

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO**

**NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA**

**U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**TRATTA CALTANISSETTA XIRBI – NUOVA ENNA (LOTTO 4A)**

**RELAZIONE DI CALCOLO**

**IMPALCATO A SEZIONE MISTA L=50m (doppio binario)**

SCALA:

-

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

RS3U 40 D 09 CL VI0007 004 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Aut. Autorizzato	Data
A	Emissione Esecutiva	L.Genca	Gen.2020	F.Bonifacio	Gen.2020	A. Barreca	Gen.2020	ITALFERR S.p.A. U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti Dott. Ing. Angelo Vittozzi Ordine degli Ingegneri della Provincia di Palermo N° A20783	A. Vittozzi
B	Emissione Esecutiva	L.Genca	feb.2020	F.Bonifacio	feb.2020	A. Barreca	feb.2020		feb.2020

## INDICE

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>4</b>
<b>2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>6</b>
<b>3. MATERIALI IMPIEGATI .....</b>	<b>7</b>
<b>4. ANALISI DEI CARICHI UNITARI .....</b>	<b>8</b>
4.1 CARICHI PERMANENTI .....	8
4.1.1 Pesi propri (G1) .....	8
4.1.2 Carichi permanenti portati (G2) .....	8
4.2 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI .....	9
4.2.1 Treni di carico .....	9
4.2.2 Azioni orizzontali .....	12
4.2.2.1 Serpeggio .....	12
4.2.2.2 Avviamento e frenatura .....	12
4.2.2.3 Forza centrifuga .....	13
4.3 AZIONI CLIMATICHE .....	14
4.3.1 Variazione termica .....	14
4.3.2 Azione della neve .....	14
4.3.3 Azione del vento .....	14
4.4 RITIIRO .....	16
4.5 AZIONI ECCEZIONALI .....	17
4.6 AZIONI INDIRETTE .....	17
4.7 AZIONI SISMICHE .....	18
<b>5. COMBINAZIONI DI CARICO .....</b>	<b>21</b>
<b>6. EFFETTI GLOBALI .....</b>	<b>22</b>
6.1 MODELLO DI CALCOLO .....	22
6.2 TRAVI .....	23
6.3 ANALISI MODALE .....	28
6.4 VERIFICHE SLU .....	30
6.4.1 VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI .....	30
6.4.2 VERIFICHE DIAFRAMMI .....	37
6.4.2.1 DIAFRAMMI CORRENTI .....	37
6.4.2.2 DIAFRAMMI DI TESTATA .....	39
6.4.3 VERIFICA CONTROVENTI .....	41
6.5 VERIFICHE A FATICA TRAVI PRINCIPALI .....	42
6.6 VERIFICHE SLE .....	43

6.6.1	VERIFICHE DI DEFORMABILITA'	43
6.7	REAZIONI AGLI APPOGGI	44
6.7.1	SCHEMA APPOGGI	44
6.7.2	REAZIONI APPOGGI	45
<b>7.</b>	<b>EFFETTI LOCALI</b>	<b>47</b>
7.1	ANALISI DEI CARICHI	47
7.1.1	CARICHI PERMANENTI	47
7.1.1.1	PESI PROPRI	47
7.1.1.2	PERMANENTI PORTATI	47
7.1.2	SOVRACCARICHI ACCIDENTALI	48
7.1.2.1	TRENI DI CARICO	48
7.1.2.2	FOLLA	48
7.1.2.3	SERPEGGIO	48
7.1.2.4	CENTRIFUGA	49
7.1.2.5	DERAGLIAMENTO	49
7.1.3	AZIONI CLIMATICHE	51
7.1.3.1	VENTO	51
7.2	COMBINAZIONE DEI CARICHI	52
7.3	VERIFICHE DI RESISTENZA	55
7.4	VERIFICHE S.L.E.	59

## 1. PREMESSA

Oggetto della presente relazione sono le verifiche principali (a livello globale) della travata metallica a sezione mista acciaio-clt di **portata teorica pari a 48 m**. La travata a cassone metallico e soletta in c.a., presenta un pacchetto P.F.-sottotrave pari a 5,05 m con altezza cassone massima pari a 3,77m. L'impalcato comprende nella piattaforma due binari. I diaframmi sono costituiti da angolari accoppiati, con diagonali a croce e correnti superiori con scansione di 4m, e traversi chiusi in corrispondenza degli appoggi, di altezza 2,6m.

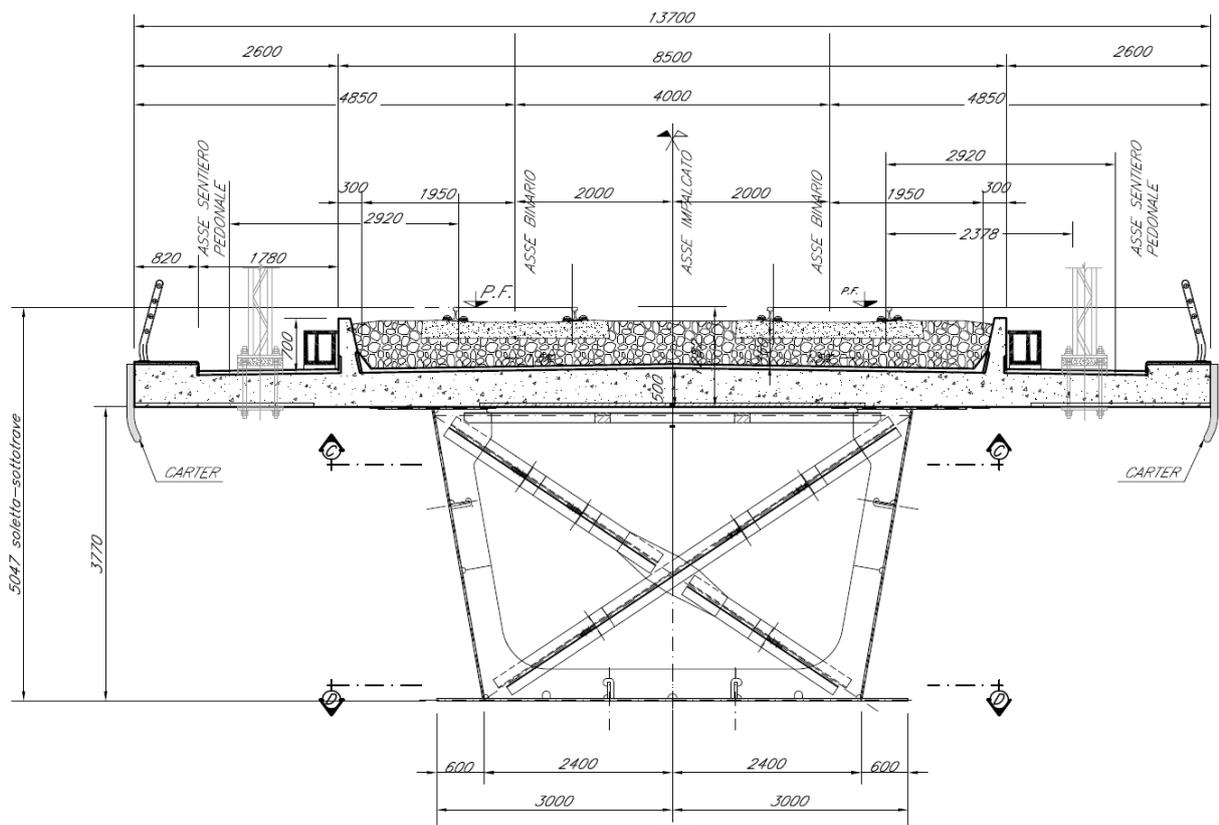


Figura 1 \_Sezioni correnti

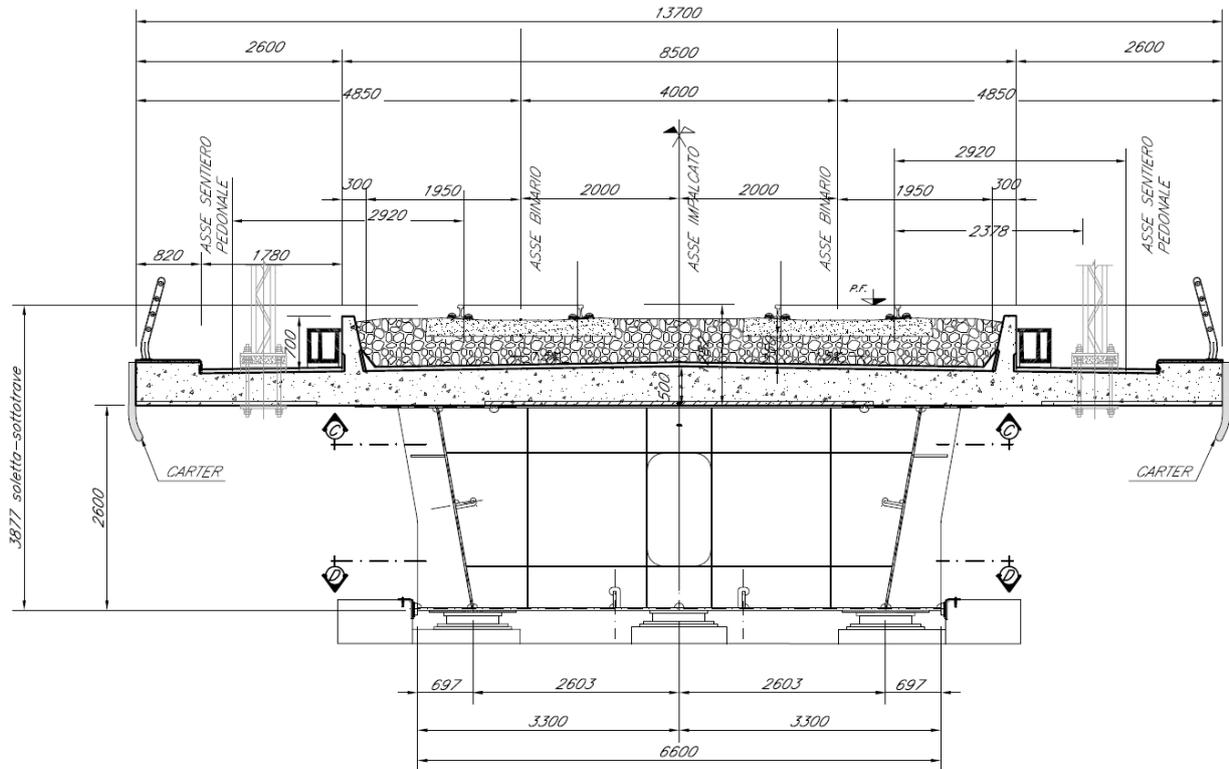


Figura 2\_ Sezione in asse appoggi

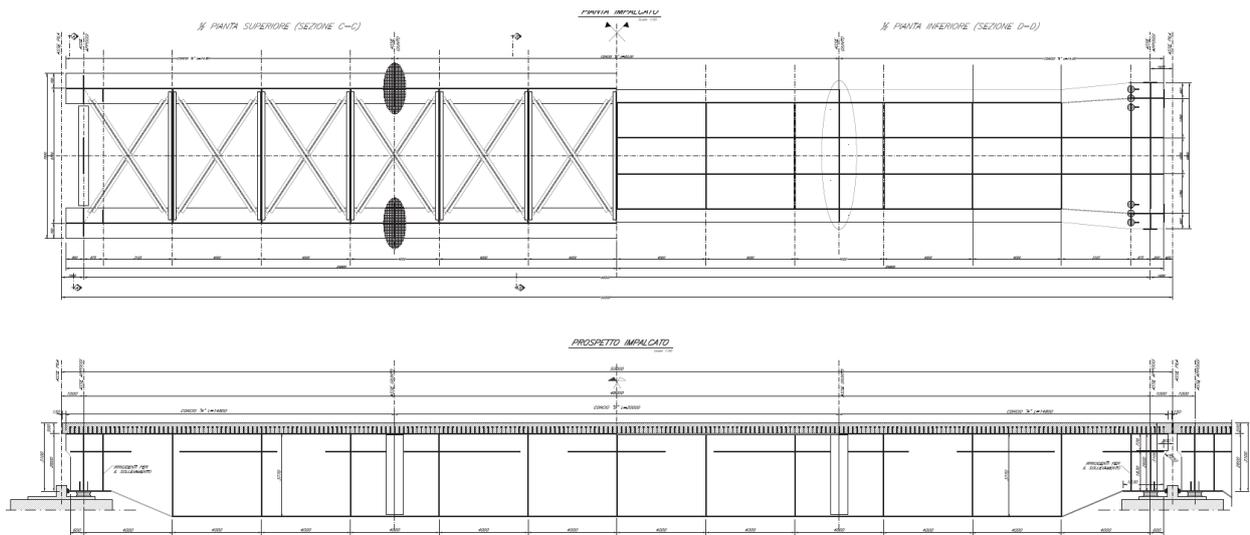


Figura 3\_ Pianta e prospetto

## 2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il progetto è redatto secondo i metodi classici della scienza delle costruzioni e nel rispetto della seguente normativa:

- [N1] **Legge 05/01/1971 n°1086:** *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;*
- [N2] **Legge 02/02/1974 n°64:** *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;*
- [N3] **D.M. del 17 gennaio 2018:** *Nuove norme tecniche per le costruzioni;*
- [N4] **C.M. 21/01/2019 n.7:** *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni;*
- [N5] **RFI DTC SI PS MA IFS 001 C:** *Manuale di progettazione delle Opere Civili. Emissione per applicazione del 21/12/2018;*
- [N6] **RFI DTC SI PS SP IFS 001 C del 21/12/2018:** *Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e in acciaio;*

Nella redazione dei progetti e nelle verifiche strutturali si è inoltre fatto riferimento alla normativa Europea di seguito specificata:

- [N1] **UNI EN 1991-1-4:2005:** *Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento;*
- [N2] **UNI EN 1992-1-1:2005:** *Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;*
- [N3] **UNI EN 1992-2:2006:** *Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti;*
- [N4] **UNI EN 1993-1-1:2005:** *Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;*
- [N5] **UNI EN 1993-2:2007:** *Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti;*
- [N6] **UNI EN 1998-1:2005:** *Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;*
- [N7] **UNI EN 1998-2:2006:** *Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti;*
- [N7] **STI 2014 – 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, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;*

Tutti gli elementi lavorati dovranno essere controllati ed accettati in accordo al [N6] ed alla **UNI EN 1090-2** (classe di esecuzione exc3 eccetto camminamenti e grigliati per i quali, come previsto sull'Appendice B, si può utilizzare la classe di esecuzione exc2).

### 3. MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO PER SOLETTA			
<b>C35/45</b>			
$R_{ck} =$	45	$N/mm^2$	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} =$	37.35	$N/mm^2$	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} =$	45.35	$N/mm^3$	resistenza caratteristica cilindrica media
$\gamma_M =$	1.5	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{cd} =$	21.2	$N/mm^2$	resistenza di progetto
$E_{cm} =$	34625.5	$N/mm^2$	modulo elastico BT
$E_{cm}^* =$	11846.0	$N/mm^2$	modulo elastico LT
$E_{cm} \text{ ritiro} =$	13609.0	$N/mm^2$	modulo elastico viscoso
<b>XC3+XD3+XF2</b>		Classe di esposizione	
$c =$	30	mm	copriferro minimo
ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE			
<b>B 450 C controllato in stabilimento</b>			
$f_{yk} =$	450	$N/mm^2$	tensione caratteristica di snervamento
$\gamma_M =$	1.15	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU elastico
$f_{yd} =$	391.3	$N/mm^2$	resistenza di progetto
$E_s =$	210000	$N/mm^2$	modulo elastico
ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA			
<b>S355 J2 - lamiere e profili per elementi saldati</b>			
<b>S355 J0 - lamiere e profili per elementi non saldati</b>			
$f_{yk} =$	355	MPa	Resistenza di calcolo ( $t \leq 40$ mm)
$f_{yk} =$	335	MPa	Resistenza di calcolo ( $t > 40$ mm)
$\gamma_M =$	1.05	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU elastico
$f_{yd} =$	338.1	$N/mm^2$	resistenza di progetto ( $t \leq 40$ mm)
$f_{yd} =$	319.0	$N/mm^3$	resistenza di progetto ( $t > 40$ mm)
$E_s =$	209000	MPa	modulo elastico
ACCIAIO PIOLI NELSON			
<b>St 37-3K DIN 17100</b>			
$f_{yk} =$	355	$N/mm^2$	tensione caratteristica di snervamento
$E_s =$	210000	$N/mm^2$	modulo elastico
ACCIAIO bulloni e dadi			
viti	8.8; 10.9	Conformi per le caratteristiche dimensionali alle UNI-	
dadi	8; 10	EN ISO 898-1:2013 e UNI 20898 -2	
SALDATURE			
Procedimenti di saldatura omologati e qualificati (tipo automatico ad arco sommerso o altri che verranno concordati e accettati dall'ente appaltante) conformi a D.M. 17.01.2018.			

## 4. ANALISI DEI CARICHI UNITARI

Le verifiche dell'opera vengono effettuate in base ai seguenti carichi unitari.

### 4.1 CARICHI PERMANENTI

#### 4.1.1 PESI PROPRI (G1)

- Peso proprio del cassone (inclusi trasversi, irrigidimenti, ecc.) = 55 kN/m (valore stimato da modello);
- Peso proprio della soletta di spessore complessivo variabile = 156 kN/m

Totale Peso proprio G1 = **210 kN/m**

[48m]

*Incidenza carpenteria metallica = 4.5 kN/m<sup>2</sup>*

#### 4.1.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)

Valori complessivi per l'intera larghezza di impalcato:

[48m]

<i>carichi distrib</i>	<i>Ripetizioni</i>	<i>Spessore</i>	<i>Larghezza</i>	<i>Area</i>	<i>Lunghezza</i>	<i>Volume</i>	<i>p</i>	<i>Peso</i>
		<i>m</i>	<i>m</i>	<i>mq</i>	<i>m</i>	<i>mc</i>	<i>kN/mc-mq</i>	<i>kN/ml</i>
Muri paraballast	2			0.1433	1	0.2866	25	7.2
Muri FFPP	0			0.55	1	0.0000	25	0.0
Muri e banchina stazione	0				1	0.0000	78.5	0.0
Grigliato metallico e telaio FFPP	0		2.2	0	1	0.0000	1.15	0.0
Cordolo in sx	1			0.14	1	0.1400	25	3.5
Cordolo in dx	1			0.14	1	0.1400	25	3.5
carter	0			0.1	1	0.0000	25	0.0
Ballast+ impermab. sottoballast + armamento	1	0.8	8.2	6.56	1	6.5600	18	118.1
Incremento per rialzo in curva	2			0.20	1	0.4000	20	8.0
Canalette	1			0.1	1	0.1000	25	2.5
Impermeabilizzazione marciapiedi	1	0.05	5.1	0.255	1	0.2550	20	5.1
Velette	2				1	2.0000	6	12.0
Impianti	2				1	2.0000	1	2.0
Barriere antirumore	2	1	4	4	1	4.0000	4	32.0
Totale permanenti portati G2								<b>193.8</b>

## 4.2 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

### 4.2.1 TRENI DI CARICO

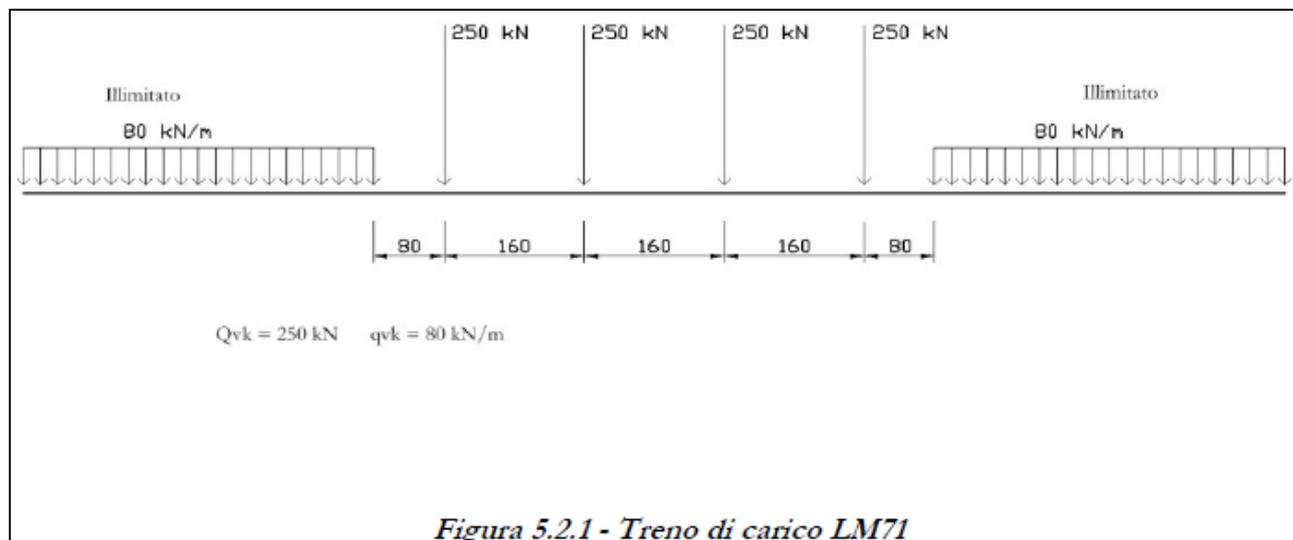
I carichi verticali sono definiti attraverso dei modelli di carico; in particolare, sono forniti due treni di carico distinti: il primo rappresentativo del traffico normale (LM 71) ed il secondo di quello pesante (SW2).

#### Traffico normale: Treno LM71

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale e risulta costituito

da:

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.60 m;
- una stesa uniforme di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0.8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.



È stata considerata un'eccentricità di carico pari a 1/8 dello scartamento:  $e = \frac{s}{8} = \frac{143,5}{8} = 8 \text{ cm}$

Ogni binario è stato caricato con la seguente azione verticale:

Vehicle Data

Nome veicolo: LM71      Unità: KN, m, C

Prospetto del Carico



Carichi

Carico	Minimo Distanza	Massimo Distanza	Uniforme Carico	Assale Carico
Leading Load	Infinite		80.	0.
Leading Load	Infinite		80.	0.
Fixed Length	0.8		0.	250.
Fixed Length	1.6		0.	250.
Fixed Length	1.6		0.	250.
Fixed Length	1.6		0.	250.
Fixed Length	0.8		0.	0.
Trailing Load	Infinite		80.	

Agg.    Inserisci    Modif.    Canc.

Vehicle Remains Fully In Path

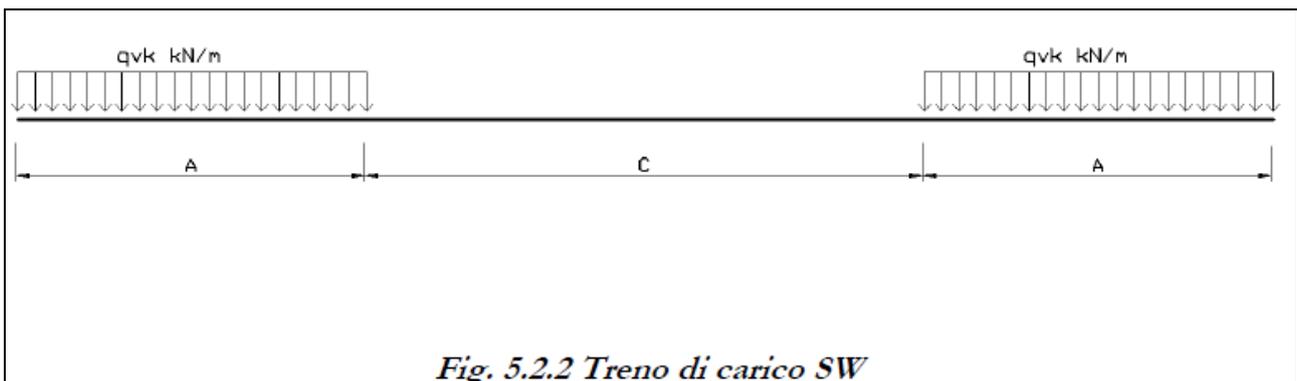
OK    Annulla

I valori caratteristici dei carichi mobili (LM71) attribuiti ai modelli di carico sono stati moltiplicati per un coefficiente di adattamento  $\alpha = 1.10$ .

### Traffico pesante treno SW/2

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante. Per tale modello di carico è stata considerata la seguente configurazione:

- due stese di carico di intensità 150 kN/m, lunghe 25.00 m distanziate da un lasco di 7.00 m.



Ogni binario è stato caricato con la seguente azione verticale:

Vehicle Data

Nome veicolo: SW2      Unità: KN, m, C

Prospetto del Carico:



Carichi:

Carico Tipo	Lunghezza	Minimo Distanza	Massimo Distanza	Uniforme Carico	Assale Carico
Fixed Length	25.			150.	0.
Fixed Length	25.			150.	0.
Fixed Length	7.			0.	0.
Fixed Length	25.			150.	0.

Agg.    Inserisci    Modif.    Canc.

Vehicle Remains Fully In Path

OK    Annulla

### Coefficienti dinamici

I coefficienti di incremento dinamico per linee con normale standard manutentivo sono stati determinati con la seguente equazione:

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.73 \quad \text{con la limitazione} \quad 1 \leq \Phi_3 \leq 2$$

con la lunghezza  $L_\Phi$  valutata secondo *Manuale di progettazione delle opere civili RFI*:

- Travi principali ( $L_\Phi = 48\text{m}$ ):  $\Phi_3 = 1.05$
- Traversi intermedi ( $L_\Phi = 2 \cdot i = 2 \cdot 6\text{m}$ ):  $\Phi_3 = 1.39$
- Traversi di estremità ( $L_\Phi = 3.6\text{m}$ ):  $\Phi_3 = 2$

Per la verifica a fatica invece, il coefficiente di incremento dinamico del sovraccarico teorico è stato valutato mediante la seguente formula, in accordo al *Manuale di progettazione delle opere civili RFI*:

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.82 \quad \text{con la limitazione} \quad 1 \leq \Phi_2 \leq 1.67$$

- Travi principali ( $L_\Phi = 48\text{m}$ ):  $\Phi_2 = 1.03$
- Traversi intermedi ( $L_\Phi = 2 \cdot i = 2 \cdot 6\text{m}$ ):  $\Phi_2 = 1.26$
- Traversi di estremità ( $L_\Phi = 3.6\text{m}$ ):  $\Phi_2 = 1.67$

## 4.2.2 AZIONI ORIZZONTALI

### 4.2.2.1 SERPEGGIO

Si assume una forza orizzontale di 100 kN applicata alla sommità delle rotaie.

### 4.2.2.2 AVVIAMENTO E FRENATURA

**Avviamento:**  $Q_{ak} = 33 * L \leq 1000 \text{ kN}$

Treno LM71

$$Q_{ak} = 33 \times 48 \times 1.1 = 1742.4 \text{ kN};$$

Treno SW2

$$Q_{ak} = 33 \times 43^* = 1419 \text{ kN};$$

Pertanto si assumerà:

$$Q_{ak} = 1000 \text{ kN}$$

**Frenatura:** Treno LM71  $Q_{bk} = 20 * L \leq 6000 \text{ kN}$

Treno SW2  $Q_{bk} = 35 * L$

Treno LM71

$$Q_{bk} = 20 \times 48 \times 1.1 = 1056 \text{ kN};$$

Treno SW2

$$Q_{bk} = 35 \times 43^* = 1505 \text{ kN};$$

Nel modello di calcolo sono state considerate per ciascun treno di carico solamente le azioni (frenatura o avviamento) che determinano le sollecitazioni massime sulla struttura.

\* lunghezza di impalcato caricato con SW/2

#### 4.2.2.3 FORZA CENTRIFUGA

Nei ponti ferroviari al di sopra dei quali il binario presenta un tracciato in curva deve essere considerata la forza centrifuga agente su tutta l'estensione della curva.

L'azione centrifuga si considera agente verso l'esterno della curva, in direzione orizzontale ed applicata alla quota di 1.80 m al di sopra del P.F..

*Raggio considerato: R=1060 m*

- **Per il treno di carico tipo SW/2 si considerano i seguenti parametri e valori:**

$$V = 100 \text{ km/h}$$

$$\alpha = 1$$

$$f = 1$$

$$Q_{tk} = 0 \text{ perché } Q_{vk} = 0$$

$$q_{tk} = \frac{V^2}{127 r} \cdot f \cdot q_{vk} = \mathbf{11.4 \text{ kN/m}}$$
 (da considerare per una lunghezza di 50 m)

Il traffico verticale associato è pari a  $\Phi \cdot 1 \cdot SW/2 = 157.7 \text{ kN/m}$

- **Per il treno di carico tipo LM/71 occorre distinguere due casi:**

$$V=120 \text{ km/h}$$

$$\alpha = 1.1$$

$$f = 1$$

$$Q_{tk} = 1.1 \cdot \frac{V^2}{127 r} \cdot f \cdot Q_{vk} = \mathbf{29.4 \text{ kN}}$$

Il traffico verticale associato è pari a  $\Phi \cdot \alpha \cdot LM/71 = 289 \text{ kN}$

$$q_{tk} = 1.1 \cdot \frac{V^2}{127 r} \cdot f \cdot q_{vk} = \mathbf{9.4 \text{ kN/m}}$$

Il traffico verticale associato è pari a  $\Phi \cdot \alpha \cdot LM/71 = 92.5 \text{ kN/m}$

$$V=160 \text{ km/h}$$

$$\alpha = 1$$

$$f = 0.8 \text{ (considerando } L_f=50 \text{ m)}$$

$$Q_{tk} = \frac{V^2}{127 r} \cdot f \cdot Q_{vk} = \mathbf{37.7 \text{ kN}}$$

Il traffico verticale associato è pari a  $\Phi \cdot LM/71 = 262.8 \text{ kN}$

$$q_{tk} = \frac{V^2}{127 r} \cdot f \cdot q_{vk} = \mathbf{12.1 \text{ kN/m}}$$

Il traffico verticale associato è pari a  $\Phi \cdot LM/71 = 84.1 \text{ kN/m}$

## 4.3 AZIONI CLIMATICHE

### 4.3.1 VARIAZIONE TERMICA

Nelle verifiche dei singoli elementi è stata considerata una variazione termica uniforme, una variazione volumetrica ed una variazione termica non uniforme secondo quanto indicato sulla “Specifica per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario”.

#### Variazione termica uniforme

La variazione termica uniforme volumetrica da considerare per un impalcato a struttura mista acciaio-clc risulta pari a  $\pm 15^{\circ}\text{C}$ .

#### Variazione termica non uniforme

In aggiunta alla variazione termica uniforme è stata considerata una differenza pari a  $5^{\circ}\text{C}$  tra trave metallica e soletta in c.a..

Per la verifica delle deformazioni orizzontali e verticali dell’impalcato sono state considerate delle differenze di temperatura tra estradosso ed intradosso e fra le superfici laterali più esterne degli impalcati di  $10^{\circ}\text{C}$ .

### 4.3.2 AZIONE DELLA NEVE

Per l’opera oggetto della presente relazione il carico risulta non dimensionante.

### 4.3.3 AZIONE DEL VENTO

Il calcolo della pressione del vento è stato effettuato secondo quanto previsto dalle NTC 18:

#### pressione statica equivalente

zona	4	
$T_R$	50	anni
as	220	m
a0	500	m
vb0	28	m/s
a0	500	m
ks	0.36	1/s

**U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI**

*Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) doppio binario*

**RELAZIONE DI CALCOLO**

PROGETTO	LOTTO	FASE	ENTE	COD.	DOC.	PROG.	REV.	FOGLIO
RS3U	40	D	09	CL	VI0007	004	B	15 di 65

vb (T <sub>R</sub> )	28	m/s
ρ	1.25	kg/m <sup>3</sup>
q <sub>b</sub>	<b>0.491</b>	KN/m <sup>2</sup>
zona	4	
rugosità	D	
categoria di esposiz.	2	
kr	0.19	
z0	0.05	m
z min	4	m
c <sub>t</sub>	1	
z	8	m
c <sub>e</sub>	<b>2.21</b>	
φ=S/S <sub>p</sub>	1	
c <sub>pe</sub>	2	
b	13.70	
d	9.05	

pressione esterna

$p_e = q_b c_p c_e c_t$	<b>2.4</b>	KN/m <sup>2</sup>
-------------------------	------------	-------------------

Cautelativamente è stata considerata sulla travata, una pressione uniforme pari a **2.5 kN/m<sup>2</sup>**.

L'azione del vento è stata distinta in:

- Vento su struttura scarica, ossia azione del vento sul ponte senza carichi mobili;
- Vento su struttura carica, ossia azione del vento sul ponte durante il transito dei veicoli.

#### 4.4 RITIRO

Per la valutazione dell'effetto del ritiro del cls, sulla sezione mista dell'impalcato si è fatto riferimento al D.M.'18

	Rck	45	MPa
Concrete	$f_{ck} =$	37.4	Mpa
Mean compressive strength	$f_{cm} =$	45.4	MPa
Coeff. of thermal expansion	$\alpha =$	1.0E-05	
Concrete elastic modulus	$E_{cm} =$	34625485	kN/m <sup>2</sup>
exposed surfaces	$n^{\circ} =$	1	
Concrete type	$cls =$	n	
age of concrete at beginning of drying	$t_s =$	2	gg
age of concrete at loading in days	$t_o =$	28	gg
age of concrete in days	$t =$	25550000	gg
member' s notional size	$h_o = 2A_c/u =$	788	mm
element section	$A_c =$	5680000	mmq
perimeter in contact with the atmosphere	$u =$	14420	mm
relative humidity	$RH =$	75	%
	$RH_0 =$	100	%
reference mean compressive strength	$f_{cm0} =$	10	MPa
coeff. which depends on the type of cement	$\alpha_{ds1} =$	4	
coeff. which depends on the type of cement	$\alpha_{ds2} =$	0.12	
coefficient for UR%	$\beta_{RH} =$	0.896	
deformation basic	$\epsilon_{cd0} =$	2.85E-04	mm
drying shrinkage strain - time effect	$\beta_{ds} =$	1.000	
coefficient depending on the national size	$Kh =$	0.7	
drying shrinkage strain	$\epsilon_{cdS} =$	1.992E-04	mm
autogenous shrinkage strain-time effect	$\beta_{as} =$	1.0	
autogenous shrinkage strain-infinity	$\epsilon_{ca}(\infty) =$	6.84E-05	mm
autogenous shrinkage strain	$\epsilon_{caS} =$	6.838E-05	
<b>total shrinkage strain</b>	$\epsilon_{cS}(t,t_s) =$	<b>2.68E-04</b>	<b>mm</b>
shrinkage coefficient	$\phi(t,t_0) =$	1.840	
	$E_{cm} =$	34625485.2	kN/m <sup>2</sup>
	$E^* =$	12192072.3	kN/m <sup>2</sup>
	$E_r =$	14007073.3	kN/m <sup>2</sup>

**U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI**

*Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) doppio binario*

**RELAZIONE DI CALCOLO**

PROGETTO	LOTTO	FASE	ENTE	COD.	DOC.	PROG.	REV.	FOGLIO
RS3U	40	D	09	CL	VI0007	004	B	17 di 65

## **4.5 AZIONI ECCEZIONALI**

### Deragliamento schema 1

Si considerano due stese di carico di lunghezza 6.40 m, intensità di 60 kN/m, ad una distanza pari allo scartamento S ed eccentriche rispettivamente 1.5 s e s.

### Deragliamento schema 2

Si considera un carico lineare di lunghezza 20.00 m, intensità  $80 \cdot 1.4$  kN/m, eccentrico di 1.5 s rispetto all'asse binari.

## **4.6 AZIONI INDIRECTE**

### Resistenze parassite nei vincoli

Si considera, convenzionalmente, una resistenza pari al 6% del carico verticale totale (permanenti + accidentali dinamizzati).

**U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI**  
*Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) doppio binario*  
**RELAZIONE DI CALCOLO**

PROGETTO	LOTTO	FASE	ENTE	COD. DOC.	PROG. REV.	FOGLIO
RS3U	40	D	09	CL VI0007	004 B	18 di 65

## 4.7 AZIONI SISMICHE

Lo spettro di progetto è stato ottenuto utilizzando il foglio di calcolo elettronico messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:  LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE:  PROVINCIA:  COMUNE:

**Elaborazioni grafiche**

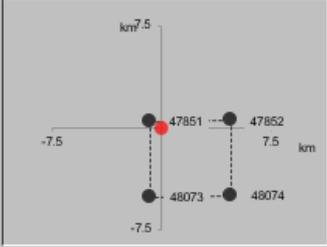
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

**Nodi del reticolo intorno al sito**



**Reticolo di riferimento**



Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

### 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

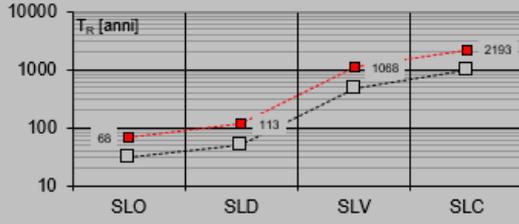
**Elaborazioni**

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

**Strategia di progettazione**



**LEGENDA GRAFICO**

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

**U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI**  
*Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) doppio binario*  
**RELAZIONE DI CALCOLO**

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO  
RS3U 40 D 09 CL VI0007 004 B 19 di 65

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

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info

$S_b = 1.500$  info

$C_c = 1.310$  info

Categoria topografica **T1** info

$h/H = 0.000$  info

$S_r = 1.000$  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 **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore  $q$  **1**

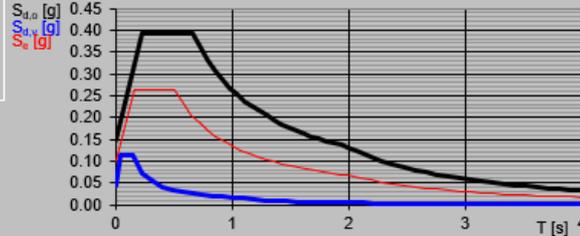
$\eta = 1.000$  info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



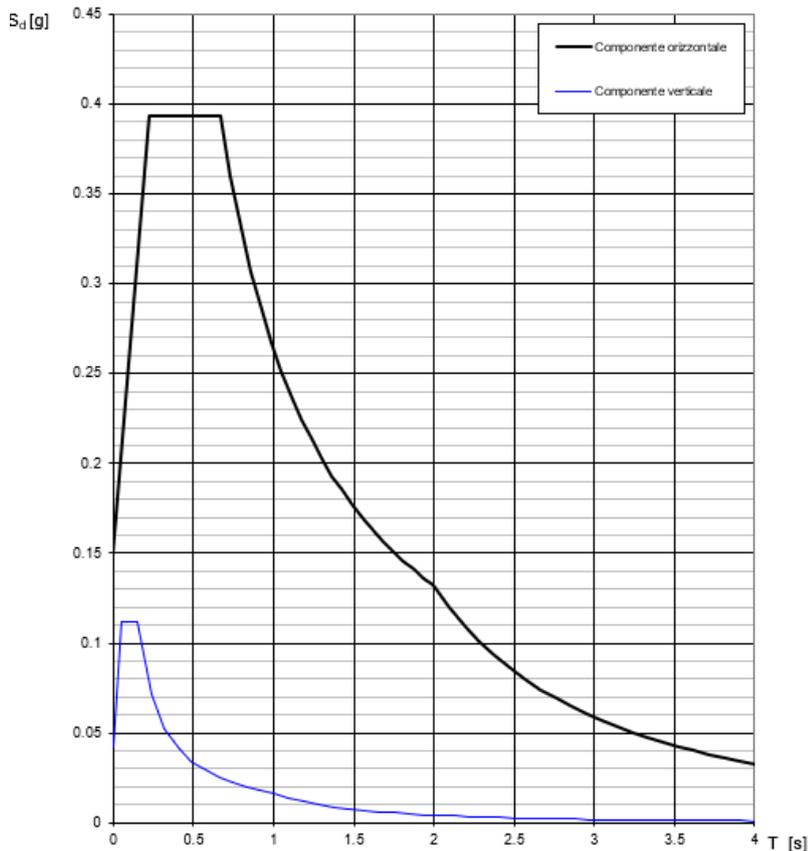
INTRO

FASE 1

FASE 2

**FASE 3**

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



## Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SL1

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.099 g
$F_0$	2.638
$T_C^*$	0.511 s
$S_S$	1.500
$C_C$	1.310
$S_T$	1.000
$q$	1.000

### Parametri dipendenti

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.223 s
$T_C$	0.670 s
$T_D$	1.998 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto  $S_o(T)$  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	0.149
$T_B \leftarrow$	0.223	0.394
$T_C \leftarrow$	0.670	0.394
	0.733	0.360
	0.796	0.331
	0.860	0.307
	0.923	0.286
	0.986	0.267
	1.049	0.251
	1.113	0.237
	1.176	0.224
	1.239	0.213
	1.302	0.203
	1.366	0.193
	1.429	0.185
	1.492	0.177
	1.555	0.170
	1.619	0.163
	1.682	0.157
	1.745	0.151
	1.808	0.146
	1.871	0.141
	1.935	0.136
$T_D \leftarrow$	1.998	0.132
	2.093	0.120
	2.189	0.110
	2.284	0.101
	2.379	0.093
	2.475	0.086
	2.570	0.080
	2.665	0.074
	2.761	0.069
	2.856	0.065
	2.951	0.061
	3.047	0.057
	3.142	0.053
	3.237	0.050
	3.333	0.047
	3.428	0.045
	3.523	0.042
	3.619	0.040
	3.714	0.038
	3.809	0.036
	3.905	0.035
	4.000	0.033

## 5. COMBINAZIONI DI CARICO

Le singole azioni elementari vengono combinate come previsto dal [N5]:

COEFFICIENTI DI COMB.			<b>A1 STR</b>
<b>Carichi permanenti</b>	<i>sfav</i>	<b>Y<sub>G1</sub></b>	1.35
	<i>fav</i>		1
<b>Carichi permanenti non strutturali</b>	<i>sfav</i>	<b>Y<sub>G2</sub></b>	1.5
	<i>fav</i>		0
<b>Traffico</b>	<i>sfav</i>	<b>Y<sub>Q</sub></b>	1.45
	<i>fav</i>		0
<b>Variabili</b>	<i>sfav</i>	<b>Y<sub>Qi</sub></b>	1.5
	<i>fav</i>		0

$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
<i>treno scarico</i>		
1	0	0
<i>serpeggio</i>		
1	0.8	0
<i>Eff_aerodinamici</i>		
0.8	0.5	0
<i>vento</i>		
0.6	0.5	0
<i>temperatura</i>		
0.6	0.6	0.5

VALUTAZIONE DEI CARICHI DA TRAFFICO													
Commenti	TIPO DI CARICO	Azioni Verticali			Azioni Orizzontali						Y <sub>Q</sub>		
	GRUPPO DI CARICO	Carico verticale		Treno scarico	Frenatura e avviamento		Centrifuga		Serpeggio		1.45		
		<i>sfav</i>	<i>fav</i>		<i>sfav</i>	<i>fav</i>	<i>sfav</i>	<i>fav</i>	<i>sfav</i>	<i>fav</i>	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
massima azione verticale e laterale	<i>Gruppo1</i>	1	1	0	0.5	0	1	0	1	0	0.8	0.8	0
stabilità laterale	<i>Gruppo2</i>	0	0	1	0	0	1	0	1	0	0.8	0.8	0
massima azione longitudinale	<i>Gruppo3</i>	1	0.5	0	1	1	0.5	0	0.5	0	0.8	0.8	0
fessurazione	<i>Gruppo4</i>	0.8	0.6	0	0.8	0.6	0.8	0.6	0.8	0.6	1	1	0

S.L.U															
VARIABILE PRINCIPALE:	TRAFFICO								VENTO		TEMPERATURA				
CARICHI	SW2				LM71				STR.		SW2		LM71		STR.
	GRUPPO1	GRUPPO2	GRUPPO3	GRUPPO4	GRUPPO1	GRUPPO2	GRUPPO3	GRUPPO4	SCARICA		GR1	GR3	GR1	GR3	SCARICA
combinazioni	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15
Peso Proprio (G1)	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Permanenti Portati (G2)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SW2	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	0	1.16	1.16	1.16	1.16	0
LM71	0	0	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	0	0	0	0	1.16	1.16	0
Serp_SW2	1.45	1.45	0.73	0.73	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	1.16	0.58	1.16	0.58	0
Serp_LM71	0	0	0	0	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	0	0	1.16	0.58	0
F-A_SW2	0.73	0.73	1.45	1.45	0.73	0.73	1.45	1.45	0	0	0.58	1.16	0.58	1.16	0
F-A_LM71	0	0	0	0	0.73	0.73	1.45	1.45	0	0	0	0	0.58	1.16	0
centrifuga_SW2	1.45	1.45	0.73	0.73	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	1.16	0.58	1.16	0.58	0
centrifuga_LM71	0	0	0	0	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	0	0	1.16	0.58	0
Eff_aerodinamici	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0	0	1.20	1.20	1.20	1.20	0
Vento_scarico	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
Vento_carico	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0	0	0.9	0.9	0.9	0.9	0
Temp_SLU	0	0.9	0	0.9	0	0.9	0	0.9	0	0.9	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5

## 6. EFFETTI GLOBALI

### 6.1 MODELLO DI CALCOLO

Per valutare a livello globale le sollecitazioni e le deformazioni delle varie parti che costituiscono il viadotto (travi, soletta, trasversi, ecc.) sotto le varie azioni di progetto, sono state effettuate modellazioni con il programma agli elementi finiti SAP2000.

Nello studio globale longitudinale dell'impalcato si sono utilizzati tre modelli le cui rigidità si differenziano nei tre casi di sezione costituita da solo acciaio, sezione composta omogeneizzata per azioni istantanee e sezione composta omogeneizzata per azioni di lunga durata.

In accordo alla normativa vigente in materia di strutture composte in acciaio e calcestruzzo, nei suddetti modelli il viadotto all'oggetto è schematizzato attraverso elementi di tipo frame, cui sono attribuite caratteristiche inerziali equivalenti a quelle della sezione omogeneizzata costituita dal cassone monocellulare in acciaio e dalla parte di soletta collaborante.

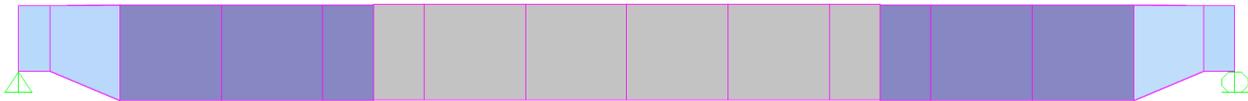
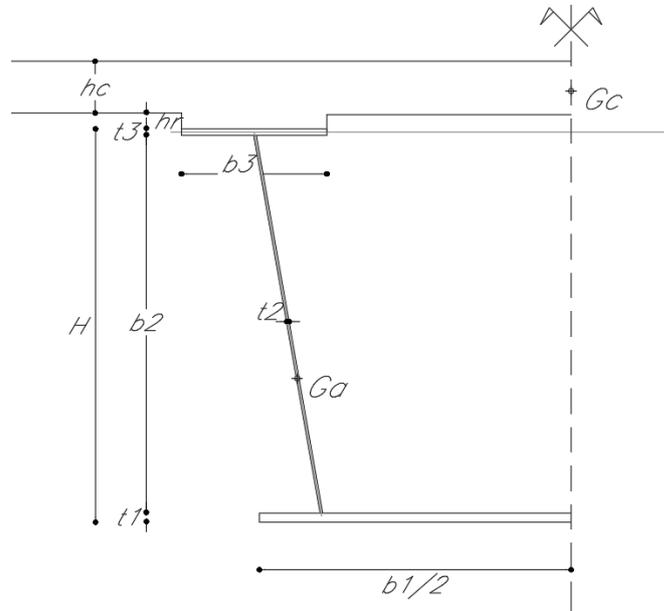
I vincoli esterni disposti all'altezza degli apparecchi d'appoggio della struttura sono stati modellati in maniera tale da riprodurre lo schema di vincolo riportato negli elaborati grafici. Il collegamento degli elementi frame con vincoli è effettuato mediante elementi link infinitamente rigidi introdotti al fine di tener conto della differenza di quota tra il baricentro della sezione dell'impalcato e gli apparecchi d'appoggio.

Per valutare correttamente gli effetti massimi dei carichi viaggianti previsti dalla normativa, essi sono stati definiti all'interno del modello agli elementi finiti come "moving load cases".



Figura 4\_Modello agli elementi finiti realizzato con programma di calcolo Sap2000

## 6.2 TRAVI



Concio	TESTATE	laterale	centrale		
<b>H</b>	2600-3770	3770	3770	mm	altezza totale trave
<b>b3</b>	1400(*2)	1400(*2)	1400(*2)	mm	lunghezza piattab sup
<b>t3</b>	30	30	35	mm	spessore piattab sup
<b>b2</b>	2530-3710	3710	3690	mm	altezza anima
<b>t2</b>	30(*2)	30(*2)	25(*2)	mm	spessore anima
<b>b1</b>	6000	6000	6000	mm	lunghezza piattab inf
<b>t1</b>	30	30	35	mm	spessore piattab inf
	1	1	1		CASSONE
<b>i</b>	4.8-6.1	4.8-6.1	4.8-6.1	m	INTERASSE ANIME (inf-sup)

SOLETTA			
<b>hr</b>	50	mm	altezza cls su ala/ predalle
<b>hc</b>	450	mm	altezza cls
<b>B</b>	12715	mm	larghezza collaborante

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

Impalcato a sezione mista  $L=50m$  ( $L_c=48m$ ) doppio binario  
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV.  
RS3U 40 D 09 CL VI0007 004 B

FOGLIO  
24 di 65

Per la valutazione della **larghezza collaborante della soletta** sono state prese a riferimento le prescrizioni della Normativa Nazionale D.M.'18.

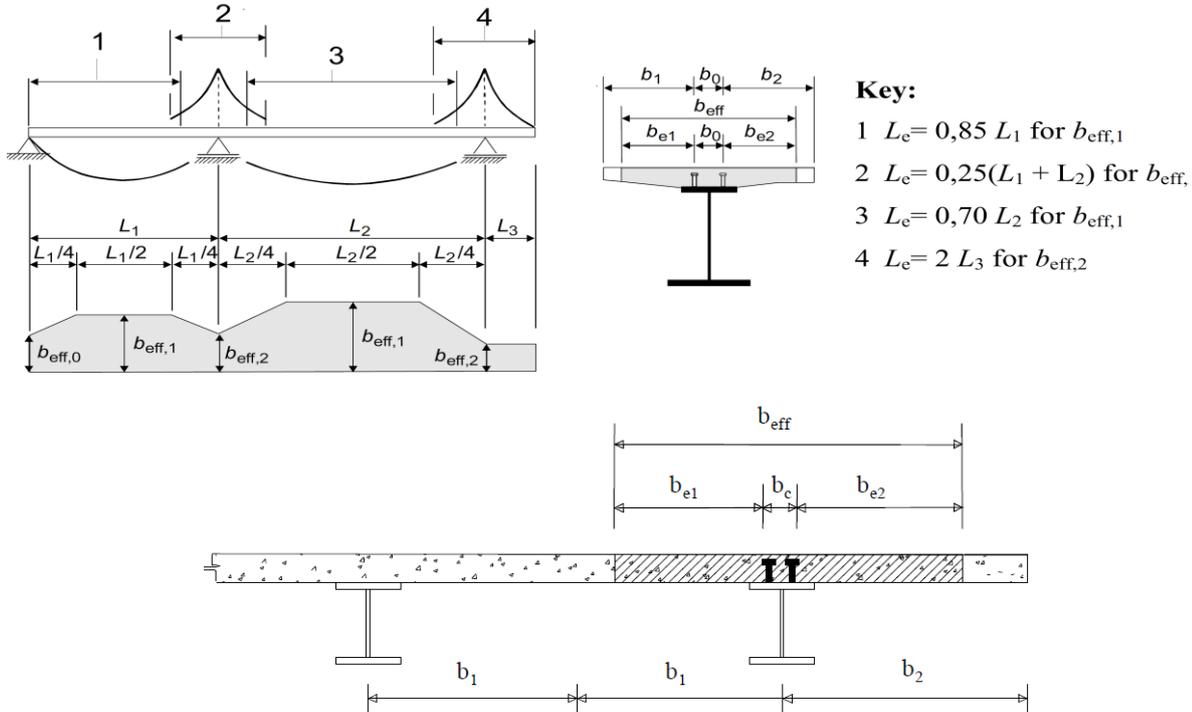


Figura 4.3.1. - Definizione della larghezza efficace  $b_{eff}$  e delle aliquote  $b_{ei}$ .

L1	50000	[mm]	lunghezza campata
2*b1	6100	[mm]	interassi travi
b1	3050	[mm]	semi interasse travi
b2	3800	[mm]	sbalzo laterale 1
b2	3800	[mm]	sbalzo laterale 2
b0	200	[mm]	distanza tra assi connettori
Le	50000	[mm]	lunghezza equivalente
be1	2950	[mm]	lato interno
be2	3700	[mm]	lato sbalzo
$\beta_{1-1}$	0.97	< 1	
$\beta_{2-1}$	0.89	< 1	
<b>b eff 1</b>	<b>6358</b>	[mm]	<b>trave laterale 1</b>
<b>b eff 1</b>	<b>6358</b>	[mm]	<b>trave laterale 2</b>
<b>b eff 1</b>	<b>12715</b>	[mm]	<b>cassone</b>

**U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI**

*Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) doppio binario*  
**RELAZIONE DI CALCOLO**

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO  
RS3U 40 D 09 CL VI0007 004 B 25 di 65

Concio testata:

**CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE**

		d ; d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub>	d <sub>3</sub>	d <sub>4</sub>		
Larghezza/spessore : Anima	d/t <sub>w</sub> =	101.60				α <sub>y</sub> =	<b>0.878</b>
Piattabande	c/t =	22.92				ψ <sub>y</sub> =	<b>-1.000</b>
	α <sub>d</sub> =	<b>0.878</b>					
asse neutro el. = cm 129.979	ψ <sub>d</sub> =	<b>-1.000</b>					
	c <sub>ψ</sub> =	1.000					
Limite larghezza/spessore anima :	classe 1	30.93					
	classe 2	35.62					
	classe 3	100.47					
	k <sub>σ</sub> =						
						<b>classe dell'anima</b>	<b>4</b>
Limite larghezza/spessore piattab.	classe 1	7.32					
	classe 2	8.14					
	classe 3	11.39					
						<b>classe piattabanda</b>	<b>4</b>
	<b>CLASSE SEZIONE</b>	<b>4</b>					

1) larghezza efficace (bcf) della piattabanda superiore:

λπφ = γ / τφ / [28,4.ε (κσ)0,5]	λπ <sub>1</sub> =	1.512443
coeff. di imbozzamento	k <sub>s</sub> =	0.43
fattore di riduzione	ρφ =	<b>0.578995</b>
ceff = r <sub>f</sub> . c	ceff =	39.81 cm
larghezza efficace compr.	b <sub>eff</sub> =	<b>82.11</b> cm
<b>Area efficace piattab.</b>	<b>A<sub>c,eff</sub> =</b>	<b>246.34</b> cm <sup>2</sup>

2) altezza efficace dell'anima:

altezza efficace anima	H <sub>eff</sub> ANIMA =	<b>205.39</b> cm
<b>Area efficace anima</b>	<b>A<sub>eff</sub> ANIMA =</b>	<b>513.48</b> cm <sup>2</sup>

**U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI**

*Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) doppio binario*  
**RELAZIONE DI CALCOLO**

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO  
RS3U 40 D 09 CL VI0007 004 B 26 di 65

Concio laterale:

**CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE**

		d ; d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub>	d <sub>3</sub>	d <sub>4</sub>		
Larghezza/spessore : Anima	d/t <sub>w</sub> =	148.40				α <sub>y</sub> =	<b>0.759</b>
Piattabande	c/t =	22.92				ψ <sub>y</sub> =	<b>-1.000</b>
	α <sub>d</sub> =	<b>0.759</b>					
asse neutro el. = cm <b>188.475</b>	ψ <sub>d</sub> =	<b>-1.000</b>					
	c <sub>ψ</sub> =	1.000					
Limite larghezza/spessore anima :	classe 1	36.34					
	classe 2	41.85					
	classe 3	100.48					
	k <sub>σ</sub> =						
						<b>classe dell'anima</b>	<b>4</b>
Limite larghezza/spessore piattab.	classe 1	7.32					
	classe 2	8.14					
	classe 3	11.39					
						<b>classe piattabanda</b>	<b>4</b>
<b>CLASSE SEZIONE</b>		<b>4</b>					

1) larghezza efficace (bcf) della piattabanda superiore:

λπφ = χ / τφ / [28,4.ε. (κσ)0,5]	λπ1 =	1.512443
coeff. di imbozzamento	ks =	0.43
<b>fattore di riduzione</b>	ρφ =	<b>0.578995</b>
ceff = r <sub>f</sub> . c	ceff =	39.81 cm
larghezza efficace compr.	b <sub>eff</sub> =	<b>82.11</b> cm
<b>Area efficace piattab.</b>	A <sub>c,eff</sub> =	<b>246.34</b> cm <sup>2</sup>

2) altezza efficace dell'anima:

altezza efficace anima	H <sub>eff</sub> ANIMA =	<b>256.50</b> cm
<b>Area efficace anima</b>	A <sub>eff</sub> ANIMA =	<b>641.25</b> cm <sup>2</sup>

**U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI**

*Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) doppio binario*

**RELAZIONE DI CALCOLO**

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO  
RS3U 40 D 09 CL VI0007 004 B 27 di 65

Concio centrale:

**CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE**

		d ; d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub>	d <sub>3</sub>	d <sub>4</sub>		
Larghezza/spessore : Anima	d/t <sub>w</sub> =	148.00				α <sub>y</sub> =	<b>0.803</b>
Piattabande	c/t =	19.64				ψ <sub>y</sub> =	<b>-1.000</b>
	α <sub>d</sub> =	<b>0.803</b>					
asse neutro el. = cm 188.477	ψ <sub>d</sub> =	<b>-1.000</b>					
	c <sub>ψ</sub> =	1.000					
Limite larghezza/spessore anima :	classe 1	34.14					
	classe 2	39.31					
	classe 3	100.48					
	k <sub>σ</sub> =						
						<b>classe dell'anima</b>	<b>4</b>
Limite larghezza/spessore piattab.	classe 1	7.32					
	classe 2	8.14					
	classe 3	11.39					
						<b>classe piattabanda</b>	<b>4</b>
	<b>CLASSE SEZIONE</b>	<b>4</b>					

1) larghezza efficace (bcf) della piattabanda superiore:

λπφ = χ / τφ / [28,4.ε (κσ)0,5]	λπ1 =	1.29638
coeff. di imbozzamento	ks =	0.43
fattore di riduzione	ρφ =	0.659514
ceff = r <sub>f</sub> . c	ceff =	45.34 cm
larghezza efficace compr.	bfeff =	<b>93.18 cm</b>
<b>Area efficace piattab.</b>	<b>A<sub>c,eff</sub> =</b>	<b>326.14 cm<sup>2</sup></b>

2) altezza efficace dell'anima:

altezza efficace anima	H <sub>eff</sub> ANIMA =	<b>256.17 cm</b>
<b>Area efficace anima</b>	<b>A<sub>eff</sub> ANIMA =</b>	<b>640.43 cm<sup>2</sup></b>

**U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI**

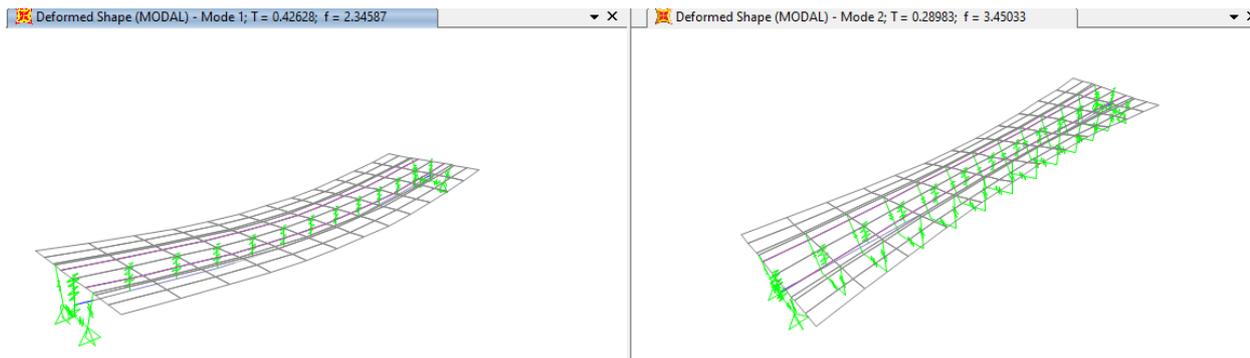
*Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) doppio binario*

**RELAZIONE DI CALCOLO**

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO  
RS3U 40 D 09 CL VI0007 004 B 28 di 65

### 6.3 ANALISI MODALE

L'analisi modale effettuata con programma di calcolo Sap2000 fornisce le frequenze proprie di vibrare dell'impalcato in esame: la prima è flessionale verticale, la seconda torsionale.



Si riportano solo i primi 12 modi di vibrare, ma l'analisi è stata condotta verificando che il numero totale di mdv consentisse l'eccitazione dell'85% della massa in tutte le componenti di spostamento.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.426	0.02336	2.718E-08	0.79848	2%	0%	80%	0.000004304	0.000005307	4.491E-11	0%	0%	0%
MODAL	Mode	2	0.290	7.384E-07	0.00504	0.000003689	2%	1%	80%	0.79019	2.639E-09	0.000005544	79%	0%	0%
MODAL	Mode	3	0.187	7.168E-07	0.00333	1.735E-08	2%	1%	80%	0.00000402	0.00002719	0.00025	79%	0%	0%
MODAL	Mode	4	0.150	0.000004675	0.01054	7.723E-07	2%	2%	80%	0.08631	0.0000243	0.000006859	88%	0%	0%
MODAL	Mode	5	0.150	0.079	0.000003058	0.00133	10%	2%	80%	0.000003083	0.56319	4.366E-10	88%	56%	0%
MODAL	Mode	6	0.143	2.955E-07	0.74989	3.369E-08	10%	77%	80%	0.00492	3.117E-07	0.0016	88%	56%	0%
MODAL	Mode	7	0.124	0.000000353	0.00031	3.303E-09	10%	77%	80%	0.000002221	0.000002535	0.000003659	88%	56%	0%
MODAL	Mode	8	0.112	0.76747	8.483E-08	0.0007	87%	77%	80%	1.826E-08	0.0366	2.495E-09	88%	60%	0%
MODAL	Mode	9	0.104	0.09324	2.143E-08	0.08481	96%	77%	89%	0.00002306	0.00259	7.759E-10	88%	60%	0%
MODAL	Mode	10	0.103	0.00003852	0.00000567	0.00004577	96%	77%	89%	0.02742	0.000001035	7.812E-08	91%	60%	0%
MODAL	Mode	11	0.092	0.00034	2.329E-11	0.00001261	96%	77%	89%	1.383E-10	0.11097	3.613E-12	91%	71%	0%
MODAL	Mode	12	0.086	3.272E-09	0.000001096	1.291E-10	96%	77%	89%	1.508E-08	0.000001105	0.000001489	91%	71%	0%

Considerando la prima frequenza propria flessionale dell'impalcato, si valuta la necessità o meno di effettuare analisi dinamiche piuttosto che statiche, in base alle indicazioni del [N5], verificando che essa ricada nel fuso dei *Limiti della frequenza naturale del ponte  $n_0$  [Hz] in funzione di L [m]*.

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

*Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) doppio binario*

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV.  
RS3U 40 D 09 CL VI0007 004 B

FOGLIO  
29 di 65

La suddetta frequenza calcolata analiticamente corrisponde a quella fornita dal modello.

Come si evince dal grafico non è necessario effettuare analisi dinamiche.

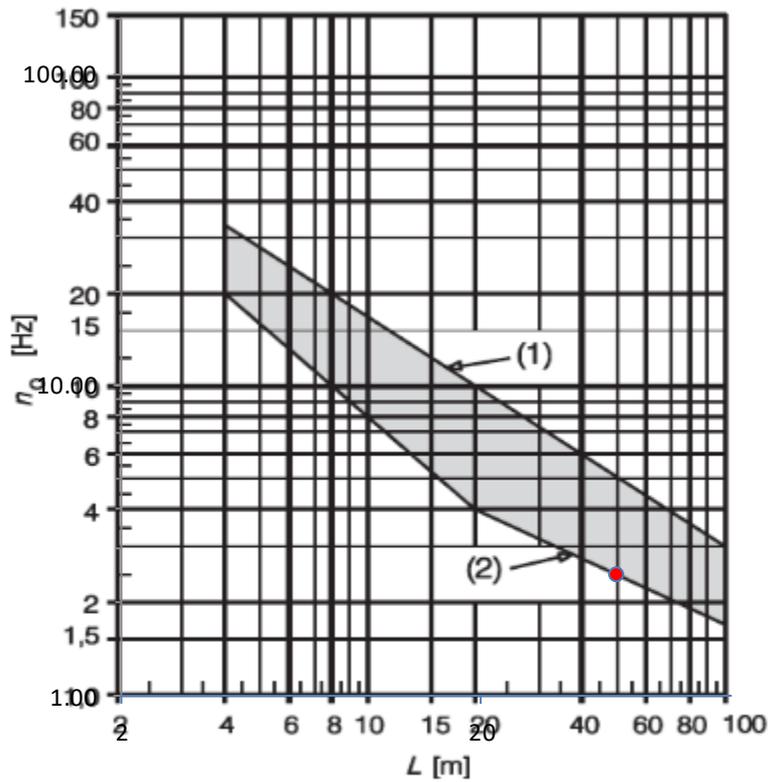
L	48	m
---	----	---

$\delta_0$	52.3	mm
$N_0$	2.45	Hz

$\delta_0$  è la freccia in mezzeria dovuta alle azioni permanenti

$N_0$  è la prima frequenza naturale flessionale del ponte

(1)	5.24	Hz
(2)	2.38	Hz



(1) Limite superiore della frequenza naturale

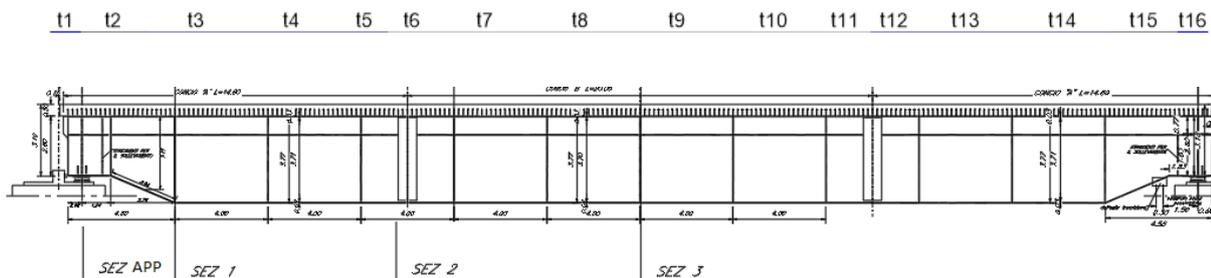
(2) Limite inferiore della frequenza naturale

## 6.4 VERIFICHE SLU

Si riportano di seguito le sollecitazioni flettenti e taglianti per le 3 fasi di carico.

### 6.4.1 VERIFICHE TRAVI PRINCIPALI

Di seguito la denominazione nel modello vista in pianta (monofilare) e il prospetto con indicazione delle sezioni di trave verificate:



#### **SEZIONI EFFICACI:**

Per tutti i conci si effettua la riduzione della sezione resistente della piattabanda superiore per calcolo e verifica delle tensioni nella sola fase1 (sezione resistente solo acciaio).

E si effettua la riduzione della sezione resistente dell'anima per calcolo e verifica delle tensioni in tutte e tre le fasi di calcolo.

**FASE I** (carichi: pesi propri G1: ACCIAIO + SOLETTA C.A.) = 1.35\*G1

TABLE: Element Forces - Frames										77551.73
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
t1		0 fase1	Combinat	3.93E-11	-6426.51	9.21E-13	-8E-13	2.3E-13	0	
t2		0 fase1	Combinat	1297.285	-5967.51	7.67E-13	3.6E-13	1.54E-12	7770.709	
t3		0 fase1	Combinat	0	-5367.6	0	7.9E-13	-8.8E-13	23610.69	
t4		0 fase1	Combinat	-1.4E-11	-4304.68	6.14E-13	9.79E-13	-5.8E-13	42955.26	
t5		0 fase1	Combinat	1.72E-11	-3241.76	1.31E-12	1.16E-12	-3.3E-12	58048.15	
t6		0 fase1	Combinat	3.44E-11	-2710.3	1.07E-12	-2.7E-11	-6.6E-12	64000.21	
t7		0 fase1	Combinat	-1.5E-11	-2168.24	5.18E-13	1.82E-11	-8.2E-12	68878.76	
t8		0 fase1	Combinat	-1.7E-11	-1084.12	7.48E-13	1.15E-12	-1.1E-11	75383.49	
t9		0 fase1	Combinat	-2.2E-11	3.93E-11	-7.7E-14	7.09E-13	-1.3E-11	77551.73	
t10		0 fase1	Combinat	-1.5E-11	1084.121	-6.3E-13	1.28E-13	-1.3E-11	75383.49	
t11		0 fase1	Combinat	-2.5E-11	2168.243	-1.5E-12	-5.4E-13	-1E-11	68878.76	
t12		0 fase1	Combinat	-4.9E-12	2710.303	-6.9E-13	-4E-13	-7.1E-12	64000.21	
t13		0 fase1	Combinat	-1.6E-11	3241.763	-7.3E-13	-5.5E-13	-6.6E-12	58048.15	
t14		0 fase1	Combinat	-2.3E-11	4304.683	-4.4E-13	-5.1E-13	-4.4E-12	42955.26	
t15		0 fase1	Combinat	1140.238	5245.094	-1E-12	2.02E-13	-3.7E-12	23610.69	
t16		0 fase1	Combinat	-2.5E-11	6106.89	-1.5E-13	5.4E-13	-1.1E-12	7770.709	

**U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI**

*Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) doppio binario*

**RELAZIONE DI CALCOLO**

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV.  
RS3U 40 D 09 CL VI0007 004 B

FOGLIO  
31 di 65

**FASE II** (carichi: PERMANENTI PORTATI E RITIRO) = 1.5 \* G2 + 1.5 \* ritiro

TABLE: Element Forces - Frames				9278.143	-9278.143	122413.8			
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
t1		0 fase2	Combinat	-27024	-6395.4	2.44E-11	-1.98E-10	2.05E-11	30585
t2		0 fase2	Combinat	-26174.7	-9278.143	2.51E-11	-2.07E-10	9.98E-12	38515.296
t3		0 fase2	Combinat	-27024	-5232.6	1.38E-11	-7.76E-11	-5.51E-11	64273.8
t4		0 fase2	Combinat	-27024	-4069.8	2.14E-11	2.80E-11	-1.33E-10	85204.2
t5		0 fase2	Combinat	-27024	-2907	1.59E-11	1.46E-10	-2.28E-10	101483.4
t6		0 fase2	Combinat	-27024	-2907	-5.12E-13	1.48E-10	-2.61E-10	107297.4
t7		0 fase2	Combinat	-27024	-1744.2	1.32E-11	3.11E-10	-3.16E-10	113111.4
t8		0 fase2	Combinat	-27024	-581.4	1.45E-11	3.57E-10	-4.08E-10	120088.2
t9		0 fase2	Combinat	-27024	581.4	2.39E-11	4.88E-10	-4.78E-10	122413.8
t10		0 fase2	Combinat	-27024	1744.2	1.30E-11	3.85E-10	-5.74E-10	120088.2
t11		0 fase2	Combinat	-27024	2907	-5.46E-12	7.50E-11	-6.18E-10	113111.4
t12		0 fase2	Combinat	-27024	2907	-9.21E-12	8.63E-11	-6.07E-10	107297.4
t13		0 fase2	Combinat	-27024	4069.8	-2.18E-11	-1.36E-11	-5.99E-10	101483.4
t14		0 fase2	Combinat	-27024	5232.6	-4.16E-11	1.24E-10	-5.06E-10	85204.2
t15		0 fase2	Combinat	-26174.7	9278.143	-6.94E-11	2.34E-10	-3.18E-10	64273.8
t16		0 fase2	Combinat	-27024	6395.4	-9.57E-11	2.39E-10	-1.43E-10	38515.296

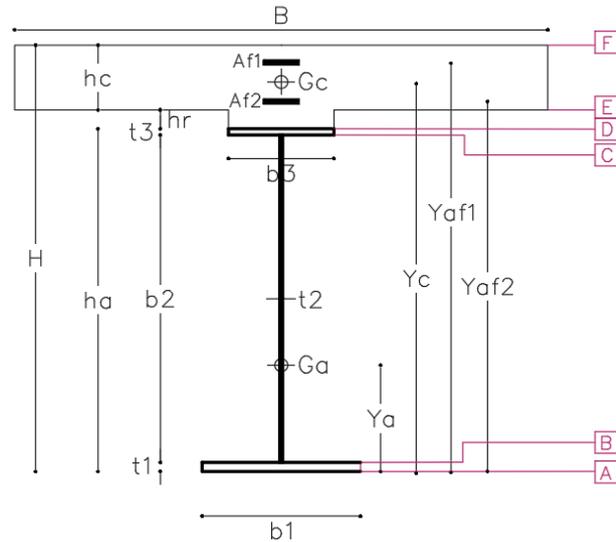
**FASE III** (carichi: SOVRACCARICHI ACCIDENTALI e AZIONI CLIMATICHE, si riporta l'involuppo delle combinazioni precedentemente descritte e depurate dei carichi G1 e G2 considerati rispettivamente in Fase I e Fase II)

TABLE: Element Forces - Frames				8217.4	-7886.88	105161.2			
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V MAX	V MIN	V2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN	KN-m
t1		0 INVILUPP	Combinat	Max	3811.745	221.573	-7886.88	-7886.88	9191.053
t2		0 INVILUPP	Combinat	Max	4497.465	221.573	-7886.88	-7886.88	18551.13
t3		0 INVILUPP	Combinat	Max	3520.881	325.9	-6632.55	-6632.55	39719.63
t4		0 INVILUPP	Combinat	Max	3247.322	593.874	-5453.18	-5453.18	65000.25
t5		0 INVILUPP	Combinat	Max	2960	990.171	-4413.55	-4413.55	84083.58
t6		0 INVILUPP	Combinat	Max	2960	990.171	-4413.55	-4413.55	90231.67
t7		0 INVILUPP	Combinat	Max	2660.578	1518.947	-3494.19	-3494.19	97121.53
t8		0 INVILUPP	Combinat	Max	2358.378	2178.37	-2636.22	-2636.22	104115.8
t9		0 INVILUPP	Combinat	Max	2047.622	2970.412	-1842.82	-1842.82	105161.2
t10		0 INVILUPP	Combinat	Max	1733.653	3827.378	-1186.08	3827.378	102846.6
t11		0 INVILUPP	Combinat	Max	1414.14	4747.049	-658.044	4747.049	94634.42
t12		0 INVILUPP	Combinat	Max	1414.14	4747.049	-658.044	4747.049	87160.35
t13		0 INVILUPP	Combinat	Max	1083.022	5788.901	-261.254	5788.901	80358.05
t14		0 INVILUPP	Combinat	Max	765.06	6964.304	-1.21	6964.304	59956.21
t15		0 INVILUPP	Combinat	Max	1140.778	8217.4	-1.424	8217.4	33239.56
t16		0 INVILUPP	Combinat	Max	481.166	8217.4	-1.424	8217.4	10577.72

**SEZ APPOGGIO (Tipo concio = testata):**

*Dati sezione*

Trave in acciaio			
schema statico		trave appoggiata	
H	3100	mm	altezza totale sezione
ha	2600	mm	altezza totale trave
b3	2800	mm	lunghezza piattab sup
t3	30	mm	spessore piattab sup
b2	2540	mm	altezza anima
t2	60	mm	spessore anima
b1	6000	mm	lunghezza piattab inf
t1	30	mm	spessore piattab inf
	1		NUMERO TRAVI
i	4.8-6.1	m	INTERASSE ANIME
Aa	416400	mm <sup>2</sup>	area acciaio
Ja	4.81E+11	mm <sup>4</sup>	inerzia acciaio
ya	1004	mm	baricentro trave
soletta			
hr	50	mm	altezza cls su ala
hc	450	mm	altezza cls
B	12715	mm	larghezza collaborante
Ac	5.86E+06	mm <sup>2</sup>	area cls
yc	2869	mm	baricentro soletta
armatura			
nφ1	10		ferri sup in un metro
φ1	24	mm	diametro ferri sup.
Af1	57521	mm <sup>2</sup>	area armatura sup
if1	100	mm	interferro
nφ2	5		ferri inf in un metro
φ2	24	mm	diametro ferri inf.
Af2	57521	mm <sup>2</sup>	area armatura inf
if2	100	mm	interferro
cf	50	mm	copriferro
yaf1	3050	mm	baricentro ferri sup
yaf2	2712	mm	baricentro ferri inf



armatura		n(L.T.)	n(B.T.)	BARICENTRI			
ya	1004	mm		baricentro trave	780		
ya	1004	mm		baricentro trave	780		
Yg BT	2351	mm		sez a mom positivo	2318		
Yg BT	1410	mm		sez a mom negativo	1386		
Yg LT	1980	mm		sez a mom positivo	1843		
Yg LT	1410	mm		sez a mom negativo	1386		
armatura				INERZIE			
Ja	4.81E+11	mm <sup>4</sup>		inerzia sola trave	3.57E+11		
Ja+s	1.55E+12	mm <sup>4</sup>		sez a mom positivo (BT)	1.47E+12		
Ja+f	8.02E+11	mm <sup>4</sup>		sez a mom negativo (BT)	7.96E+11		
Ja+s	1.25E+12	mm <sup>4</sup>		sez a mom positivo (LT)	1.05E+12		
Ja+f	8.02E+11	mm <sup>4</sup>		sez a mom negativo (LT)	7.96E+11		
				sez. lorda			sez. efficace

*Verifica*

1) sezione a momento flettente positivo (cls reagente)

		FASE 1	FASE 2	FASE 3	
mom. Flett.	M ed	7770.7	38515.3	18551.1	kNm
taglio agente	T ed	-6106.9	-6395.4	-7886.9	kN

	fibra	σ FASE 1	σ FASE 2	σ FASE 3	σ TOT	σ limite	fibra	tasso di lavoro
ferri sup	Af1	0.00	-44.28	-9.25	-53.5	391.3	verificato	0.14
ferri inf	Af2	0.00	-31.88	-4.98	-36.9	391.3	verificato	0.09
cls sup	F	0.00	-2.68	-1.63	-4.3	21.2	verificato	0.20
cls inf	E	0.00	-1.72	-0.69	-2.4	21.2	verificato	0.11
piattab sup	D	-39.67	-27.77	-3.56	-71.0	338.1	verificato	0.21
anima sup	C	-39.02	-26.67	-3.19	-68.9	338.1	verificato	0.20
anima inf	B	16.34	66.54	28.89	111.8	338.1	verificato	0.33
piattab inf	A	17.00	67.64	29.27	113.9	338.1	verificato	0.34
		[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]		

σ id TOT	σ limite	
53.5	391.3	verificato
36.9	391.3	verificato
4.3	21.2	verificato
2.4	21.2	verificato
71.0	338.1	verificato
298.9	338.1	verificato
298.9	338.1	verificato
113.9	338.1	verificato
	[Mpa]	

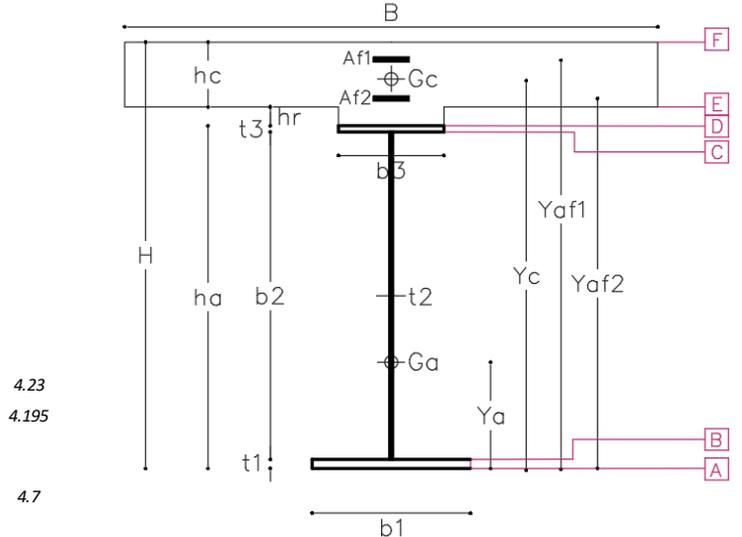
		τ FASE 1	τ FASE 2	τ FASE 3	τ TOT	τ limite	
anima	C, D	-49.6	-51.9	-64.0	-165.4	195.2	verificato
		[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	



**SEZ 2 (Tipo concio = laterale):**

*Dati sezione*

Trave in acciaio			
schema statico		trave appoggiata	
H	4270	mm	altezza totale sezione
ha	3770	mm	altezza totale trave
b3	2800	mm	lunghezza piattab sup
t3	30	mm	spessore piattab sup
b2	3710	mm	altezza anima
t2	60	mm	spessore anima
b1	6000	mm	lunghezza piattab inf
t1	30	mm	spessore piattab inf
	1		NUMERO TRAVI
i	4.8-6.1	m	INTERASSE ANIME
Aa	486600	mm <sup>2</sup>	area acciaio
Ja	1.11E+12	mm <sup>4</sup>	inerzia acciaio
ya	1516	mm	baricentro trave
soletta			
hr	50	mm	altezza cls su ala
hc	450	mm	altezza cls
B	12715	mm	larghezza collaborante
Ac	5.86E+06	mm <sup>2</sup>	area cls
yc	4039	mm	baricentro soletta
armatura			
nφ1	10		ferri sup in un metro
φ1	24	mm	diametro ferri sup.
Af1	57521	mm <sup>2</sup>	area armatura sup
if1	100	mm	interferro
nφ2	5		ferri inf in un metro
φ2	24	mm	diametro ferri inf.
Af2	57521	mm <sup>2</sup>	area armatura inf
if2	100	mm	interferro
cf	50	mm	copriferro
yaf1	4220	mm	baricentro ferri sup
yaf2	3882	mm	baricentro ferri inf



4.23  
4.195  
4.7

		n(L.T.)	n(B.T.)	BARICENTRI			
	ya	17.2	6.1	1516	mm	baricentro trave	1110
soletta interam. reag.	Yg BT			3257	mm	sez a mom positivo	3285
	Yg BT			2001	mm	sez a mom negativo	1917
soletta interam. reag.	Yg LT			2737	mm	sez a mom positivo	2744
	Yg LT			2001	mm	sez a mom negativo	1917
INERZIE							
	Ja	1.11		1.11E+12	mm <sup>4</sup>	inerzia sola trave	7.79E+11
	Ja+s			3.27E+12	mm <sup>4</sup>	sez a mom positivo (BT)	3.24E+12
	Ja+f			1.71E+12	mm <sup>4</sup>	sez a mom negativo (BT)	1.67E+12
	Ja+s		5.245E+12	2.62E+12	mm <sup>4</sup>	sez a mom positivo (LT)	2.61E+12
	Ja+f			1.71E+12	mm <sup>4</sup>	sez a mom negativo (LT)	1.67E+12
						sez. lorda	sez. efficace

*Verifica*

1) sezione a momento flettente positivo (cls reagente)

		FASE 1	FASE 2	FASE 3	
mom. Flett.	M ed	64000.2	107297.4	90285.8	kNm
taglio agente	T ed	-2710.3	-2907.0	-4413.5	kN

fibra	σ FASE 1	σ FASE 2	σ FASE 3	σ TOT	σ limite	fibra	tasso di lavoro	
ferri sup	Af1	0.00	-60.57	-26.08	-86.6	391.3	verificato	0.22
ferri inf	Af2	0.00	-46.70	-16.65	-63.4	391.3	verificato	0.16
cls sup	F	0.00	-3.64	-4.53	-8.2	21.2	verificato	0.39
cls inf	E	0.00	-2.56	-2.46	-5.0	21.2	verificato	0.24
piattab sup	D	-218.47	-42.10	-13.53	-274.1	338.1	verificato	0.81
anima sup	C	-216.00	-40.87	-12.69	-269.6	338.1	verificato	0.80
anima inf	B	88.69	111.38	90.78	290.9	338.1	verificato	0.86
piattab inf	A	91.16	112.62	91.61	295.4	338.1	verificato	0.87
		[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]		

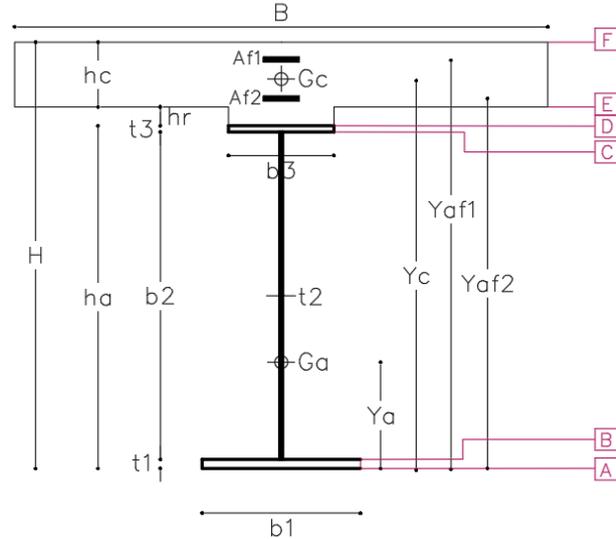
σ id TOT	σ limite	
86.6	391.3	verificato
63.4	391.3	verificato
8.2	21.2	verificato
5.0	21.2	verificato
274.1	338.1	verificato
321.8	338.1	verificato
321.8	338.1	verificato
295.4	338.1	verificato
	[Mpa]	[Mpa]

	τ FASE 1	τ FASE 2	τ FASE 3	τ TOT	τ limite		
anima	C, D	-17.6	-18.9	-28.7	-65.2	195.2	verificato
		[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	

**SEZ 3 (Tipo concio = centrale):**

*Dati sezione*

Trave in acciaio			
schema statico		trave appoggiata	
H	4270	mm	altezza totale sezione
ha	3770	mm	altezza totale trave
b3	2800	mm	lunghezza piattab sup
t3	35	mm	spessore piattab sup
b2	3700	mm	altezza anima
t2	50	mm	spessore anima
b1	6000	mm	lunghezza piattab inf
t1	35	mm	spessore piattab inf
	1		NUMERO TRAVI
i	4.8-6.1	m	INTERASSE ANIME
Aa	493000	mm <sup>2</sup>	area acciaio
Ja	1.20E+12	mm <sup>4</sup>	inerzia acciaio
ya	1461	mm	baricentro trave
soletta			
hr	50	mm	altezza cls su ala
hc	450	mm	altezza cls
B	12715	mm	larghezza collaborante
Ac	5.86E+06	mm <sup>2</sup>	area cls
yc	4039	mm	baricentro soletta
armatura			
nφ1	10		ferri sup in un metro
φ1	24	mm	diametro ferri sup.
Af1	57521	mm <sup>2</sup>	area armatura sup
if1	100	mm	interferro
nφ2	5		ferri inf in un metro
φ2	24	mm	diametro ferri inf.
Af2	57521	mm <sup>2</sup>	area armatura inf
if2	100	mm	interferro
cf	50	mm	copriferro
yaf1	4220	mm	baricentro ferri sup
yaf2	3882	mm	baricentro ferri inf



n(L.T.)		n(B.T.)		BARICENTRI			
ya	1461	mm	baricentro trave	1107			
ye BT	3233	mm	sez a mom positivo	3255			
ye BT	1951	mm	sez a mom negativo	1879			
ye LT	2700	mm	sez a mom positivo	2704			
ye LT	1951	mm	sez a mom negativo	1879			
INERZIE							
Ja	1.20E+12	mm <sup>4</sup>	inerzia sola trave	8.88E+11			
Ja+s	3.47E+12	mm <sup>4</sup>	sez a mom positivo (BT)	3.44E+12			
Ja+f	1.83E+12	mm <sup>4</sup>	sez a mom negativo (BT)	1.79E+12			
Ja+s	2.78E+12	mm <sup>4</sup>	sez a mom positivo (LT)	2.78E+12			
Ja+f	1.83E+12	mm <sup>4</sup>	sez a mom negativo (LT)	1.79E+12			
			sez. lorda				sez. efficace

*Verifica*

1) sezione a momento flettente positivo (cls reagente)

		FASE 1	FASE 2	FASE 3	
mom. Flett.	M ed	77551.7	122413.8	105162.6	kNm
taglio agente	T ed	0.0	-581.4	-1842.8	kN

	fibra	σ FASE 1	σ FASE 2	σ FASE 3	σ TOT	σ limite	fibra	tasso di lavoro
ferri sup	Af1	0.0	-66.8	-29.5	-96.3	391.3	verificato	0.25
ferri inf	Af2	0.0	-51.9	-19.2	-71.1	391.3	verificato	0.18
cls sup	F	0.0	-4.0	-5.1	-9.1	21.2	verificato	0.43
cls inf	E	0.0	-2.9	-2.8	-5.7	21.2	verificato	0.27
piattab sup	D	-232.6	-47.0	-15.7	-295.4	338.1	verificato	0.87
anima sup	C	-229.6	-45.5	-14.7	-289.7	338.1	verificato	0.86
anima inf	B	93.7	117.6	98.3	309.6	338.1	verificato	0.92
piattab inf	A	96.7	119.2	99.4	315.3	338.1	verificato	0.93
		[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]		

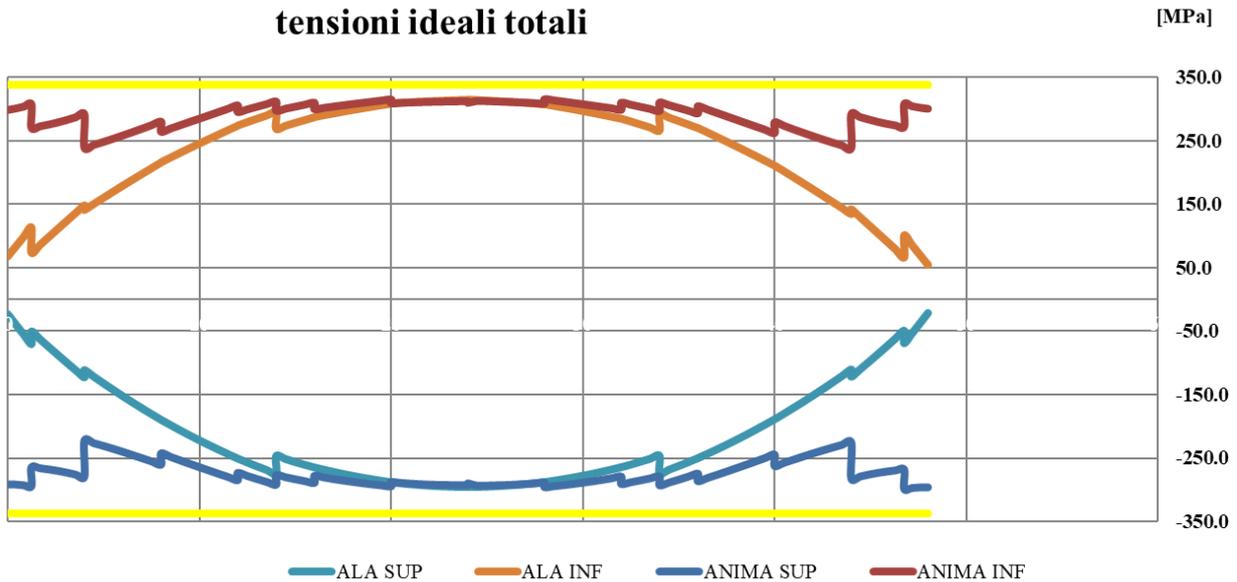
σ id TOT	σ limite	
96.3	391.3	verificato
71.1	391.3	verificato
9.1	21.2	verificato
5.7	21.2	verificato
295.4	338.1	verificato
304.6	338.1	verificato
313.0	338.1	verificato
315.3	338.1	verificato
	[Mpa]	

		τ FASE 1	τ FASE 2	τ FASE 3	τ TOT	τ limite	
anima	C, D	0.0	-4.5	-14.4	-18.9	195.2	verificato
		[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	

### FUSO DELLE TENSIONI

Si riporta il fuso delle tensioni lungo le fibre A (piattab. inf.), B (anima inf), C (anima. sup.), D (piattab. sup.).

#### tensioni ideali totali



Le verifiche risultano soddisfatte

## 6.4.2 VERIFICHE DIAFRAMMI

### 6.4.2.1 DIAFRAMMI CORRENTI

La funzione svolta dai diaframmi interni è quella di impedire la perdita di forma della sezione scatolare del cassone quando sono trasmesse dalla soletta azioni verticali eccentriche, ovvero che porterebbero all'abbassamento di una parte e al sollevamento dell'altra non solo mediante rotazione della sezione trasversale ma anche mediante distorsione della sezione.

Per la verifica dei diaframmi, ciascuno costituito da due diagonali, vengono considerate le azioni che massimizzano il momento torcente lungo il cassone, in combinazione con i coefficienti SLU precedentemente descritti (carichi da traffico, vento, centrifuga, serpeggio).

Si fa riferimento al modello di fase 3 in quanto carichi permanenti e permanenti portati sono simmetrici rispetto alla sezione trasversale.

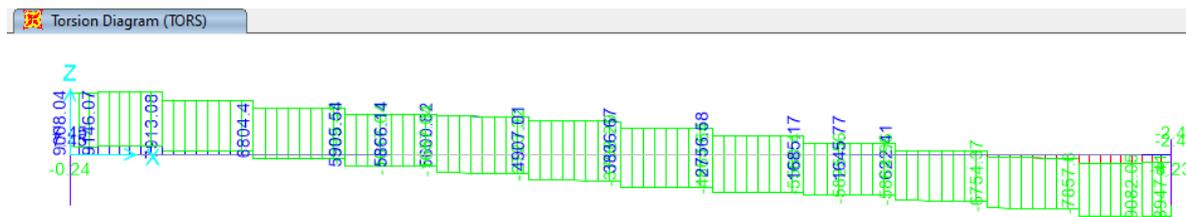


TABLE: Element Forces - Frames											
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
t1	0	TORS	Combination	Max	1.038	0.013	838.323	9008.0447	7.6779	258.3606	
t1	0.41333	TORS	Combination	Max	1.038	0.013	829.643	8999.902	-336.3831	1929.4092	
t1	0.82667	TORS	Combination	Max	1.038	0.013	820.963	8991.7593	-676.8563	3600.4579	
t1	1.24	TORS	Combination	Max	1.038	0.013	812.283	8983.6167	-1013.7417	5271.5065	
t2	0	TORS	Combination	Max	1.038	0.013	812.283	9146.0655	-1013.7417	5273.6252	
t2	0.46	TORS	Combination	Max	1.038	0.013	802.623	9137.0035	-1382.0987	7135.3249	
t2	0.92	TORS	Combination	Max	1.038	0.013	792.963	9127.9415	-1746.0121	8997.0245	
t2	1.38	TORS	Combination	Max	1.038	0.013	783.303	9118.8795	-2105.4818	10858.7242	
t2	1.84	TORS	Combination	Max	1.038	0.013	773.643	9109.8175	-2460.508	12720.4238	
t2	2.3	TORS	Combination	Max	1.038	0.013	763.983	9100.7555	-2811.0906	14582.1235	
t2	2.76	TORS	Combination	Max	1.038	0.013	754.323	9091.6935	-3157.2295	16443.8231	
t3	0	TORS	Combination	Max	35.019	38.53	695.862	7913.0771	-2796.4787	16516.7705	1232.99
t3	0.5	TORS	Combination	Max	35.019	38.53	685.362	7903.2271	-3141.7896	18144.4272	
t3	1	TORS	Combination	Max	35.019	38.53	674.862	7893.3771	-3481.8504	19772.0838	
t3	1.5	TORS	Combination	Max	35.019	38.53	664.362	7883.5271	-3816.6613	21399.7404	
t3	2	TORS	Combination	Max	35.019	38.53	653.862	7873.6771	-4146.2221	23027.397	
t3	2.5	TORS	Combination	Max	35.019	38.53	643.362	7863.8271	-4470.533	24655.0536	
t3	3	TORS	Combination	Max	35.019	38.53	632.862	7853.9771	-4789.5939	26282.7103	
t3	3.5	TORS	Combination	Max	35.019	38.53	622.362	7844.1271	-5103.4047	27910.3669	
t3	4	TORS	Combination	Max	35.019	38.53	611.862	7834.2771	-5411.9656	29538.0235	
t4	0	TORS	Combination	Max	52.872	154.518	552.469	6804.4041	-5402.1928	29525.8236	1108.673
t4	0.5	TORS	Combination	Max	52.872	154.518	541.969	6794.5541	-5675.8099	30744.1357	
t4	1	TORS	Combination	Max	52.872	154.518	531.469	6784.7041	-5944.1769	31962.4477	
t4	1.5	TORS	Combination	Max	52.872	154.518	520.969	6774.8541	-6207.294	33180.7597	
t4	2	TORS	Combination	Max	52.872	154.518	510.469	6765.0041	-6465.1611	34399.0718	
t4	2.5	TORS	Combination	Max	52.872	154.518	499.969	6755.1541	-6717.7781	35617.3838	
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	

I diaframmi, posizionati a passo 4m prenderanno la quota parte di momento torcente data dalle differenze sopra riportate:

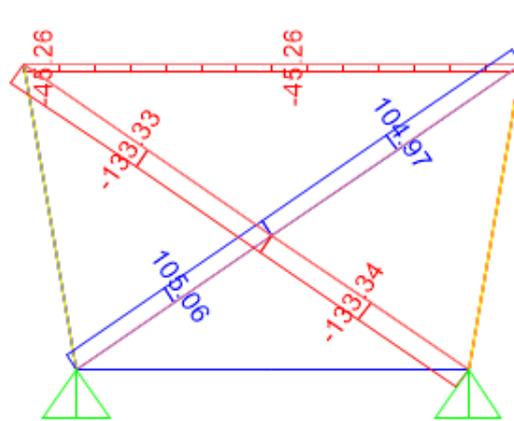
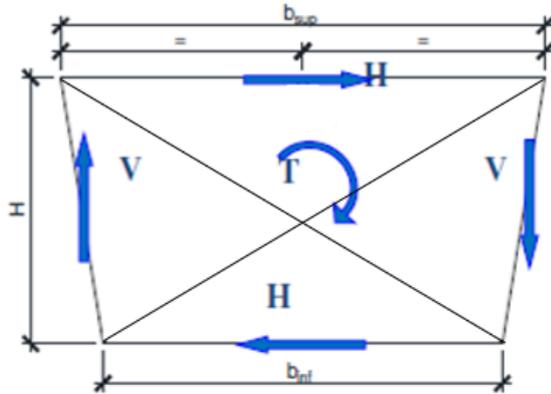
**U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI**

*Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) doppio binario*  
**RELAZIONE DI CALCOLO**

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV.  
RS3U 40 D 09 CL VI0007 004 B

FOGLIO  
38 di 65

$\Delta M_{tmax} = 1233 \text{ kNm}$



b (m)	h (m)
6.1	3.77

H (kN)	V (kN)
101.1	163.5

VERIFICA: profili diagonali 2L120x10

$f_{yk} =$	355	MPa	resistenza di calcolo
$f_{tk} =$	510	MPa	resistenza di calcolo
$\gamma_{m0} =$	1.05	-	coeff. SLU
$\gamma_{m2} =$	1.25	-	coeff. SLU
$f_{yd} =$	338	MPa	resistenza di progetto
A =	4600	mm <sup>2</sup>	area sezione lorda
A <sub>n</sub> =	3450	mm <sup>2</sup>	area sezione netta (senza fori dei collegam.)
N <sub>pl,Rd</sub> =	1555	kN	res pl della sez lorda
N <sub>u,Rd</sub> =	1267	kN	res a rottura della sez netta

N <sub>t,Rd</sub> =	1267	kN	res a rottura per trazione della sez
$N_{Ed} / N_{t,Rd} \leq 1$ ✓ <b>verifica soddisfatta</b>			

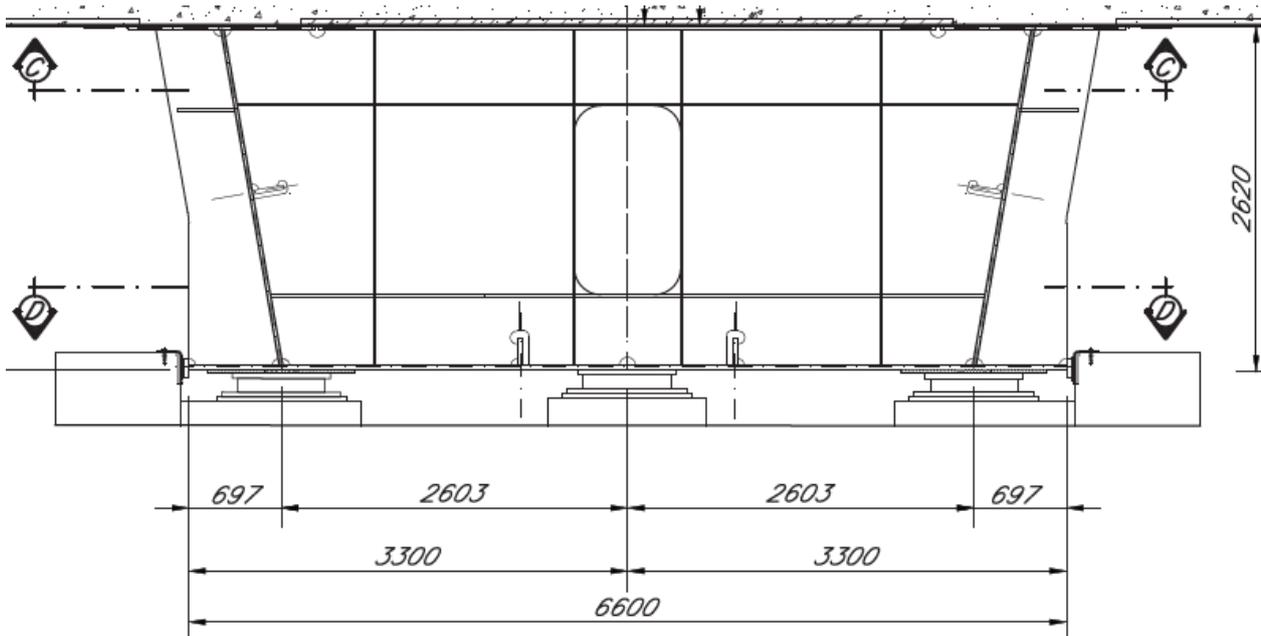
Stabilità delle aste compresse - nel piano			
E =	210000	MPa	modulo elastico
N <sub>ed</sub> =	140	kN	sollecitazione agente
$f_{yk} =$	355	MPa	resistenza di calcolo
A =	4600	mm <sup>2</sup>	area della sezione
L =	7400	mm	lunghezza dell'asta
J =	6370507	mm <sup>4</sup>	inerzia della sezione
$\gamma_{m1} =$	1.05	-	coeff. SLU
A <sub>eff</sub> =	4600	mm <sup>2</sup>	area efficace della sezione
$\chi =$	0.43	OK	
$\phi =$	2		
$\alpha =$	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione
$\lambda =$	1.3		snellezza adimensionale
$\beta =$	0.50		riduz lugh libera d'inflessione
L <sub>0</sub> =	3700	mm	lunghezza libera d'inflessione
N <sub>cr</sub> =	964472	N	carico critico euleriano
$\nu =$	0.20		coeff di Poisson
non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse			
N <sub>b,Rd</sub> =	663.0	kN	
$N_{b,Rd} \geq N_{ed}$ ✓ <b>verifica soddisfatta</b>			

Stabilità delle aste compresse - fuori piano			
E =	210000	MPa	modulo elastico
N <sub>ed</sub> =	140	kN	sollecitazione agente
$f_{yk} =$	355	MPa	resistenza di calcolo
A =	4600	mm <sup>2</sup>	area della sezione
L =	7400	mm	lunghezza dell'asta
J =	14177083	mm <sup>4</sup>	inerzia della sezione
$\gamma_{m1} =$	1.05	-	coeff. SLU
A <sub>eff</sub> =	4600	mm <sup>2</sup>	area efficace della sezione
$\chi =$	0.27	OK	
$\phi =$	2		
$\alpha =$	0.34	TAB 4.2.VI	fattore di imperfezione
$\lambda =$	1.7		snellezza adimensionale
$\beta =$	1.00		riduz lugh libera d'inflessione
L <sub>0</sub> =	7400	mm	lunghezza libera d'inflessione
N <sub>cr</sub> =	536590	N	carico critico euleriano
$\nu =$	0.20		coeff di Poisson
non si possono trascurare i fenomeni di instabilità per aste compresse			
N <sub>b,Rd</sub> =	413.8	kN	
$N_{b,Rd} \geq N_{ed}$ ✓ <b>verifica soddisfatta</b>			

La verifica risulta soddisfatta.

### 6.4.2.2 DIAFRAMMI DI TESTATA

Si riporta la verifica a sollevamento dell'impalcato in caso di sostituzione degli apparecchi d'appoggio. I carichi agenti saranno quelli permanenti (pesi propri e permanenti portati) e i vincoli sono stati ipotizzati sotto l'irrigidente del passo d'uomo.



Il traverso pieno presenta un'anima con spessore 30mm e ali 300x30, passo d'uomo 800x1200mm<sup>2</sup>.

Carichi perm travi:



#### Verifica:

Comb SLU (carico perm su travi + peso proprio) \*1.35

Steel Design Sections (Italian NTC 2018)



Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

Frame : 14

X Mid: 21.750

Combo: testata

Design Type: Beam

Length: 0.712

Y Mid: 17.206

Shape: PASSO D'UOMO

Frame Type: DCH-MRF

**U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI**

*Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) doppio binario*

**RELAZIONE DI CALCOLO**

PROGETTO	LOTTO	FASE	ENTE	COD. DOC.	PROG. REV.	FOGLIO
RS3U	40	D	09	CL VI0007	004 B	40 di 65

Loc : 0.712      Z Mid: 0.000      Class: Class 3      Rolled : No  
 Interaction=Method B      MultiResponse=Envelopes      P-Delta Done? No  
 Consider Torsion? No  
 GammaM0=1.05      GammaM1=1.05      GammaM2=1.25  
 An/Ag=1.00      RLLF=1.000      PLLF=0.750      D/C Lim=0.950

Aeff=0.059      eNy=0.000      eNz=0.000  
 A=0.059      Iyy=0.068      iyy=1.074      Wel,yy=0.052      Weff,yy=0.052  
 It=1.773E-05      Izz=1.381E-04      izz=0.048      Wel,zz=9.204E-04      Weff,zz=9.204E-04  
 Iw=0.000      Iyz=0.000      h=2.620      Wpl,yy=0.062      Av,y=0.019  
 E=210000000.0      fy=355000.000      fu=510000.000      Wpl,zz=0.002      Av,z=0.059

**STRESS CHECK FORCES & MOMENTS**

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0.712	0.000	-9496.200	0.000	0.000	0.000	0.000

**PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)**

D/C Ratio: 0.940 = 0.000 + 0.940 + 0.000 < 0.950 OK  

$$= \frac{NEd}{(Chi\_z NRk / \Gamma_{M1})} + k_{zy} \frac{(My, Ed + NEd eNy)}{(Chi\_LT My, Rk / \Gamma_{M1})} + k_{zz} \frac{(Mz, Ed + NEd eNz)}{(Mz, Rk / \Gamma_{M1})}$$
 (NTC Eq C4.2.38)

**AXIAL FORCE DESIGN**

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd		
	Force	Capacity	Capacity		
Axial	0.000	19880.000	19880.000		
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	19880.000	21591.360	1238.937	1238.937	1.000

Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0.490	17303280.35	0.035	0.460	19880.000
MajorB(y-y)	c	0.490	17303280.35	0.035	0.460	19880.000
Minor (z-z)	c	0.490	563659.942	0.192	0.517	19880.000
MinorB(z-z)	c	0.490	563659.942	0.192	0.517	19880.000
Torsional TF	c	0.490	1238.937	4.105	9.881	1053.598

**MOMENT DESIGN**

	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed
	Moment	Moment	Moment	Moment
Major (y-y)	-9496.200	-9496.200	-9496.200	-9496.200
Minor (z-z)	0.000	0.000	0.000	0.000

	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	17501.162	17501.162	17501.162	17501.162
Minor (z-z)	311.183	311.183	311.183	

LTB	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	psi	Mcr
	d	0.760	0.804	1.053	0.577	1.000	28407.677

**SHEAR DESIGN**

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz
	1.000	1.000	1.000	1.000

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	0.000	0.000	11477.718	0.000	OK
Minor (y)	0.000	0.000	3733.946	0.000	OK

Reduction	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW
	11477.718	1.000	0.000

**CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS**

	VMajor	VMajor
	Left	Right
Major (V2)	0.000	0.000

**U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI**

*Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) doppio binario*

**RELAZIONE DI CALCOLO**

PROGETTO	LOTTO	FASE	ENTE	COD. DOC.	PROG. REV.	FOGLIO
RS3U	40	D	09	CL VI0007	004 B	41 di 65

### 6.4.3 VERIFICA CONTROVENTI

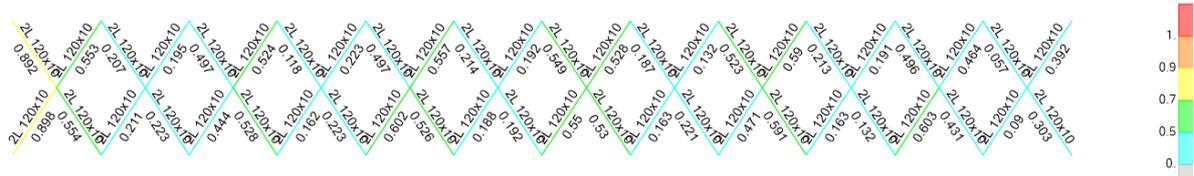
La verifica si sviluppa in FASE 1 + carico da VENTO\*1.5, in quanto alla maturazione del getto ci sarà la soletta a prendere le sollecitazioni trasversali.

$q_w = 2.5 \text{ kN/m}^2$

I profili sono tutti 2L120\*10

Dai tassi di lavoro si evince che la verifica risulta soddisfatta.

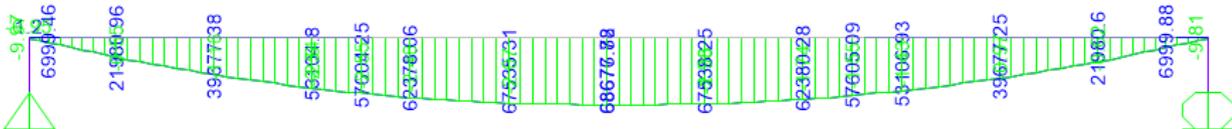
Steel P-M Interaction Ratios (Italian NTC 2018)



## 6.5 VERIFICHE A FATICA TRAVI PRINCIPALI

Viene di seguito riportata la verifica a fatica nelle condizioni di traffico ferroviario comprensivo degli effetti dinamici.

 Moment 3-3 Diagram (FATICA)



Le caratteristiche geometriche utilizzate sono le medesime cui si è fatto riferimento per le verifiche di resistenza.

	FATICA	
mom. Flett.	<b>M ed</b>	68677.8 kNm
taglio agente	<b>T ed</b>	5432.1 kN

	fibra	$\sigma$ FASE 3	$\sigma$ TOT	$\sigma$ TOT* $\lambda$	$\sigma$ limite	
piattab sup	D	-10.3	-10.3	-6.5	48.3	verificato
anima sup	C	-9.6	-9.6	-6.0	48.3	verificato
anima inf	B	64.2	64.2	40.4	48.3	verificato
piattab inf	A	64.9	64.9	40.9	48.3	verificato

[Mpa] [Mpa] [Mpa] [Mpa]

		$\tau$ FASE 3	$\tau$ TOT	$\tau$ limite	
anima	C, D	42.4	42.4	59.3	verificato

[Mpa] [Mpa] [Mpa]

$$\Delta\sigma = 71 \text{ Mpa}$$

Si calcola il fattore di correzione:  $\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 < 1.4$

### Verifica a fatica

$\lambda$	=	0.63	
$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4$			
$\lambda_1$	=	0.63	
$\lambda_2$	=	1	
$\lambda_3$	=	1	VU = 100 anni
$\lambda_4$	=	1	
a	=	1.00	rapporto sigma1treno/2 treni
n	=	0.33	DA NORMA (% di treni su ponte)
$\gamma_m$	=	1.35	
$\sigma$ MAX [MPa]	=	64.9	
ks	=	0.92	
$\sigma_d$ [MPa]	=	71	
$\sigma_d$ red [MPa]	=	65.3	
$\sigma_d$ red/ $\gamma_m$	=	48.3	
		>	
$\sigma$ MAX * $\lambda$ [MPa]	=	40.9	OK

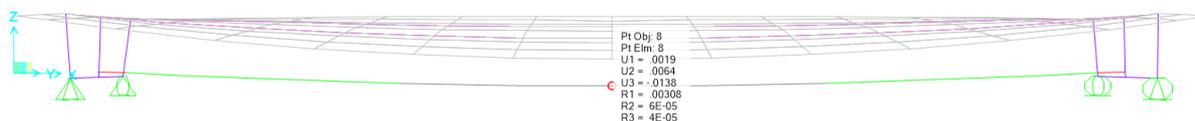
## 6.6 VERIFICHE SLE

### 6.6.1 VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

Si verifica l'inflessione nel piano verticale dell'impalcato. Si considerano agenti i treni di carico LM71 e SW2 incrementati con il corrispondente coefficiente dinamico e con il coefficiente  $\alpha$ .

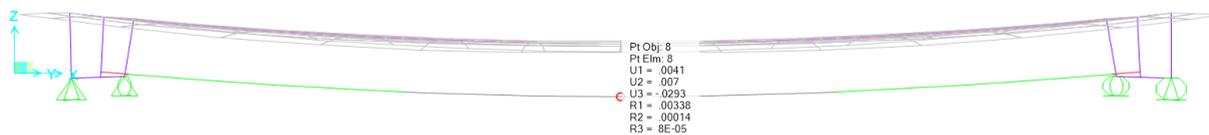
#### LM71

Abbassamento 13.8 mm <  $L/1000 = 38$  mm



#### SW2 + LM71

Abbassamento 29.3 mm <  $L/600 = 83.3$  mm



Le verifiche risultano soddisfatte

**U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI**

*Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) doppio binario*

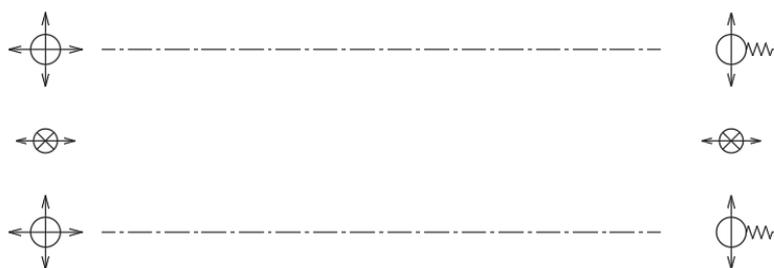
**RELAZIONE DI CALCOLO**

PROGETTO	LOTTO	FASE	ENTE	COD.	DOC.	PROG.	REV.	FOGLIO
RS3U	40	D	09	CL	VI0007	004	B	44 di 65

## 6.7 REAZIONI AGLI APPOGGI

### 6.7.1 SCHEMA APPOGGI

Lo schema dei vincoli della travata metallica è il seguente:

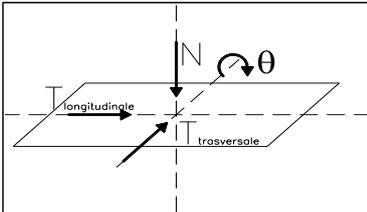


	MD	APP. D'APPOG. MULTIDIREZIONALE -calotta sferica
	F	APP. D'APPOG. FISSO -disco elastomerico confinato
	MD	APP. D'APPOG. MULTIDIREZIONALE -disco elastomerico confinato
	UL	APP. D'APPOG. UNIDIREZIONALE LONGITUDINALE -disco elastomerico confinato
	F-RV	APP. D'APPOG. FISSO A RIGIDEZZA VARIABILE -calotta sferica
	UT-RV	APP. D'APPOG. UNIDIREZIONALE TRASVERSALE A RIGIDEZZA VARIABILE -calotta sferica
	UL-RV	APP. D'APPOG. UNIDIREZIONALE LONGITUDINALE A RIGIDEZZA VARIABILE -calotta sferica
	HL	VINCOLO MECCANICO PER SOLI CARICHI ORIZZONTALI -scorrevole in senso longitudinale

**SCHEMA APPOGGI**

### 6.7.2 REAZIONI APPOGGI

Le azioni verticali massime derivano dalle combinazioni SLU, si riporta di seguito la tabella come da Manuale RFI:

			Reazioni degli apparecchi di appoggio						
			max N	min N	max Tl	min Tl	max Tt	min Tt	
			(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	
Azioni (valori caratteristici)									
1.1	permanenti G, P	peso proprio	2435	2435	-	-	-	-	-
1.2		permanententi	2326	2326	-	-	-	-	-
1.3		precompressione	-	-	-	-	-	-	-
1.4		ritiro e viscosità	-	-	-	-	-	-	-
2.1	variabili Q	treni di carico	3331	-10	-	-	-	-	-
2.2		veicoli speciali	-	-	-	-	-	-	-
2.3		forza centrifuga	1145	-1145					
2.4		avviamento e frenatura	86	-86					
2.5		serpeggio	112	-112					
2.6		folla	-	-					
2.7		vento sulla struttura	123	-123					
2.8		vento sulla struttura e sui treni di carico	643	-643					
2.9		temperatura	0	0					
2.1									
2.11		sisma							
2.12		cedimenti delle sottostrutture	-	-					
2.13		resistenze parassite nei vincoli	-	-					
5.1	combinazioni di esercizio	<b>Nmax</b>	<b>14484</b>	-					
5.2		<b>Nmin</b>	-	<b>3880</b>					
5.3		<b>Tl max</b>		-					
5.4		<b>Tt max</b>		-					

**U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI**

*Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) doppio binario*

**RELAZIONE DI CALCOLO**

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO  
RS3U 40 D 09 CL VI0007 004 B 46 di 65

L'azione sismica statica equivalente, calcolata considerando la massima accelerazione dello spettro sarà:

VN (anni)	75
Cu	1.5

<b>luce (m)</b>	<b>50</b>
-----------------	-----------

PP+ soletta+ predalles	G1 (kN)	9739
perm + fonoass	G2 (kN)	9302
0,2 traffico	Q (kN)	2355

	Masse (t)	Accelerazione m/s <sup>2</sup> (Spettro elastico SLV)	Fo (kN)
Pesi propri	993	0.394 g	3837
Permanenti portati (incluse eventuali barriere a.r.)	948	0.394 g	3665
0,2 traffico	240	0.394 g	928
<b>TOTALE</b>			<b>8430</b>

AZIONE ORIZZONTALE SISMICA MAX 1 app

**4806**

VALORE APPROSSIMATO

**4900**

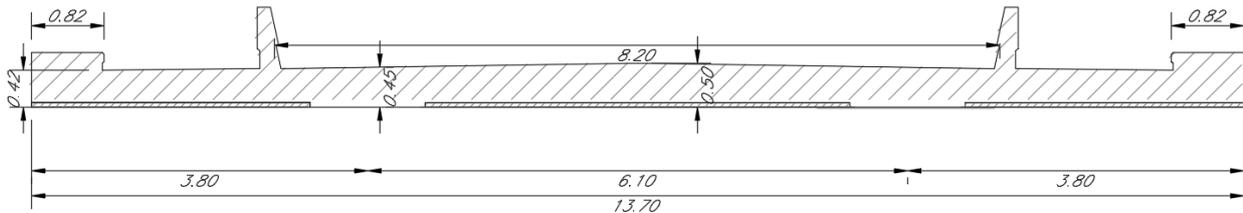
Non si è tenuto conto per la massima azione sismica delle rigidzze delle sottostrutture

Si considerano come azioni di progetto per i dispositivi di vincolo le seguenti:

TIPOLOGIA IMPALCATO	LUCE ASSI GIUNTI	LARGHEZZA PIATTAFORMA	NUMERO BINARI	NUMERO TRAVI	UNIDIREZIONALE TRASVERSALE A RIGIDENZA VARIABILE		MULTIDIREZI ONALE	Dispositivo meccanico
								
-			-	-	Nmax	HLmax	Nmax	HTmax
	m	m			kN	kN	kN	kN
					SLU	SIS	SLU	SIS
SEZ MISTA	50	13.7	2	CASS	14500	4900	14500	4900

## 7. EFFETTI LOCALI

Sezione mista acc-clc: interasse anime 6.1m, soletta in clc Rck= 45 MPa con altezza variabile: 50cm – 42cm



### 7.1 ANALISI DEI CARICHI

I carichi adottati per le verifiche di resistenza e deformabilità della soletta in c.a. sono i seguenti.

#### 7.1.1 CARICHI PERMANENTI

##### 7.1.1.1 PESI PROPRI

Valutati direttamente dalla geometria inserita nel modello di calcolo considerando  $\gamma_{clc} = 25 \text{ kN/m}^3$ .

##### 7.1.1.2 PERMANENTI PORTATI

- Armamento + impermeab. + rialzo in curva = 16 kN/m<sup>2</sup>
- Cordoli +impermeabilizzazione = 5.3 kN/m<sup>2</sup>
- Muretto parballast = 3.6\* kN
- Canaletta +impianti = 3.5 kN \*
- Barriere antirumore = 16\* kN
- Velette = 6\* kN

\* il valore indicato è per l'elemento singolo

Si sta considerando una striscia di soletta di 1m.

## 7.1.2 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

### 7.1.2.1 TRENI DI CARICO

Considerando una diffusione del carico secondo  $\frac{1}{4}$  nel ballast ed a  $45^\circ$  nella soletta, la ruota da 250 kN si ripartisce trasversalmente su una larghezza pari a 3m.

$$q_{LM71} = 250 \text{ kN} \cdot \alpha / 1.6 \text{ m}$$

<b>LM71</b>	171.88	carico unitario da ripartire su		3.0	->	56.63	kN/m
<b>L<math>\phi</math></b>	3	*	5.45	=	16.35	m	
<b>coeff amplificazione dinamica</b>	$\Phi 3$			=	1.29	m	
<b>SW2</b>	93.75	carico unitario da ripartire su		3.0	->	30.89	kN/m
<b>L<math>\phi</math></b>	3	*	5.45	=	16.35	m	
<b>coeff amplificazione dinamica</b>	$\Phi 3$			=	1.29	m	

### 7.1.2.2 FOLLA

10 kN/m<sup>2</sup>, applicata ove presenti i camminamenti e l'FFP.

### 7.1.2.3 SERPEGGIO

$$Q_{sk} = 100 \text{ kN}$$

$\delta_h = 0.80 \text{ m}$ ; distanza fra piano ferro ed estradosso soletta.

$$M_s = 100 \cdot 0.80 = 80 \text{ kNm/m}; \text{ ; momento trasversale da serpeggio.}$$

#### 7.1.2.4 CENTRIFUGA

Considerando una diffusione del carico secondo  $\frac{1}{4}$  nel ballast ed a  $45^\circ$  nella soletta e traversine 240x20 ad interasse 60 cm, il carico dovuto ai treni si ripartisce:

longitudinalmente su una larghezza di 1.60 m ( $L_{long}$ );

trasversalmente su una larghezza di 3.0 m ( $L_{trasv}$ );

*centrifuga LM71*

$$q_v = 250 \cdot 1.1 / 1.60 = 171.88 \text{ kN/m} \quad (\text{carico verticale viaggiante al metro})$$

$$q_t = c \cdot q_v = 0.15 \cdot 171.8 = 25.9 \text{ kN/m} \quad (\text{azione orizzontale centrifuga al metro})$$

$$c = (V^2) / (127 \cdot R) \cdot f$$

La forza  $q_t$  applicata secondo normativa ad 1.8 m al di sopra del P.F., presenta un braccio rispetto al piano medio della soletta  $b=2.83$  m e quindi il momento torcente sulla soletta risulta pari a:

$$M_{torc} = q_t \cdot b = 25.9 \cdot (1.8 + 0.8 + 0.23) = 73.3 \text{ kNm/m}$$

*centrifuga SW/2*

$$q_v = 150 / 1.60 = 93.8 \text{ kN/m} \quad (\text{carico verticale viaggiante al metro})$$

$$q_t = c \cdot q_v = 0.07 \cdot 93.8 = 7 \text{ kN/m} \quad (\text{azione orizzontale centrifuga al metro})$$

La forza  $q_t$  applicata secondo normativa ad 1.8 m al di sopra del P.F., presenta un braccio rispetto al piano medio della soletta  $b=2.83$  m e quindi il momento torcente sulla soletta risulta pari a:

$$M_{torc} = q_t \cdot b = 7 \cdot (1.8 + 0.8 + 0.23) = 19.7 \text{ kNm/m}$$

Nel calcolo delle sollecitazioni indotte dalla forza centrifuga sulla soletta è stata considerata la presenza di un solo treno di carico (LM71) o di due treni di carico (LM71+SW/2) in maniera tale da determinare, per le diverse sollecitazioni, la condizione più gravosa a seconda della sezione di calcestruzzo considerata.

#### 7.1.2.5 DERAGLIAMENTO

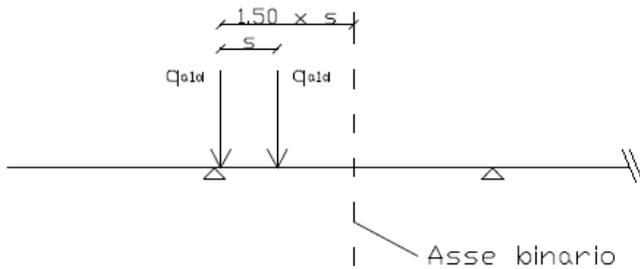
$s =$  distanza di scartamento = 1.435m

$1.5 \times s = 2.1525$  m distanza massima dell'asse di carico dall'asse del binario

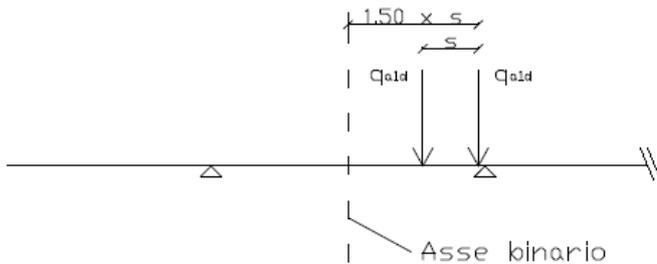
$q_{a1d} = 50$  kN/m asse di carico caso 1a e 1b (stesa di carico = 6.40 m)

$q_{a2d} = 80$  kN/m asse di carico caso 2 (stesa di carico = 20.00 m)

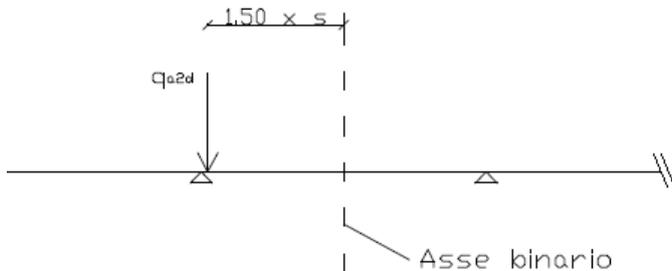
### Caso 1a



### Caso 1b



### Caso 2



Per ragioni di semplicità (l'assunzione tuttavia non ha alcuna conseguenza sul dimensionamento strutturale), gli effetti del deragliamento del treno sono assimilati ad una condizione d'esercizio e pertanto vengono confrontati in alternativa agli effetti prodotti dal treno di progetto.

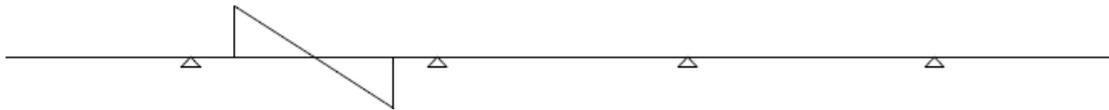
### 7.1.3 AZIONI CLIMATICHE

#### 7.1.3.1 VENTO

Vento su barriera antirumore alta 4m:  $q = 2.5 \text{ kN/m}^2$



Vento trasversale sul treno:  $v$  come calcolato di seguito:



$$v = \pm M_w/W = q_v \cdot (h/2) / (bL^2/6) = 20.4 \text{ kN/m}$$

$$h = 5 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$L = 3 \text{ m}$$

*In presenza della barriera antirumore e di un treno sul binario più vicino alla barriera si ammetterà in alternativa:*

- *il vento trasversale sulla barriera antirumore diretto verso il treno (+  $q_v$ ),*
- *il vento trasversale sul treno diretto verso la barriera antirumore (-  $v$ ).*

*In presenza della barriera antirumore e di un treno sul binario più lontano alla barriera si ammetterà la presenza contemporanea di  $q_v$  e  $v$  (con lo stesso segno).*

*Nell'ipotesi di assenza di barriere antirumore si assumerà ovviamente il verso sfavorevole del vento trasversale sul treno (  $\pm v$ ).*

**U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI**

*Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) doppio binario*

**RELAZIONE DI CALCOLO**

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV.

RS3U 40 D 09 CL VI0007 004 B

FOGLIO

52 di 65

## 7.2 COMBINAZIONE DEI CARICHI

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.2.V e i coefficienti di combinazione  $\Psi$  in Tab. 5.2.VI.

Tab. 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

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

(1) Includendo tutti i valori (F; a; etc...)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1,0), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1,2 e 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ce}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\Psi$  delle azioni

Azioni		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	$g_{f1}$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
Gruppi di	$g_{f2}$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
carico	$g_{f3}$	0,80 <sup>(1)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$g_{f4}$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

<sup>(1)</sup> 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

<sup>(2)</sup> Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\Psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) doppio binario

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV.

RS3U 40 D 09 CL VI0007 004 B

FOGLIO

53 di 65

• **COMBINAZIONE S.L.U.**

S.L.U															
VARIABILE PRINCIPALE:	TRAFFICO								VENTO		TEMPERATURA				
CARICHI	SW2				LM71				STR.		SW2		LM71		STR.
	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	SCARICA	SCARICA	GR1	GR3	GR1	GR3	SCARICA
combinazioni	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15
Peso Proprio (G1)	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Permanenti Portati (G2)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SW2	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	0	1.16	1.16	1.16	1.16	0
LM71	0	0	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	0	0	0	0	1.16	1.16	0
Serp_SW2	1.45	1.45	0.73	0.73	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	1.16	0.58	1.16	0.58	0
Serp_LM71	0	0	0	0	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	0	0	1.16	0.58	0
F-A_SW2	0.73	0.73	1.45	1.45	0.73	0.73	1.45	1.45	0	0	0.58	1.16	0.58	1.16	0
F-A_LM71	0	0	0	0	0.73	0.73	1.45	1.45	0	0	0	0	0.58	1.16	0
centrifuga_SW2	1.45	1.45	0.73	0.73	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	1.16	0.58	1.16	0.58	0
centrifuga_LM71	0	0	0	0	1.45	1.45	0.73	0.73	0	0	0	0	1.16	0.58	0
Eff_aerodinamici	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0	0	1.20	1.20	1.20	1.20	0
Vento_scarico	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
Vento_carico	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0	0	0.9	0.9	0.9	0.9	0
Temp_SLU	0	0.9	0	0.9	0	0.9	0	0.9	0	0.9	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5

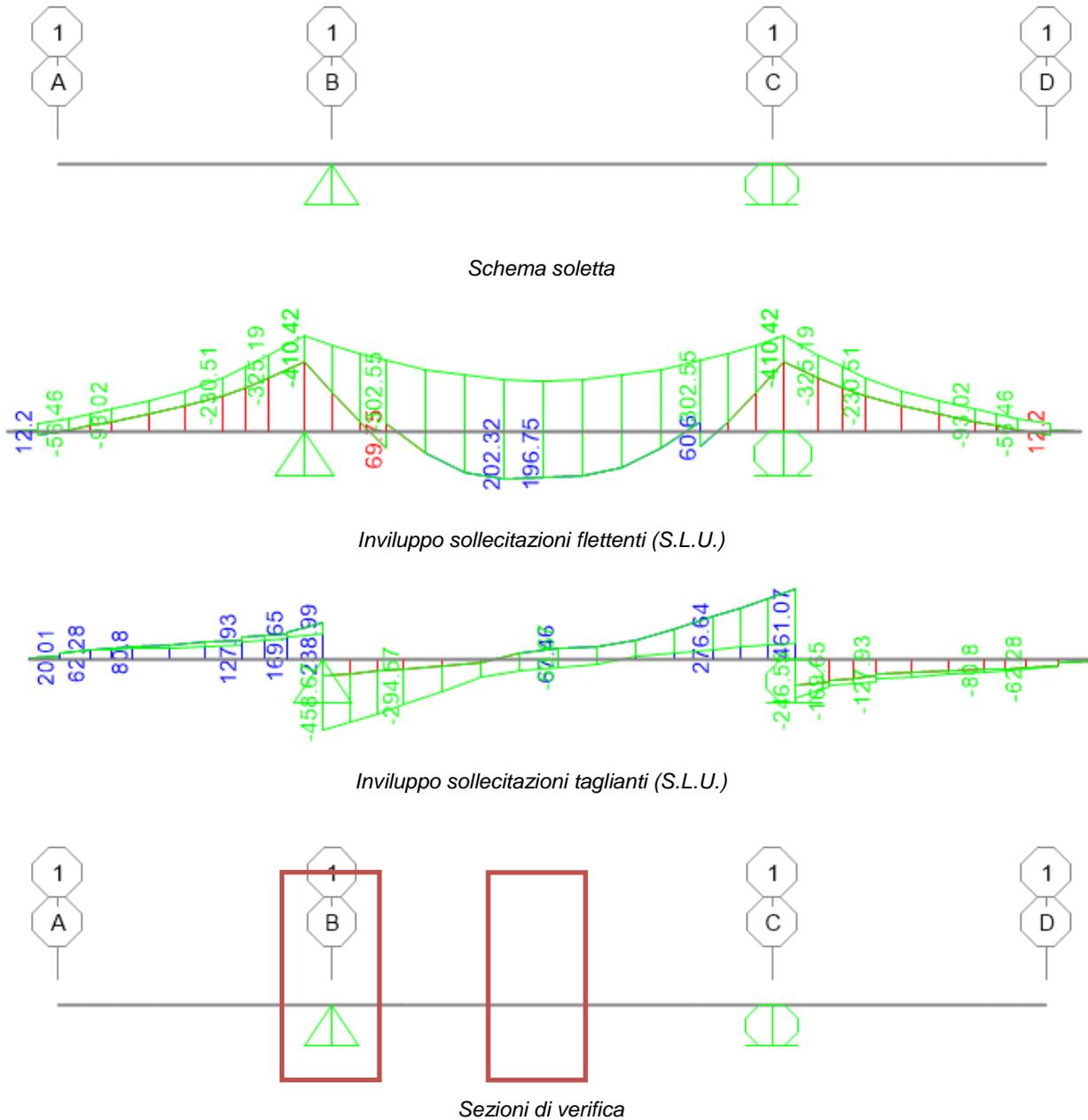
• **COMBINAZIONI S.L.E.**

S.L.E. rara																	
VARIABILE PRINCIPALE:	TRAFFICO								VENTO		TEMPERATURA						
CARICHI	SW2				LM71				STR.		SW2			LM71			STR.
	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	GRUPPO1	GRUPPO3	SCARICA	SCARICA	GR1	GR3	GR4	GR1	GR3	GR4	SCARICA
combinazioni	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	15	16	17
Peso Proprio (G1)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Permanenti Portati (G2)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SW2	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.6	0
LM71	0	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0.8	0.8	0.6	0
Serp_SW2	1	1	0.5	0.5	1	1	0.5	0.5	0	0	0.8	0.4	0.8	0.8	0.4	0.6	0
Serp_LM71	0	0	0	0	1	1	0.5	0.5	0	0	0	0	0	0.8	0.4	0.6	0
F-A_SW2	0.5	0.5	1	1	0.5	0.5	1	1	0	0	0.4	0.8	0.8	0.4	0.8	0.6	0
F-A_LM71	0	0	0	0	0.5	0.5	1	1	0	0	0	0	0	0.4	0.8	0.6	0
centrifuga_SW2	1	1	0.5	0.5	1	1	0.5	0.5	0	0	0.8	0.4	0.8	0.8	0.4	0.6	0
centrifuga_LM71	0	0	0	0	1	1	0.5	0.5	0	0	0	0	0	0.8	0.4	0.6	0
Eff_aerodinamici	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0.8	0.8	1	0.8	0.8	1	0
Vento_scarico	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	1	1	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Vento_carico	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0	0	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0
Temp_SLU	0	0.6	0	0.6	0	0.6	0	0.6	0	0.6	1	1	1	1	1	1	1



### 7.3 VERIFICHE DI RESISTENZA

L'involuppo delle sollecitazioni come da combinazione allo S.L.U. è il seguente:



U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI  
*Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) doppio binario*  
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO  
RS3U 40 D 09 CL VI0007 004 B 56 di 65

• SEZIONE APPOGGI B, C:

Verifica a flessione

Mmax (-) = -411 kNm

Tmax (-) = 461.1 kN

Ferri sup: **Ø24/10**

Ferri inf: **Ø20/20**

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	46	1	45.24	5
			2	15.71	41

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> -657.9 kN m

σ<sub>c</sub> -19.83 N/mm<sup>2</sup>  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 13.79 ‰  
d 41 cm  
x 8.3 x/d 0.2024  
δ 0.7

Materiali: B450C C35/45  
ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200 000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub> 19.83 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 13.5 ‰  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub> 0.8  
τ<sub>c1</sub> 2.257

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>o</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

La verifica risulta soddisfatta.

## SEZIONE CAMPATA BC

### Verifica a flessione

Mmax (+) = 202.4 kNm

Ferri sup: **Φ24/10**

Ferri inf: **Φ20/20**

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	45.24	5
			2	15.71	41

Sollecitazioni  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>  kNm

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

Materiali  
B450C C35/45  
ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>   
τ<sub>cl</sub>

M<sub>xRd</sub>  kN m  
σ<sub>c</sub>  N/mm²  
σ<sub>s</sub>  N/mm²  
ε<sub>c</sub>  ‰  
ε<sub>s</sub>  ‰  
d  cm  
x  x/d   
δ

Metodo n  
N° rett.   
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>  cm Col. modello  
 Precompresso

La verifica risulta soddisfatta.

**U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI**

*Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) doppio binario*

**RELAZIONE DI CALCOLO**

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO  
RS3U 40 D 09 CL VI0007 004 B 58 di 65

## VERIFICHE A TAGLIO

### Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Rd1} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

<b>b<sub>w</sub></b>	larghezza sezione	1000	[mm]		
<b>h</b>	altezza sezione	460	[mm]		
<b>d</b>	altezza utile	410	[mm]		
<b>A<sub>sl</sub></b>	armatura longitudinale TESA/1mΦ	24	100	4524	[mm <sup>2</sup> ]
	traliccio	0	0	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>ρ<sub>l</sub></b>	rapporto geometrico di armatura longitudinale	0.011			
<b>σ<sub>cp</sub></b>	tensione media di compressione nella sezione	0			[MPa]
<b>γ<sub>m</sub></b>		1.5			
<b>R<sub>ck</sub></b>		45.0			
<b>f<sub>ck</sub></b>	resistenza caratteristica cilindrica	37.4			[MPa]
<b>v<sub>min</sub></b>		0.47			[MPa]
<b>K</b>		1.70			<=2
		194.1			
<b>V<sub>Rd1</sub></b>	resistenza a taglio	288.6			[kN]
<b>V<sub>ed</sub></b>	taglio sollecitante	461			[kN]

**NON VERIFICATO**

### Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

<b>φ</b>	diametro staffe	10.0	[mm]	
<b>n staffe</b>		5.0		
<b>s</b>	passo	200	[mm]	
<b>A<sub>sw</sub></b>	area staffe	392.7	[mm <sup>2</sup> ]	
<b>γ<sub>m</sub></b>		1.50		
<b>f<sub>yk</sub></b>		450		[MPa]
<b>f<sub>yd</sub></b>		391.3		[MPa]
<b>α</b>	angolo di inclinazione armatura trasversale rispetto asse trave	45.0		[deg]
<b>cot α</b>		1.0		

<b>θ</b>	angolo di inclinazione puntone compresso rispetto asse trave	21.8	[deg]
<b>cot θ</b>		2.5	

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

<b>V<sub>Rsd</sub></b>		701.7	[kN]
------------------------	--	-------	------

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

<b>f<sub>cd</sub></b>	resistenza a compressione	21.2	[MPa]
<b>f'<sub>cd</sub></b>	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	10.6	[MPa]
<b>α<sub>c</sub></b>	per membrature non compresse	1	
<b>V<sub>Rcd</sub></b>		1885.0	[kN]

<b>V<sub>Rd2</sub></b>	taglio resistente= min( V <sub>Rsd</sub> , V <sub>Rcd</sub> )	701.7	[kN]
<b>V<sub>ed</sub></b>	taglio affidato all' armatura	461.0	[kN]

**VERIFICATO**

### Armatura longitudinale di ripartizione

Come armatura longitudinale di ripartizione si adottano  $\Phi$  16/20 cm inferiormente e superiormente.

Dalle verifiche risulta giustificata un'incidenza di acciaio d'armatura nella soletta pari a 200 kg/m<sup>3</sup>.

## 7.4 VERIFICHE S.L.E.

### 4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_{c,max}$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra prescritti vanno ridotti del 20%.

### 4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

La tensione massima,  $\sigma_{s,max}$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk} \quad [4.1.17]$$

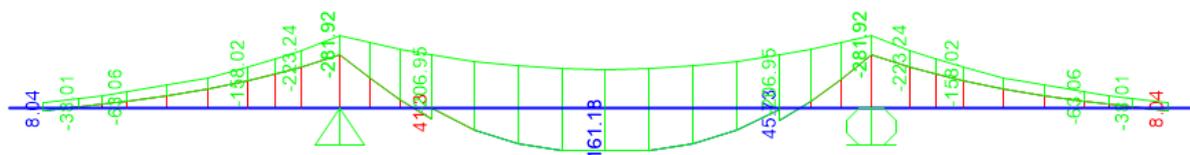
Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

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	-

Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni flettenti per le combinazioni SLE ed il calcolo delle rispettive tensioni:



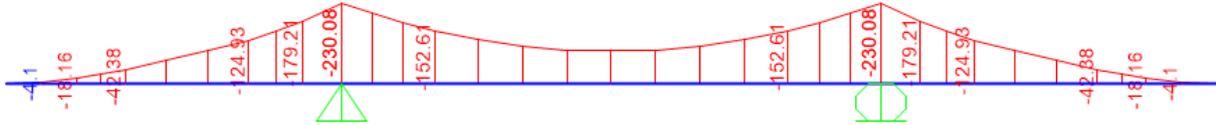
Sollecitazioni flettenti S.L.E. RARA

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

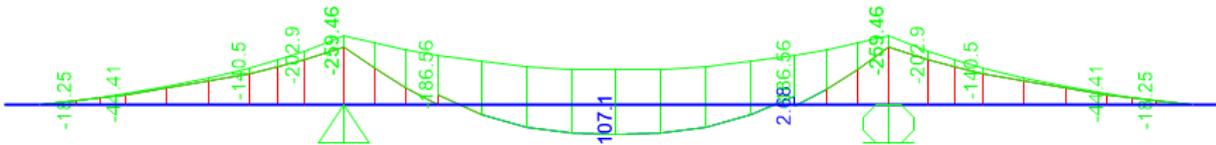
Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) doppio binario  
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV.  
RS3U 40 D 09 CL VI0007 004 B

FOGLIO  
60 di 65



Sollecitazioni flettenti S.L.E. quasi perm



Sollecitazioni flettenti S.L.E. FREQUENTE

• SEZIONE APPOGGI (M-)

**RARA**

n	b	h	x	tesa compr		c	c'	d
				As	As'			
15	1000	460	163.00	4524	1571	50	50	398
	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm

f.o.  
0.000

M	x	J id
282000	163.0	5.49E+09
kNmm	mm	mm <sup>4</sup>

σ cls	σ acc
8.37E-03	0.18
kN/mm <sup>2</sup>	kN/mm <sup>2</sup>
8.37	181.00
MPa	MPa
compress	traz

**QUASI PERMANENTE**

n	b	h	x	tesa compr		c	c'	d
				As	As'			
15	1000	460	163.00	4524	1571	50	50	398
	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm

f.o.  
1.65E-06

M	x	J id
230080	163.0	5.49E+09
kNmm	mm	mm <sup>4</sup>

σ cls	σ acc
6.83E-03	0.15
kN/mm <sup>2</sup>	kN/mm <sup>2</sup>
6.83	147.68
MPa	MPa

**FREQUENTE**

n	b	h	x	tesa compr		c	c'	d
				As	As'			
15	1000	460	163.00	4524	1571	50	50	398
	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm

f.o.  
1.65E-06

M	x	J id
259460	163.0	5.49E+09
kNmm	mm	mm <sup>4</sup>

σ cls	σ acc
7.70E-03	0.17
kN/mm <sup>2</sup>	kN/mm <sup>2</sup>
7.70	166.54
MPa	MPa

**U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI**

*Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) doppio binario*  
**RELAZIONE DI CALCOLO**

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO  
RS3U 40 D 09 CL VI0007 004 B 61 di 65

**TENSIONE MASSIMA DI COMPRESIONE DEL CLS**  
**IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO**

Rck	45	
h	460	mm
d	410	mm
c	50	mm
fck	37.35	N/mm <sup>2</sup>
fyk	450	N/mm <sup>2</sup>
n	15	c omogeneizzazione

As' sup	4524	mm <sup>2</sup>
As inf	1571	mm <sup>2</sup>
x	163.00	mm
Jid,x	5.49E+09	mm <sup>4</sup>

**mom.flettente**

comb.rara	282	kNm
0.60 fck-20%	22.4	N/mm <sup>2</sup>
σc	8.37	N/mm <sup>2</sup>

verifica ok

comb quasi perman.	230.08	kNm
0.45 fck-20%	16.8	N/mm <sup>2</sup>
σc	6.83	N/mm <sup>2</sup>

verifica ok

<b>ACCIAIO (comb.rara)</b>	<b>282</b>	<b>kNm</b>
0.8 fyk	360	N/mm <sup>2</sup>
σs	181.0	N/mm <sup>2</sup>

verifica ok

**CONDIZIONI AMBIENTALI**

*molto aggressive*

Nel nostro caso abbiamo acciaio ordinario (non precompresso), pertanto è classificato come "poco sensibile"

lo stato limite da considerare è quello di **APERTURA DELLE FESSURE**

COMBINAZIONE DELLE AZIONI *frequente quasi permanente*  
limiti (w1) 

0.2	0.2
-----	-----

 [mm]

La verifica può essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata, per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

DIAMETRO BARRE	24	mm
SPAZIATURA	100	mm

**COMB RARA**

σs	181.0	Mpa
----	-------	-----

DIAMETRO MAX	20.5	mm
verifica	NO	

SPAZIATURA MAX	180	mm
verifica	OK	

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

Tensione nell'acciaio σ <sub>s</sub> [MPa]	Diametro massimo φ delle barre (mm)		
	w <sub>3</sub> = 0,4 mm	w <sub>2</sub> = 0,3 mm	w <sub>1</sub> = 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 σ <sub>s</sub> [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	w <sub>3</sub> = 0,4 mm	w <sub>2</sub> = 0,3 mm	w <sub>1</sub> = 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	-

È necessaria la verifica di apertura delle fessure:

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) doppio binario

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV.  
RS3U 40 D 09 CL VI0007 004 B

FOGLIO  
62 di 65

<b>Sollecitazioni di verifica</b>		
$M_{Ed}$ = momento sollecitante massimo	282 [kNm]	
fck	37.4 [MPa]	
<b>Determinazione del valore di calcolo di apertura delle fessure</b>		
B= base sezione	1000 [mm]	
h= altezza sezione	460 [mm]	
d= altezza utile	398 [mm]	
c = ricoprimento armatura compressa	50 [mm]	
d' = ricoprimento armatura tesa	50 [mm]	
<b>Armatura tesa</b>		
n= numero barre	10	
$\phi$ = diametro della barra	24 [mm]	
n= numero barre		
$\phi$ = diametro della barra	[mm]	
$\phi_{eq}$ = diametro equivalente	24 [mm]	
$A_s$ = area armatura tesa	4523.9 [mm <sup>2</sup> ]	
<b>Armatura compressa</b>		
$A'_s$ = area armatura compressa	1570.8 [mm <sup>2</sup> ]	
Durata carichi	Breve	
$k_T$ = coefficiente durata carichi	0.4	
Tipo di barre	Aderenza migliorata	
$k_1$ = coefficiente aderenza barre	0.8	
Sollecitazione	Flessione	
$k_2$ = coefficiente stato sollecitazione	0.5	
$k_3$	3.4	
$k_4$	0.425	
$\alpha_e$ = rapporto modulo acciaio/calcestruzzo	6.1	
n= coefficiente omogeneizzazione acciaio-clc	15.0	
x= distanza asse neutro - lembo compresso	163.00 [mm]	
$h_{eff}$ = altezza area efficace di cls teso attorno all'armatura	99 [mm]	
$A_{c\ eff}$ = b $h_{eff}$ = area efficace di cls teso attorno all'armatura	99000 [mm <sup>2</sup> ]	
$\rho_{eff}$ = $A_s/A_{c\ eff}$	0.0457	
$f_{CTK}$	3.352 [MPa]	
Spaziatura barre	100. [mm]	
$5(c+\phi/2)$	310. [mm]	
$\Delta_s\ max$ = distanza massima tra le fessure	259.29 [mm]	
$J_{dd}$ = momento inerzia sezione omogeneizzata parzializzata	5.49E+09 [mm <sup>4</sup> ]	
$\sigma_c$ = tensione di compressione nel cls nella fibra più sollecitata	-8.37 [MPa]	
$\sigma_t$ = tensione di trazione nel cls nella fibra più sollecitata	15.25 [MPa]	
$\sigma_s$ = tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	181.0 [MPa]	
$\epsilon_{sm}$ = deformazione unitaria media delle barre di armatura	0.000683	OK
	0.000517	
$w_d$ = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.18 [mm]	
w= valore limite di apertura delle fessure	0.20 [mm]	
	<b>Verificato</b>	

La verifica risulta soddisfatta.

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) doppio binario

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV.  
RS3U 40 D 09 CL VI0007 004 B

FOGLIO  
63 di 65

• SEZIONE mezzeria (M+)

**RARA**

tesa compr

n	b	h	x	As	As'	c	c'	d
15	1000	500	97.75	1571	4524	50	50	438
	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm

f.o.

-0.00069

M	x	J id
161200	97.7	3.19E+09
kNm	mm	mm <sup>4</sup>

σ cls	σ acc
4.93E-03	0.26
kN/mm <sup>2</sup>	kN/mm <sup>2</sup>

4.93	257.60
MPa	MPa
compress	traz

**QUASI PERMANENTE**

tesa compr

n	b	h	x	As	As'	c	c'	d
15	1000	460	163.0	4524	1571	50	50	398
	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm

f.o.

1.65E-06

M	x	J id
-150000	163.0	5.49E+09
kNm	mm	mm <sup>4</sup>

σ cls	σ acc
-4.45E-03	-0.10
kN/mm <sup>2</sup>	kN/mm <sup>2</sup>

-4.45	-96.28
MPa	MPa

**FREQUENTE**

tesa compr

n	b	h	x	As	As'	c	c'	d
15	1000	500	97.75	1571	4524	50	50	438
	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm

f.o.

-0.00069

M	x	J id
107100	97.7	3.19E+09
kNm	mm	mm <sup>4</sup>

σ cls	σ acc
3.28E-03	0.17
kN/mm <sup>2</sup>	kN/mm <sup>2</sup>

3.28	171.15
MPa	MPa

**U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI**

*Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) doppio binario  
RELAZIONE DI CALCOLO*

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV. FOGLIO  
RS3U 40 D 09 CL VI0007 004 B 64 di 65

**TENSIONE MASSIMA DI COMPRESIONE DEL CLS  
IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO**

Rck	45	
h	500	mm
d	450	mm
c	50	mm
fck	37.35	N/mm <sup>2</sup>
fyk	450	N/mm <sup>2</sup>
n	15	c omogeneizzazione

As' sup	4524	mm <sup>2</sup>
As inf	1571	mm <sup>2</sup>
x	163.00	mm
Jid,x	5.49E+09	mm <sup>4</sup>

**mom.flettente**

comb.rara	161.2	kNm
0.60 fck-20%	22.4	N/mm <sup>2</sup>
σc	4.93	N/mm <sup>2</sup>

verifica

ok

comb quasi perman.	-150	kNm
0.45 fck-20%	16.8	N/mm <sup>2</sup>
σc	4.45	N/mm <sup>2</sup>

verifica

ok

ACCIAIO (comb.rara)	161.2	kNm
0.8 fyk	360	N/mm <sup>2</sup>
σs	257.6	N/mm <sup>2</sup>

verifica

ok

**CONDIZIONI AMBIENTALI**

*molto aggressive*

Nel nostro caso abbiamo acciaio ordinario (non precompresso), pertanto è classificato come "poco sensibile"

lo stato limite da considerare è quello di **APERTURA DELLE FESSURE**

**COMBINAZIONE DELLE AZIONI**

*frequente* *quasi permanente*

limiti (w1) 

0.2	0.2
-----	-----

 [mm]

La verifica può essere condotta senza calcolo diretto,

limitando la tensione di trazione nell'armatura,

valutata nella sezione parzializzata, per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

DIAMETRO BARRE	20	mm
SPAZIATURA	200	mm

**COMB RARA**

σs	257.6	Mpa
----	-------	-----

DIAMETRO MAX	12	mm
verifica	NO	

SPAZIATURA MAX	100	mm
verifica	NO	

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

Tensione nell'acciaio σ <sub>s</sub> [MPa]	Diametro massimo φ delle barre (mm)		
	w <sub>3</sub> = 0,4 mm	w <sub>2</sub> = 0,3 mm	w <sub>1</sub> = 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 σ <sub>s</sub> [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	w <sub>3</sub> = 0,4 mm	w <sub>2</sub> = 0,3 mm	w <sub>1</sub> = 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	-

È necessaria la verifica di apertura delle fessure:

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

Impalcato a sezione mista L=50m (Lc=48m) doppio binario

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO LOTTO FASE ENTE COD. DOC. PROG. REV.  
RS3U 40 D 09 CL VI0007 004 B

FOGLIO  
65 di 65

VERIFICHE A FESSURAZIONE APPOGGIO B		
Combinazione di azioni		Frequente
Stato limite di apertura delle fessure		ESTRADOSSO SOLETTA
<b>Sollecitazioni di verifica</b>		
M <sub>Ed</sub> = momento sollecitante massimo	161.2	[kNm]
f <sub>ck</sub>	37.4	[MPa]
<b>Determinazione del valore di calcolo di apertura delle fessure</b>		
B= base sezione	1000	[mm]
h= altezza sezione	500	[mm]
d= altezza utile	440	[mm]
c = ricoprimento armatura compressa	50	[mm]
d' = ricoprimento armatura tesa	50	[mm]
<b>Armatura tesa</b>		
n= numero barre	5	
φ = diametro della barra	20	[mm]
n= numero barre	6	
φ = diametro della barra	12	[mm]
φ <sub>eq</sub> = diametro equivalente	17	[mm]
A <sub>s</sub> = area armatura tesa	2249.4	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Armatura compressa</b>		
A' <sub>s</sub> = area armatura compressa	4523.9	[mm <sup>2</sup> ]
Durata carichi	Breve	
k <sub>T</sub> = coefficiente durata carichi	0.4	
Tipo di barre	Aderenza migliorata	
k <sub>1</sub> = coefficiente aderenza barre	0.8	
Sollecitazione	Flessione	
k <sub>2</sub> = coefficiente stato sollecitazione	0.5	
k <sub>3</sub>	3.4	
k <sub>4</sub>	0.425	
α <sub>e</sub> = rapporto modulo acciaio/calcestruzzo	6.1	
n= coefficiente omogeneizzazione acciaio-clc	15.0	
x= distanza asse neutro - lembo compresso	97.75	[mm]
h <sub>eff</sub> = altezza area efficace di cls teso attorno all'armatura	134	[mm]
A <sub>c eff</sub> = b h <sub>eff</sub> = area efficace di cls teso attorno all'armatura	134085	[mm <sup>2</sup> ]
ρ <sub>eff</sub> = A <sub>s</sub> /A <sub>c eff</sub>	0.0168	
f <sub>CTK</sub>	3.352	[MPa]
Spaziatura barre	90.9	[mm]
5(c+φ/2)	291.6	[mm]
Δ <sub>s max</sub> = distanza massima tra le fessure	338.74	[mm]
J <sub>dd</sub> = momento inerzia sezione omogeneizzata parzializzata	4.42E+09	[mm <sup>4</sup> ]
σ <sub>c</sub> = tensione di compressione nel cls nella fibra più sollecitata	-3.57	[MPa]
σ <sub>t</sub> = tensione di trazione nel cls nella fibra più sollecitata	14.68	[MPa]
σ <sub>s</sub> = tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	187.3	[MPa]
ε <sub>sm</sub> = deformazione unitaria media delle barre di armatura	0.000473	NO, allora =
	0.000535	
w <sub>d</sub> = valore di calcolo dell'apertura delle fessure	0.18	[mm]
w = valore limite di apertura delle fessure	0.20	[mm]
	<b>Verificato</b>	

La verifica risulta soddisfatta.