0.100
	1.243	0.094
	1.314	0.089
	1.384	0.085
	1.454	0.081
	1.525	0.077
	1.595	0.074
	1.666	0.070
	1.736	0.068
	1.806	0.065
	1.877	0.063
$T_D \leftarrow$	1.947	0.060
	2.045	0.055
	2.143	0.050
	2.240	0.046
	2.338	0.042
	2.436	0.038
	2.534	0.036
	2.631	0.033
	2.729	0.031
	2.827	0.029
	2.925	0.027
	3.022	0.025
	3.120	0.023
	3.218	0.022
	3.316	0.021
	3.413	0.020
	3.511	0.019
	3.609	0.018
	3.707	0.017
	3.804	0.016
	3.902	0.015
	4.000	0.014

Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	69 di 91

## 13.1.2.2 SPETTRI ALLO SLV

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**  
Stato Limite considerato **SLV** info

**Risposta sismica locale**

Categoria di sottosuolo **B** info       $S_S = 1.200$        $C_C = 1.324$  info

Categoria topografica **T1** info       $h/H = 0.500$        $S_T = 1.000$  info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

**Compon. orizzontale**

Spettro di progetto elastico (SLE)      Smorzamento  $\xi$  (%) **5**       $\eta = 1.000$  info

Spettro di progetto inelastico (SLU)      Fattore  $q_0$  **1**      Regol. in altezza **si** info

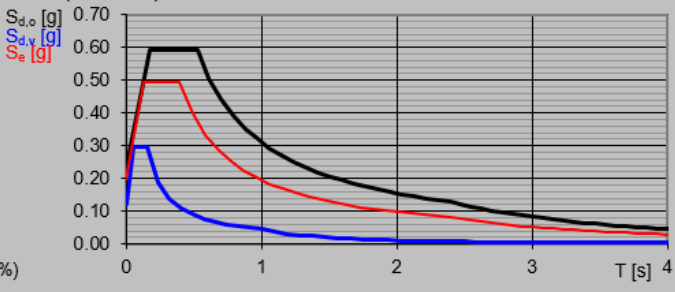
**Compon. verticale**  
Spettro di progetto      Fattore  $q$  **1**       $\eta = 1.000$  info

**Elaborazioni**

Grafici spettri di risposta ▶▶

Parametri e punti spettri di risposta ▶▶

**Spettri di risposta**



— Spettro di progetto - componente orizzontale  
— Spettro di progetto - componente verticale  
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

**INTRO**      **FASE 1**      **FASE 2**      **FASE 3**

Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA  
IF1N

LOTTO  
01

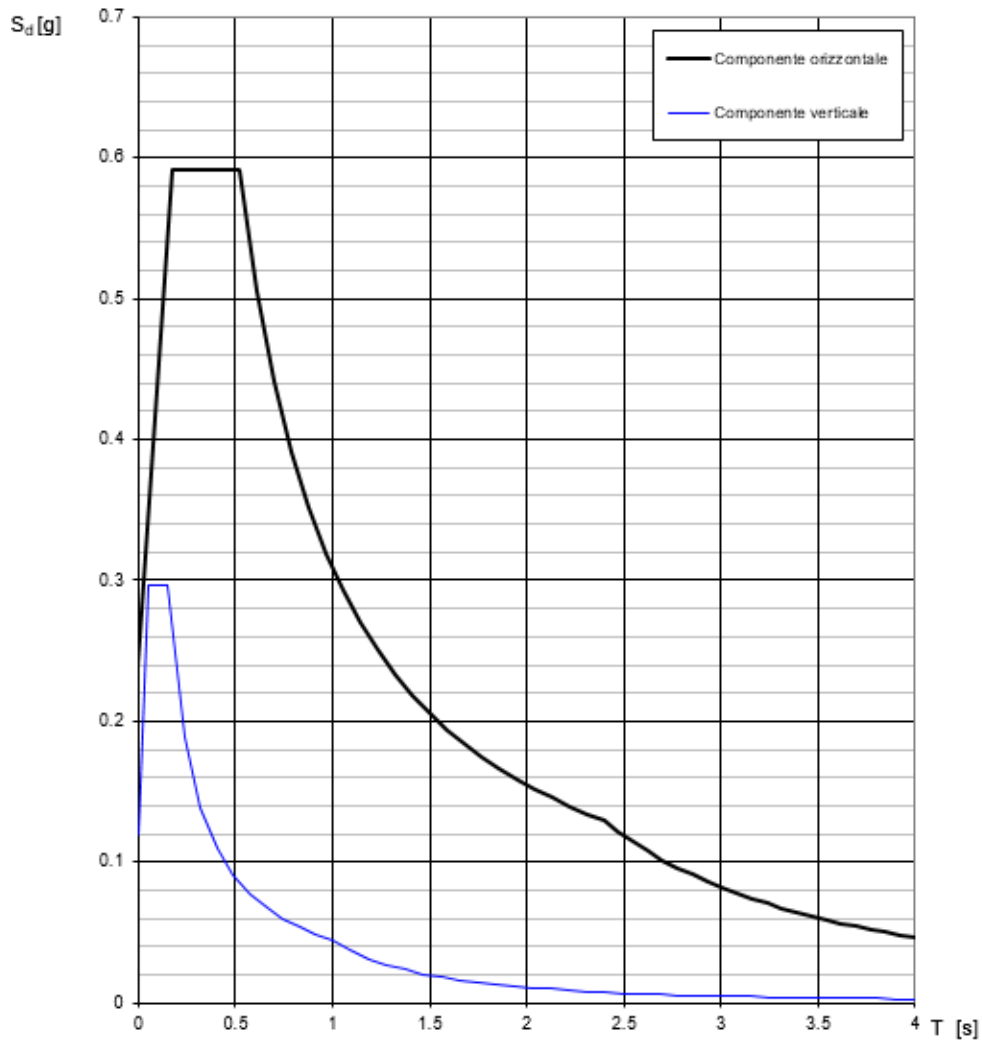
CODIFICA  
E ZZ CL

DOCUMENTO  
VI 00 07 002

REV.  
A

FOGLIO  
70 di 91

### Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV



Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A	FOGLIO 71 di 91
------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	--------------------

### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.199 g
$F_c$	2.479
$T_c$	0.395 s
$S_s$	1.200
$C_c$	1.324
$S_T$	1.000
$q$	1.000

#### Parametri dipendenti

$S$	1.200
$\eta$	1.000
$T_B$	0.174 s
$T_C$	0.523 s
$T_D$	2.395 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_c$$

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

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

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_s(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $\eta/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.239
$T_B$	0.174	0.591
$T_C$	0.523	0.591
	0.613	0.505
	0.702	0.441
	0.791	0.391
	0.880	0.352
	0.969	0.319
	1.058	0.293
	1.147	0.270
	1.237	0.250
	1.326	0.234
	1.415	0.219
	1.504	0.206
	1.593	0.194
	1.682	0.184
	1.771	0.175
	1.860	0.166
	1.950	0.159
	2.039	0.152
	2.128	0.146
	2.217	0.140
	2.306	0.134
$T_D$	2.395	0.129
	2.472	0.121
	2.548	0.114
	2.624	0.108
	2.701	0.102
	2.777	0.096
	2.854	0.091
	2.930	0.086
	3.007	0.082
	3.083	0.078
	3.159	0.074
	3.236	0.071
	3.312	0.068
	3.389	0.065
	3.465	0.062
	3.541	0.059
	3.618	0.057
	3.694	0.054
	3.771	0.052
	3.847	0.050
	3.924	0.048
	4.000	0.046

Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IF1N

01

E ZZ CL

VI 00 07 002

A

72 di 91

## 13.2 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA PER $V_N=100$ ANNI E $C_U=2.0$ ( $V_R=200$ ) – CATEGORIA SOTTOSUOLO B

Le condizioni più severe si verificano per il viadotto VI06. Il ponte appartiene alla classe d'uso IV, corrispondente ad un coefficiente d'uso  $c_u=2.0$ , la vita nominale è pari a  $V_N=100$  anni, la categoria di sottosuolo è "B" e la categoria topografica è "T1".

L'azione sismica è stata calcolata per gli stati limite:

- Stato limite di esercizio: Stato Limite di Danno, SLD
- Stato limite ultimo: Stato Limite di salvaguardia della Vita, SLV

### 13.2.1 INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO E STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Di seguito si riportano i valori dei parametri spettrali dipendenti dal sito per il viadotto considerato:

Longitudine: 14.437009

Latitudine: 41.103735

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

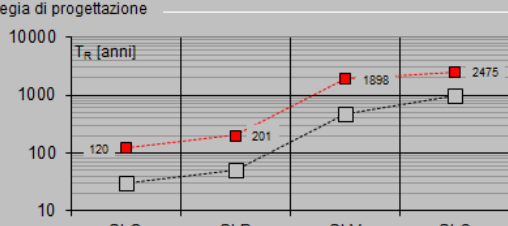
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	120
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	201
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	1898
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	2475

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO      FASE 1      **FASE 2**      FASE 3

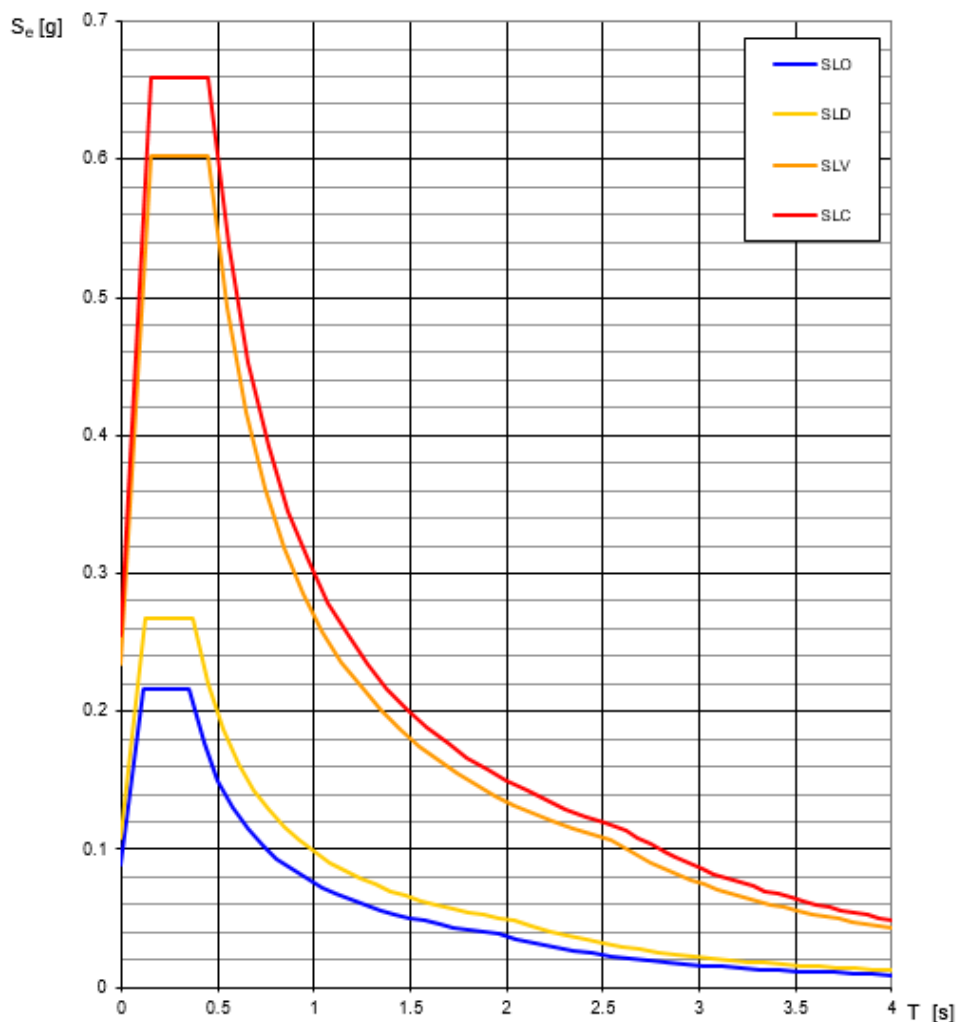
SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	120	0.089	2.436	0.350
SLD	201	0.109	2.463	0.367
SLV	1898	0.234	2.571	0.448
SLC	2475	0.254	2.592	0.454



Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	73 di 91

### Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



  	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E</b> <b>VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL</b> <b>COMUNE DI MADDALONI – PROGETTO ESECUTIVO</b>					
Ponti e Viadotti di linea Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario Relazione di Calcolo	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A	FOGLIO 74 di 91

### 13.2.2 AZIONI SISMICHE DI PROGETTO

Per la definizione delle azioni, sia allo SLD che allo SLV, è stato considerato un fattore di struttura  $q=1$  sia per gli spettri verticali che orizzontali. In relazione alla categoria topografica considerata (T1) si è assunto un coefficiente di amplificazione medio unico e pari a  $S_T = 1.0$ .

#### 13.2.2.1 SPETTRI ALLO SLD

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**  
 Stato Limite considerato SLD ▼ info

---

**Risposta sismica locale**  
 Categoria di sottosuolo B ▼ info       $S_S =$  1.200       $C_C =$  1.344 ▼ info  
 Categoria topografica T1 ▼ info       $h/H =$  0.500       $S_T =$  1.000 ▼ info  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

---

**Compon. orizzontale**  
 Spettro di progetto elastico (SLE)      Smorzamento  $\xi$  (%) 5       $\eta =$  1.000 ▼ info  
 Spettro di progetto inelastico (SLU)      Fattore  $q_0$  1      Regol. in altezza si ▼ info

---

**Compon. verticale**  
 Spettro di progetto      Fattore  $q$  1       $\eta =$  1.000 ▼ info

---

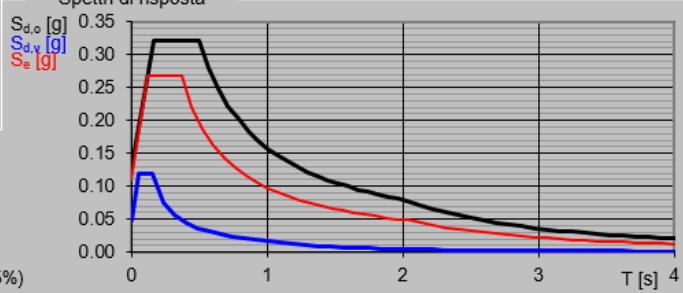
**Elaborazioni**  
 Grafici spettri di risposta ▶▶▶  
 Parametri e punti spettri di risposta ▶▶▶

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

Spettri di risposta

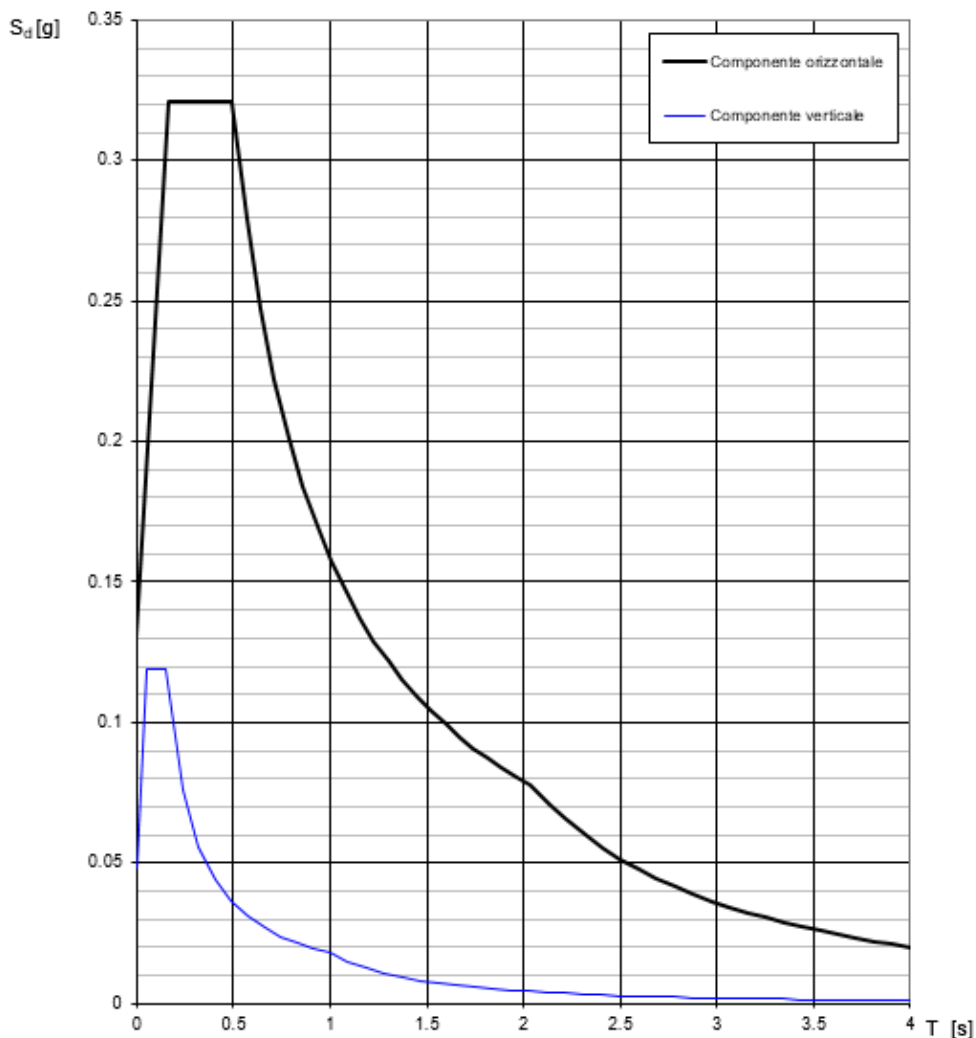


INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	75 di 91

### Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLD



Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A	FOGLIO 76 di 91
------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	--------------------

### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato \$LD\$

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
$a_g$	0.109 g
$F_o$	2.463
$T_c$	0.367 s
$S_a$	1.200
$C_c$	1.344
$S_T$	1.000
$q$	1.000

#### Parametri dipendenti

$S$	1.200
$\eta$	1.000
$T_B$	0.164 s
$T_C$	0.493 s
$T_D$	2.035 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

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

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

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

Lo spettro di progetto  $S_e(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.130
$T_B \leftarrow$	0.164	0.321
$T_C \leftarrow$	0.493	0.321
	0.566	0.280
	0.640	0.248
	0.713	0.222
	0.787	0.201
	0.860	0.184
	0.934	0.170
	1.007	0.157
	1.080	0.147
	1.154	0.137
	1.227	0.129
	1.301	0.122
	1.374	0.115
	1.447	0.109
	1.521	0.104
	1.594	0.099
	1.668	0.095
	1.741	0.091
	1.815	0.087
	1.888	0.084
	1.961	0.081
$T_D \leftarrow$	2.035	0.078
	2.128	0.071
	2.222	0.065
	2.316	0.060
	2.409	0.056
	2.503	0.051
	2.596	0.048
	2.690	0.045
	2.783	0.042
	2.877	0.039
	2.971	0.037
	3.064	0.034
	3.158	0.032
	3.251	0.030
	3.345	0.029
	3.439	0.027
	3.532	0.026
	3.626	0.025
	3.719	0.023
	3.813	0.022
	3.906	0.021
	4.000	0.020

Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	77 di 91

## 13.2.2.2 SPETTRI ALLO SLV

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**  
Stato Limite considerato **SLV** info

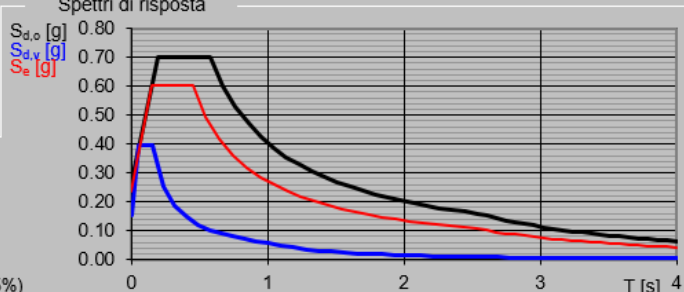
**Risposta sismica locale**  
 Categoria di sottosuolo **B** info  
 Categoria topografica **T1** info  
 $S_s = 1.159$  info     $C_c = 1.292$  info  
 $h/H = 0.500$  info     $S_T = 1.000$  info  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

**Compon. orizzontale**  
 Spettro di progetto elastico (SLE)    Smorzamento  $\xi$  (%) **5**     $\eta = 1.000$  info  
 Spettro di progetto inelastico (SLU)    Fattore  $q_o$  **1**    Regol. in altezza **sì** info

**Compon. verticale**  
 Spettro di progetto    Fattore  $q$  **1**     $\eta = 1.000$  info

**Elaborazioni**  
 Grafici spettri di risposta >  
 Parametri e punti spettri di risposta >

Spettri di risposta



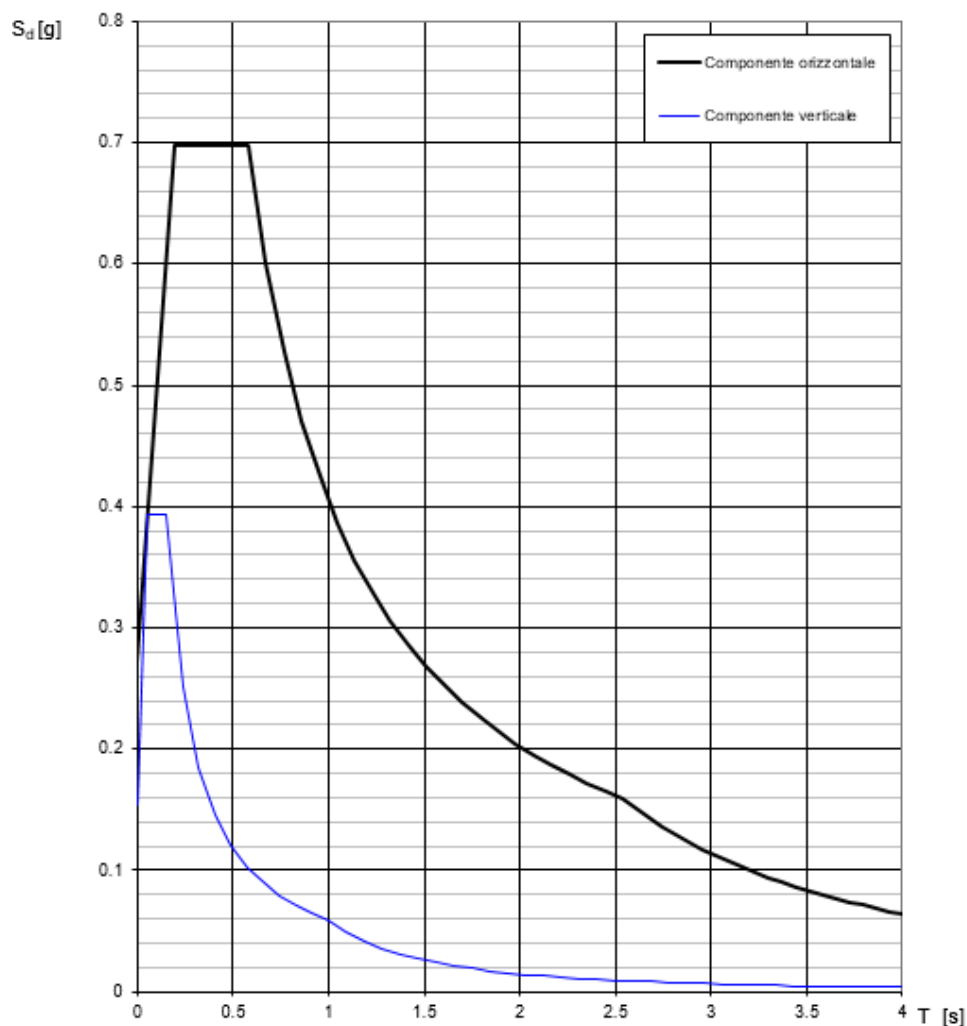
— Spettro di progetto - componente orizzontale  
— Spettro di progetto - componente verticale  
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	78 di 91

### Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV



Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A	FOGLIO 79 di 91
------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	--------------------

### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_s$	0.234 g
$F_a$	2.571
$T_C$	0.448 s
$S_s$	1.159
$C_C$	1.292
$S_T$	1.000
$q$	1.000

#### Parametri dipendenti

$S$	1.159
$\eta$	1.000
$T_B$	0.193 s
$T_C$	0.579 s
$T_D$	2.538 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_s / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_s(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $\eta/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.272
$T_B$	0.193	0.698
$T_C$	0.579	0.698
	0.672	0.601
	0.765	0.528
	0.859	0.471
	0.952	0.425
	1.045	0.387
	1.139	0.355
	1.232	0.328
	1.325	0.305
	1.418	0.285
	1.512	0.267
	1.605	0.252
	1.698	0.238
	1.791	0.226
	1.885	0.214
	1.978	0.204
	2.071	0.195
	2.165	0.187
	2.258	0.179
	2.351	0.172
	2.444	0.165
$T_D$	2.538	0.159
	2.607	0.151
	2.677	0.143
	2.747	0.136
	2.816	0.129
	2.886	0.123
	2.956	0.117
	3.025	0.112
	3.095	0.107
	3.164	0.102
	3.234	0.098
	3.304	0.094
	3.373	0.090
	3.443	0.087
	3.513	0.083
	3.582	0.080
	3.652	0.077
	3.721	0.074
	3.791	0.071
	3.861	0.069
	3.930	0.066
	4.000	0.064

Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	80 di 91

### 13.3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA PER $V_N=75$ ANNI E $C_U=1.5$ ( $V_R=112.5$ ) – CATEGORIA SOTTOSUOLO C

Le condizioni più severe si verificano per il viadotto VI08. Il ponte appartiene alla classe d'uso III, corrispondente ad un coefficiente d'uso  $c_u=1.5$ , la vita nominale è pari a  $V_N=75$  anni, la categoria di sottosuolo è "C" e la categoria topografica è "T1".

L'azione sismica è stata calcolata per gli stati limite:

- Stato limite di esercizio: Stato Limite di Danno, SLD
- Stato limite ultimo: Stato Limite di salvaguardia della Vita, SLV

#### 13.3.1 INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO E STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Di seguito si riportano i valori dei parametri spettrali dipendenti dal sito di ogni opera:

Longitudine: 14.45829

Latitudine: 41.13286

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	68
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	113
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	1068
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	2193

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



Stato Limite	Strategia per costruzioni ordinarie	Strategia scelta
SLO	68	68
SLD	113	113
SLV	1068	1068
SLC	2193	2193

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO      FASE 1      **FASE 2**      FASE 3

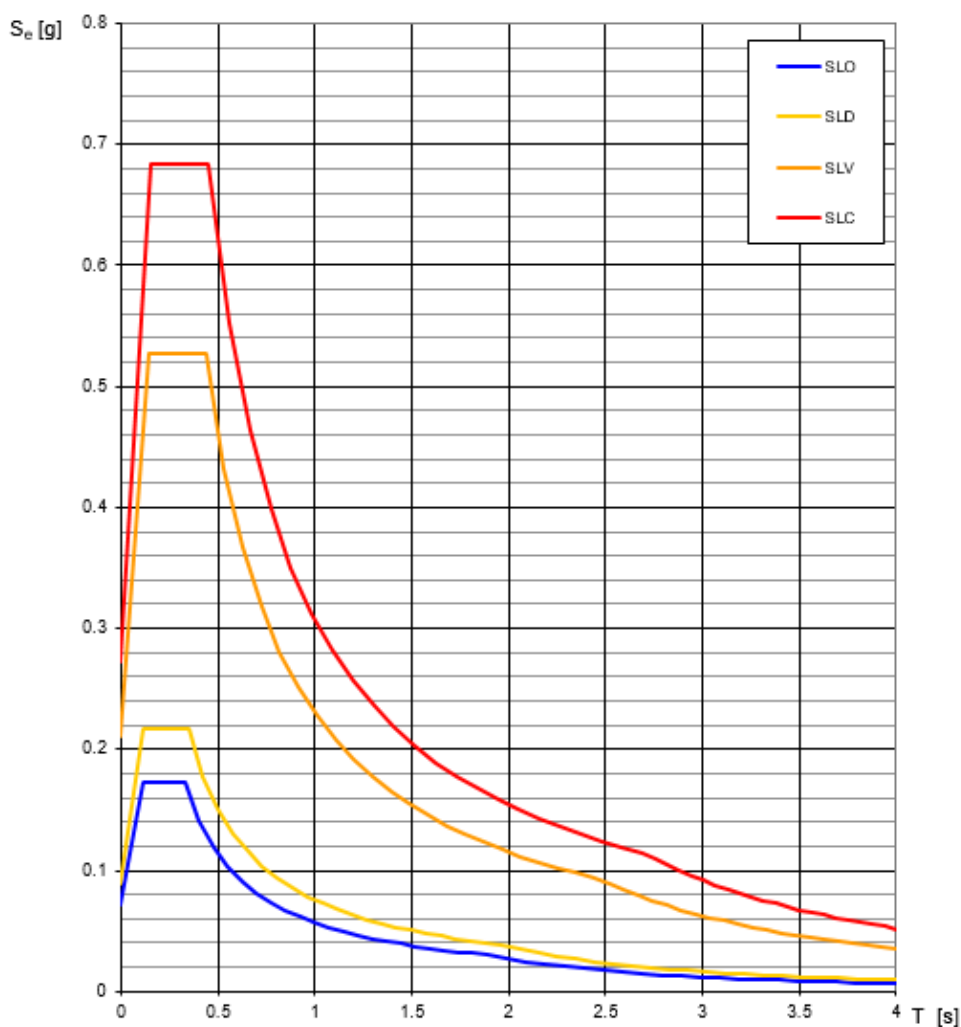


Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	81 di 91

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	68	0.072	2.404	0.328
SLD	113	0.089	2.437	0.347
SLV	1068	0.211	2.502	0.437
SLC	2193	0.273	2.504	0.450

### Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	82 di 91

### 13.3.2 AZIONI SISMICHE DI PROGETTO

Per la definizione delle azioni, sia allo SLD che allo SLV, è stato considerato un fattore di struttura  $q=1$  sia per gli spettri verticali che orizzontali. In relazione alla categoria topografica considerata (T1) si è assunto un coefficiente di amplificazione medio unico e pari a  $S_T = 1.0$ .

#### 13.3.2.1 SPETTRI ALLO SLD

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**  
Stato Limite considerato SLD info

**Risposta sismica locale**

Categoria di sottosuolo <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">C</span> <span style="font-size: small;">info</span>	S <sub>s</sub> = <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">1,500</span>	C <sub>c</sub> = <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">1,489</span> <span style="font-size: small;">info</span>
Categoria topografica <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">T1</span> <span style="font-size: small;">info</span>	h/H = <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0,500</span>	S <sub>T</sub> = <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">1,000</span> <span style="font-size: small;">info</span>

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

**Compon. orizzontale**

Spettro di progetto elastico (SLE)      Smorzamento  $\xi$  (%) 5       $\eta$  = 1,000 info  
 Spettro di progetto inelastico (SLU)      Fattore q<sub>o</sub> 1      Regol. in altezza sì info

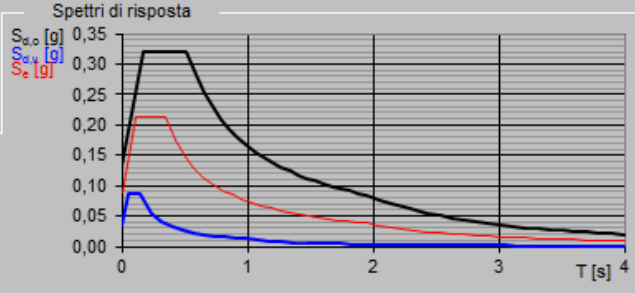
**Compon. verticale**

Spettro di progetto      Fattore q 1       $\eta$  = 1,000 info

**Elaborazioni**

Grafici spettri di risposta info  
Parametri e punti spettri di risposta info

**Spettri di risposta**



— Spettro di progetto - componente orizzontale  
— Spettro di progetto - componente verticale  
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO	FASE 1	FASE 2	FASE 3
-------	--------	--------	--------

Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls.  $L=34m$  ( $L_c=32.4m$ ) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA  
IF1N

LOTTO  
01

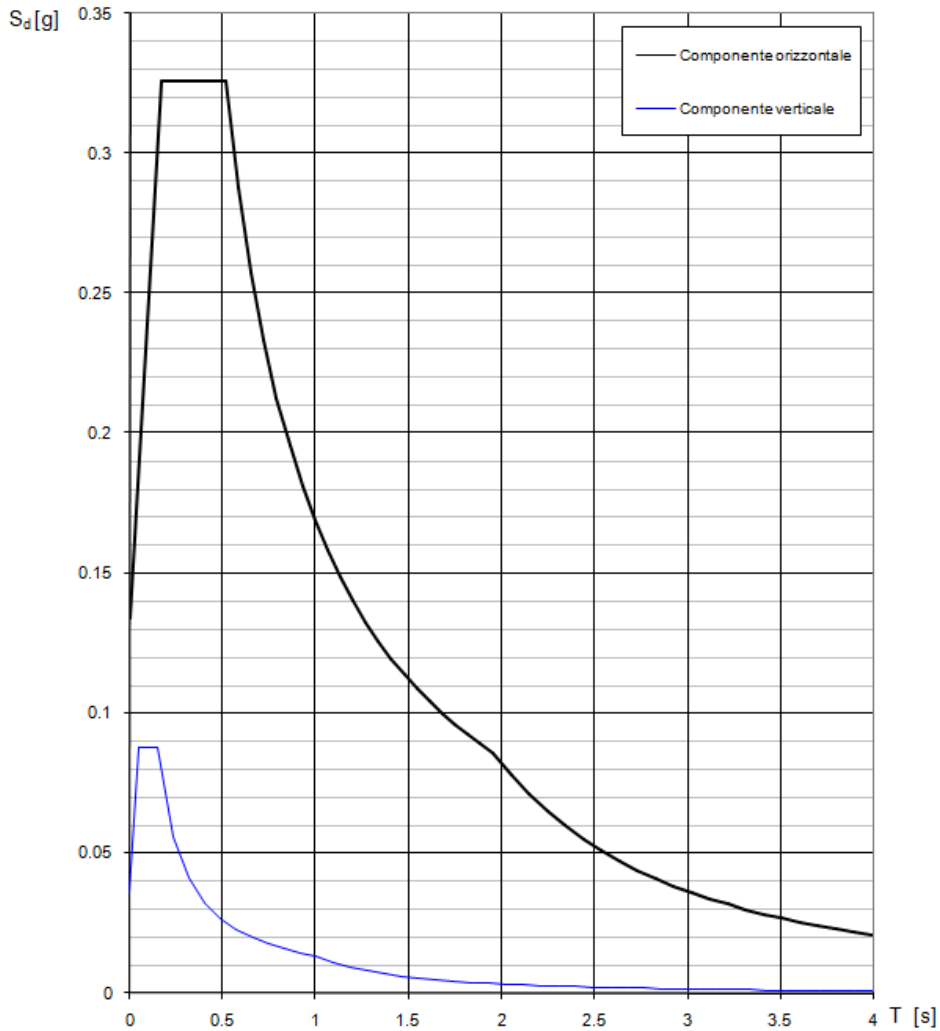
CODIFICA  
E ZZ CL

DOCUMENTO  
VI 00 07 002

REV.  
A

FOGLIO  
83 di 91

### Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A	FOGLIO 84 di 91
------------------	-------------	---------------------	---------------------------	-----------	--------------------

### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato \$LD\$

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
$a_s$	0.089 g
$F_c$	2.437
$T_c$	0.347 s
$S_s$	1.500
$C_c$	1.490
$S_T$	1.000
$q$	1.000

#### Parametri dipendenti

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.172 s
$T_C$	0.516 s
$T_D$	1.957 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_s / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_c$$

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

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

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $\eta q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.134
$T_B$	0.172	0.326
$T_C$	0.516	0.326
	0.585	0.288
	0.653	0.258
	0.722	0.233
	0.791	0.213
	0.859	0.196
	0.928	0.181
	0.996	0.169
	1.065	0.158
	1.134	0.148
	1.202	0.140
	1.271	0.132
	1.339	0.126
	1.408	0.120
	1.477	0.114
	1.545	0.109
	1.614	0.104
	1.682	0.100
	1.751	0.096
	1.820	0.092
	1.888	0.089
$T_D$	1.957	0.086
	2.054	0.078
	2.151	0.071
	2.249	0.065
	2.346	0.060
	2.443	0.055
	2.541	0.051
	2.638	0.047
	2.735	0.044
	2.832	0.041
	2.930	0.038
	3.027	0.036
	3.124	0.034
	3.222	0.032
	3.319	0.030
	3.416	0.028
	3.514	0.027
	3.611	0.025
	3.708	0.024
	3.805	0.023
	3.903	0.022
	4.000	0.021

Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	85 di 91

## 13.3.2.2 SPETTRI ALLO SLV

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**  
Stato Limite considerato **SLV** info

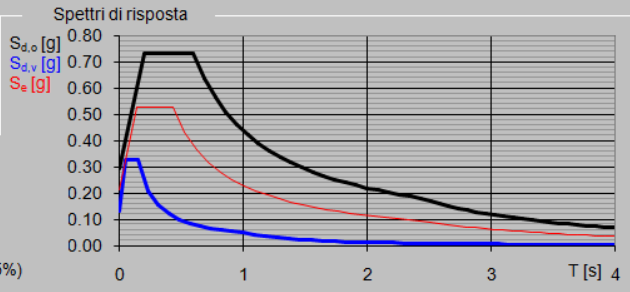
**Risposta sismica locale**  
 Categoria di sottosuolo **C** info  $S_S = 1.384$   $C_C = 1.380$  info  
 Categoria topografica **T1** info  $h/H = 0.500$   $S_T = 1.000$  info  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

**Compon. orizzontale**  
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento  $\xi$  (%) **5**  $\eta = 1.000$  info  
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore  $q_d$  **1** Regol. in altezza **si** info

**Compon. verticale**  
 Spettro di progetto Fattore  $q$  **1**  $\eta = 1.000$  info

**Elaborazioni**  
 Grafici spettri di risposta |>  
 Parametri e punti spettri di risposta |>

**Spettri di risposta**



— Spettro di progetto - componente orizzontale  
 — Spettro di progetto - componente verticale  
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls.  $L=34m$  ( $L_c=32.4m$ ) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA

IF1N

LOTTO

01

CODIFICA

E ZZ CL

DOCUMENTO

VI 00 07 002

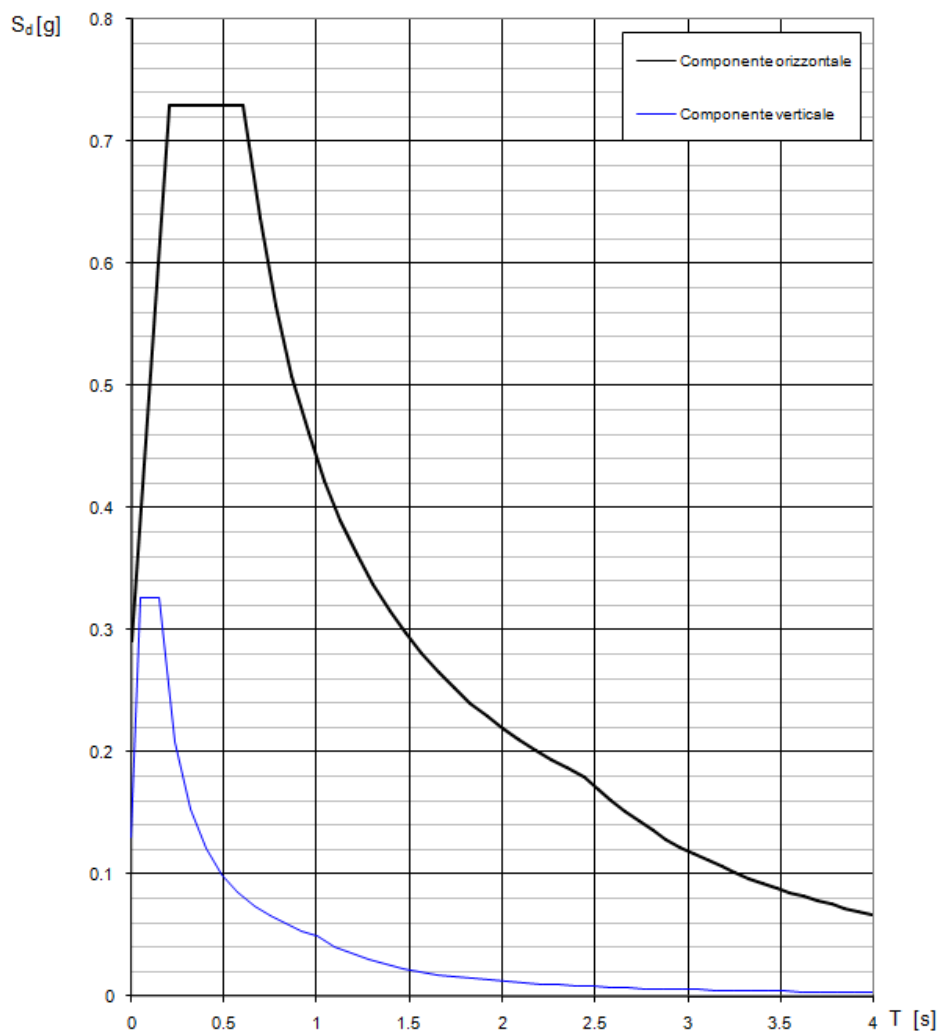
REV.

A

FOGLIO

86 di 91

### Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	87 di 91

### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.211 g
$F_a$	2.502
$T_c^*$	0.437 s
$S_a$	1.384
$C_a$	1.380
$S_T$	1.000
$q$	1.000

#### Parametri dipendenti

$S$	1.384
$\eta$	1.000
$T_a$	0.201 s
$T_c$	0.603 s
$T_D$	2.443 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_a \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_b = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_a \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

$$T_b \leq T < T_c \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

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

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left( \frac{T_c \cdot T_D}{T^d} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.291
$T_a$	0.201	0.729
$T_c$	0.603	0.729
	0.690	0.637
	0.778	0.565
	0.866	0.508
	0.953	0.461
	1.041	0.422
	1.128	0.390
	1.216	0.362
	1.304	0.337
	1.391	0.316
	1.479	0.297
	1.567	0.281
	1.654	0.266
	1.742	0.252
	1.829	0.240
	1.917	0.229
	2.005	0.219
	2.092	0.210
	2.180	0.202
	2.267	0.194
	2.355	0.187
$T_D$	2.443	0.180
	2.517	0.170
	2.591	0.160
	2.665	0.151
	2.739	0.143
	2.813	0.136
	2.888	0.129
	2.962	0.122
	3.036	0.117
	3.110	0.111
	3.184	0.106
	3.258	0.101
	3.333	0.097
	3.407	0.093
	3.481	0.089
	3.555	0.085
	3.629	0.082
	3.703	0.078
	3.778	0.075
	3.852	0.072
	3.926	0.070
	4.000	0.067





  	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E</b> <b>VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL</b> <b>COMUNE DI MADDALONI – PROGETTO ESECUTIVO</b>						
Ponti e Viadotti di linea Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario Relazione di Calcolo	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA IF1N</td> <td>LOTTO 01</td> <td>CODIFICA E ZZ CL</td> <td>DOCUMENTO VI 00 07 002</td> <td>REV. A</td> <td>FOGLIO 89 di 91</td> </tr> </table>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A	FOGLIO 89 di 91
COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 00 07 002	REV. A	FOGLIO 89 di 91		

Vincolo Unidirezionale			H longitudinale		H trasversale		V verticale	
			Max	Min	Max	Min	Max	Min
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1.1		G1	0	0	0	0	729	729
1.2	Permanenti	G2	0	0	0	0	-87	-87
1.3		Ballast	0	0	0	0	624	624
2.1		Treni (LM71,SW2)	0	0		0	1504	-24
2.2		Avviamento e Frenatura	0	0	2	-2	39	-39
2.3	Variabili	Serpeggio	0	0	200	-200	2	-2
2.4		Vento sulla struttura carica	0	0	538	-538	5	-5
2.5		Temperatura	0	0	0	0	0	0

#### 13.4.1 AZIONE SISMICA PER $V_N=75$ ANNI E $C_U=1.5$ ( $V_R=112.5$ ) – CATEGORIA SOTTOSUOLO B

Vincolo Fisso			H longitudinale		H trasversale		V verticale	
			Max	Min	Max	Min	Max	Min
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
3.1		Sisma,X (longitudinale)	4146	-4146	0	0	0	0
3.2	Sisma	Sisma,Y (Trasversale)	391	-391	2247	-2247	0	0
3.3		Sisma,Z (Verticale)	0	0	0	0	517	-517

Vincolo Multidirezionale			H longitudinale		H trasversale		V verticale	
			Max	Min	Max	Min	Max	Min
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
3.1		Sisma,X (longitudinale)	0	0	0	0	0	0
3.2	Sisma	Sisma,Y (Trasversale)	0	0	0	0	0	0
3.3		Sisma,Z (Verticale)	0	0	0	0	517	-517

Vincolo Unidirezionale			H longitudinale		H trasversale		V verticale	
			Max	Min	Max	Min	Max	Min
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
3.1		Sisma,X (longitudinale)	0	0	0	0	0	0
3.2	Sisma	Sisma,Y (Trasversale)	0	0	4112	-4112	0	0
3.3		Sisma,Z (Verticale)	0	0	0	0	0	0

#### 13.4.2 AZIONE SISMICA PER $V_N=100$ ANNI E $C_U=2.0$ ( $V_R=200$ ) – CATEGORIA SOTTOSUOLO B

Vincolo Fisso			H longitudinale		H trasversale		V verticale	
			Max	Min	Max	Min	Max	Min
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
3.1		Sisma,X (longitudinale)	4896	-4896	0	0	0	0
3.2	Sisma	Sisma,Y (Trasversale)	462	-462	2654	-2654	0	0
3.3		Sisma,Z (Verticale)	0	0	0	0	612	-612

Ponti e Viadotti di linea  
 Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
 Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 00 07 002	A	90 di 91

Vincolo Multidirezionale			H longitudinale		H trasversale		V verticale	
			Max	Min	Max	Min	Max	Min
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
3.1		Sisma,X (longitudinale)	0	0	0	0	0	0
3.2	Sisma	Sisma,Y (Trasversale)	0	0	0	0	0	0
3.3		Sisma,Z (Verticale)	0	0	0	0	612	-612

Vincolo Unidirezionale			H longitudinale		H trasversale		V verticale	
			Max	Min	Max	Min	Max	Min
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
3.1		Sisma,X (longitudinale)	0	0	0	0	0	0
3.2	Sisma	Sisma,Y (Trasversale)	0	0	4856	-4856	0	0
3.3		Sisma,Z (Verticale)	0	0	0	0	0	0

### 13.4.3 AZIONE SISMICA PER $V_N=75$ ANNI E $C_U=1.5$ ( $V_R=112.5$ ) – CATEGORIA SOTTOSUOLO C

Vincolo Fisso			H longitudinale		H trasversale		V verticale	
			Max	Min	Max	Min	Max	Min
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
3.1		Sisma,X (longitudinale)	5114	-5114	0	0	0	0
3.2	Sisma	Sisma,Y (Trasversale)	483	-483	2772	-2772	0	0
3.3		Sisma,Z (Verticale)	0	0	0	0	639	-639

Vincolo Multidirezionale			H longitudinale		H trasversale		V verticale	
			Max	Min	Max	Min	Max	Min
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
3.1		Sisma,X (longitudinale)	0	0	0	0	0	0
3.2	Sisma	Sisma,Y (Trasversale)	0	0	0	0	0	0
3.3		Sisma,Z (Verticale)	0	0	0	0	639	-639

Vincolo Unidirezionale			H longitudinale		H trasversale		V verticale	
			Max	Min	Max	Min	Max	Min
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
3.1		Sisma,X (longitudinale)	0	0	0	0	0	0
3.2	Sisma	Sisma,Y (Trasversale)	0	0	5072	-5072	0	0
3.3		Sisma,Z (Verticale)	0	0	0	0	0	0

**ITINERARIO NAPOLI – BARI****RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO****1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO - FRASSO TELESINO E  
VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL  
COMUNE DI MADDALONI – PROGETTO ESECUTIVO**

*Ponti e Viadotti di linea  
Impalcato in acc.-cls. L=34m (Lc=32.4m) doppio binario  
Relazione di Calcolo*

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IF1N

01

E ZZ CL

VI 00 07 002

A

91 di 91

## 14 INCIDENZE

Incidenza carpenteria metallica: 321 kg/m<sup>2</sup>

Incidenza armatura soletta: 200 kg/m<sup>3</sup>