

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



## INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01e s.m.i.

CUP: J14H20000440001

### U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

### PROGETTO DEFINITIVO

LINEA AV/AC MILANO - VENEZIA

LOTTO FUNZIONALE TRATTA AV/AC BRESCIA EST - VERONA

NODO AV/AC DI VERONA: INGRESSO OVEST

VI02 - PONTE CASON SUD

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO

SCALA:

-

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

I N 1 0 1 0 D 2 6 C L V I 0 2 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	P. Maestrelli 	Sett 2021	M. Rigo 	Sett 2021	C. Mazzocchi 	Sett 2021	A. Perego Sett 2021

File: IN1010D26CLVI0200001A

n. Elab.:

## *INDICE*

1	PREMESSA	3
2	INTRODUZIONE	4
3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
4	MATERIALI	5
5	IPOSTESI DI CALCOLO	6
6	ANALISI DEI CARICHI	8
6.1	CARICHI PERMANENTI	8
6.2	CARICHI ACCIDENTALI	8
6.3	AZIONI SISMICHE	13
6.4	AZIONI ECCEZIONALI	16
7	SOLLECITAZIONI	18
7.1	MOMENTO FLETTENTE IN MEZZERIA:	18
7.2	TAGLIO ALL' APPOGGIO:	19
7.3	SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE PIÙ CARICATA	20
7.3.1	Momento flettente in mezzeria:	20
7.3.2	Taglio all'appoggio	22
7.4	RIEPILOGO SOLLECITAZIONI	24
7.5	EFFETTI LOCALI - SBALZO	25
7.5.1	Carichi fissi	25
7.5.2	Carichi sui marciapiedi	25
7.5.3	Azioni variabili ambientali	26
7.5.4	Riepilogo delle azioni sullo schema a mensola	26
8	VERIFICHE DI RESISTENZA	27
8.1	EFFETTI GLOBALI	27
8.2	EFFETTI LOCALI	30
9	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ	32
9.1	CALCOLO DELLA PRIMA FREQUENZA PROPRIA DELL'IMPALCATO:	32
9.2	DEFORMABILITÀ VERTICALE	32
9.3	ROTAZIONE AGLI APPOGGI	33
9.4	SGHEMBO	33

## 1 PREMESSA

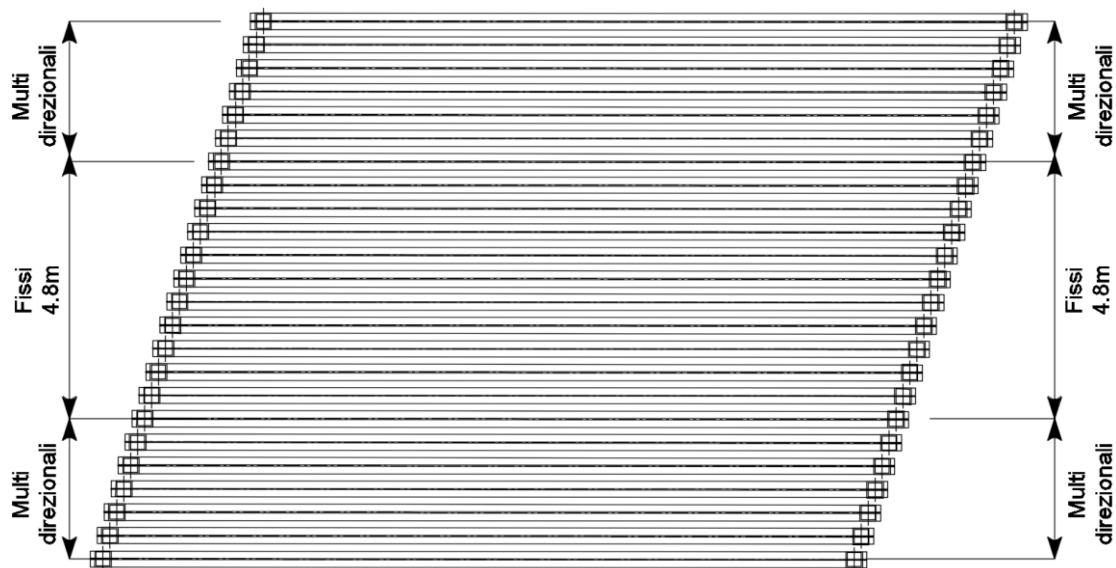
La presente relazione tecnica fa riferimento al nuovo ponte a travi incorporate per le due nuove linee ferroviarie, nell'ambito della Progettazione Definitiva dell'Ingresso Ovest al Nodo AV/AC di Verona Porta Nuova della Tratta AV/AC Brescia-Verona. L'intervento prevede la realizzazione delle nuove linee, prevalentemente in affiancamento al sedime della attuale Linea Storica Milano-Venezia, nel tratto compreso tra l'intersezione con l'Autostrada del Brennero A22 e la radice est della Stazione Ferroviaria di Verona Porta Nuova, per una estensione di circa 10km. Tali interventi sono funzionali al progetto di linea della Tratta Brescia Est – Verona.

## 2 INTRODUZIONE

La seguente relazione di calcolo si riferisce alla progettazione definitiva della campata tipologica a travi incorporate di luce  $L = 15.0$  m.

La larghezza complessiva dell'impalcato è pari a 12.60 m, su cui gravano 2 binari posti ad interasse pari a 4.00 m.

Lo schema di vincolo prevede appoggi fissi centrali per una larghezza di 5m e appoggi laterali multidirezionali nelle zone rimanenti ad una estremità dell'impalcato; all'estremità opposta sono previsti appoggi unidirezionali longitudinali centrali per una larghezza di 5m e appoggi laterali multidirezionali nelle zone rimanenti; sui piani di appoggio spalle sono previsti ritegni sismici trasversali e dispositivi di fine-corsa longitudinali lato appoggi mobili.



### 3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Ministero dei LL.PP – D.M. 17.01.2018

Circolare 21 Gennaio 2019 n.7

CNR – DT 207/2008

Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.

RFI DTC SI MA IFS 001 E Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II Sezione 2 – PONTI E STRUTTURE

EC3 - UNI EN 1993-1-1:2005

### 4 MATERIALI

#### CALCESTRUZZO SOLETTA

$$C(f_{ck}/R_{ck}) = 30/37 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 22000 \times [f_{cm}/10]^{0.3} = 32837 \text{ N/mm}^2 \text{ modulo elastico}$$

$$\nu = 0.15 \text{ coefficiente di Poisson}$$

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3 \text{ peso specifico}$$

#### ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE

*B450C*

$$f_{yk} = 450.0 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione caratteristica di snervamento}$$

$$f_{tk} = 540.0 \text{ N/mm}^2 \text{ tensione caratteristica di rottura}$$

$$E_y = 206000 \text{ N/mm}^2 \text{ modulo elastico}$$

#### ACCIAIO PER TIRANTI

S235 per  $s \leq 40 \text{ mm}$

$$f_{yk} = 235.0 \text{ N/mm}^2$$

tensione caratteristica di snervamento

$$f_{tk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$$

tensione caratteristica di rottura

$$E_y = 210000 \text{ N/mm}^2$$

modulo elastico

### BARRE DI PRECOMPRESSIONE

$$f_{p(0.1)k} = 1080.0 \text{ N/mm}^2$$

tensione caratteristica di snervamento

$$f_{ptk} = 1230.0 \text{ N/mm}^2$$

tensione caratteristica di rottura

$$E_y = 206000 \text{ N/mm}^2$$

modulo elastico

### ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

S355J0

$$f_{yk} = 355.0 \text{ N/mm}^2$$

tensione caratteristica di snervamento

$$f_{tk} = 510.0 \text{ N/mm}^2$$

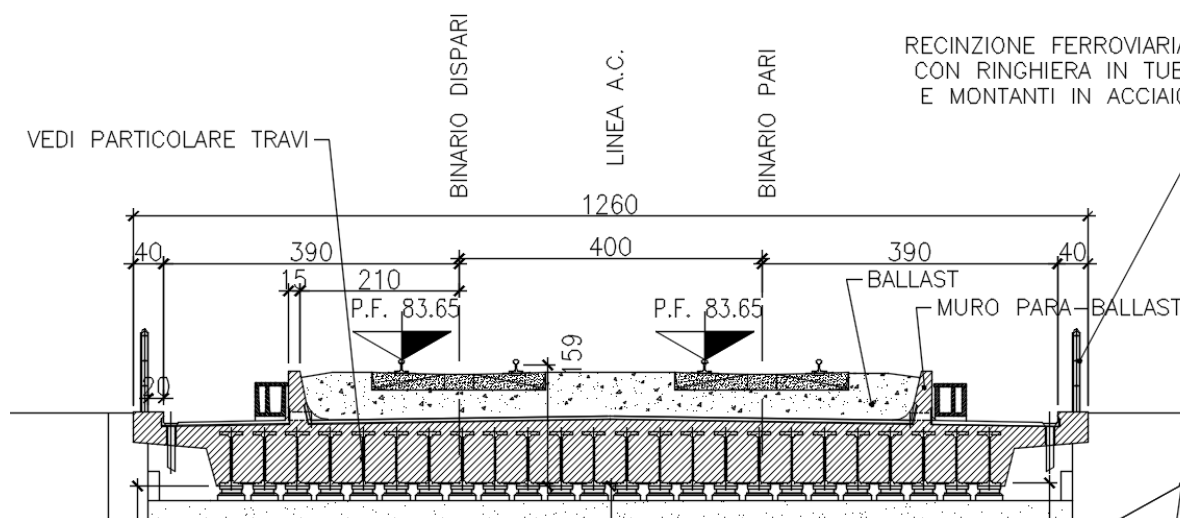
tensione caratteristica di rottura

$$E_y = 210000 \text{ N/mm}^2$$

modulo elastico

## 5 IPOTESI DI CALCOLO

Si riporta nel seguito il calcolo verifica del ponte, costituito da un'unica luce netta di 14.00m.



Si prevede di impiegare 24 profili HEM700 ad interasse di 44cm. Il numero di travi comprese in una fascia di 4.00m, considerata reagente nelle verifiche di resistenza, è pari a 9. Lo spessore dell'impalcato è di 80cm.

Si riportano nel seguito le caratteristiche geometriche del profilo scelto, con riferimento alle usuali simbologie:

$h = 716 \text{ mm}$	Altezza trave
$b = 304 \text{ mm}$	Larghezza ali
$A = 383 \text{ cm}^2$	Area sezione
$J = 329300 \text{ cm}^4$	Momento di inerzia nel piano verticale
$W = 9198 \text{ cm}^3$	Modulo di resistenza
$tw = 21 \text{ mm}$	Spessore anima
$tf = 304 \text{ mm}$	Spessore ali
$p = 0.301 \text{ kN/m}$	Peso al metro

PROFILI METALLICI:

Profilo HEM 700

$$A_s := 383 \text{ cm}^2$$

$$p := 301 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

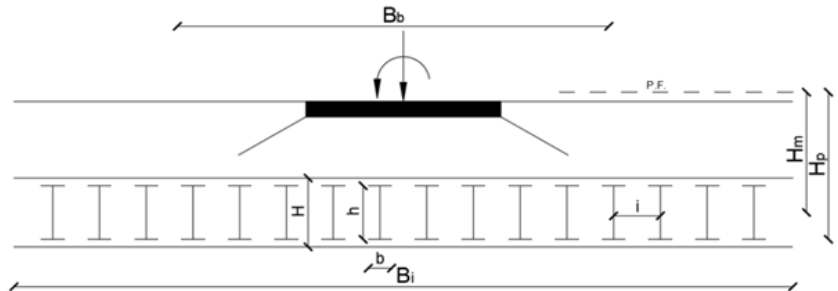
$$J_x := 329300 \text{ cm}^4$$

$$W_x := 9198 \text{ cm}^3$$

$$n_{tot} := 24 \quad \text{numero totale di travi}$$

$$i_t := 44 \text{ cm} \quad \text{interassi travi} \quad h := 716 \text{ mm} \quad \text{altezza trave profilo}$$

dato che  $\frac{4 \text{ m}}{i_t} = 9,091$  il n° travi di calcolo su zona d'influenza considerata  $n_t := 9$



IMPALCATO:

$$B_b := 4 \text{ m} \quad \text{striscia di calcolo}$$

$$V_{c1s} := 25 \frac{\text{kN}}{3}$$

$$B_i := 10,6 \text{ m} \quad \text{larghezza totale impalcato}$$

$$H := (h + 10 \text{ cm}) = 81,6 \text{ cm}$$

$$H_{br} := 0 \text{ m} \quad \text{altezza barriera}$$

$$L_{aa} := 14 \text{ m} \quad \text{luce appoggio appoggio}$$

$$L := 15 \text{ m}$$

$$R := 0 \text{ m} \quad \text{raggio di curvatura}$$

$$H_m := 1,3 \text{ m}$$

## 6 ANALISI DEI CARICHI

### 6.1 CARICHI PERMANENTI

I pesi si valutano considerando un peso specifico del cls di 25 kN/mc e un peso specifico dell'acciaio pari a 78.5kN/mc. Il peso del calcestruzzo è comprensivo della soletta, delle predelle e dei marciapiedi.

Il peso della sovrastruttura ferroviaria (massicciata, armamento e impermeabilizzazione) è stato calcolato a partire da un peso di volume pari a 20 kN/mc.

Si considera inoltre la presenza di una eventuale barriera antirumore sul solo lato esterno.

#### CARICHI PERMANENTI

Peso travi in acciaio:  $a_1 := n_{tot} \cdot p \cdot 1,35 = 95,64 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$  +

Peso cls opera:  $b_1 := \left( (B_i \cdot H) - n_{tot} \cdot A_s \right) \cdot \gamma_{cls} \cdot 1,35 = 260,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Peso ballast, armamento e conglomerato bituminoso  $c_1 := 3,8 \text{ m} \cdot 0,8 \text{ m} \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1,5 = 91,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Peso barriera antirumore:  $d_1 := 1,5 \cdot 2 \cdot 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 45 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Peso permanenti totali:  $p_{p1} := a_1 + b_1 + c_1 + d_1 = 447,74 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

### 6.2 CARICHI ACCIDENTALI

I carichi verticali sono definiti per mezzo di modelli di carico; in particolare sono forniti due treni di carico distinti: il primo rappresentativo del traffico normale (Treno di carico LM71), il secondo rappresentativo del traffico pesante (Treno di carico SW).

#### **Treno di carico LM71**

##### Distribuzione longitudinale dei carichi assiali $Q_{vk}$

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale come mostrato nella seguente figura. I valori caratteristici dei carichi debbono moltiplicarsi per il coefficiente  $\alpha$

$$q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$$

$$Q_{vk} = 250 \text{ kN/m}$$

$$\alpha = 1.1$$

$$\text{eccentricità} = s/18 = 8 \text{ cm}$$



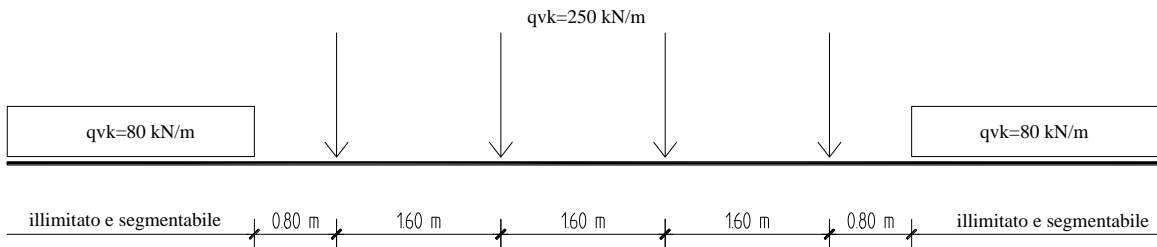


Figura 6.1 Treno di carico LM71

Si considera una distribuzione uniforme dei carichi assiali  $Q_{vk}$  in senso longitudinale:

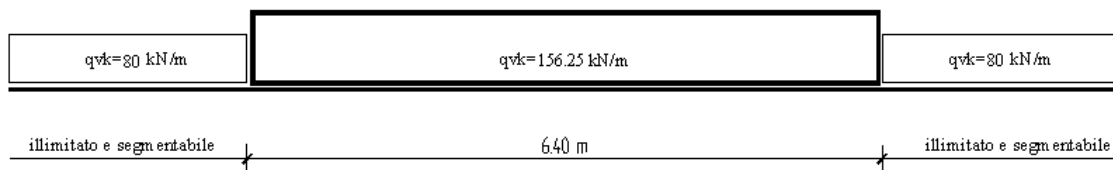


Figura 6.2 Distribuzione uniforme del treno di carico LM71

### Treno di carico SW0

In accordo al D.M. 17/01/2018 §5.2.2.3.1.2, trattandosi di impalcato a travi semplicemente appoggiate il treno di carico SW0 non viene considerato.

### Treno di carico SW2

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante. L'articolazione del carico è mostrata nella seguente figura. I valori caratteristici dei carichi debbono moltiplicarsi per il coefficiente  $a$ .

### Distribuzione longitudinale dei carichi

$$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$$

$$\alpha = 1.0$$

$$\text{eccentricità} = e_{TOT} = 6 \text{ cm}$$

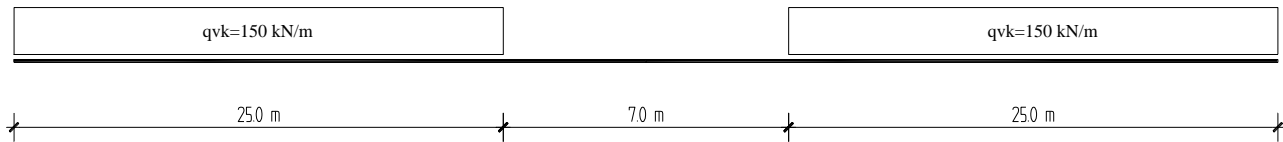


Figura 6.3 Distribuzione uniforme del treno di carico SW2

• Treno LM 71:

$$\text{carico eq. Flettente: } p_1 := 136,30 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1,45 = 197,64 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{carico eq. Tagliante: } p_2 := 145,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1,45 = 210,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

• Treno SW2:

$$\text{carico eq. Flettente: } p_3 := 153 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1,45 = 221,85 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{carico eq. Tagliante: } p_4 := 153 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1,45 = 221,85 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

• Accidentale su marciapiedi:

$$p_5 := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1,5 = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

• Vento:

$$p_v := 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_6 := \left( p_v + 0,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot (H_{br} + H + 0,8 \text{ m}) \cdot 1,5 = 4,61 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

• Coefficiente di incremento dinamico:

Il coefficiente di incremento dinamico si valuta considerando la lunghezza caratteristica  $L\phi$  pari alla luce dell'impalcato come da tabella 5.2.II (NTC'18) e prevedendo un ridotto standard manutentivo della linea.

$$\phi_3 := \frac{2,16}{\sqrt{\frac{L}{\text{m}} - 0,2}} + 0,73 = 1,32$$

- Forza centrifuga ( $F_C = (p_2 V^2 / 127 R \cdot f)$ ):

(Si considera agente a 1.80m dal piano ferro cioè a 3.26m circa dal baricentro delle travi.)

$f := 0,94$  fattore di riduzione

$$V_{LM71} := 140 \frac{\text{km}}{\text{hr}} \quad V_{SW2} := 100 \frac{\text{km}}{\text{hr}}$$

- Treno LM71:

carico eq. Flettente:  $F_{cf1} := \text{if } R = 0 \quad = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$   
 $0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$   
 else  

$$\frac{P_1 \cdot \left( \frac{V_{LM71}}{\frac{\text{km}}{\text{hr}}} \right)^2 \cdot f}{127 \cdot \frac{R}{\text{m}}}$$

carico eq. Tagliante:  $F_{ct2} := \text{if } R = 0 \quad = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$   
 $0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$   
 else  

$$\frac{P_2 \cdot \left( \frac{V_{LM71}}{\frac{\text{km}}{\text{hr}}} \right)^2 \cdot f}{127 \cdot \frac{R}{\text{m}}}$$

- Treno SW2:

carico eq. Flettente:  $F_{cf3} := \text{if } R = 0 \quad = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$   
 $0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$   
 else  

$$\frac{P_3 \cdot \left( \frac{V_{SW2}}{\frac{\text{km}}{\text{hr}}} \right)^2 \cdot f}{127 \cdot \frac{R}{\text{m}}}$$

carico eq. Tagliante:  $F_{cf4} := \text{if } R = 0 \quad = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$   
 $0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$   
 else  

$$\frac{P_4 \cdot \left( \frac{V_{SW2}}{\frac{\text{km}}{\text{hr}}} \right)^2 \cdot f}{127 \cdot \frac{R}{\text{m}}}$$

- Azione di frenatura:

(Si considera agente a livello del piano ferro e quindi a 1.45m dal baricentro delle travi)

Treno LM71:  $F_{fLM71} := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot L \cdot 1,1 \cdot 1,45 = 478,5 \text{ kN}$

Treno SW2:  $F_{fSW2} := 35 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot L \cdot 1,45 = 761,25 \text{ kN}$

- Azione di avviamento:

(Si considera agente a livello del piano ferro e quindi a 1.45m dal baricentro delle travi).

Treno LM71:  $F_{aLM71} := 33 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot L \cdot 1,1 \cdot 1,45 = 789,52 \text{ kN}$

Treno SW2:  $F_{aSW2} := 33 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot L \cdot 1,45 = 717,75 \text{ kN}$

- Azione laterale:

(Si considera agente a livello del piano ferro e quindi a 1.45m dal baricentro delle travi)

$$F_L := 100 \text{ kN} \cdot 1,1 \cdot 1,45 = 159,5 \text{ kN}$$

### 6.3 AZIONI SISMICHE

Il riferimento per la descrizione del moto sismico è costituito dallo spettro di risposta elastico, indicato nel D.M. 17/01/2018 dall'equazione 3.2.4:

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

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

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

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

nelle quali  $T_{ed}$  Se sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Nelle stesse inoltre:

$S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione  $S = S_S \cdot S_T$ , essendo  $S_S$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica (D.M. 17/01/2018 Tab. 3.2.V) e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica (D.M. 17/01/2018 Tab. 3.2.VI);

$h$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali diversi dal 5%, secondo la 3.2.6 del D.M. 17/01/2018;

$F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;

$T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da  $T_C = C_C \cdot T_{C^*}$ , dove  $T_{C^*}$  è definito in D.M. 17/01/2018 - §3.2 e  $C_C$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (D.M. 17/01/2018 Tab. 3.2.V);

$T_B = T_C/3$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;

$T_D = 4.0 \cdot a_g/g + 1.6$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante, espresso in secondi.

Ai fini della determinazione dello spettro di progetto dell'azione sismica, vengono definiti i seguenti parametri, che sono inseriti nel foglio di calcolo elettronico messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici:

- vita nominale della costruzione:  $V_N = 100$  anni;

- classe d'uso IV, cui corrisponde un coefficiente d'uso:  $C_U = 2$ .

Ne consegue che il periodo di riferimento è  $V_R = V_N C_U \geq 150$  anni.

La condizione più sfavorevole della Tratta è alle seguenti coordinate geografiche:

Posizione del sito

Comune: Verona - (VR)

Longitudine: 10.9121

Latitudine: 45.4275

Per definire lo spettro di risposta elastico è necessario identificare la categoria del sottosuolo. Nel caso in esame le indagini geognostiche hanno riscontrato la categoria B, con categoria topografica  $T_1$ .

Sulla base di quanto stabilito, si ottengono i parametri riportati nella seguente tabella.

	$a_g$ (g/10)	$F_0$ (adim)	$T_C^*$ (sec)
SLD	0.75344211	2.48411986	0.25665442
SLD	0.97370963	2.41740508	0.26203673
SLV	2.34289158	2.43302277	0.28402148
SLC	2.86730633	2.38000000	0.29000000

	S	TB	TC	TD	$F_v$	$C_c$	$S_s$
SLD	1.800	0.211	0.633	1.901	0.921	2.467	1.800
SLD	1.800	0.213	0.640	1.989	1.018	2.442	1.800
SLV	1.545	0.222	0.666	2.537	1.590	2.345	1.545
SLC	1.376	0.224	0.673	2.747	1.720	2.321	1.376

$S_s$	TB	TC	TD
1.000	0.050	0.150	1.000

Si trascurano gli effetti sismici, in quanto, relativamente alle azioni verticali sull'impalcato, le sollecitazioni generate dai convogli di progetto sono superiori a quelle generate dal convoglio sismico e dalle relative forze verticali di inerzia, come di seguito dimostrato.

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v = 0.214 \text{ per } T_B \leq T \leq T_C$$

N.B. Il calcolo è condotto su metà impalcato.

In condizioni di esercizio:

$$\text{Carico treno SW2 carico equiv. flettente} \quad P_{CSW2} := 153 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1,24 \cdot 1,45 = 275,09 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Peso proprio permanenti :} \quad P_{p1} = 447,74 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Carico totale:} \quad W_{T,es} := P_{CSW2} + P_{p1} = 722,83 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

In condizioni sismiche:

$$\text{Peso travi acciaio:} \quad a_1 = 95,64 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Peso proprio permanenti :} \quad a_2 := \frac{b_1}{2} = 130,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Peso ballast, armamento e congl. bituminoso:} \quad a_3 := \frac{c_1}{3} = 30,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Barriere antirumore :} \quad a_4 := 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Cavidotti:} \quad a_5 := 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\underline{\text{Peso totale:}} \quad P_{tot} := a_1 + a_2 + a_3 + a_4 + a_5 = 279,99 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Carico treno sismico:} \quad t_{sism} := 0,2 \cdot 153 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1,24 = 37,94 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\underline{\text{Carico totale:}} \quad W' := P_{tot} + t_{sism} = 317,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Gli incrementi di azione verticale dovuti al sisma risultano:

$$F'_V := 0,214 \cdot W' = 68,04 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

l'azione verticale massima risulta:

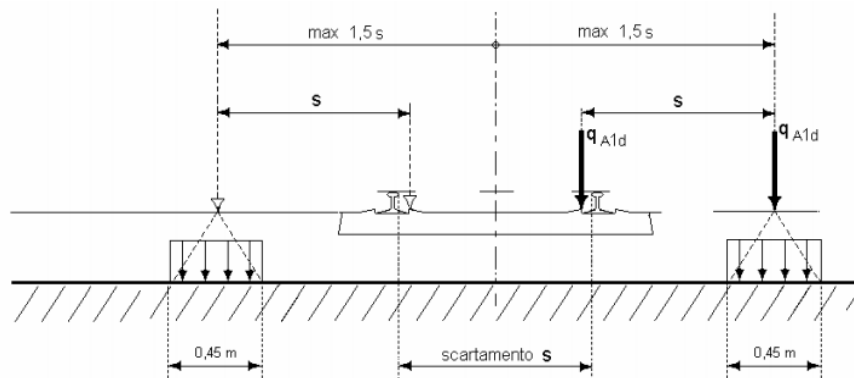
$$F'_{Vmax} := W' + F'_V = 385,97 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{minore di} \quad W_{T,es} = 722,83 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

inferiore all'azione massima in condizioni di esercizio, pertanto la combinazione sismica non viene esaminata.

## 6.4 AZIONI ECCEZIONALI

E' previsto lo studio del deragliamento al di sopra del ponte

Caso 1) Si considerano due carichi verticali lineari  $q_{A1d} = 60 \text{ kN/m}$  (comprensivo dell'effetto dinamico) ciascuno. Tali carichi saranno posizionati longitudinalmente su una lunghezza di 6.40 m. Trasversalmente i carichi distano fra loro di  $S$  (scartamento del binario). Si considera uno dei due carichi lineari, ripartito su sole tre travi (per tenere conto della ripartizione su 0.45m, al livello della superficie di regolamento).



$$M_{c1} := \frac{60 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \left( \frac{L_{aa}}{2} \right)^2 \cdot 6,4 \text{ m} \cdot (2 \cdot L_{aa} - 6,4 \text{ m})}{2 \cdot L_{aa}^2} = 1036,8 \text{ kN m}$$

$$\frac{M_{c1}}{3} = 345,6 \text{ kN m}$$

Caso 2): Si considera un unico carico lineare  $q_{A2d} = 80 \text{ kN/m} \times 1,4$  esteso per 20 m e disposto con una eccentricità massima, lato esterno, di 1,5 s rispetto all'asse del binario e ripartito su sole tre travi (per tenere conto della ripartizione su 45m, al livello della superficie di regolamento).

$$M_{c2} := \frac{1}{8} \cdot L_{aa}^2 \cdot 80 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1,4 = 2744 \text{ kN m}$$

$$\frac{M_{c2}}{3} = 914,67 \text{ kN m}$$

Confrontando le sollecitazioni sulle singole travi (cfr. § 6.5) con quelle da traffico, emerge che le azioni eccezionali di deragliamento non sono dimensionanti (Tutti i



coefficienti  $\gamma$  sono unitari nella combinazione eccezionale), pertanto la combinazione eccezionale non viene esaminata.

## 7 SOLLECITAZIONI

Le azioni verticali prodotte da permanenti e accidentali e quelle prodotte dalla frenatura/avviamento sono ugualmente ripartite sulle diverse travi contenute all'interno della fascia resistente di 4.00m. Le azioni orizzontali, invece, riportate al baricentro delle travi, producono delle coppie torcenti lungo l'asse dell'impalcato che hanno come effetto quello di caricare maggiormente le travi più esterne della fascia considerata. Analoghi effetti hanno l'eccentricità di carico del treno LM71 e l'effetto della sopraelevazione.

### 7.1 MOMENTO FLETTENTE IN MEZZERIA:

- Permanenti:

$$M_{p0} := \frac{1}{8} \cdot \left( \frac{P_{p1} \cdot L_{aa}^2}{B_i} \right) \cdot 4 \text{ m} = 4139,48 \text{ kN m}$$

- Accidentali:

$$\text{Treno LM71: } M_{p1} := \frac{1}{8} \cdot \left( P_1 \cdot L_{aa}^2 \right) = 4842,06 \text{ kN m}$$

$$\text{Treno SW2: } M_{p2} := \frac{1}{8} \cdot \left( P_3 \cdot L_{aa}^2 \right) = 5435,32 \text{ kN m}$$

- Incremento dinamico:

$$\text{Treno LM71: } M_{p1'} := \frac{1}{8} \cdot \left( P_1 \cdot L_{aa}^2 \right) \cdot (\phi_3 - 1) = 1540,15 \text{ kN m}$$

$$\text{Treno SW2: } M_{p2'} := \frac{1}{8} \cdot \left( P_3 \cdot L_{aa}^2 \right) \cdot (\phi_3 - 1) = 1728,86 \text{ kN m}$$

- Frenatura/Avviamento:

Treno LM71

$$M_{faLM71} := \frac{1000 \text{ kN} \cdot \frac{H_m}{2}}{2} = 325 \text{ kN m}$$

Treno SW2

$$M_{faSW2} := \frac{\max \left( \left[ \begin{array}{c} F_{fSW2} \\ F_{aSW2} \end{array} \right] \right) \cdot \frac{H_m}{2}}{2} = 247,41 \text{ kN m}$$

## 7.2 TAGLIO ALL' APPOGGIO:

- Permanenti:

$$T_{p0} := \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{P_{p1} \cdot L_{aa}}{B_i} \right) \cdot 4 \text{ m} = 1182,71 \text{ kN}$$

- Accidentali:

$$\text{Treno LM71: } T_{p2} := \frac{1}{2} \cdot (P_2 \cdot L_{aa}) = 1472,76 \text{ kN}$$

$$\text{Treno SW2: } T_{p4} := \frac{1}{2} \cdot (P_4 \cdot L_{aa}) = 1552,95 \text{ kN}$$

- Incremento dinamico:

$$\text{Treno LM71: } T_{p2'} := \frac{1}{2} \cdot (P_2 \cdot L_{aa}) \cdot (\phi_3 - 1) = 468,45 \text{ kN}$$

$$\text{Treno SW2: } T_{p4'} := \frac{1}{2} \cdot (P_4 \cdot L_{aa}) \cdot (\phi_3 - 1) = 493,96 \text{ kN}$$

- Frenatura/Avviamento:

$$\text{Treno LM71: } T_{faLM71} := \frac{1000 \text{ kN} \cdot \left( H_m + \frac{h}{2} \right)}{L_{aa}} = 118,43 \text{ kN}$$

$$\text{Treno SW2: } T_{faSW2} := \frac{F_{fSW2} \cdot \left( H_m + \frac{h}{2} \right)}{L_{aa}} = 90,15 \text{ kN}$$

Coppie torcenti a metro lineare di impalcato:

- Centrifuga:

Si considera agente a 1,80 m dal piano ferro cioè a 3 m circa dal baricentro delle travi

Treno LM71:

Per effetti flettenti:  $m_{t1} := F_{cf1} \cdot (1,8 \text{ m} + H_m) \text{ m} = 0 \text{ kN m}$

Per effetti taglianti:  $m_{t2} := F_{ct2} \cdot (1,8 \text{ m} + H_m) \text{ m} = 0 \text{ kN m}$

Treno SW2:

Per effetti flettenti:  $m_{t3} := F_{cf3} \cdot (1,8 \text{ m} + H_m) \text{ m} = 0 \text{ kN m}$

Per effetti taglianti:  $m_{t4} := F_{cf4} \cdot (1,8 \text{ m} + H_m) \text{ m} = 0 \text{ kN m}$

- Eccentricità di carico LM71:

Treno LM71:  $s_{bin} := 1,435 \text{ m}$

Per effetti flettenti:  $m_{t5} := P_1 \cdot \left( \frac{s_{bin}}{18} \right) \text{ m} = 15,76 \text{ kN m}$

Per effetti taglianti:  $m_{t6} := P_2 \cdot \left( \frac{s_{bin}}{18} \right) \text{ m} = 16,77 \text{ kN m}$

Effetto della sopraelevazione:

Effetto della sopraelevazione:  $s_0 := 0 \text{ cm}$

Treno LM71:  $e_c := \frac{180 \cdot s_0}{143,5} = 0 \text{ m}$

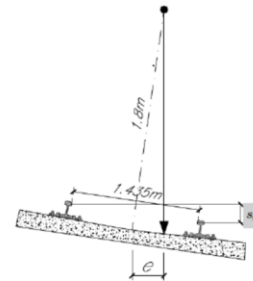
Per effetti flettenti:  $m_{t7} := P_1 \cdot e_c \text{ m} = 0 \text{ kN m}$

Per effetti taglianti:  $m_{t8} := P_2 \cdot e_c \text{ m} = 0 \text{ kN m}$

Treno SW2:

Per effetti flettenti:  $m_{t9} := P_3 \cdot e_c \text{ m} = 0 \text{ kN m}$

Per effetti taglianti:  $m_{t10} := P_4 \cdot e_c \text{ m} = 0 \text{ kN m}$



Vento:

$$m_{t11} := P_6 \cdot \left( \frac{4 \text{ m}}{2} + \frac{H}{2} + 0,8 \text{ m} \right) = 14,77 \text{ kN}$$

Azione laterale:

$$m_{t12} := F_L \cdot (H_m) = 207,35 \text{ kN m}$$

## 7.3 SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE PIÙ CARICATA

### 7.3.1 Momento flettente in mezzera:

Permanenti:

$$M_{I0} := \frac{M_{p0}}{n_t} = 459,94 \text{ kN m}$$

Accidentali:

Treno LM71:  $M_{I1} := \frac{M_{p1}}{n_t} = 538,01 \text{ kN m}$

Treno SW2:  $M_{I2} := \frac{M_{p2}}{n_t} = 603,92 \text{ kN m}$

Incremento dinamico:

$$\text{Treno LM71: } M_{11}' := M_{11} \cdot (\phi_3 - 1) = 171,13 \text{ kN m}$$

$$\text{Treno SW2: } M_{12}' := M_{12} \cdot (\phi_3 - 1) = 192,1 \text{ kN m}$$

Frenatura/Avviamento

Treno LM71:

$$M_{aFLM71} := \left( \frac{1000 \text{ kN} \cdot \frac{H_m}{2}}{2} \right) \cdot \frac{1}{n_t} = 36,11 \text{ kN m}$$

Treno SW2:

$$M_{aFSW2} := \left( \frac{\max \left( \left[ \begin{array}{l} F_{FSW2} \\ F_{aSW2} \end{array} \right] \right) \cdot \frac{H_m}{2}}{2} \right) \cdot \frac{1}{n_t} = 27,49 \text{ kN m}$$

L'incremento di carico verticale prodotto sulla trave di bordo dalle coppie torcenti si valuta, in prima approssimazione, considerando la flessione su una striscia unitaria trasversale di impalcato avente sezione b-h.

$$J := \frac{1}{12} \cdot 1 \text{ m} \cdot B_b^3 = 5,33 \text{ m}^4$$

$$d' := \text{round} \left( \frac{B_b}{2 \cdot i_t}; 0 \right) = 5 \quad \text{it è l'interasse fra le travi e d è la distanza fra l'asse della trave di bordo e l'asse dell'impalcato}$$

$$d := d' \cdot i_t = 2,2 \text{ m}$$

$$k_\Delta := \left( \frac{d \cdot i_t}{J} \right) = 0,18 \cdot \frac{1}{2} \text{ m}$$

Centrifuga:

$$\text{Treno LM71: } m_{\Delta t1} := \frac{1}{8} \cdot m_{t1} \cdot k_\Delta \cdot L^2 = 0 \text{ kN m}$$

$$\text{Treno SW2: } m_{\Delta t2} := \frac{1}{8} \cdot m_{t3} \cdot k_\Delta \cdot L^2 = 0 \text{ kN m}$$

Eccentricità di carico LM71:

$$\text{per effetti flettenti: } m_{\Delta t5} := \frac{1}{8} \cdot m_{t5} \cdot k_\Delta \cdot L^2 = 80,43 \text{ kN m}$$

Effetto della sopraelevazione:

$$\underline{\text{Treno LM71:}} \quad m_{\Delta t7} := \frac{1}{8} \cdot m_{t7} \cdot k_{\Delta} \cdot L^2 = 0 \text{ kN m}$$

$$\underline{\text{Treno SW2:}} \quad m_{\Delta t9} := \frac{1}{8} \cdot m_{t9} \cdot k_{\Delta} \cdot L^2 = 0 \text{ kN m}$$

Vento:

$$m_{\Delta t11} := \frac{1}{4} \cdot m_{t11} \cdot k_{\Delta} \cdot L^2 = 150,84 \text{ kN m}$$

Azione laterale:

$$m_{\Delta t12} := \frac{1}{4} \cdot m_{t12} \cdot k_{\Delta} \cdot L = 141,13 \text{ kN m}$$

### 7.3.2 Taglio all'appoggio

Permanenti:

$$T_{p10} := \frac{T_{p0}}{n_t} = 131,41 \text{ kN}$$

Accidentali:

$$\underline{\text{Treno LM71:}} \quad T_{p12} := \frac{T_{p2}}{n_t} = 163,64 \text{ kN}$$

$$\underline{\text{Treno SW2:}} \quad T_{p14} := \frac{T_{p4}}{n_t} = 172,55 \text{ kN}$$

Incremento dinamico:

$$\underline{\text{Treno LM71:}} \quad T_{p12'} := T_{p12} \cdot (\phi_3 - 1) = 52,05 \text{ kN}$$

$$\underline{\text{Treno SW2:}} \quad T_{p14'} := T_{p14} \cdot (\phi_3 - 1) = 54,88 \text{ kN}$$

• Frenatura/Avviamento:

$$\underline{\text{Treno LM71:}} \quad T_{\Delta afLM71} := \frac{T_{faLM71}}{n_t} = 13,16 \text{ kN}$$

$$\underline{\text{Treno SW2:}} \quad T_{\Delta afSW2} := \frac{T_{faSW2}}{n_t} = 10,02 \text{ kN}$$

• Centrifuga:

$$\text{Treno LM71: } T_{p15} := \frac{1}{2} \cdot (m_{t2} \cdot k_{\Delta}) \cdot L = 0 \text{ kN}$$

$$\text{Treno SW2: } T_{p16} := \frac{1}{2} \cdot (m_{t4} \cdot k_{\Delta}) \cdot L = 0 \text{ kN}$$

• Eccentricità di carico:

$$\text{Treno LM71: } T_{p17} := \frac{1}{2} \cdot (m_{t6} \cdot k_{\Delta}) \cdot L = 22,83 \text{ kN}$$

• Effetto della sopraelevazione:

$$\text{Treno LM71: } T_{p18} := \frac{1}{2} \cdot (m_{t8} \cdot k_{\Delta}) \cdot L = 0 \text{ kN}$$

$$\text{Treno SW2: } T_{p19} := \frac{1}{2} \cdot (m_{t10} \cdot k_{\Delta}) \cdot L = 0 \text{ kN}$$

• Vento:

$$T_{p110} := \frac{1}{2} \cdot (m_{t11} \cdot k_{\Delta}) \cdot L = 20,11 \text{ kN}$$

• Azione laterale:

$$T_{p111} := m_{t12} \cdot k_{\Delta} = 37,63 \text{ kN}$$

Sforzo normale:

• Frenatura/Avviamento:

$$\text{Treno LM71: } N_{LM71} := \frac{F_{aLM71}}{n_t} = 87,72 \text{ kN}$$

$$\text{Treno SW2: } N_{SW2} := \frac{F_{aSW2}}{n_t} = 79,75 \text{ kN}$$

## 7.4 RIEPILOGO SOLLECITAZIONI

Per il treno di carico LM71:

$$N_{TLM71} := 0,6 \cdot N_{LM71} = 52,64 \text{ kN}$$

$$T_{TLM71} := \frac{T_{p0}}{n_t} + \left( \frac{T_{p2} + T_{p2'}}{n_t} \right) + 0,5 \cdot T_{\Delta afLM71} + T_{p15} + T_{p17} + T_{p18} + 0,6 \cdot T_{p110} + T_{p111} = 426,22 \text{ kN}$$

$$M_{TLM71} := \frac{M_{p0}}{n_t} + \left( \frac{M_{p1} + M_{p1'}}{n_t} \right) + 0,5 \cdot M_{afLM71} + m_{\Delta t1} + m_{\Delta t5} + m_{\Delta t7} + 0,6 \cdot m_{\Delta t11} + m_{\Delta t12} = 1499,19 \text{ kN m}$$

Per il treno di carico SW2:

$$N_{TSW2} := 0,6 \cdot N_{SW2} = 47,85 \text{ kN}$$

$$T_{TSW2} := \frac{T_{p0}}{n_t} + \left( \frac{T_{p4} + T_{p4'}}{n_t} \right) + 0,5 \cdot T_{\Delta afSW2} + T_{p16} + T_{p19} + 0,6 \cdot T_{p110} + T_{p111} = 413,56 \text{ kN}$$

$$M_{TSW2} := \frac{M_{p0}}{n_t} + \left( \frac{M_{p2} + M_{p2'}}{n_t} \right) + 0,5 \cdot M_{afSW2} + m_{\Delta t2} + m_{\Delta t9} + 0,6 \cdot m_{\Delta t11} + m_{\Delta t12} = 1501,34 \text{ kN m}$$



## 7.5 EFFETTI LOCALI - SBALZO

Ai fini della valutazione degli effetti locali prodotti nello sbalzo dell'impalcato dalle azioni permanenti e variabili è stato utilizzato uno schema a mensola, riferito ad una striscia di larghezza pari a 1 m.

Sia nel modello che nelle verifiche gli elementi strutturali sono stati introdotti con le seguenti altezze:

Altezza elementi sbalzo variabile 0.21m a 0.3m.

$$s_m := 0,26 \text{ m} \quad \text{spessore medio}$$

### 7.5.1 Carichi fissi

#### Pesi propri

$$P_{ps1} := s_m \cdot 1 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 6,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

#### Permanenti portati

$$P_{pc1} := 0,2 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0,8 \text{ m} = 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Velette:  $P_{pv1} := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Barriere antirumore:  $P_{pb1} := 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 8,5 \text{ m} = 34 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Totale permanenti portati:  $P_{Tport} := P_{ps1} + P_{pc1} + P_{pv1} + P_{pb1} = 44,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

### 7.5.2 Carichi sui marciapiedi

I carichi accidentali sui marciapiedi sono schematizzati da un carico uniformemente ripartito del valore  $q_{vk} = 10.0 \text{ kN/m}^2$ . Viene applicato su una larghezza  $b = 1.0 \text{ m}$ .

### 7.5.3 Azioni variabili ambientali

altezza barriera  $h_{brr} := 8,2 \text{ m}$

Vento su struttura scarica:  $h_1 := h_{brr} + \frac{s_m}{2} = 8,33 \text{ m}$

La forza del vento risulta pertanto:

$$F_s := 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot h_1 = 20,82 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_s := F_s \cdot \frac{h_1}{2} = 86,74 \text{ m} \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### 7.5.4 Riepilogo delle azioni sullo schema a mensola

Si considera una lunghezza della mensola pari a  $L_{sb} := 1,3 \text{ m}$  lunghezza mensola

#### Pesi propri :

$$M_{s1} := \frac{1}{2} \cdot \frac{P_{ps1}}{\text{m}} \cdot L_{sb}^2 = 5,49 \text{ m} \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_{s1} := \frac{P_{ps1}}{\text{m}} \cdot L_{sb} = 8,45 \cdot \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}$$

#### Carichi permanenti portati :

##### Momento

Cordoli laterali:  $M_{s2} := p_{pc1} \cdot 1,5 \text{ m} = 6 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$

Velette:  $M_{s3} := p_{pv1} \cdot 2,35 \text{ m} = 0 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$

Barriere antirumore:  $M_{s4} := p_{pb1} \cdot 1,47 \text{ m} = 49,98 \frac{\text{kN m}}{\text{m}}$

Totale Momenti permanenti portati:  $M_{Ts} := M_{s2} + M_{s3} + M_{s4} = 55,98 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$

##### Taglio

Cordoli laterali:  $T_{s2} := p_{pc1} = 4 \cdot \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}$

Velette:  $T_{s3} := p_{pv1} = 0 \text{ kN}$

Barriere antirumore:  $T_{s4} := p_{pb1} = 34 \cdot \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}$

Totale Taglio permanenti portati:  $T_{Ts} := T_{s2} + T_{s3} + T_{s4} = 38 \cdot \frac{1}{\text{m}} \text{ kN}$

### Carichi sui marciapiedi:

$$M_{s5} := \frac{1}{2} \cdot q_{vk} \cdot m^2 = 5 \text{ kN}$$

$$T_{s5} := q_{vk} \cdot m = 10 \cdot \frac{1}{m} \text{ kN}$$

### Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (D.M. 17/01/2018 - § 2.5.3):

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

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

$$M_{EDSLU,SB} := 1,45 \cdot M_{s1} + 1,45 \cdot M_{Ts} + 0,6 \cdot M_{s5} + 0,6 \cdot M_s = 144,18 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$N_{EDSLU,SB} := F_s \cdot m \cdot 1,5 = 31,24 \text{ kN}$$

$$T_{EDSLU,SB} := (1,45 \cdot T_{s1} + 1,45 \cdot T_{Ts} + 0,6 \cdot T_{s5}) \cdot m = 73,35 \text{ kN}$$

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

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

$$M_{EDSLE,SB} := M_{s1} + M_{Ts} + M_{s5} + 0,6 \cdot M_s = 118,51 \text{ kN} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$N_{EDSLE,SB} := F_s \cdot m = 20,82 \text{ kN}$$

## 8 VERIFICHE DI RESISTENZA

### 8.1 EFFETTI GLOBALI

Le verifiche sono condotte agli stati limite ultimi, facendo riferimento alla combinazione fondamentale illustrata nel §1.8.3 della Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari.

La combinazione fondamentale adottata per gli SLU e:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2}$$

dove:

$Q_{k1}$  è il valore caratteristico delle azioni legate al transito dei treni e per calcolarlo occorre fare riferimento ad uno dei gruppi di azioni della tabella 1.8.2.3. Si assume per le verifiche il gruppo 1 dove i coefficienti di simultaneità delle azioni valgono:

1 per i carichi verticali

0.5 per frenatura e avviamento

1 per centrifuga

1 per azione laterale

$Q_{k2}$  è l'azione del vento;

$G_1$  sono i carichi permanenti;

$G_2$  sono i carichi permanenti non strutturali.

Pertanto, le sollecitazioni risultanti sono:

Per il treno di carico LM71:

$$N_{TLM71} := 0,6 \cdot N_{LM71} = 52,64 \text{ kN}$$

$$T_{TLM71} := \frac{T_{P0}}{n_t} + \left( \frac{T_{P2} + T_{P2'}}{n_t} \right) + 0,5 \cdot T_{aafLM71} + T_{P15} + T_{P17} + T_{P18} + 0,6 \cdot T_{P110} + T_{P111} = 439,42 \text{ kN}$$

$$M_{TLM71} := \frac{M_{P0}}{n_t} + \left( \frac{M_{P1} + M_{P1'}}{n_t} \right) + 0,5 \cdot M_{aafLM71} + m_{\Delta t1} + m_{\Delta t5} + m_{\Delta t7} + 0,6 \cdot m_{\Delta t11} + m_{\Delta t12} = 1545,42 \text{ kN m}$$

Per il treno di carico SW2:

$$N_{TSW2} := 0,6 \cdot N_{SW2} = 47,85 \text{ kN}$$

$$T_{TSW2} := \frac{T_{P0}}{n_t} + \left( \frac{T_{P4} + T_{P4'}}{n_t} \right) + 0,5 \cdot T_{aafSW2} + T_{P16} + T_{P19} + 0,6 \cdot T_{P110} + T_{P111} = 426,76 \text{ kN}$$

$$M_{TSW2} := \frac{M_{P0}}{n_t} + \left( \frac{M_{P2} + M_{P2'}}{n_t} \right) + 0,5 \cdot M_{aafSW2} + m_{\Delta t2} + m_{\Delta t9} + 0,6 \cdot m_{\Delta t11} + m_{\Delta t12} = 1547,57 \text{ kN m}$$

Le verifiche sono effettuate per il treno LM71 che, nel caso in esame, produce le maggiori sollecitazioni:

$$N_{ED} := \max \left( \begin{bmatrix} N_{TLM71} \\ N_{TSW2} \end{bmatrix} \right) = 52,6 \text{ kN} \quad V_{ED} := \max \left( \begin{bmatrix} T_{TLM71} \\ T_{TSW2} \end{bmatrix} \right) = 439,4 \text{ kN} \quad M_{Ed} := \max \left( \begin{bmatrix} M_{TLM71} \\ M_{TSW2} \end{bmatrix} \right) = 1547,6 \text{ kN m}$$

**GEOMETRIE DEL PROFILO HEM 700**

ALI  
 $b_c := 304 \text{ mm}$

$t_f := 40 \text{ mm}$

ANIMA  
 $h_w := 716 \text{ mm}$

$t_w := 21 \text{ mm}$

$f_{yk} := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$\gamma_{m0} := 1,05$

$A := 383 \text{ cm}^2$

$\frac{b_c}{t_f} = 7,6$

classe 2

$\frac{h_w}{t_w} = 34,0952$

$W_{plz} := 1237 \text{ cm}^3$      $W_{ply} := 9198 \text{ cm}^3$

**VERIFICHE RESISTENZA TRAZIONE - COMPRESSIONE**

$N_{Rd} := \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0}} = 12949,05 \text{ kN}$

Verifica soddisfatta

maggiore di  $N_{ED} = 52,6 \text{ kN}$

**VERIFICHE RESISTENZA FLESSIONE**

$M_{Rd} := \frac{W_{ply} \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0}} = 3109,8 \text{ m kN}$

Verifica soddisfatta

maggiore di  $M_{Ed} = 1547,6 \text{ kN m}$

**VERIFICHE RESISTENZA TAGLIO**

Si considera il taglio agente nell' anima     $r := 27 \text{ mm}$

$A_v := (h_w - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 0,0134 \text{ m}^2$

$V_{Rd} := \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} = 2607,08 \text{ kN}$

maggiore di

$V_{ED} = 439,4 \text{ kN}$

**VERIFICHE RESISTENZA PRESSO O TENSO FLESSIONE RETTA NEL PIANO DELL'ANIMA**

$n := \frac{N_{ED}}{N_{Rd}} = 0,0041$

$a := \frac{A - (2 \cdot b_c \cdot t_f)}{A} = 0,365$

minore di 0,5

$M_{NyRd} := \frac{M_{Rd} \cdot (1 - n)}{1 - 0,5 \cdot a} = 3788,6 \text{ kN m}$

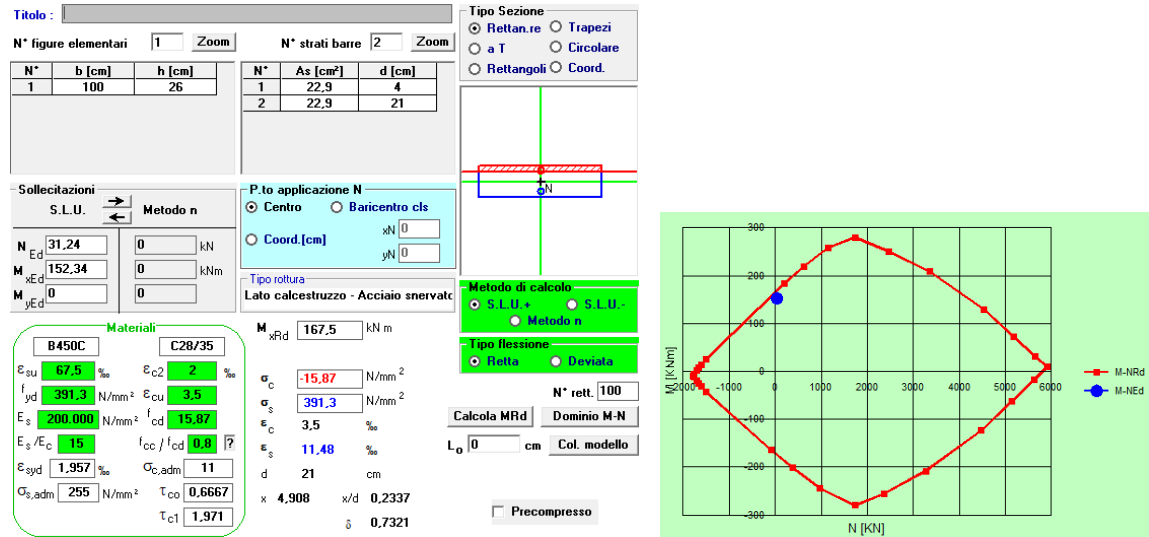
maggiore di

$M_{Ed} = 1547,6 \text{ kN m}$

Verifica soddisfatta

## 8.2 EFFETTI LOCALI

### Verifica dello sbalzo allo SLU



### CALCOLO TAGLIO RESISTENTE (senza armatura a taglio)

$$d_d := 210 \text{ mm}$$

$$A_{s1} := 2300 \text{ mm}^2$$

$$f_{ck} := 28 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ CLASSE C28/35}$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_d}} = 1,98 \text{ minore di } 2$$

$$v_{min} := 0,035 \cdot k \cdot \frac{3}{2} \cdot \frac{1}{2} = 0,51$$

$$\rho_1 := \frac{A_{s1}}{1000 \text{ mm} \cdot d_d} = 0,01095 \text{ minore di } 0,02$$

$$\sigma_{cp} := 0$$

$$V_{Rd,c1} := \frac{v_{min} \cdot 1000 \cdot 280}{1000} = 144,03 \text{ kN}$$

VERIFICATA  
maggiore di  $T_{EDSLU,SB} = 73,35 \text{ kN}$

$$V_{Rd,c2} = \frac{0,18 \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot 28\right)^{\frac{1}{3}}}{1,5} \cdot \frac{1000}{1000} \cdot 280 = 207,807 \text{ kN}$$

Verifica a fessurazione (combinazione rara)

$$f_{ctm} := 2,83 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{CLASSE C28/35} \quad E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_c := 32588,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$b := 100 \text{ cm} \quad A_{traz} := 23 \text{ cm}^2$$

$$h := 26 \text{ cm} \quad \text{SOLETTA} \quad c := 4 \text{ cm}$$

$$d := h - c = 22 \text{ cm}$$

$$\Phi := 22 \text{ mm}$$

$$n := 15$$

$$x := 8 \text{ cm}$$

$$\sigma_s := 198 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$h_{eff} := \min \left( \begin{array}{l} 2,5 \cdot (h - d) \\ \frac{h}{2} \\ h - x \end{array} \right) = 10 \text{ cm}$$

$$A_{ceff} := b \cdot h_{eff} = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_c} = 6,14 \quad \rho_{eff} := \frac{A_{traz}}{A_{ceff}} = 0,023$$

$$k_t := 0,6$$

$$k_1 := 0,8 \quad \text{barra aderenza migliorata}$$

$$k_2 := 0,5 \quad \text{nel caso di flessione 0,5, nel caso di trazione 1}$$

$$k_3 := 3,4$$

$$k_4 := 0,425$$

deformazione unitaria media delle barre

$$\varepsilon_{sm} := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = 0,0005687647 \quad \text{MINORE DI } 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,000594$$

$$\Delta_{sm} := \frac{k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{eff}}}{1,7} = 17,57 \text{ cm}$$

$$W_K := 1,7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} = 0,17 \text{ mm} \quad \text{minore di 0,2mm} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

## 9 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

### 9.1 CALCOLO DELLA PRIMA FREQUENZA PROPRIA DELL'IMPALCATO:

Questa verifica è eseguita per controllare l'affidabilità del coefficiente di incremento dinamico  $\phi_3$  assunto nei calcoli. Essa consiste nell'accertare che la frequenza propria  $n_0$  sia contenuta all'interno del fuso indicato in fig.1.4.2.4-2 della Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari.

#### CALCOLO DELLA PRIMA FREQUENZA PROPRIA DELL'IMPALCATO:

Considero agente l'intero impalcato  $B_{imp} := 10,6 \text{ m}$

$$L_{aa} = 14000 \text{ mm} \quad E := 206000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$J := \frac{B_{imp} \cdot H^3}{12} = 0,47995 \text{ m}^4$$

$$\delta_0 := \frac{5}{384} \cdot \left( \frac{P_{PI} \cdot L_{aa}^4}{E \cdot J} \right) = 2,49 \text{ mm}$$

$$n_0 := \frac{17,75}{\left( \frac{\delta_0}{\text{mm}} \right)^{0,5} \text{ s}} = 11,24 \text{ Hz} \quad \text{maggiore di} \quad \frac{80 \frac{\text{m}}{\text{s}}}{L} = 5,33 \text{ Hz} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

### 9.2 DEFORMABILITÀ VERTICALE

Le verifiche di deformabilità sono condotte agli stati limite di servizio con la combinazione rara delle azioni che vale:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2}$$

Assumendo come azione di base  $Q_{k1}$  l'azione da traffico ferroviario, l'azione dovuta al vento va moltiplicata per  $\psi_{02}=0.6$ . Per il calcolo di  $Q_{k1}$  si fa riferimento ancora al gruppo di carico 1.

Le verifiche di deformabilità si effettuano considerando reagente una striscia pari alla metà dell'impalcato di larghezza pari a 5.10m portando in conto anche il calcestruzzo.



$$J_2 := \frac{B_{imp} \cdot H^3}{12} = 0,23997 \text{ m}^4$$

$$P_{eq} := \frac{1,24 \cdot 136,3 \text{ kN}}{m} = 169,01 \cdot \frac{1}{m} \text{ kN}$$

$$\delta_2 := \frac{5}{384} \cdot \left( \frac{P_{eq} \cdot L_{aa}^4}{E \cdot J_2} \right) = 1,71 \text{ mm} \quad \text{minore di} \quad \frac{L_{aa}}{1000} = 14 \text{ mm} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

### 9.3 ROTAZIONE AGLI APPOGGI

Effetto del treno LM71 dinamizzato:

$$\theta := \frac{16}{5} \cdot \frac{\delta_2}{L_{aa}} = 0,00039 \quad \text{minore di:} \quad \frac{8 \text{ mm}}{H} = 0,0098 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

La verifica è soddisfatta

### 9.4 SGHEMBO

La verifica si effettua ipotizzando la presenza di un profilo metallico in corrispondenza di ciascuna rotaia e calcolando la differenza di abbassamento tra i due profili in corrispondenza della sezione posta a 3.00 m dall'appoggio considerando una distribuzione trasversale degli abbassamenti di tipo lineare.

Si considerano i seguenti effetti:

Forza centrifuga:  $m_{t1}, := \frac{m_{t1}}{1,45 \text{ m}} = 0 \text{ kN}$

Eccentricità del carico del treno LM71:  $m_{t5}, := \frac{m_{t5} \cdot \phi_3}{1,45 \text{ m}} = 14,32 \text{ kN}$

Vento:  $m_{t11}, := \frac{m_{t11} \cdot 0,6}{1,5} = 5,91 \text{ kN}$

Sopraelevazione:  $m_{t7}, := \frac{m_{t7}}{1,45 \text{ m}} = 0 \text{ kN}$

Serpeggio:  $m_{t12}, := \frac{m_{t12}}{1,45 \cdot L_{aa}} = 10,21 \text{ kN}$

$$m_{tot} := m_{t1}, + m_{t5}, + m_{t11}, + m_{t7}, + m_{t12}, = 30,45 \text{ kN}$$

$$J_3 := \frac{100 \text{ cm} \cdot (400 \text{ cm})^3}{12} = 5,33 \text{ m}^4$$

$$\Delta_p := \frac{m_{tot}}{J_3} \cdot 0,75 \text{ m} \cdot i_t \text{ m} = 1,88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$J_4 := \frac{J}{n_t} = 5332766,72 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{sg} := \frac{\Delta_p \cdot 3 \text{ m}}{6 \cdot E_c \cdot J_4} \cdot \left( \frac{(3 \text{ m})^3}{4} + 3 \text{ m} \cdot (3 \text{ m})^2 \cdot \left( \frac{3 \text{ m}}{2 \cdot L} - 1 \right) + (3 \text{ m})^2 \cdot \left( \left( \frac{(3 \text{ m})^2}{4 \cdot L} \right) - 3 \text{ m} + L \right) \right) \cdot 2 = 0,1 \text{ mm}$$

Le due travi subiscono una differenza di deformazione a 3.00m dall'appoggio pari a 0.397 mm che rappresenta il valore di sghembo cercato. Il valore limite per tale fenomeno, alla velocità  $V > 200 \text{ km/h}$ , è pari a 1.50mm.

La verifica è soddisfatta.