

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J64H17000140001

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

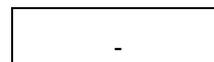
RADDOPPIO PONTE S. PIETRO – BERGAMO – MONTELLO

APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO

VI05 – PONTE SU ROGGIA SERIO

Relazione di calcolo impalcato in acciaio

SCALA:



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

N B 1 R 0 2 D 2 6 C L V I 0 5 0 8 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	F. Serrau 	Marzo 2020	A. Maran 	Marzo 2020	M. Berlingeri 	Marzo 2020	A. Perego Marzo 2020

File: NB1R02D26CLVI0508001A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	5
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	6
2.1	NORMATIVA E ISTRUZIONI	6
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	8
3.1	CALCESTRUZZO	8
3.2	ACCIAIO.....	8
3.2.1	<i>Acciaio per cemento armato.....</i>	8
3.2.2	<i>Acciaio da carpenteria metallica</i>	8
4	MODELLAZIONE STRUTTURALE	10
4.1	MODELLO 1.....	10
4.2	MODELLO 2.....	14
5	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	18
5.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI G1.....	18
5.2	CARICHI PERMANENTI PORTATI (NON STRUTTURALI) G2	19
5.3	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO.....	20
5.3.1	<i>Treno di carico LM 71.....</i>	21
5.3.1.1	<i>Applicazione del carico LM71 in direzione longitudinale (Modello 1).....</i>	22
5.3.1.2	<i>Applicazione del carico LM71 in direzione trasversale (Modello 2)</i>	22
5.3.2	<i>Treno di carico SW.....</i>	28
5.3.2.1	<i>Applicazione del carico SW in direzione longitudinale (Modello 1)</i>	29
5.3.2.1	<i>Applicazione del carico SW in direzione trasversale (Modello 2).....</i>	30
5.3.3	<i>Carichi sui marciapiedi.....</i>	30
5.4	EFFETTI DINAMICI	30
5.5	AZIONE LATERALE DI SERPEGGIO.....	35
5.5.1	<i>Applicazione del carico di serpeggio nel Modello 1</i>	36

5.5.2	Applicazione del carico di serpeggio nel Modello 2	36
5.6	FORZA CENTRIFUGA	39
5.7	EFFETTO DELLA SOPRAELEVAZIONE	39
5.8	AZIONI DI AVVIAMENTO E FRENATURA	39
5.9	AZIONE DEL VENTO	40
5.9.1	Applicazione del carico del vento nel Modello 1	44
5.9.2	Applicazione del carico del vento nel Modello 2	44
5.10	AZIONE SISMICA	46
5.10.1	Vita nominale	46
5.10.2	Classe d'uso	47
5.10.3	Periodo di riferimento	47
5.10.4	Valutazione dei parametri di pericolosità sismica	48
5.10.5	Caratterizzazione sismica del terreno	48
5.10.5.1	Categorie di Sottosuolo	48
5.10.5.2	Condizioni topografiche	49
5.10.5.3	Amplificazione Stratigrafica e Topografica	49
5.10.6	Parametri sismici di calcolo	51
5.10.7	Applicazione del sisma nel Modello 1	55
6	COMBINAZIONI DI CARICO	56
7	RISULTATI DELLE ANALISI	62
7.1	MODELLO 1	62
7.2	MODELLO 2	66
8	VERIFICHE SLU	67
8.1	VERIFICHE STRUTTURALI IN DIREZIONE LONGITUDINALE	67
8.1.1	Stabilità delle membrature	69
8.2	VERIFICHE STRUTTURALI IN DIREZIONE TRASVERSALE	70
9	VERIFICHE SLE	74

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0508001	A	4 di 84

9.1	VERIFICA TENSIONALE.....	74
9.2	VERIFICA ALL'INFLESSIONE VERTICALE.....	74
9.3	VERIFICA DELLA ROTAZIONE DEGLI APPOGGI	76
9.4	DEFORMAZIONE LONGITUDINALE DELL'IMPALCATO.....	76
10	VERIFICHE A FATICA	77
10.1	VERIFICA A FATICA PIASTRA DI FONDO E PIATTEBANDE SUPERIORI.....	77
10.2	VERIFICA DEI TRAVERSI	78
11	SCARICHI AGLI APPOGGI.....	81

1 PREMESSA

La presente relazione riguarda il calcolo e la verifica degli impalcati metallici per la nuova opera ferroviaria in corrispondenza del canale Roggia Serio, in sostituzione dell'attuale ponte a singolo binario.

L'opera in esame, denominata VI05, ricade nell'appalto 2 del progetto di raddoppio ferroviario San Pietro – Bergamo – Montello ed è ubicata alla progressiva 3+333 circa.

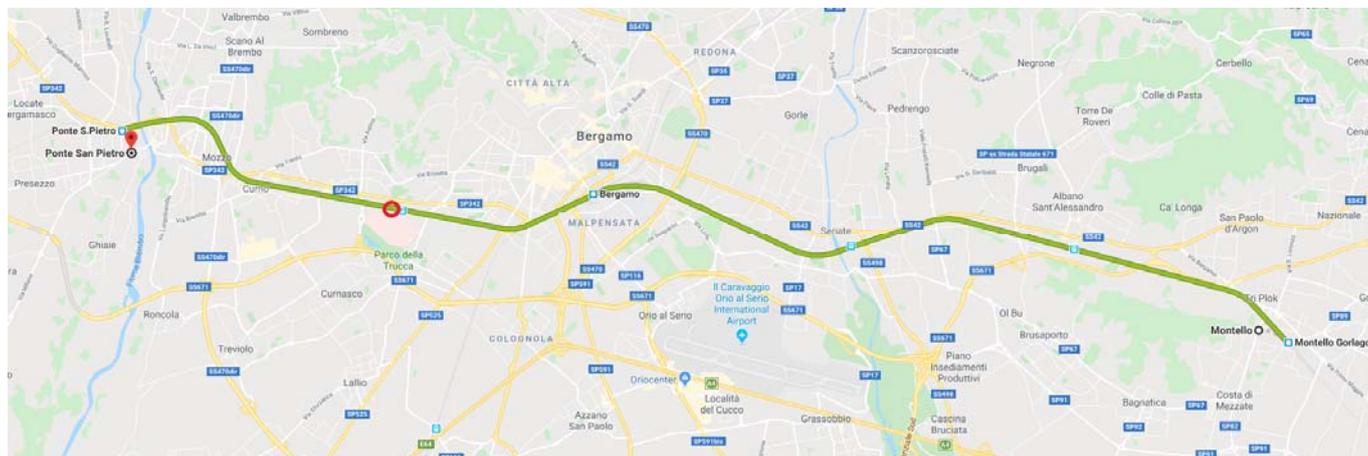


Figura 1-1 – Ubicazione del tracciato e dell'opera in progetto

Il ponte è costituito da una campata in semplice appoggio con luce agli appoggi pari a 11.6m. Il presente documento costituisce la relazione di calcolo del progetto strutturale dell'impalcato.

Il nuovo impalcato è del tipo a cassone in acciaio con rivestimento interno in c.a. ed appartiene alla categoria degli impalcati a cassone a via inferiore con armamento su ballast.

La tipologia dell'impalcato progettato consente il contenimento dell'altezza dell'impalcato, la manutenzione agevole del binario, la riduzione del livello di rumorosità e di vibrazione, la realizzazione in continuità del ballast in corrispondenza delle spalle.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

2.1 Normativa e istruzioni

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

Le Ferrovie dello Stato hanno emanato nel tempo varie normative e linee guida riguardanti sia i sovraccarichi che le prescrizioni relative ai ponti ferroviari.

Le normative rilevanti per la redazione del progetto di ponti ferroviari, in particolare, sono elencate nel seguito.

- *Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17.01.2018 (NTC-2018);*
- *Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;*
- *RFI DTC SI PS MA IFS 001 C "MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI. PARTE II – SEZIONE 2. PONTI E STRUTTURE"*
- *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;*
- *Regolamento (UE) N. 1300/2014/UE Specifiche Tecniche di Interoperabilità per l'accessibilità del sistema ferroviario dell'Unione europea per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta del 18/11/2014, modificato con il Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/772 della Commissione del 16 maggio 2019;*
- *Regolamento (UE) N° 1303/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità concernente la "sicurezza nelle gallerie ferroviarie" del sistema ferroviario dell'Unione europea, rettificato dal Regolamento (UE) 2016/912 del 9 giugno 2016 e modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019*
- *Regolamento UE N. 1301/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «Energia» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di Esecuzione (UE) 2018/868 del 13 giugno 2018 e dal successivo Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019*
- *Regolamento (UE) N. 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi "controllo-comando e segnalamento" del sistema ferroviario nell'Unione*

europea modificata con la Rettifica del 15 giugno 2016 e dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;

- *REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/772 DELLA COMMISSIONE del 16 maggio 2019 che modifica il regolamento (UE) n. 1300/2014 per quanto riguarda l'inventario delle attività al fine di individuare le barriere all'accessibilità, fornire informazioni agli utenti e monitorare e valutare i progressi compiuti in materia di accessibilità.*
- *REGOLAMENTO DI ESECUZIONE (UE) 2019/776 DELLA COMMISSIONE del 16 maggio 2019 che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l'attuazione di obiettivi specifici stabiliti nella decisione delegata (UE) 2017/1471 della Commissione.*

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

3.1 Calcestruzzo

Classe C32/40

Prendendo un calcestruzzo con $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a compressione: } f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 32 \cdot 0,85 / 1,5 = 18,13 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di calcolo a trazione: } f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,02 \text{ N/mm}^2$$

3.2 Acciaio

3.2.1 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

acciaio	B450C
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$;
tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$;
resistenza di calcolo a trazione	$f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$;
modulo elastico	$E_s = 206.000 \text{ N/mm}^2$.

Tensioni di progetto dell'acciaio allo S.L.E.

Con riferimento al Manuale di Progettazione, la tensione massima, σ_s per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente: $\sigma_s < 0,75 f_{yk} = 0,75 \cdot 450 = 337,50 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$ tensione massima di esercizio per l'acciaio.

3.2.2 Acciaio da carpenteria metallica

Acciaio S355:

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10508001	A	9 di 84

Tensione di snervamento	$f_{yk} \leq 355 \text{ N/mm}^2$;
Tensione di rottura	$f_{tk} \leq 510 \text{ N/mm}^2$;
Modulo elastico	$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$;
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$;
Modulo di elasticità trasversale	$G = E / [2 (1 + \nu)] = 80769.23 \text{ N/m}^2$;
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C-1}$ (per T fino a 100 °C);
Densità	$\rho = 7.850 \text{ kg/m}^3$.

Con riferimento al Manuale di Progettazione, la tensione massima, σ_s per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente: $\sigma_s < 200 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$ tensione massima di esercizio per l'acciaio da carpenteria.

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO VI05 – PONTE SU ROGGIA SERIO					
	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLVI0508001	REV. A

4 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Sono state redatte due modellazioni agli elementi finiti con l'ausilio del software Straus7, mediante le quali sono state valutate separatamente le caratteristiche di sollecitazione in direzione longitudinale e trasversale.

Gli spessori degli elementi resistenti sono i seguenti:

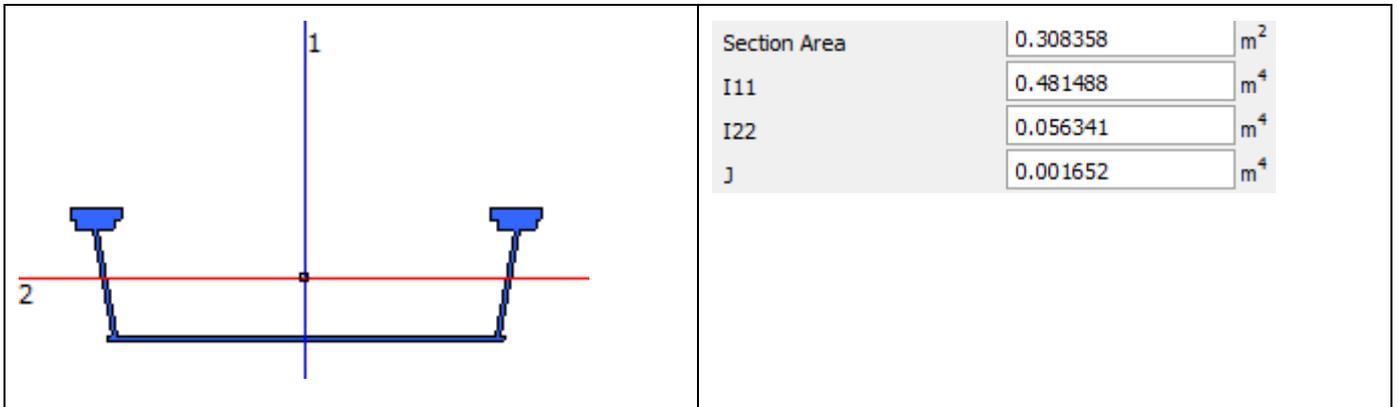
Elemento	Spessore (mm)
Piastra inferiore	30
Piattabanda superiore 1	80x400
Piattabanda superiore 2	-
Anime	30
Flangia irrigidimento trasversale	30
Anima irrigidimento trasversale	20
Flangia irrigidimento trasversale appoggi	40
Anima irrigidimento trasversale appoggi	30
Irrigidimento longitudinale agli appoggi	20
Costola laterale	20
Costola laterale agli appoggi	30

4.1 Modello 1

Mediante tale modellazione è stato effettuato lo studio della struttura lungo l'asse dell'impalcato al fine di definire tutte le sollecitazioni agenti in direzione longitudinale.

Lo schema statico adottato è quello di una trave in semplice appoggio.

La vasca in acciaio è stata modellata mediante un elemento frame con sezione avente le proprietà inerziali della sezione mista, considerando il contributo del calcestruzzo ridotto del 50%. Il contributo del calcestruzzo, non è stato preso in considerazione ai fini delle verifiche tensionali e di resistenza, ma solamente per le verifiche di deformabilità agli SLE.



Si riporta il calcolo delle principali caratteristiche inerziali della sezione, effettuato tramite foglio elettronico.

Vasca in acciaio

Altezza trave	H_{vasca}	1135 mm
Larghezza max superiore	B_{sup}	3666 mm
Interasse inferiore anime	B_w	2900 mm
Spessore fondo cassone	t_i	30 mm
Larghezza fondo cassone	B_i	3000 mm
Spessore piattabanda superiore 1	t_{s1}	80 mm
Larghezza piattabanda superiore 1	B_{s1}	400 mm
Spessore piattabanda superiore 2	t_{s2}	0 mm
Larghezza piattabanda superiore 2	B_{s2}	300 mm
Spessore anime	t_w	30 mm
Inclinazione anime	i_w	10.125 °
Lunghezza anime	l_w	1041 mm
Altezza anime	h_w	1025 mm

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10508001	A	12 di 84

Parametri sezione acciaio (per calcolo della resistenza)

Area vasca	A	216473 mm ²
Altezza baricentro sez. acciaio	Z _g	484 mm
Momento d'inertzia verticale	J _y	4.93E+10 mm ⁴
Modulo elastico lembo inferiore	W _{y,inf}	1.02E+08 mm ³
Modulo elastico lembo superiore	W _{y,sup}	-7.58E+07 mm ³
Modulo elastico anima-pb. Inferiore	W _{y,w,inf}	1.09E+08 mm ³
Modulo elastico anima-pb. superiore	W _{y,w,sup}	-8.64E+07 mm ³
Momento statico verticale anima-pb. Superiore	S _{y,w,sup}	1.95E+07 mm ³
Momento statico verticale anima-pb. Inferiore	S _{y,w,inf}	2.11E+07 mm ³
Momento statico verticale massimo	S _{y,max}	2.40E+07 mm ³
Momento d'inertzia orizzontale	J _z	3.87E+11 mm ⁴
Modulo elastico orizz. lembo esterno inf.	W _{z,inf}	2.58E+08 mm ³
Modulo elastico orizz. lembo esterno sup.	W _{z,sup}	2.11E+08 mm ³
Modulo elastico orizz. anima-pb. inferiore	W _{z,w,inf}	2.64E+08 mm ³
Modulo elastico orizz. anima-pb. superiore	W _{z,w,sup}	2.35E+08 mm ³
Modulo elastico orizz. altezza baricentro	W _{z,w,G}	2.50E+08 mm ³
Momento statico orizzontale anime-pb. Inferiore	S _{z,w,inf}	1.00E+08 mm ³
Momento statico orizzontale massimo	S _{z,max}	1.33E+08 mm ³

Vasca in calcestruzzo

Spessore medio fondo vasca	310 mm
Larghezza fondo vasca	2870 mm
Spessore medio fiancate	180 mm
Altezza media fiancate	715 mm
Area vasca	1147100 mm ²
Baricentro vasca rispetto fondo c.a.	270 mm
Momento d'inertzia verticale	J _{y,c} 6.03E+10 mm ⁴
Momento d'inertzia orizzontale	J _{z,c} 1.17E+12 mm ⁴

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0508001	A	13 di 84

Sezione mista omogeneizzata ad acciaio (solo per deformazioni)

Modulo elastico acciaio	E_s	210000 MPa
Modulo elastico calcestruzzo	E_c	33643 MPa
50% Modulo elastico calcestruzzo	$E_{c-50\%}$	16822 MPa
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_{50\%}$	12.5
Area ideale sezione mista	A_i	308358 mm ²
Altezza baricentro sezione mista	$z_{g,i}$	429 mm
Momento d'inertzia verticale sezione mista	$J_{y,i}$	5.63E+10 mm ⁴
Momento d'inertzia orizzontale sezione mista	$J_{z,i}$	4.81E+11 mm ⁴

Gli assi globali del modello sono così orientati:

asse X: longitudinale

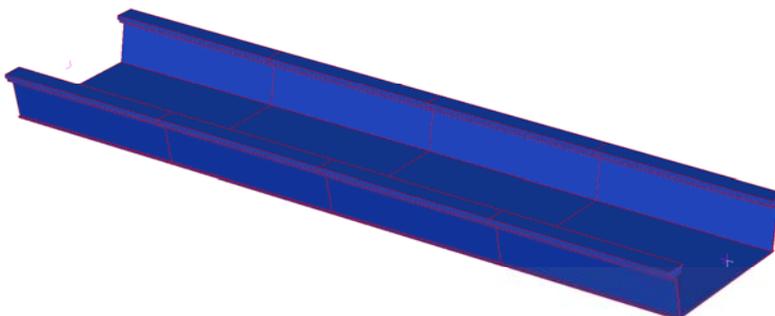
asse Y: trasversale

asse Z: verticale

I vincoli della struttura sono costituiti da due cerniere che bloccano i seguenti gradi di libertà:

Cerniera 1: dx, dy, dz, rx, rz

Cerniera 2: dy, dz, rx



Vista assometrica modello longitudinale

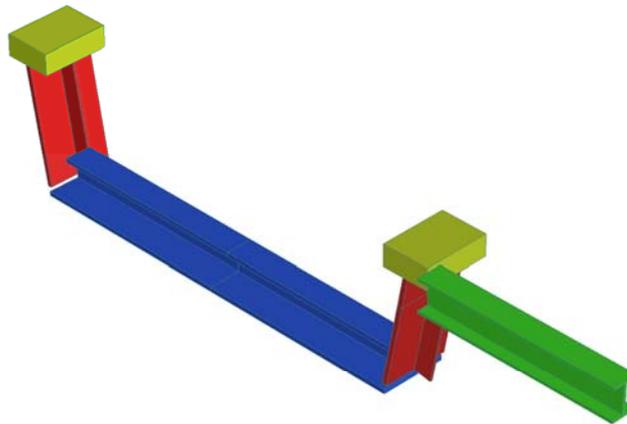
4.2 Modello 2

Mediante tale modello sono stati analizzati gli effetti dei carichi nella sezione trasversale ed in particolare negli irrigidimenti trasversali in presenza ed in assenza della passerella pedonale.

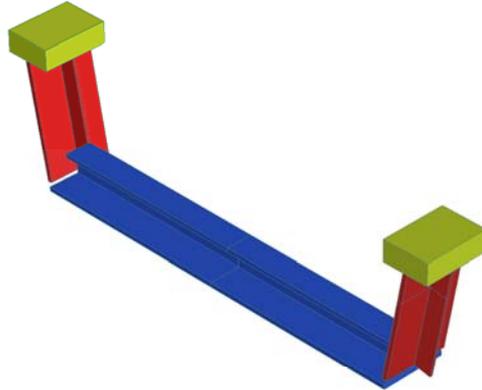
Lo schema statico adottato è quello di una trave (la cui linea d'asse segue il perimetro della sezione trasversale dell'impalcato) su due appoggi posti alla base delle pareti inclinate della vasca.

Sono stati pertanto modellati gli irrigidimenti riferendosi ad una striscia longitudinale pari all'interasse degli stessi (0.495m) a cui sono state applicate le relative azioni agenti nel piano della sezione trasversale dell'impalcato.

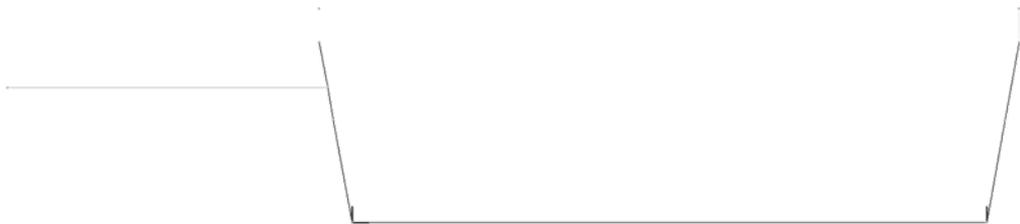
Si riporta di seguito una vista estrusa del modello e le caratteristiche geometriche e meccaniche delle sezioni resistenti utilizzate.



Vista assometrica modello trasversale con supporto passerella



Vista assometrica modello trasversale senza supporto passerella



Unifilare del modello trasversale con supporto passerella

Gli assi globali del modello sono così orientati:

asse X: lungo il quale si sviluppa il modello (gradi di vincolo corrispondenti: Dx)

asse Y: analisi nel piano XZ (gradi di vincolo corrispondenti: Ry)

asse Z: verticale (gradi di vincolo corrispondenti: Dz)

I vincoli della struttura sono costituiti da una cerniera e un carrello che bloccano i seguenti gradi di libertà:

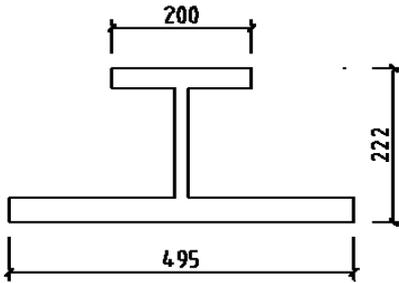
Cerniera 1: Dx, Dy, Dz, Rx e Rz

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10508001	A	16 di 84

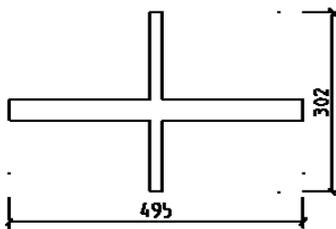
Carrello 2: Dy, Dz, Rx e Rz

Sezione resistente irrigidimento nella piastra di base



ala sup	30.0 mm
ala inf.	30.0 mm
anima	20.0 mm
J	1.70E+08 mm ⁴
Wsup	-1.16E+06 mm ³
Winf	2.25E+06 mm ³
yinf	75.7 mm
ysup	-146.3 mm
Smax	9.22E+05 mm ³
A	24090 mm ²

Sezione resistente pareti laterali

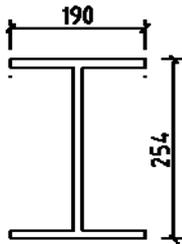


spess vert.	20.0 mm
spess oriz.	30.0 mm
J	4.70E+07 mm ⁴
Wsup	3.11E+05 mm ³
Winf	-3.11E+05 mm ³
yinf	151 mm
ysup	-151 mm
Smax	2.28E+05 mm ³
A	20209 mm ²

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0508001	A	17 di 84

Sezione resistente trave passerella



ala sup	20.0	mm
ala inf.	20.0	mm
anima	20.0	mm
J	3.75E+05	mm ⁴
Wsup	-3.75E+05	mm ³
Winf	127	mm ³
yinf	-127	mm
ysup	5.82E+05	mm
Smax	12280	mm ³

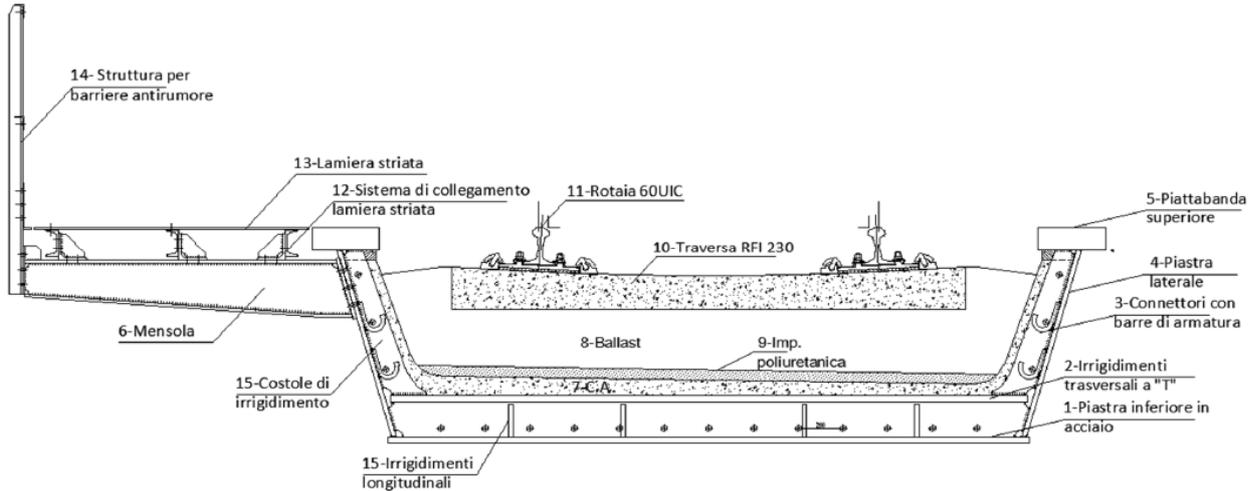
5 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

5.1 Carichi permanenti strutturali G1

Questa categoria di carichi comprende il peso proprio degli elementi strutturali. Il carico viene valutato tramite un apposito foglio di calcolo ed applicato al modello di calcolo sotto forma di carico uniformemente distribuito.

Carichi permanenti strutturali	V_{g1}	1.35
Vasca in acciaio		
Altezza trave	H_{vasca}	1135 mm
Spessore fondo cassone	t_i	30 mm
Larghezza fondo cassone	B_i	3000 mm
Spessore piattabanda superiore 1	t_{s1}	80 mm
Larghezza piattabanda superiore 1	B_{s1}	400 mm
Spessore piattabanda superiore 2	t_{s2}	0 mm
Larghezza piattabanda superiore 2	B_{s1}	300 mm
Spessore anime	t_w	30 mm
Inclinazione anime	i_w	10.125 °
Altezza anime	h_w	1041 mm
Altezza baricentro sez. acciaio	z_g	484 mm
Area vasca	A	216473 mm ²
Peso unitario vasca	g_{vasca}	17.0 kN/m
Irrigidimenti fondo cassone		
	passo	495 mm
Altezza anima	h'	157 mm
spessore anima	t'_w	20 mm
Larghezza flangia sup.	B'_s	200 mm
spessore flangia sup.	t'_s	30 mm
Area equivalente	A'	55394 mm ³ /m
Irrigidimenti anime		
	passo	495 mm
Altezza anima	h''	120 mm
spessore anima	t''_w	20 mm
Larghezza flangia sup.	B''_s	0 mm
spessore flangia sup.	t''_s	0 mm
Area equivalente	A''	5048 mm ² /m
Peso totale acciaio	g_{tot}	21.7 kN/m
Maggiorazione	15%	3.3
Totale carichi permanenti strutturali	g_1	25 kN/m

5.2 Carichi permanenti portati (non strutturali) G2



Sezione dell'impalcato del ponte in esame

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10508001	A	20 di 84

Carichi permanenti non strutturali	V_{g2}	1.5
Vasca calcestruzzo		
Area	A_{CLS}	1.1 m ²
Peso unitario vasca in cls	$g_{2,CLS}$	29 kN/m
Massicciata		
Spessore ballast	$H_{ballast}$	0.8 m
Larghezza ballast	$B_{ballast}$	2.85 m
Peso di volume massicciata	$\gamma_{ballast}$	18 kN/m ³
Peso massicciata	$g_{2,ballast}$	41 kN/m
Eccentricità massicciata	$e_{ballast}$	0 m
Momento torcente massicciata	$m_{2,ballast}$	0.0 kNm/m
Passerella laterale eccentricità	e	2.4 m
Mensola a sbalzo	passo	990 mm
Altezza anima	h_w	230 mm
spessore anima	t_w	10 mm
Larghezza flangia sup.	B_s	140 mm
spessore flangia sup.	t_s	12 mm
Larghezza flangia inf.	B_i	140 mm
spessore flangia inf.	t_i	12 mm
Lunghezza	L	1600 mm
Area equivalente	A'	9147 mm ³ /m
Peso mensola	$g_{2,mens}$	0.72 kN/m
Passerella		
	2 x UPN 140	0.16 kN/m
	2 x L 200x100x12	0.251 kN/m
	1 lam. Stirata	0.5 kN/m
	1 Parapetto	0.5 kN/m
Peso camminamento	$g_{2,camm}$	1.82 kN/m
Peso passerella laterale	$g_{2,pass}$	2.9 kN/m
Momento rispetto a asse impalcato	$m_{2,pass}$	7.0 kNm/m
Totale carichi perm. non strutturali	g_2	73 kN/m
Momento torcente permanenti	mt_{g2}	7 kN/m

5.3 Azioni variabili da traffico

I carichi verticali sono definiti per mezzo di modelli di carico. Sono previsti due modelli di carico distinti:

LM71 - modello di carico rappresentativo del traffico normale;

SW - modello di carico rappresentativo del traffico pesante.

I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico debbono essere moltiplicati per il coefficiente di adattamento α il cui valore deve essere assunto in accordo alla tabella seguente.

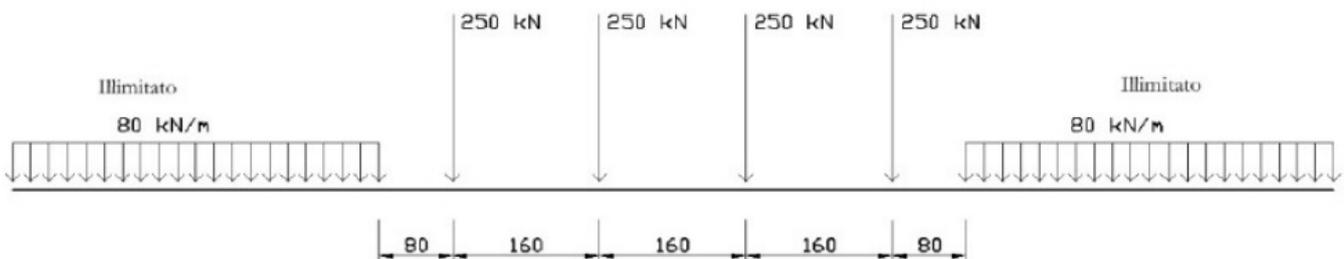
MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE α
LM71	1,1
SW/0	1,1
SW/2	1,0

Inoltre va considerato anche l'incremento dinamico mediante il coefficiente $\phi=1.40$ (§ 5.4)

5.3.1 Treno di carico LM 71

Il modello di carico LM71 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;
- carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.



Modello di carico LM71

Per questo modello di carico è prevista un'eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento "s", per tenere conto dello spostamento dei carichi. L'eccentricità è indipendente dal tipo di struttura e di armamento. Tale eccentricità è definita in termini di rapporto massimo fra i carichi relativi a due ruote appartenenti al medesimo asse

$$QV2/QV1=1,25$$

e risulta quindi pari a $s/18$ con $s=1435\text{mm}$ (scartamento standard). Questa eccentricità deve essere considerata nella direzione più sfavorevole.

Il carico distribuito deve essere segmentato al di sopra dell'opera andando a caricare solo quelle parti che forniscono un incremento del contributo ai fini della verifica dell'elemento per l'effetto considerato.

Si ha dunque:

Carico concentrato sul singolo asse	Q_{vk}	250 [KN]
Numero assi da considerare	n_a	4
Interasse tra gli assi	i_a	1,6 [m]
Carico distribuito in entrambe le direzioni	q_{vk}	80 [KN/m]
Distanza dai carichi concentrati	i_c	0,8 [m]
Coefficiente alfa	α	1,1
Carico concentrato sul singolo asse x α	$Q_{vk,LM} \cdot \alpha \cdot \phi$	385 [KN]
Carico distribuito in entrambe le direzioni x α	$q_{vk,LM} \cdot \alpha \cdot \phi$	123 [KN/m]
Scartamento	s	1435 [mm]
Eccentricità rispetto l'asse del binario	e	0,08 [m]

5.3.1.1 Applicazione del carico LM71 in direzione longitudinale (Modello 1)

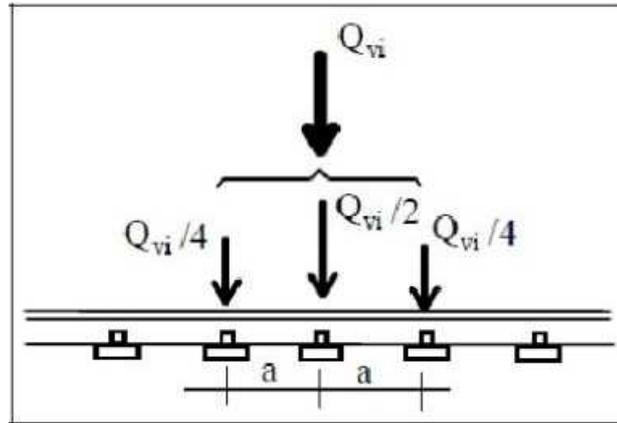
Il carico è stato applicato lungo l'asse degli elementi mediante forze concentrate e carichi uniformemente distribuiti.

Oltre ai carichi verticali sono stati applicati i momenti che simulano l'eccentricità del carico in direzione trasversale.

5.3.1.2 Applicazione del carico LM71 in direzione trasversale (Modello 2)

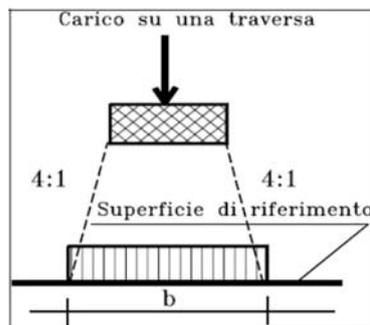
E' stata in primo luogo eseguita la redistribuzione longitudinale dei carichi concentrati del modello LM71.

Un carico d'asse Q_{vi} può essere distribuito su tre traverse consecutive poste ad interasse uniforme "a", ripartendolo fra la traversa che la precede, quella su cui insiste e quella successiva, nelle seguenti proporzioni: 25%, 50%, 25%.

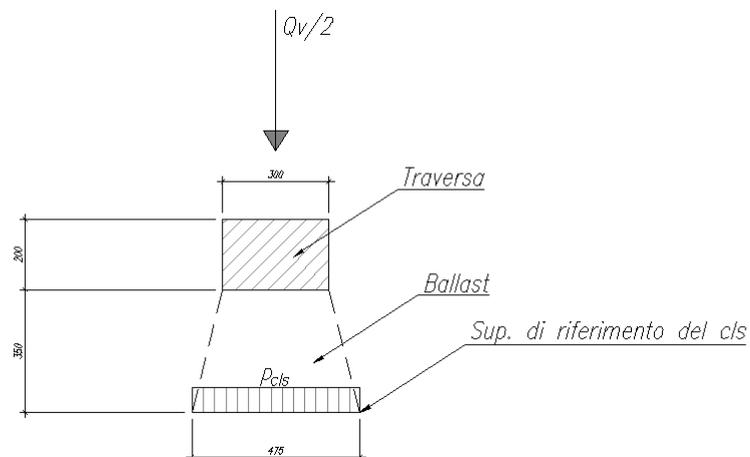


Nel caso in oggetto il carico longitudinale viene ripartito per mezzo delle traverse e del ballast.

La distribuzione del carico avviene secondo lo schema di seguito riportato:



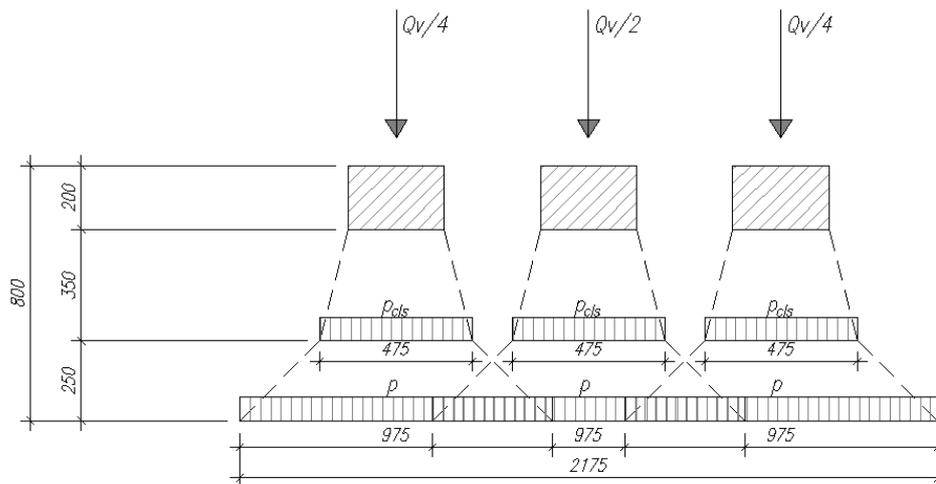
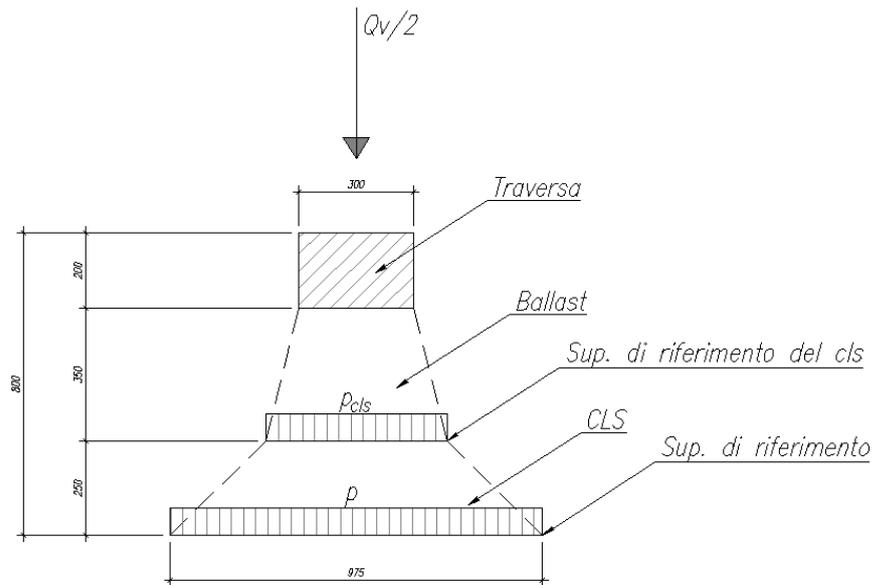
Considerando una prima distribuzione attraverso il ballast sulla superficie di riferimento del calcestruzzo, si ottiene:



RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10508001	A	24 di 84

In realtà volendo considerare i carichi agenti sulla piastra metallica dell'impalcato, si considera un ulteriore redistribuzione del carico attraverso lo strato di calcestruzzo (diffusione 1:1).



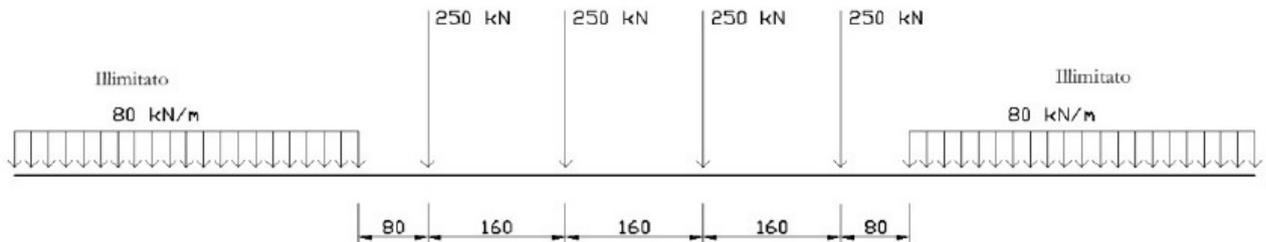
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0508001	A	25 di 84

Le superfici di riferimento dei singoli carichi concentrati agenti sulle traverse risultano pari a 950mm, dunque si sovrappongono. E' dunque possibile schematizzare il carico d'asse concentrato $Q_v = 275 \text{ kN}$ come carico distribuito su una lunghezza (vedi figura precedente)

$$B = 2175 \text{ mm}$$

Essendo B maggiore dell'interasse tra i singoli carichi d'asse del modello LM71 (pari a 1,60m), i carichi distribuiti di ogni carico d'asse si sovrappongono tra loro.



$$Q_{vk} = 250 \text{ kN} \quad q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$$

È dunque possibile schematizzare i 4 carichi d'asse come un unico carico distribuito (per semplicità uniforme) sulla lunghezza L_{rif}

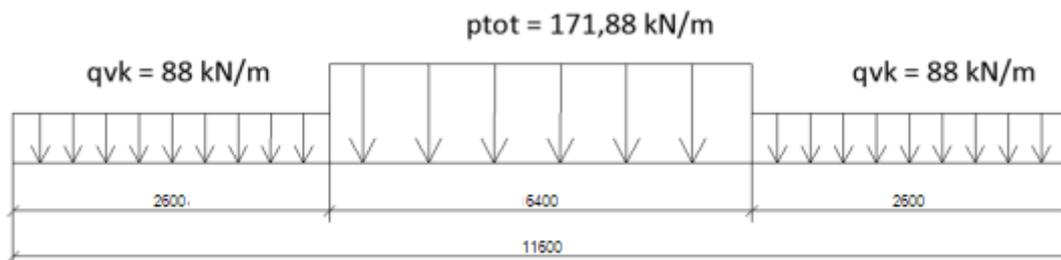
$$L_{rif} = 4 \cdot 1,60 = 6,40 \text{ m}$$

$$p_{tot} = (1,1 \times 250 \times 4) / 6,40 = 171,88 \text{ kN/m}$$

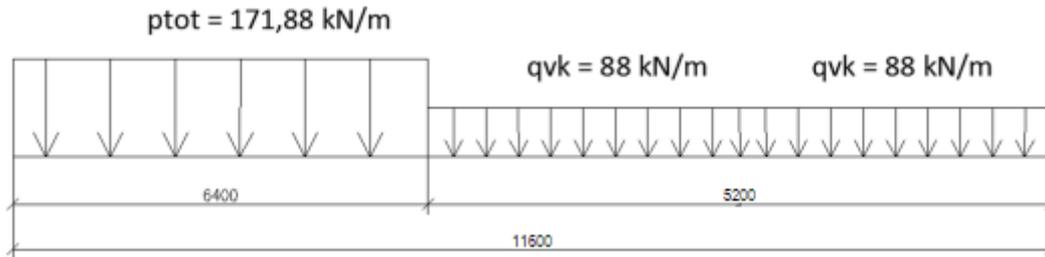
Al fine dei calcoli strutturali si considerano due possibili distribuzioni longitudinali di carico sul ponte:

- A) carichi concentrati in mezzeria;
- B) carichi concentrati in prossimità dell'appoggio.

Di seguito si riportano i corrispondenti schemi di carico relativi al modello LM71.

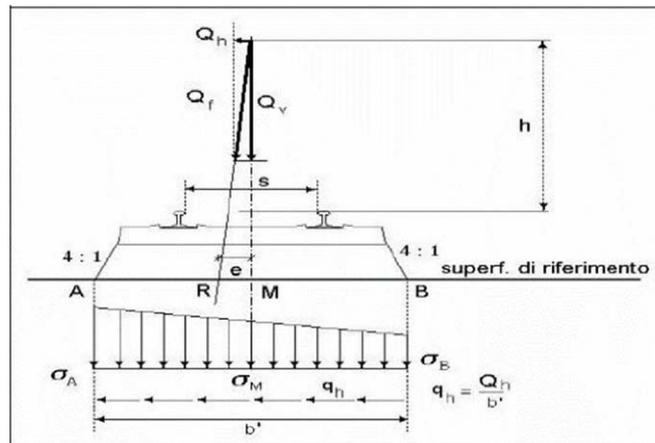


Schema di carico A: carichi d'asse in mezzeria



Schema di carico B: carichi d'asse all'appoggio

La distribuzione trasversale del carico concentrato attraverso le traverse e il ballast avviene secondo lo schema (Specifiche RFI) di seguito riportato.

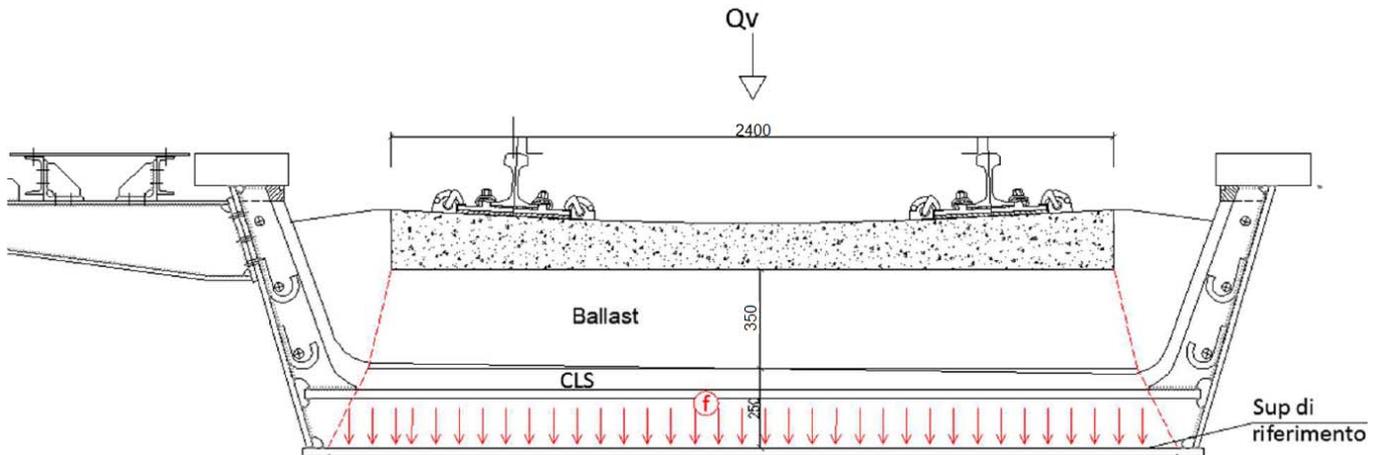


Si considera una lunghezza (profondità) del concio trasversale $L = 1,60$ m, pari alla lunghezza di competenza del singolo carico d'asse $Q_v = 363$ kN.

Analogamente a quanto fatto in precedenza si riporta lo schema di distribuzione del carico concentrato Q_v attraverso il ballast e il calcestruzzo, agente linearmente sulla piastra metallica inferiore:

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10508001	A	27 di 84



Larghezza traversa	Lt	2400 mm
Spessore traversa	St	200 mm
Spessore ballast	Sb	350 mm
Sup riferimento cls	b,cls	2575 mm
Spessore cls	S,cls	250 mm
Sup riferimento	b	3075 mm

Essendo la piastra inferiore di larghezza netta pari a:

$$B_{net} = B - t_w = 2900 - 30 = 2870 \text{ mm}$$

i carichi si considerano diffusi sulla larghezza della piastra, ovvero B_{net} .

Per il modello di carico LM71 è prevista una eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento s , per tenere conto dello spostamento dei carichi; pertanto, essa è indipendente dal tipo di struttura e di armamento.

Tale eccentricità è calcolata sulla base del rapporto massimo fra i carichi afferenti a due ruote appartenenti al medesimo asse che deve essere

$$QV2/QV1 = 1,25$$

e risulta quindi pari a $s/18$ con $s=1435$ mm (scartamento standard):

$$e = s/18 = 0,08 \text{ m}$$

La distribuzione lineare sulla piastra metallica non sarà più uniforme ma avrà andamento lineare tra i valori tensionali f_1 ed f_2 , calcolati come segue:

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0508001	A	28 di 84

$$M = Q_v \cdot e = 29 \text{ kNm}$$

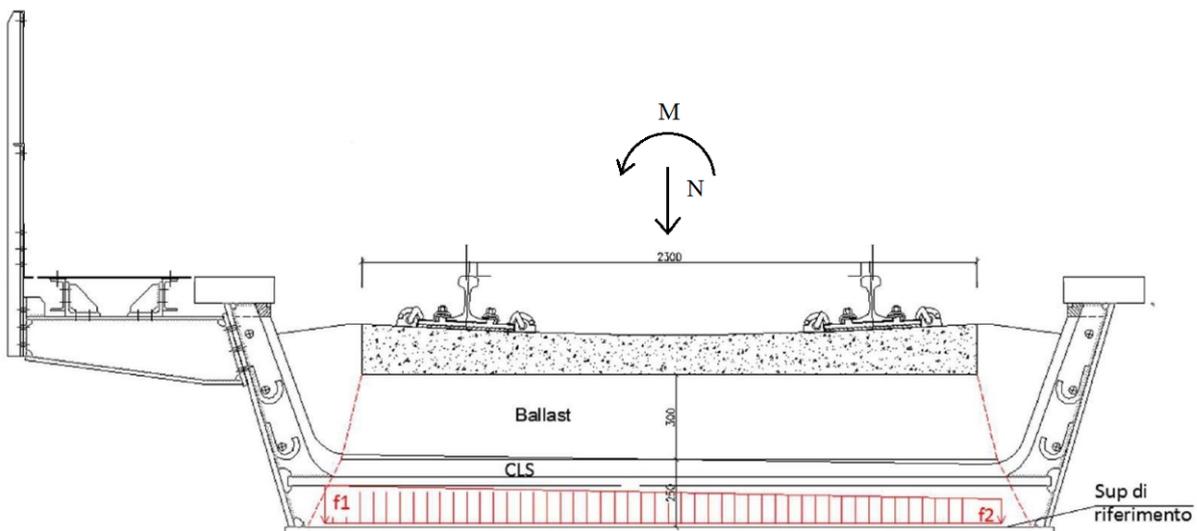
$$A = L \cdot B_{\text{net}} = 4.59 \text{ m}^2$$

$$W = L \cdot B_{\text{net}}^2 / 6 = 2.20 \text{ m}^3$$

Quindi il carico distribuito trasversalmente sulla lunghezza L assume i seguenti valori massimi e minimi:

$$q_{\text{max}} = N/A + M/W = 92 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{min}} = N/A - M/W = 66 \text{ kN/m}^2$$



Moltiplicando per l'interasse dei traversi ($i=0.495$) si hanno i valori massimo e minimo del carico applicato al modello

$$f_1 = 46 \text{ kN/m}$$

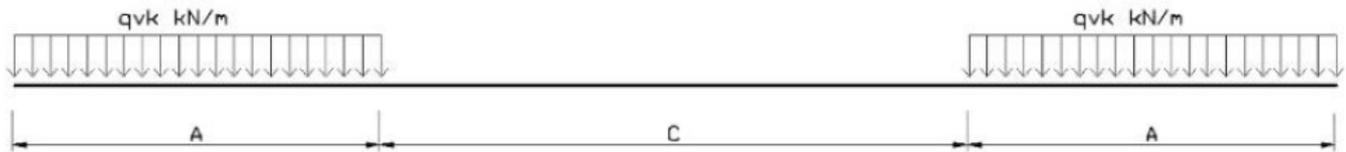
$$f_2 = 33 \text{ kN/m}$$

5.3.2 Treno di carico SW

Il modello di carico SW schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante e la sua articolazione è mostrata nella figura successiva.

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0508001	A	29 di 84



Sono previste due distinte configurazioni denominate SW/0 ed SW/2.

TIPO DI CARICO	qv _k [KN/m]	A [m]	C[m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Si ha dunque:

SW/0:

Carico distribuito	q _{vk}	133 [KN/m]
Estensione carico	a	15 [m]
Distanza tra i carichi distribuiti	b	5.3 [m]
Coefficiente alfa	α	1.1
Carico distribuito	q _{vk} · α · φ	205 [KN/m]

SW/2:

Carico distribuito	q _{vk}	150 [KN/m]
Estensione carico	a	25 [m]
Distanza tra i carichi distribuiti	b	7 [m]
Coefficiente alfa	α	1
Carico distribuito	q _{vk} · α · φ	210 [KN/m]

5.3.2.1 Applicazione del carico SW in direzione longitudinale (Modello 1)

Il carico è stato applicato lungo l'asse degli elementi mediante carichi uniformemente distribuiti.

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO VI05 – PONTE SU ROGGIA SERIO					
	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLVI0508001	REV. A

5.3.2.1 Applicazione del carico SW in direzione trasversale (Modello 2)

Il carico è stato applicato al fondo del cassone, secondo la larghezza di riferimento calcolata al §5.3.1:

$$f_{SW/0} = 205 \cdot 0.495 / 2.87 = 35.4 \text{ kN/m}$$

$$f_{SW/2} = 210 \cdot 0.495 / 2.87 = 36.2 \text{ kN/m}$$

5.3.3 Carichi sui marciapiedi

I marciapiedi non aperti al pubblico sono utilizzati solo da personale autorizzato. I carichi accidentali sono schematizzati da un carico uniformemente distribuito del valore di $10,0 \text{ KN/m}^2$. Questo carico non deve considerarsi contemporaneo al transito dei convogli ferroviari e deve essere applicato sopra i marciapiedi in modo da dar luogo agli effetti locali più sfavorevoli. A questo tipo di carico distribuito non si applica l'incremento dinamico.

Carico accidentale distribuito marciapiedi $q_m = 10 \text{ [KN/m}^2\text{]}$

Essendo la larghezza del marciapiede pari a $1,50\text{m}$ il carico al metro lineare risulta essere $q_m = 15 \text{ kN/m}$

Il momento per unità di lunghezza rispetto al baricentro dell'impalcato è pari a:

$$q_m \times d = 15 \text{ kN/m} \times 2.45\text{m} = 37 \text{ kNm/m}$$

Per quanto riguarda il modello 2, il carico è applicato alla mensola sotto forma di carico distribuito:

$$f_m = q_m \cdot i_m = 9.9 \text{ kN/m}$$

5.4 Effetti dinamici

Le sollecitazioni e le deformazioni determinate sulle strutture del ponte dall'applicazione statica dei treni di carico devono essere incrementate per tenere conto della natura dinamica del transito dei convogli. In particolare, occorre considerare i seguenti aspetti:

- le rapide variazioni di carico determinate dalla velocità di transito dei convogli e gli effetti inerziali indotti sulla struttura;
- le variazioni degli effetti dei carichi assiali risultanti dalle irregolarità della via e delle ruote.

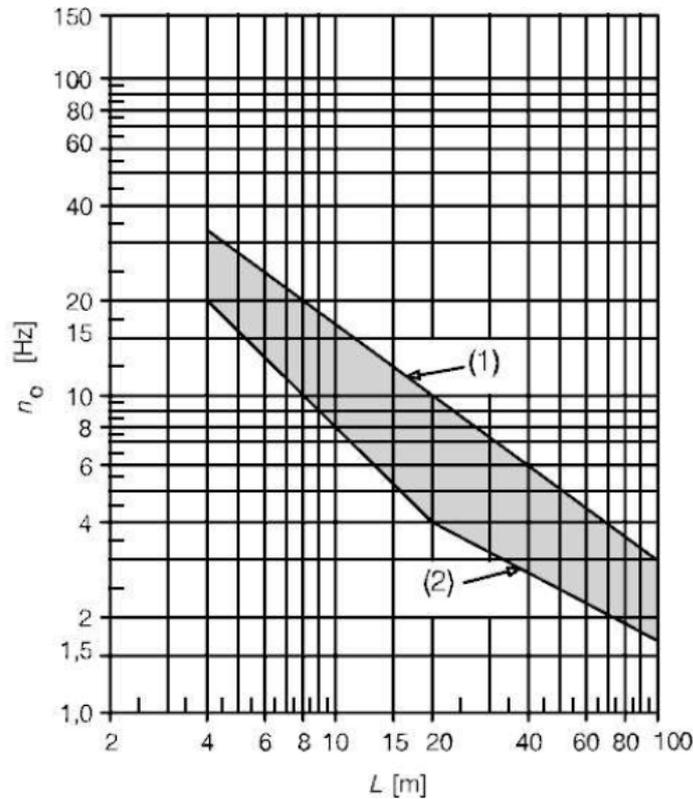
I principali fattori che influenzano il comportamento dinamico sono i seguenti:

- la velocità del convoglio che percorre il ponte,

- la luce L dell'elemento e la lunghezza della linea di influenza degli spostamenti dell'elemento considerato, la massa della struttura,
- la frequenza naturale dell'intera struttura e dell'elemento pertinente della struttura e le associate forme modali (modi di vibrare),
- il numero degli assali, i carichi dell'assale e l'interasse fra gli assali,
- lo smorzamento della struttura,
- le irregolarità verticali del binario,
- la massa ammortizzata e non ammortizzata e le caratteristiche delle sospensioni del veicolo,
- le imperfezioni del veicolo (appiattimenti delle ruote, ovalizzazione delle ruote, difetti delle sospensioni, etc.),
- le caratteristiche dinamiche del binario (ballast, traversine, componenti del binario, etc.).

Nella analisi dei ponti ferroviari gli effetti di amplificazione vengono valutati nel modo seguente:

- per le tipologie di ponti usuali e per velocità di percorrenza non superiori a 200 Km/h, quando la frequenza propria della struttura ricade all'interno del fuso indicato nella seguente figura, è sufficiente utilizzare un'analisi statica che porti in conto gli effetti dinamici mediante un coefficiente di amplificazione dinamica φ ;
- per le tipologie di ponti usuali, ove la velocità di percorrenza sia superiore a 200 Km/h e quando la frequenza propria della struttura non ricade all'interno del fuso indicato nella figura seguente e comunque per tipologie non convenzionali (ponti strallati, ponti sospesi, ponti di grande luce, ponti metallici difformi dalle tipologie in uso in ambito ferroviario, ecc.) dovrà effettuarsi un'analisi dinamica adottando convogli reali e parametri di controllo specifici dell'infrastruttura e del tipo di traffico previsto dalle norme.



(1) Limite superiore della frequenza naturale

(2) Limite inferiore della frequenza naturale

Limiti della frequenza naturale del ponte n_o [Hz] in funzione della luce della campata L [m].

Al fine di individuare il tipo di analisi da effettuare si segue il diagramma di flusso riportato nel manuale di progettazione RFI DTC SI PS MA IFS 001 C riportato di seguito.

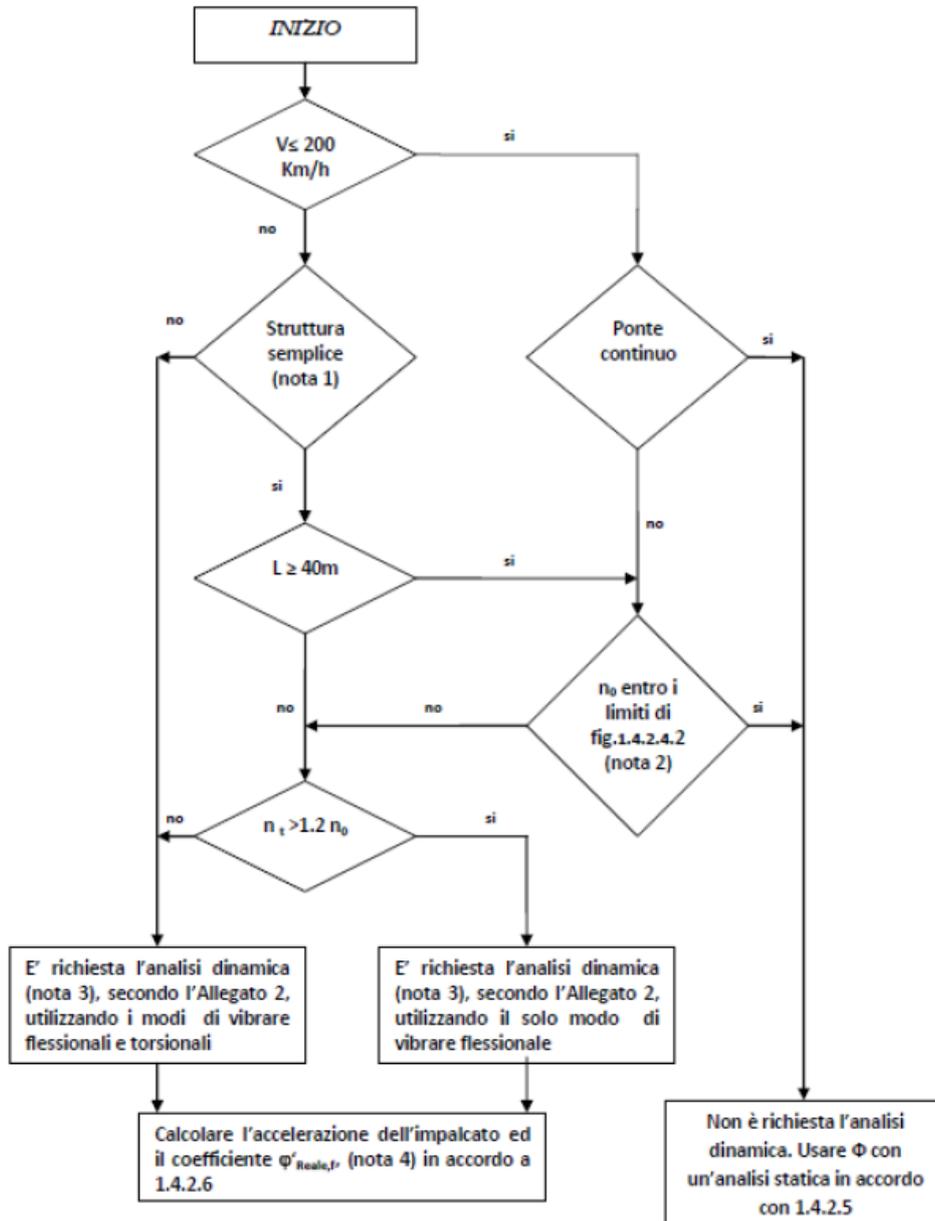


Diagramma di flusso per determinare se è richiesta l'analisi dinamica

I vari simboli stanno ad indicare:

- V: massima velocità della linea [Km/h]. Per ogni linea o tratto di linea esistono limiti di velocità derivanti dalle caratteristiche del tracciato e dalle condizioni dell'armamento. Tali velocità massime sono anche dette velocità di fiancata, perché sono riportate nelle fiancate dell'orario di servizio. Esse devono essere inferiori o uguali alle velocità di rango indicate lungo la linea in apposite tabelle.

Per il ponte in questione la velocità massima di attraversamento del ponte è pari a 110 Km/h

- L: luce della campata in semplice appoggio da assumere pari a $L\phi$ per ponti continui [m].

Il ponte in questione ha campate semplicemente appoggiate e dunque si adotta una lunghezza L pari alla luce della campata.

- n_0 : prima frequenza naturale flessionale del ponte caricato con le azioni permanenti [Hz].

- n_T è la prima frequenza naturale torsionale del ponte caricato con le azioni permanenti [Hz].

Queste ultime due vengono estratte dal modello di calcolo caricato con le sole azioni permanenti e considerando un contributo del calcestruzzo pari al 50% come indicato nel manuale di progettazione RFI DTC SI PS MA IFS 001 C:

- Impalcati a cassone in acciaio con rivestimento in cls armato

In tale tipologia non è prevista una lamiera di fondo di grande spessore, ma il fondo della struttura è realizzato con una lamiera di spessore più contenuto (fino a 40 mm) opportunamente nervata con costolature trasversali. Il calcestruzzo armato, disposto internamente alla struttura, a completare la “vasca” di contenimento del ballast non viene portato in conto ai fini della resistenza, mentre nei calcoli contribuisce parzialmente (50%) a determinare la deformabilità della struttura.

Nel presente caso risulta quanto segue.

$V < 200\text{Km/h}$ → Ponte continuo: NO → rientra nei limiti del diagramma delle frequenze naturali → Non è richiesta l'analisi dinamica: si usa un'analisi statica con coefficiente ϕ in accordo alle norme.

Infatti:

- il limite superiore di n_0 è pari a: $94,76 \cdot L^{-0,748}$ dove L è la luce della campata per ponti in semplice appoggio.
- il limite inferiore di n_0 è pari a: $80/L$ dove L è la luce della campata per ponti in semplice appoggio.

Essendo la luce L pari a 11.6 m, risulta:

$$n_{0\text{sup}} = 15.15 \text{ Hz}$$

$$n_{0\text{inf}} = 6.90 \text{ Hz}$$

Dall'analisi modale dell'impalcato risulta

$$n_0 = 11.43 \text{ Hz}$$

MODE PARTICIPATION FOR TRANSLATIONAL EXCITATION

Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Eng)	Modal Stiff (Eng)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	3.6273E+00	8.9216E+04	4.6342E+07	0.000	69.988	0.000
2	6.7087E+00	8.9358E+04	1.5877E+08	0.000	0.000	0.000
3	8.7696E+00	8.9399E+04	2.7143E+08	0.000	2.054	0.000
4	1.1431E+01	6.8129E+04	3.5142E+08	0.000	0.000	89.956
5	3.8921E+01	3.8535E+03	2.3045E+08	0.000	1.946	0.000
6	3.8942E+01	3.8558E+03	2.3084E+08	0.000	2.066	0.000
7	4.5309E+01	6.8412E+04	5.5444E+09	0.000	0.000	0.000
8	4.7080E+01	7.1060E+04	6.2180E+09	87.822	0.000	0.000
9	9.6140E+01	6.8041E+04	2.4828E+10	0.000	0.000	1.984
10	1.0681E+02	2.7716E+05	1.2483E+11	0.000	20.262	0.000
TOTAL TRANSLATIONAL MASS PARTICIPATION FACTORS				87.822	96.318	91.940

I coefficienti di incremento dinamico ϕ che aumentano l'intensità dei modelli di carico teorici, si assumono pari a ϕ_2 o ϕ_3 in dipendenza del livello di manutenzione della linea. In particolare in questo caso si sceglie di utilizzare prudenzialmente i valori relativi al caso di "linee con normale standard manutentivo", nonostante il ponte subisca interventi di manutenzione con cadenza annuale, pertanto:

(b) per linee con normale standard manutentivo:

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.73 \quad \text{con la limitazione } 1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00 \quad (5.2.7)$$

dove L_ϕ rappresenta la lunghezza "caratteristica" in metri, così come definita in Tab.

1.4.2.5.3-1.

Stralcio manuale di progettazione RFI DTC SI PS MA IFS 001 C: indicazioni per il calcolo del coefficiente di incremento dinamico ϕ_3

$$L_\phi = 11.6\text{m}$$

$$\phi = 1.40$$

Il coefficiente di incremento dinamico si applica per il progetto e la verifica degli impalcati, mentre per il calcolo delle pile con snellezza inferiore a 30, delle spalle, delle fondazioni, dei muri di sostegno e delle spinte del terreno possono essere considerati coefficienti dinamici unitari.

5.5 Azione laterale di serpeggio

L'azione laterale indotta dal serpeggio si considera mediante una forza concentrata, agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta perpendicolarmente all'asse del binario.

Il valore caratteristico di tale forza è

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

La norma impone che tale valore venga moltiplicato per α ma non per il coefficiente di incremento dinamico. La norma specifica anche che tale forza laterale deve essere sempre combinata con i carichi verticali.

5.5.1 Applicazione del carico di serpeggio nel Modello 1

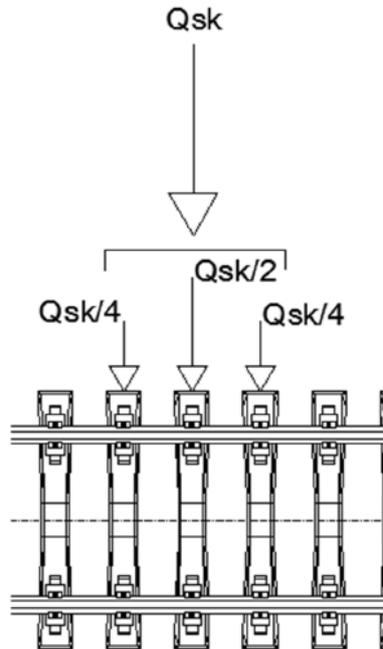
Viene applicata una forza orizzontale in direzione trasversale e il relativo momento di trasposto dalla testa binario al baricentro dell'impalcato.

Q_{sk}	100 kN
distanza testa binario - G impalcato	0.6 m

α	$F=Q_{sk} \cdot \alpha$ (kN)	M (kNm)
1.1 LM71	110	66
1.1 SW/0	110	66
1 SW/2	100	60

5.5.2 Applicazione del carico di serpeggio nel Modello 2

La forza è stata applicata considerando una diffusione analoga a quella prevista per i carichi concentrati del modello di treno LM71:



Essendo l'interasse fra le traverse pari a 0,60 m, il carico può distribuirsi linearmente:

$$Q_{sk,LM71} = 110 / 1,20 = 91,67 \text{ kN/m}$$

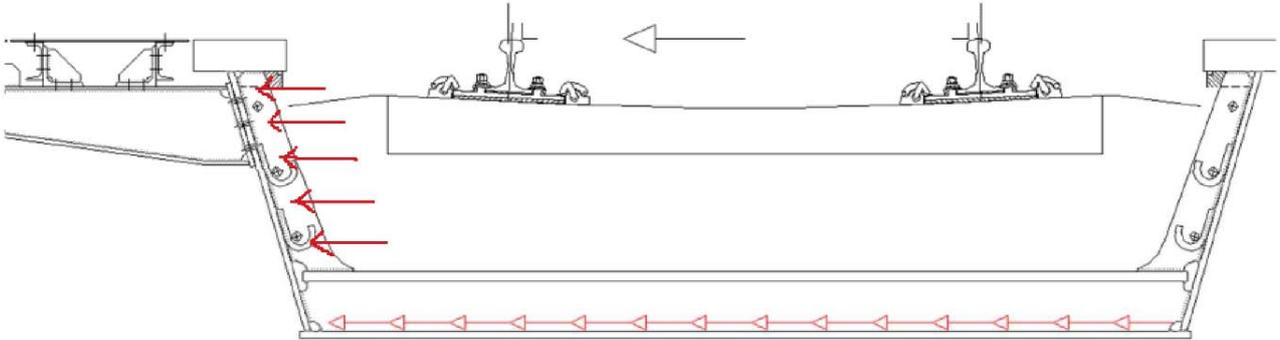
$$Q_{sk,SW/2} = 100 / 1,20 = 83.34 \text{ kN/m}$$

e sull'interasse di 0.495 m

$$Q_{sk,LM71} (0.495) = 91.67 \cdot 0.495 = 45.4 \text{ kN}$$

$$Q_{sk,SW/2} (0.495) = 83.34 \cdot 0.495 = 41.3 \text{ kN}$$

Considerando un attrito significativo del ballast è possibile riportare la forza di serpeggio agente sulle traverse come un azione superficiale agente sulla piastra inferiore e su una delle pareti verticali del cassone:



Schema di applicazione del carico di serpeggio: azione orizzontale

Essendo la larghezza della piastra pari a 2.9 m e la lunghezza delle anime inclinate pari a 9.55 m risulta:

$$q_{sk,LM71} (0.495) = 45.4/3.94 = 12 \text{ kN/m}$$

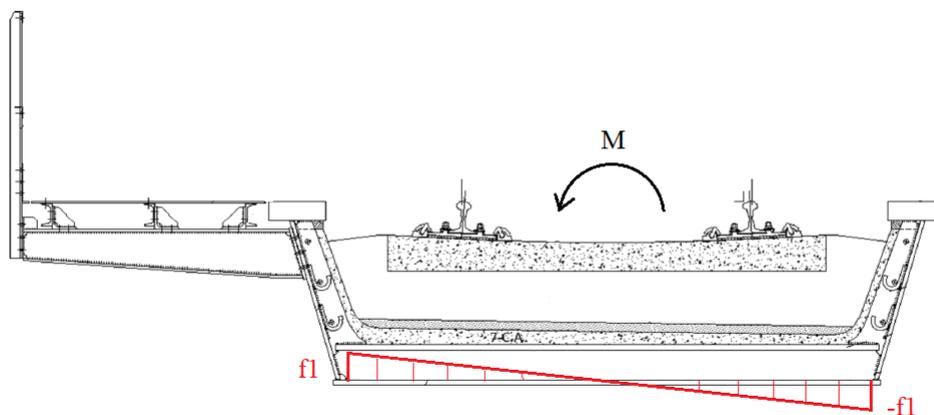
$$q_{sk,SW/2} (0.495) = 41.3/3.94 = 11 \text{ kN/m}$$

Inoltre l'azione di serpeggio produce rispetto al baricentro della piastra inferiore anche un momento torcente M_{sk} , per effetto dell'eccentricità del carico orizzontale. Il braccio della forza trasversale, in questo caso, è dato dall'altezza del punto di applicazione (P.F.) rispetto al fondo del cassone, pari 1.14m:

$$M_{sk,LM71} = 45.4 \cdot 1.14 = 51.8 \text{ kNm}$$

$$M_{sk,SW/2} = 41.3 \cdot 1.14 = 47.1 \text{ kNm}$$

Con riferimento alla distribuzione del momento torcente realizzata in §5.3.1, si ricava la seguente distribuzione trasversale del carico distribuito sul fondo del cassone:



$$f_{1, LM71} = M_{sk, LM71} / w = 76 \text{ kN/m}$$

$$f_{1, SW/2} = M_{sk, SW/2} / w = 69 \text{ kN/m}$$

$$\text{dove } w = 0.495 \cdot 2.87^2 / 6 = 0.68 \text{ m}^3$$

5.6 Forza centrifuga

L'opera è situata in un tratto di tracciato in rettilineo, pertanto non è presente l'azione della forza centrifuga.

5.7 Effetto della sopraelevazione

Non è presente sopraelevazione di un binario rispetto all'altro.

5.8 Azioni di avviamento e frenatura

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Tali forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L definita in modo da ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato.

I valori caratteristici considerati sono i seguenti.

Avviamento:

$$Q_{la,k} \quad 33 \text{ [KN/m]} \times L \text{ [m]} < 1000 \text{ [KN]}$$

dove L rappresenta la lunghezza sulla quale ripartire l'azione in maniera tale da ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento considerato (per i modelli di carico SW/0 e SW/2 saranno tenute in conto solo le porzioni di struttura caricate).

Frenatura:

$$\text{modelli LM 71, SW/0} \quad Q_{lb,k} \quad 20 \text{ [KN/m]} \times L \text{ [m]} < 6000 \text{ [KN]}$$

$$\text{modelli SW/2} \quad Q_{lb,k} \quad 35 \text{ [KN/m]} \times L \text{ [m]}$$

Le azioni di frenatura e di avviamento vengono combinate con i relativi carichi verticali.

La forza di avviamento si considera applicata ai primi 30.3 m di convoglio, mentre la forza di frenatura si considererà distribuita su tutta la lunghezza del ponte, per una lunghezza massima di 300 m.

Nel caso in questione le forze si applicano a tutta l'estensione longitudinale dell'impalcato.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO VI05 – PONTE SU ROGGIA SERIO					
	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLVI0508001	REV. A

I valori caratteristici dell'azione di frenatura e di quella di avviamento devono essere moltiplicati per α , ma non devono essere moltiplicati per ϕ .

Risulta quindi quanto segue.

AVVIAMENTO

	Fx	My
LM71	457	270
SW/0	457	270
SW/2	415	245

FRENATURA

	Fx	My
LM71	277	163
SW/0	277	163
SW/2	441	260

Le azioni sono state calcolate a partire dall'intera lunghezza del ponte pari a $L=12.6m$

I momenti sono relativi al trasporto delle forze lungo l'asse baricentrico dell'impalcato.

Sul modello longitudinale tali effetti sono stati applicati come carichi distribuiti (in termini di forze e momenti) lungo l'asse dell'impalcato.

5.9 Azione del vento

Per la determinazione dell'azione dovuta al vento si fa riferimento al DM 17.1.2018 e relativa circolare. In particolare le istruzioni prevedono che la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni e sui loro elementi proceda secondo lo schema seguente:

1. definite le caratteristiche del sito ove sorge la costruzione, si valuta la velocità di progetto e la pressione cinetica di picco del vento;
2. definita la forma, le dimensioni e l'orientamento della costruzione, si valutano le azioni aerodinamiche di picco esercitate dal vento sulla costruzione e sui suoi elementi;
3. definite le proprietà meccaniche della costruzione e dei suoi elementi si valutano le azioni statiche equivalenti.

Le analisi sono svolte considerando la condizione di carico più gravosa, con il ponte caricato con un convoglio di altezza pari a 4m.

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Usualmente tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni p (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

- q_b = pressione cinetica di riferimento;
- c_e = coefficiente di esposizione;
- c_p = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);
- c_d = coefficiente dinamico.

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa					
	mare					
	2 km	10 km	30 km	500m	750m	
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Definizione della categoria di esposizione

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Schema per la definizione della categoria di esposizione – cfr. NTC18

Il valore di c_e può essere ricavato mediante la relazione:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z > z_{min}$$

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10508001	A	42 di 84

$$c_e(z) = c_e(z_{\min})$$

per $z < z_{\min}$

Vento

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32



regione

Lombardia

zona

1

velocità caratteristica del sito

$v_{b,0}$ 25.00 m/s

quota di riferimento sul medio mare

a_0 1000.00 m

coefficiente correttivo della velocità

K_s 0.400 -

quota del sito sul medio mare

a_s 249.00 m

Coefficiente di altitudine

c_a 1.00

periodo di ritorno

T_R 50.00 anni

coefficiente di ritorno

c_R 1.0 -

velocità caratteristica a 10 m dal suolo ($T_R=50$)

v_b 25.0

velocità caratteristica a 10 m dal suolo

$v_r [T_R]$ 25.0 m/s

densità dell'aria

ρ 1.25 kg/m³

pressione cinetica di riferimento

q_b 391.20 N/m²

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10508001	A	43 di 84

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

descrizione della superficie

**Aree urbane (non di classe A)
suburbane, industriali e boschive**

classe di rugosità del terreno

B

Distanza dalla costa (-)

150

Classe di esposizione

IV

Altezza sul suolo del punto considerato

z

10.00

m

Parametri	k_R	0.22	-
	z_0	0.30	m
	z_{min}	8	m
coefficiente di topografia	C_t	1	-
coefficiente di esposizione	$C_e(z_{min})$	1.63	-
coefficiente di esposizione	$C_e(z)$	1.78	-
tipo di costruzione			
coefficiente di pressione	C_p	1.2	-
distanza tra due travi successive	d	0	m
rapporto d/h	d/h	0.00	-
pressione del vento sulla superficie investita	$p(z_{min})$	0.77	kN/m²
	$p(z)$	0.84	kN/m²

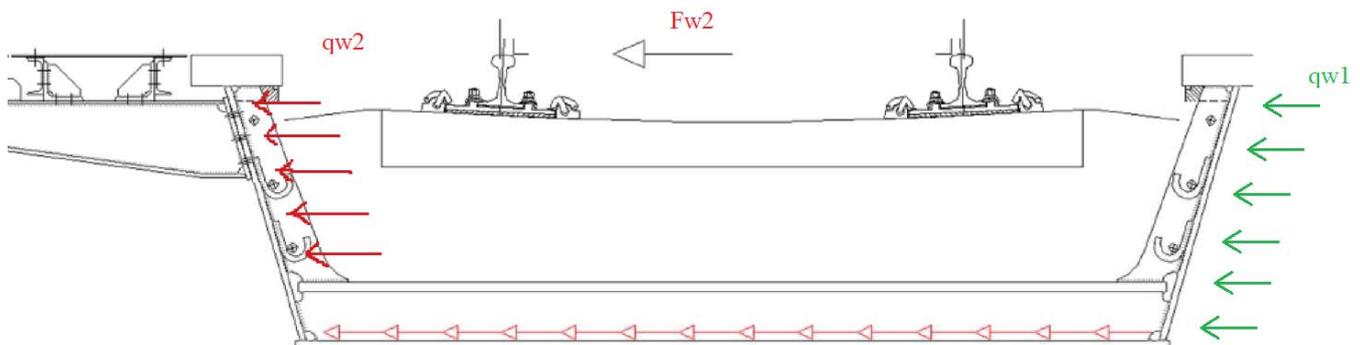
5.9.1 Applicazione del carico del vento nel Modello 1

L'azione del vento viene modellata come un carico uniformemente distribuito lungo l'asse dell'impalcato in termini di forza e momento, agente nella direzione più sfavorevole.

Pressione del vento	p_w	0.84 kPa
Altezza treno/barriera	H_t	4 m
Altezza superficie investita	H_w	5.1 m
Forza trasversale vento	q_w	4.3 kN/m
Braccio da baricentro travi	b_w	2.08 m
Momento trasversale (G travi)	m_w	9.0 kNm/m

5.9.2 Applicazione del carico del vento nel Modello 2

Nel modello trasversale l'azione del vento agente sul convoglio è stata modellata secondo lo schema illustrato per il serpeggio, l'azione agente sull'impalcato è invece assegnata alla parete direttamente investita dal vento, secondo il seguente schema.



Sull'interasse di 0.495 m

$$q_w (0.495) = p(z) \cdot i = 0.84 \cdot 0.495 = 0.42 \text{ kN/m}$$

La pressione del vento agisce direttamente sulla parete esterna dell'impalcato quindi $q_w (0.495) = q_w1$.

La forza applicata al convoglio è:

$$F_{w2} = q_w (0.495) \cdot H_t = 0.42 \cdot 4 = 1.68 \text{ kN}$$

Essendo la larghezza della piastra pari a 2.9 m e la lunghezza delle anime inclinate pari a 1.04 m risulta:

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

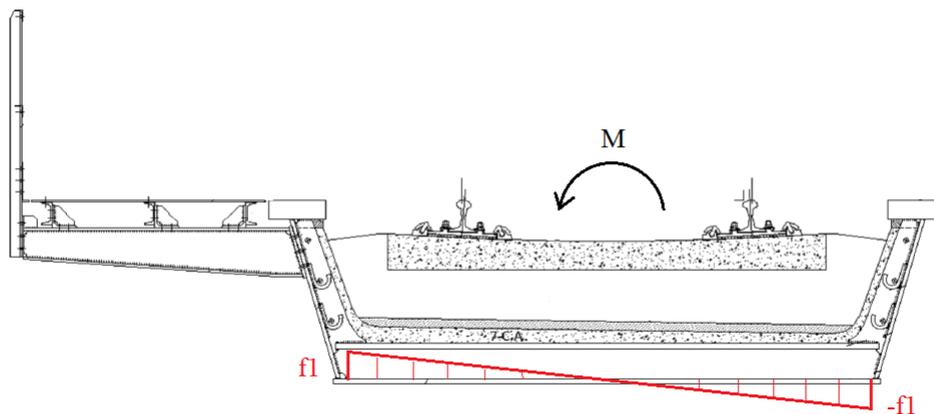
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0508001	A	45 di 84

$$q_{sk,w2} = 1.68/3.94 = 0.43 \text{ kN/m}$$

Inoltre l'azione del vento sul carico produce rispetto al baricentro della piastra inferiore anche un momento torcente M_w , per effetto dell'eccentricità del carico orizzontale. Il braccio della forza trasversale, in questo caso, è dato dall'altezza del punto di applicazione rispetto al fondo del cassone, pari 2.6m:

$$M_w = 1.68 \cdot 2.6 = 4.4 \text{ kNm}$$

Con riferimento alla distribuzione del momento torcente realizzata in §5.3.1, si ricava la seguente distribuzione trasversale del carico distribuito sul fondo del cassone:



$$f_{1,w} = M_w / w = 6.5 \text{ kN/m}$$

$$\text{dove } w = 0.495 \cdot 2.87^2 / 6 = 0.68 \text{ m}^3$$

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO VI05 – PONTE SU ROGGIA SERIO					
	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLVI0508001	REV. A

5.10 Azione Sismica

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4 del D.M. 2018.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

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

T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell’azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di a_g , F_o e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

5.10.1 Vita nominale

La vita nominale di un’opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Per l’opera in esame si fa riferimento alla seguente tabella, tratta dal Manuale di progettazione RFI.

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale V_N [Anni] ⁽²⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14.01.2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE ($V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V < 250$ Km/h	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V \geq 250$ km/h	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) – La stessa V_N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE.	

Tab. 2.5.1.1.1-1 – Vita nominale delle infrastrutture ferroviarie

Viene pertanto assunta una vita nominale $V_N = 50$.

5.10.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite dal manuale di progettazione RFI, sulla base delle definizioni date dalle NTC 2018.

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	Coefficiente d'uso [CU]
GRANDI STAZIONI	C IV	2,00
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA	C III	1,50
ALTRE OPERE D'ARTE	C II	1,00

Tabella 2.5.1.1.2-1 - Coefficienti d'uso per le infrastrutture ferroviarie

Nel presente progetto si considera, quindi, una **classe d'uso tipo II** con coefficiente d'uso $C_U = 1$.

5.10.3 Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1 = 50 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO VI05 – PONTE SU ROGGIA SERIO					
	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLV10508001	REV. A

5.10.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

	STATO LIMITE	P_{VR} : probabilità di superamento nel periodo di riferimento
SLE	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
SLU	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%

Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{C_u \cdot V_N}{\ln(1 - P_{VR})} \text{ da cui si ottiene la seguente tabella:}$$

Stati limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R (anni)
SLE	SLO	30
	SLD	50
SLU	SLV	475
	SLC	975

Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R

Per il sito in esame, in base ai parametri precedentemente adottati, il periodo T_R in corrispondenza dello stato limite ultimo SLV è pari a $T_R = 475$ anni.

5.10.5 Caratterizzazione sismica del terreno

5.10.5.1 Categorie di Sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO VI05 – PONTE SU ROGGIA SERIO					
	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLV10508001	REV. A

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2018.

I terreni di progetto possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di **Categoria B**.

5.10.5.2 Condizioni topografiche

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Classificazione topografie superfici

Le categorie topografiche appena definite si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

L'area interessata risulta classificabile come **T1**.

5.10.5.3 Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_S \cdot S_T$ e di C_C in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle che sono riportate di seguito:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$

D	$0,90 \leq 2,40 - 150 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 110 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella delle espressioni per S_S e C_C

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tabella 1: Tabella valori massimi del coeff. di amplificazione topografica S_T

Il valore del coefficiente di amplificazione topografica è posto pari a $S_T = 1$

I valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica sono pari a $S_S = 1,20$ e $C_C = 1,428$

5.10.6 Parametri sismici di calcolo

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



Controllo sul reticolo:
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione:

...a "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, a "Ricerca per coordinate".

Individuazione della pericolosità del sito (Fase 1)

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE

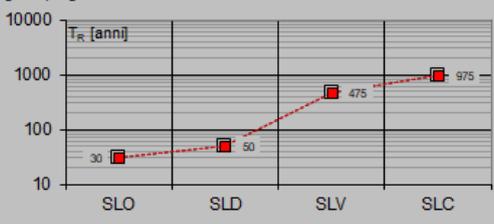
SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="30"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="50"/>

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="475"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="975"/>

Elaborazioni: Grafici parametri azione, Grafici spettri di risposta, Tabella parametri azione

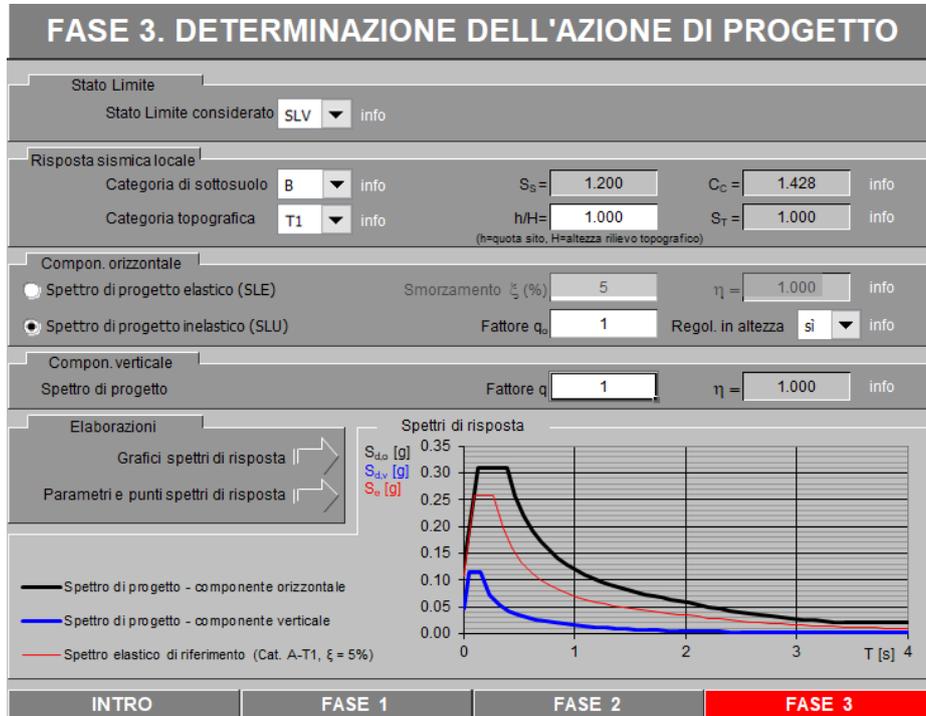
Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO
 ---□--- Strategia per costruzioni ordinarie
 - - - ■ - - - Strategia scelta

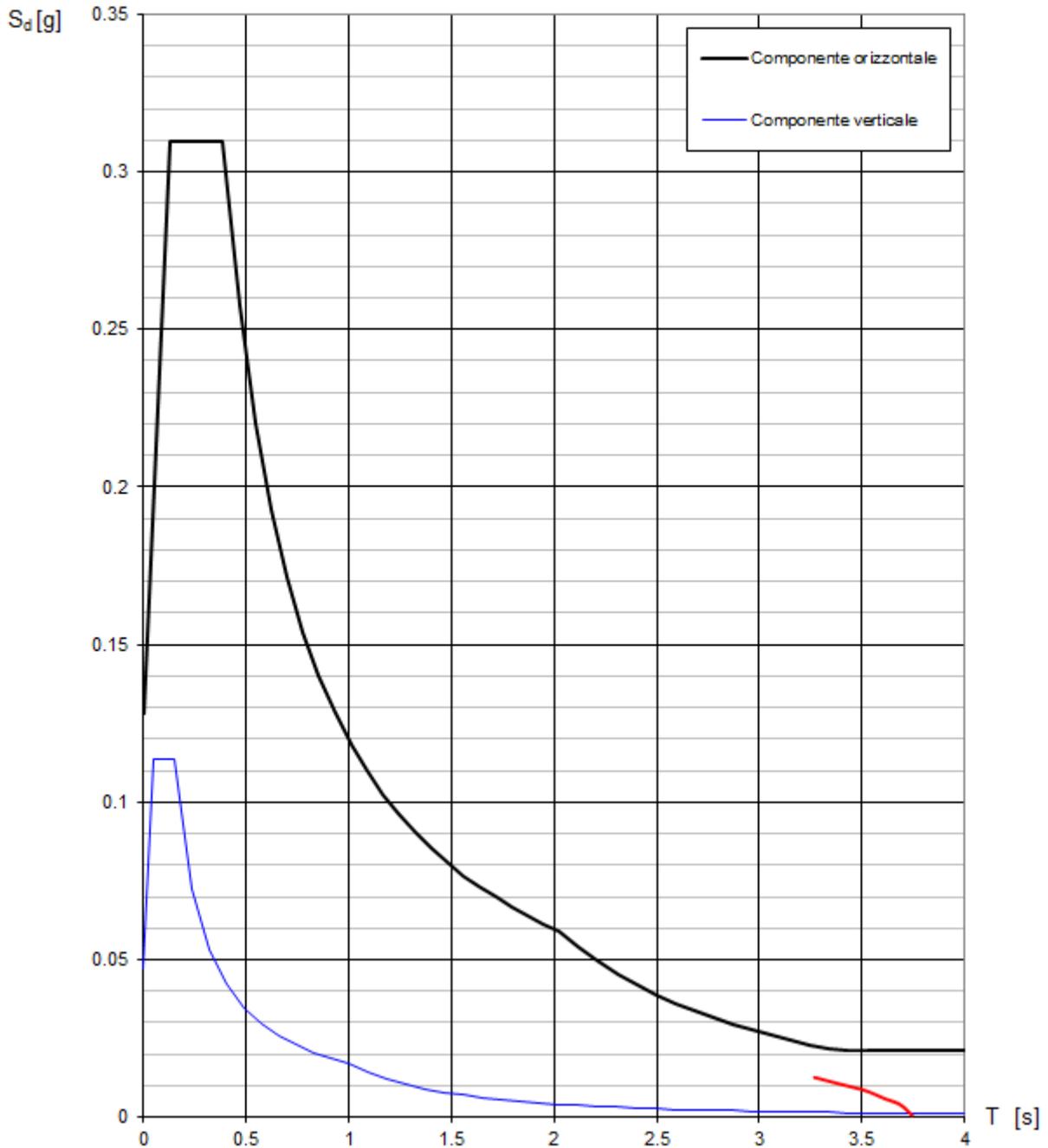
INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

Scelta della strategia di progettazione (Fase 2)



Determinazione dell'azione di progetto (Fase 3)

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



Spettro di progetto: grafico

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.107 g
F_o	2.417
T_C^*	0.271 s
S_S	1.200
C_C	1.428
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.129 s
T_C	0.387 s
T_D	2.027 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)

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η 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	0.128
$T_B \leftarrow$	0.129	0.309
$T_C \leftarrow$	0.387	0.309
	0.465	0.258
	0.543	0.220
	0.621	0.193
	0.699	0.171
	0.777	0.154
	0.856	0.140
	0.934	0.128
	1.012	0.118
	1.090	0.110
	1.168	0.103
	1.246	0.096
	1.324	0.090
	1.402	0.085
	1.480	0.081
	1.558	0.077
	1.636	0.073
	1.715	0.070
	1.793	0.067
	1.871	0.064
	1.949	0.061
$T_D \leftarrow$	2.027	0.059
	2.121	0.054
	2.215	0.049
	2.309	0.046
	2.403	0.042
	2.497	0.039
	2.591	0.036
	2.685	0.034
	2.779	0.031
	2.873	0.029
	2.966	0.028
	3.060	0.026
	3.154	0.024
	3.248	0.023
	3.342	0.022
	3.436	0.021
	3.530	0.021
	3.624	0.021
	3.718	0.021
	3.812	0.021
	3.906	0.021
	4.000	0.021

Spettro di progetto: valori

	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO VI05 – PONTE SU ROGGIA SERIO					
	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLV10508001	REV. A

5.10.7 Applicazione del sisma nel Modello 1

La modellazione dell'azione sismica è stata effettuata mediante un'analisi lineare dinamica.

In tal modo è stata eseguita un'analisi modale finalizzata alla determinazione dei modi di vibrare della costruzione.

Gli effetti del sisma, rappresentato dallo spettro di risposta di progetto, sono stato determinati per ciascuno dei modi di vibrare considerato.

Per la definizione dello spettro di progetto è stato assunto un fattore di struttura $q=1$.

È stato considerato un numero di modi di vibrare la cui massa partecipante totale è superiore all'85%.

La combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è stata effettuata mediante una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo (CQC).

La massa sismica è calcolata secondo l'espressione:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{1j}$$

Per i carichi dovuti al transito dei treni si assumerà $\psi_2 = 0.2$.

Prudenzialmente è stata considerata la maggiore massa sismica relativa al treno di carico SW/2.

6 COMBINAZIONI DI CARICO

Nella progettazione dei ponti va considerata l'eventuale contemporaneità di più treni, secondo quanto previsto dalle norme ed indicato nella tabella seguente.

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante ⁽²⁾
		caso a ⁽¹⁾	caso b ⁽¹⁾	
1	Primo	1,0 (LM 71"+SW/0")	-	1,0 SW/2
	Primo	1,0 (LM 71"+SW/0")	-	1,0 SW/2
2	secondo	1,0 (LM 71"+SW/0")	-	1,0 (LM 71"+SW/0")
	Primo	1,0 (LM 71"+SW/0")	0,75 (LM 71"+SW/0")	1,0 SW/2
≥ 3	secondo	1,0 (LM 71"+SW/0")	0,75 (LM 71"+SW/0")	1,0 (LM 71"+SW/0")
	Altri	-	0,75 (LM 71"+SW/0")	-

⁽¹⁾ LM71 "+" SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

⁽²⁾ Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Il ponte analizzato corrisponde al caso di binario unico, pertanto si fa riferimento alla configurazione con treno LM71 o SW/0, nel caso di traffico normale, ed alla configurazione con treno SW/2, nel caso di traffico pesante.

Tutti gli effetti delle azioni vengono determinati con i carichi e le forze disposti nelle posizioni più sfavorevoli. Le azioni che producono effetti favorevoli sono trascurate.

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

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

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

I valori fra parentesi indicati nella Tab. 5.2.IV vanno assunti quando l'azione risulta favorevole nei riguardi della verifica che si sta svolgendo.

Le azioni derivanti da ciascuno dei gruppi di carico sono da intendersi come un'unica azione caratteristica da utilizzarsi nella definizione dei valori rari e frequenti. Data la presenza della sopraelevazione del binario di esterno curva, oltre ai gruppi di carico comprendenti le azioni orizzontali dovute al transito dei convogli (frenatura/avviamento, forza centrifuga e serpeggio), si considerano anche le condizioni di carico a convoglio fermo. Per i treni tipo LM71 l'eccentricità del carico è disposta, a seconda del caso, nella direzione più gravosa.

Ai fini delle analisi da condurre, dunque, sono stati individuati i seguenti gruppi di carico.

	Verticale				Orizzontali				
	LM71-M	LM71-V	SW/0	SW/2	Frenatura	Avviamento	Centrifuga	Serpeggio	Sopraelevazione
Gruppo 1:1+	1					0.5	1	1	-1
Gruppo 1:2+		1				0.5	1	1	-1
Gruppo 1:3+			1			0.5	1	1	-1
Gruppo 1:4+				1		0.5	1	1	-1
Gruppo 1:5+	1				0.5		1	1	-1
Gruppo 1:6+		1			0.5		1	1	-1
Gruppo 1:7+			1		0.5		1	1	-1
Gruppo 1:8+				1	0.5		1	1	-1
Gruppo 3:1+	1					1	0.5	0.5	-1
Gruppo 3:2+		1				1	0.5	0.5	-1
Gruppo 3:3+			1			1	0.5	0.5	-1
Gruppo 3:4+				1		1	0.5	0.5	-1
Gruppo 3:5+	1				1		0.5	0.5	-1
Gruppo 3:6+		1			1		0.5	0.5	-1
Gruppo 3:7+			1		1		0.5	0.5	-1
Gruppo 3:8+				1	1		0.5	0.5	-1
Gruppo 1:1-	1					-0.5	1	1	-1
Gruppo 1:2-		1				-0.5	1	1	-1
Gruppo 1:3-			1			-0.5	1	1	-1
Gruppo 1:4-				1		-0.5	1	1	-1
Gruppo 1:5-	1				-0.5		1	1	-1
Gruppo 1:6-		1			-0.5		1	1	-1
Gruppo 1:7-			1		-0.5		1	1	-1
Gruppo 1:8-				1	-0.5		1	1	-1
Gruppo 3:1-	1					-1	0.5	0.5	-1
Gruppo 3:2-		1				-1	0.5	0.5	-1
Gruppo 3:3-			1			-1	0.5	0.5	-1
Gruppo 3:4-				1		-1	0.5	0.5	-1
Gruppo 3:5-	1				-1		0.5	0.5	-1
Gruppo 3:6-		1			-1		0.5	0.5	-1
Gruppo 3:7-			1		-1		0.5	0.5	-1
Gruppo 3:8-				1	-1		0.5	0.5	-1
Gruppo 1:1F	1								1
Gruppo 1:2F		1							1
Gruppo 1:3F			1						1
Gruppo 1:4F				1					1

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO VI05 – PONTE SU ROGGIA SERIO					
	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLVI0508001	REV. A

Dove il carico LM71-M è la condizione con il carico LM71 che massimizza il momento flettente in mezzeria, mentre LM71-V massimizza il taglio all'estremità.

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC-2018 al par.2.5.3:

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

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

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

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

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots;$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

Combinazione sismica: $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} \dots$

Per le verifiche SLU si adottano i valori dei coefficienti parziali e dei coefficienti di combinazione riportati nelle seguenti figure.

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.

⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr_1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	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

(1) 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.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Nelle tabelle seguenti si riporta un riassunto di tutte le combinazioni di carico SLU e SLE adottate.

Comb. statiche	G1	G2	Ballast	Gruppo N	Qmp	Qw
SLU str 1 ÷ 36	1.35	1.5	1.5	1.45	0	0.9
SLU str 37 ÷ 72	1.35	1.5	1.5	1.16	0	1.5
SLU str 73	1.35	1.5	1.5	0	1.5	0.9
SLU str 74	1.35	1.5	1.5	0	0.8	1.5
SLE r 1 ÷ 36	1	1	1	1	0	0.6
SLE r 37 ÷ 72	1	1	1	0.8	0	1
SLE r 73	1	1	1	0	1	0.6
SLE r 74	1	1	1	0	0.8	1
SLE f 1 ÷ 36	1	1	1	0.8	0	0.5
SLE f 37	1	1	1	0	0	1
SLE f 38	1	1	1	0	0.8	0.5
SLE qp	1	1	1	0	0	0
SLU equ 1 ÷ 36	0.9	0	0.9	1.45	0	0.9
SLU equ 37 ÷ 72	0.9	0	0.9	1.16	0	1.5
SLU equ 73	0.9	0	0.9	0	1.5	0.9
SLU equ 74	0.9	0	0.9	0	0.8	1.5

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10508001	A	61 di 84

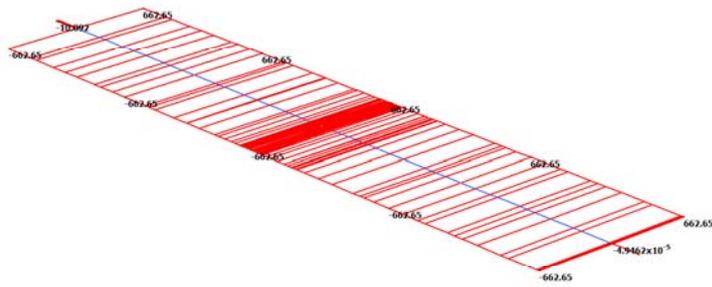
Comb. sismiche	Massa sismica	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
SLV 1	G1 + G2 + 0.2 SW/2	1	0.3	0.3
SLV 2	G1 + G2 + 0.2 SW/2	1	0.3	-0.3
SLV 3	G1 + G2 + 0.2 SW/2	1	-0.3	0.3
SLV 4	G1 + G2 + 0.2 SW/2	1	-0.3	-0.3
SLV 5	G1 + G2 + 0.2 SW/2	-1	0.3	0.3
SLV 6	G1 + G2 + 0.2 SW/2	-1	0.3	-0.3
SLV 7	G1 + G2 + 0.2 SW/2	-1	-0.3	0.3
SLV 8	G1 + G2 + 0.2 SW/2	-1	-0.3	-0.3
SLV 9	G1 + G2 + 0.2 SW/2	0.3	1	0.3
SLV 10	G1 + G2 + 0.2 SW/2	0.3	1	-0.3
SLV 11	G1 + G2 + 0.2 SW/2	-0.3	1	0.3
SLV 12	G1 + G2 + 0.2 SW/2	-0.3	1	-0.3
SLV 13	G1 + G2 + 0.2 SW/2	0.3	-1	0.3
SLV 14	G1 + G2 + 0.2 SW/2	0.3	-1	-0.3
SLV 15	G1 + G2 + 0.2 SW/2	-0.3	-1	0.3
SLV 16	G1 + G2 + 0.2 SW/2	-0.3	-1	-0.3
SLV 17	G1 + G2 + 0.2 SW/2	0.3	0.3	1
SLV 18	G1 + G2 + 0.2 SW/2	0.3	-0.3	1
SLV 19	G1 + G2 + 0.2 SW/2	-0.3	0.3	1
SLV 20	G1 + G2 + 0.2 SW/2	-0.3	-0.3	1
SLV 21	G1 + G2 + 0.2 SW/2	0.3	0.3	-1
SLV 22	G1 + G2 + 0.2 SW/2	0.3	-0.3	-1
SLV 23	G1 + G2 + 0.2 SW/2	-0.3	0.3	-1
SLV 24	G1 + G2 + 0.2 SW/2	-0.3	-0.3	-1

7 RISULTATI DELLE ANALISI

Si riportano gli involuipi dei diagrammi delle sollecitazioni allo SLU/SLV.

7.1 Modello 1

MIN MAX
 Axforce(kN) -662.65 662.65

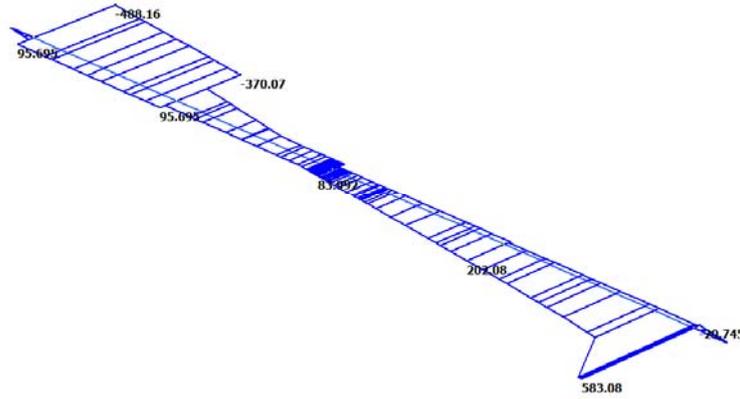


Sforzo assiale – Fx (kN)

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

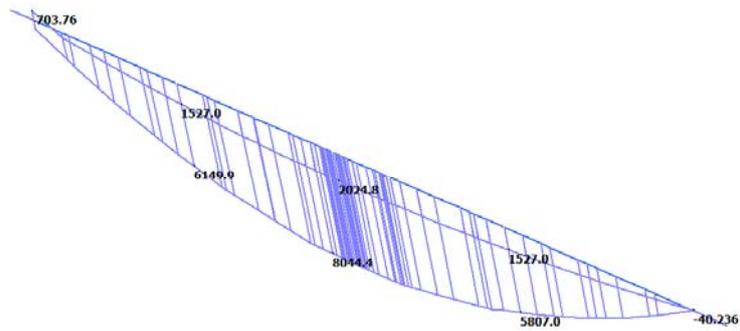
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10508001	A	63 di 84

	MIN	MAX
Torque(kN.m)	-488.16	583.08



Momento torcente – M_x (kNm)

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-703.76	8044.4

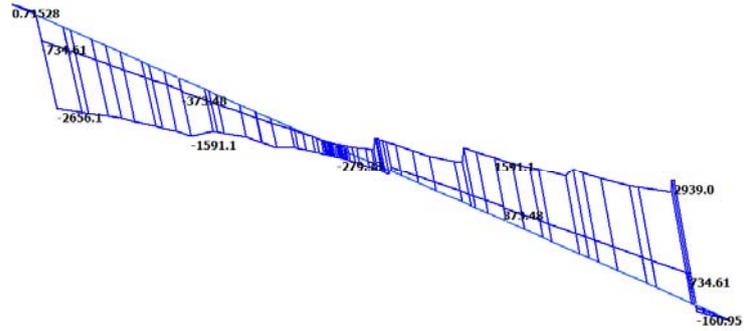


Momento flettente nel piano verticale – M_y (kNm)

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

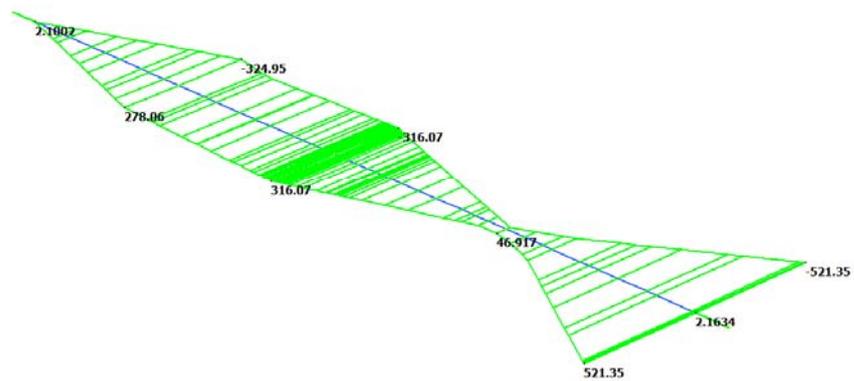
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10508001	A	64 di 84

	MIN	MAX
SF1(kN)	-2656.1	2939.0



Taglio nel piano verticale – Vz (kN)

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-521.35	521.35

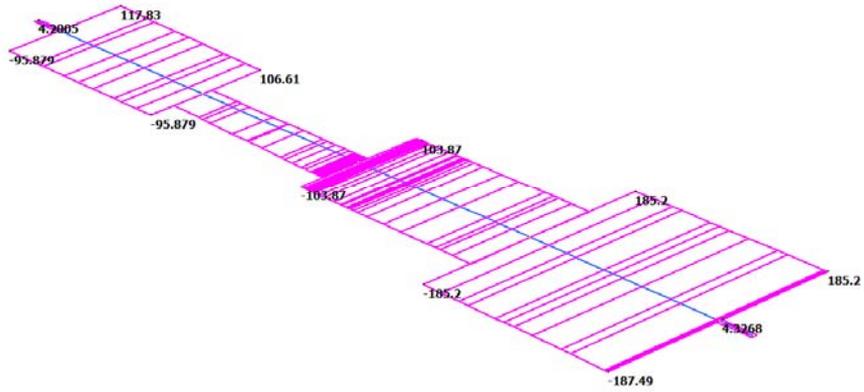


Momento flettente nel piano orizzontale – Mz (kNm)

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10508001	A	65 di 84

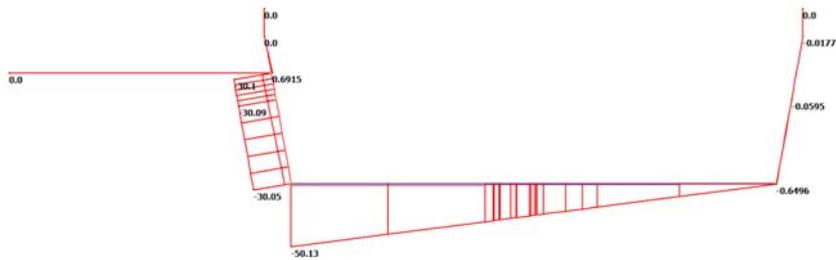
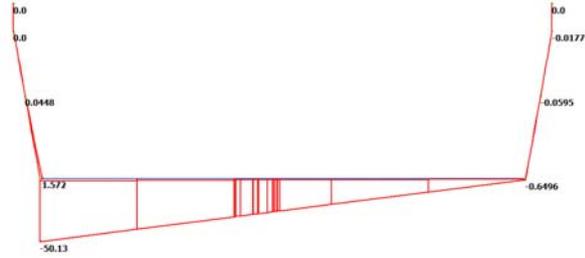
	MIN	MAX
SF2(kN)	-187.49	185.2



Taglio nel piano orizzontale – V_y (kN)

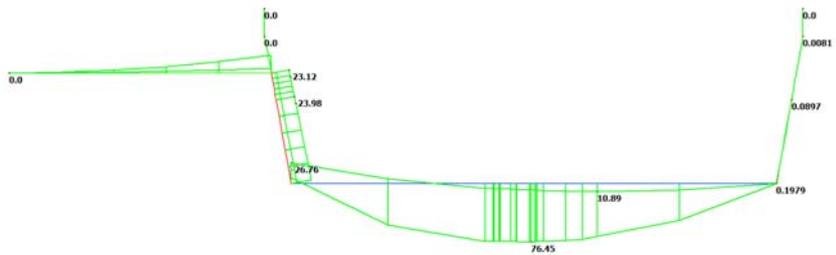
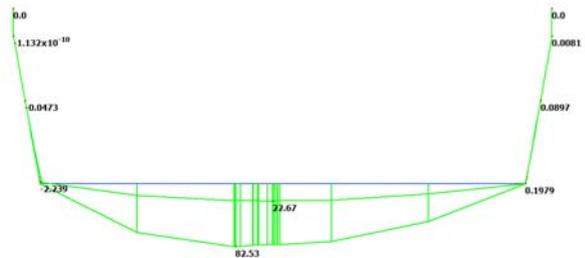
7.2 Modello 2

MIN MAX
Asforce(kN) -50.13 1.572



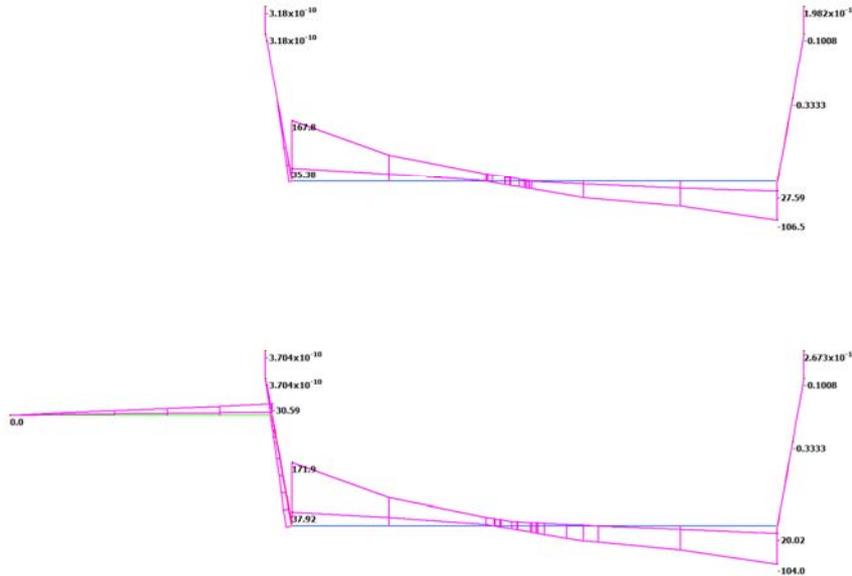
Sforzo assiale – Fx (kN)

MIN MAX
BMz(kNm) -26.76 82.53



Momento flettente nel piano verticale – My (kNm)

MIN MAX
S12(M) -106.5 171.9



Taglio nel piano orizzontale – Vy (kN)

8 VERIFICHE SLU

Le verifiche riportate riguardano la resistenza della sezione, per la quale si considera solamente il contributo dell'acciaio trascurando, in termini di resistenza, quello del calcestruzzo. Per le verifiche di dettaglio sulla vasca in c.a. si rimanda al progetto esecutivo.

8.1 Verifiche strutturali in direzione longitudinale

A partire dalle caratteristiche di sollecitazione sono state calcolate le tensioni agenti lungo l'intero impalcato per tutte le combinazioni di carico allo SLU.

Il calcolo tensionale è stato condotto nel seguente modo:

$$\sigma = N/A + M_y/W_y + M_z/W_z$$

$$\tau_z = V_z \cdot S_z / (J_z \cdot t_i)$$

$$\tau_y = V_y \cdot S_y / (J_y \cdot t_w)$$

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10508001	A	68 di 84

Dove il taglio verticale V'_z agente su un'anima è ottenuto sommando al contributo del taglio quello della torsione, secondo la seguente relazione:

$$V'_z = V_z/2 + M_x/B_w$$

Con:

y e z assi baricentrici orizzontale e verticale nel piano della sezione dell'impalcato

N: sforzo normale

M_y : momento flettente con vettore momento agente secondo y

I_y e W_y : momento di inerzia e modulo resistente attorno all'asse y

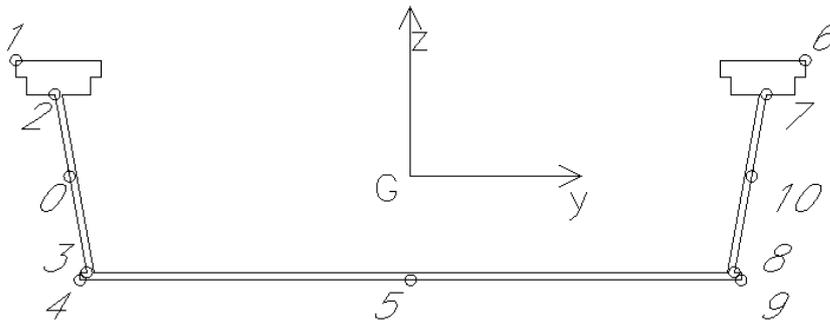
M_z : momento flettente con vettore momento agente secondo z

I_z e W_z : momento di inerzia e modulo resistente attorno all'asse z

V_y e S_y rispettivamente taglio ed il momento statico secondo l'asse y

V_z e S_z rispettivamente taglio ed il momento statico secondo l'asse z

Le tensioni sono state calcolate nei seguenti punti.



Infine sono state calcolate le tensioni ideali negli stessi punti.

La verifica risulta soddisfatta se $\sigma_{id} \leq f_{yd}$, dove $f_{yd} = 338\text{MPa}$ per spessori fino a 40mm e 319MPa per spessori superiori a 40mm. Si riporta di seguito l'involuppo delle tensioni nei punti considerati.

Si riporta di seguito l'involuppo delle tensioni nei punti considerati.

Tensioni longitudinali

	σ_0	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4	σ_5	σ_6	σ_7	σ_8	σ_9	σ_{10}
	(MPa)										
Max	3.8	6	5	77	82	82	6	5	77	82	3.8
Min	-3.8	-103	-90	-10	-10	-10	-102	-90	-10	-10	-3.8

Tensioni tangenziali

	$\tau_{y0-10(max)}$	τ_{y2-7}	τ_{y3-8}	τ_{z3-8}	$\tau_{z5(max)}$
	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Max	54	44	47	2	2
Min	0	0	0	-2	-2

Tensioni ideali per comportamento globale

	$\sigma_{id,0}$	$\sigma_{id,2}$	$\sigma_{id,3}$	$\sigma_{id,5}$	$\sigma_{id,7}$	$\sigma_{id,8}$	$\sigma_{id,10}$
	(MPa)						
Max	93	90	82	82	90	112	93

Nell'allegato 1 si riporta il calcolo tensionale completo.

Convenzioni segni tensioni: $\sigma > 0$ trazione

Tutte le tensioni risultano inferiori ai limiti.

Il modello unifilare adottato, non consente di valutare l'effetto di incremento delle tensioni longitudinali dovuto alla torsione sull'impalcato. Tuttavia, anche valutando a favore di sicurezza l'entità di tale effetto pari ad un incremento del 20% della tensione longitudinale, le tensioni di calcolo rimarrebbero ancora di molto inferiori al limite di resistenza del materiale.

8.1.1 Stabilità delle membrature

A livello delle piattebande superiori, dato lo stato tensionale molto ridotto ed il livello di vincolo trasversale offerto dalla presenza della vasca di calcestruzzo e delle nervature della vasca in acciaio con passo molto ravvicinato, si possano escludere fenomeni di instabilità globale.

Si escludono inoltre possibili fenomeni di instabilità locale in quanto sia la piattebande superiori, compresse, che le anime, presso-inflesse, sono in classe 1 in quanto:

Piattebande sup. $c/t = 200/80 = 2.5 < 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0.81 = 7.3$

Anime $c/t = 853/30 = 31.3 < 396 \cdot \epsilon / (13 \cdot \alpha - 1) = 396 \cdot 0.81 / (13 \cdot 0.459 - 1) = 64.6$

8.2 Verifiche strutturali in direzione trasversale

A partire dalle caratteristiche di sollecitazione sono state calcolate le tensioni agenti lungo l'intera sezione trasversale per le combinazioni di carico allo SLU.

Il calcolo tensionale è stato condotto nel seguente modo:

$$\sigma = N/A + M/W$$

$$\tau_y = V \cdot S / (J \cdot t_w)$$

con:

x e y assi baricentrici orizzontale e verticale nel piano della sezione dell'impalcato

N: sforzo normale

M: momento flettente con vettore momento agente secondo il piano principale

J: momento di inerzia principale

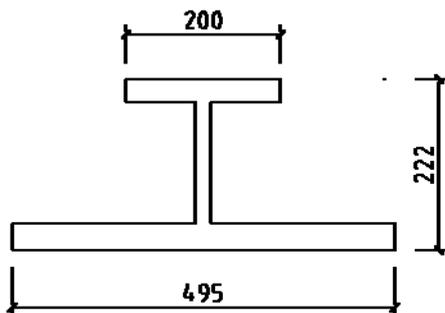
V e S rispettivamente taglio e momento statico massimo nel piano verticale

Le tensioni sono state calcolate agli estremi della sezione e in corrispondenza del baricentro

Infine sono state calcolate le tensioni ideali negli stessi punti.

La verifica risulta soddisfatta se $\sigma_{id} \leq f_{yd} = 338 \text{MPa}$.

Sezione resistente piastra di base



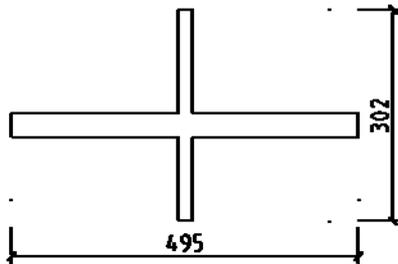
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0508001	A	71 di 84

	V	M	N	σ_g	σ_{sup}	σ_{inf}	τ_{max}	σ_{id}
	(kN)	(kN.m)	(kN)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Mmax	20	83	-30	-1.2	-73	36	5	73.3
Vmax	172	-27	-50	-2.1	21	-14	47	83.5
Nmax	172	-27	-50	-2.1	21	-14	47	83.5

t_w	20	mm
J	1.70E+08	mm ⁴
W_{sup}	-1.16E+06	mm ³
W_{inf}	2.25E+06	mm ³
y_{inf}	75.7	mm
y_{sup}	-146.3	mm
S_{max}	9.22E+05	mm ³
A	24090	mm ²

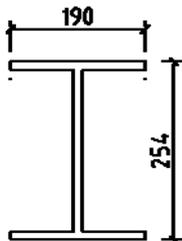
Sezione resistente pareti laterali



	V	M	N	σ_g	σ_{sup}	σ_{inf}	τ_{max}	σ_{id}
	(kN)	(kN.m)	(kN)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Mmax	17	-27	-30	-1.5	-88	85	4	88.5
Vmax	17	-27	-30	-1.5	-88	85	4	88.5
Nmax	17	-27	-30	-1.5	-88	85	4	88.5

t_w	20	mm
J	4.70E+07	mm ⁴
W_{sup}	3.11E+05	mm ³
W_{inf}	-3.11E+05	mm ³
y_{inf}	151	mm
y_{sup}	-151	mm
S_{max}	2.28E+05	mm ³
A	20209	mm ²

Sezione resistente trave passerella



RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

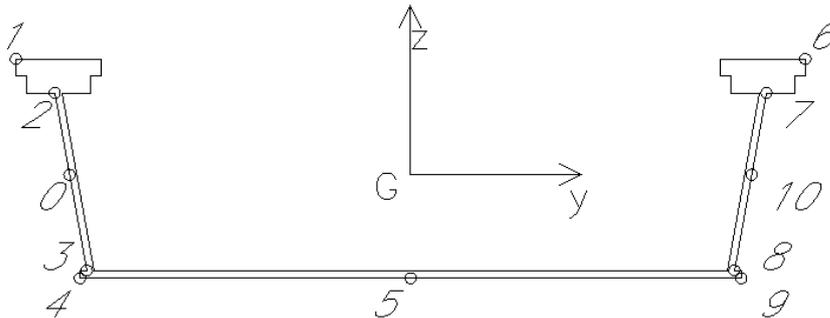
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10508001	A	72 di 84

	V	M	N	σ_g	σ_{sup}	σ_{inf}	τ_{max}	σ_{id}
	(kN)	(kN.m)	(kN)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Mmax	31	-23	0	0.0	-61	61	7	62.6
Vmax	31	-23	0	0.0	-61	61	7	62.6

t_w	20	mm
J	1.26E+08	mm ⁴
W_{sup}	3.75E+05	mm ³
W_{inf}	-3.75E+05	mm ³
y_{inf}	127	mm
y_{sup}	-127	mm
S_{max}	5.82E+05	mm ³
A	12280	mm ²

Stato tensionale complessivo nella piastra di base della sezione di mezzeria derivante dai due modelli

Con riferimento allo schema seguente, si verificano le tensioni ideali nei punti in cui si ha presenza sia di tensioni longitudinali che trasversali.



I punti interessati sono i seguenti: 0, 3, 5, 8, 10. La tensione ideale è calcolata di seguito per ognuno di essi, secondo la seguente nota relazione:

$$\sigma_{id,VM} = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2}$$

Dove:

σ_x è la tensione normale longitudinale

σ_y è la tensione normale trasversale

τ_{xy} è la tensione tangenziale longitudinale

τ_{yz} è la tensione tangenziale trasversale

- **Punti 0 e 10:**

Si considera il punto sul lato maggiormente gravato, ovvero quello sul lato della passerella. Da quanto riportato ai capitoli precedenti le tensioni in gioco sono le seguenti:

$$\sigma_{x,0} = 3.8\text{MPa} \quad \tau_{xy,0} = 54\text{MPa}$$

$$\sigma_{y,0} = -1.5\text{MPa} \quad \tau_{yz,0,\max} = 4\text{MPa}$$

$$\sigma_{id} = 94\text{MPa} < f_{yd} = 338\text{MPa}$$

- **Punti 3 e 8:**

Si considera il punto sul lato maggiormente gravato, ovvero quello sul lato della passerella. Da quanto riportato ai capitoli precedenti le tensioni in gioco sono le seguenti:

$$\sigma_{x,3} = 77\text{MPa} \quad \tau_{xy,3} = 47\text{MPa}$$

$$\sigma_{y,3} = -14\text{MPa} \quad \tau_{yz,3,\max} = 47\text{MPa}$$

$$\sigma_{id} = 143\text{MPa} < f_{yd} = 338\text{MPa}$$

- **Punto 5:**

Da quanto riportato ai capitoli precedenti le tensioni in gioco sono le seguenti:

$$\sigma_{x,5} = 82\text{MPa} \quad \tau_{xy,5} = 2\text{MPa}$$

$$\sigma_{y,5} = 36\text{MPa} \quad \tau_{yz,5,\max} = 5\text{MPa}$$

$$\sigma_{id} = 72\text{MPa} < f_{yd} = 338\text{MPa}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO RADDOPPIO PONTE SAN PIETRO – BERGAMO – MONTELLO APPALTO 2: PRG PONTE SAN PIETRO E RADDOPPIO DELLA LINEA DA CURNO A BERGAMO VI05 – PONTE SU ROGGIA SERIO					
	RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO	COMMESSA NB1R	LOTTO 02	CODIFICA D 26	DOCUMENTO CLVI0508001	REV. A

9 VERIFICHE SLE

Di seguito si riportano le verifiche agli SLE per l'impalcato metallico.

Le verifiche sono condotte con riferimento al punto 1.8.3.2.2 delle specifiche RFI "Requisiti concernenti le deformazioni e le vibrazioni". Le verifiche di deformazione sono eseguite considerando la combinazione caratteristica rara degli SLE.

Tutte le verifiche di deformabilità dell'impalcato sono state condotte considerando il contributo di rigidità dato dalla vasca di c.a. al 50 % come previsto dalla specifica RFI. . Per le verifiche di dettaglio sulla vasca in c.a. si rimanda al progetto esecutivo.

9.1 Verifica tensionale

Con riferimento al punto 2.5.2.3.7.2.6 d) del manuale di progettazione, la tensione massima nella lamiera del cassone dovrà risultare inferiore a 200MPa nelle verifiche SLE combinazione rara (caratteristica). Con riferimento al §8 della presente relazione, tale requisito è soddisfatto agli SLU, quindi implicitamente soddisfatto anche per le SLE rare.

9.2 Verifica all'inflessione verticale

Verifica con limite L/600

Il massimo valore di spostamento verticale dell'impalcato sotto i carichi accidentali ferroviari non deve eccedere il valore limite di L/600.

Nel caso in oggetto lo spostamento verticale limite S_{vlim} risulta pari a:

$$S_{vlim} = 11600/600 = 19.3 \text{ mm}$$

La massima deformazione verticale derivante dal traffico ferroviario è pari a 4.5mm < S_{vlim} . (Gruppo 1 LM71).

Verifica con limite L/1000

Il massimo valore di spostamento verticale dell'impalcato sotto i carichi accidentali dell'LM71 non deve eccedere il valore limite di L/1000.

Nel caso in oggetto lo spostamento verticale limite S_{vlim} risulta pari a:

$$S_{vlim} = 11600/1000 = 11.6 \text{ mm}$$

La massima deformazione verticale derivante dal traffico ferroviario LM71 è pari a $4.5\text{mm} < S_{vlim}$. (Gruppo 1 LM71).

9.3 Verifica della rotazione degli appoggi

Il massimo valore di spostamento orizzontale δ_H dell'estremità dell'impalcato dovuto alla rotazione degli appoggi θ sotto i carichi accidentali dell'LM71 non deve eccedere il valore limite di 8mm. Ciò si traduce nella seguente limitazione:

$$\theta_{lim} < \tan^{-1}(8/H) = 0.35^\circ$$

Dove H è la distanza tra il piano di regolamento del ballast ed il centro di rotazione dell'appoggio. Non essendo note le caratteristiche degli apparecchi d'appoggio, H è assunto conservativamente pari a 1.3m.

Contemporaneamente, il massimo valore di spostamento verticale δ_V dell'estremità dell'impalcato dovuto alla rotazione degli appoggi θ sotto i carichi accidentali dell'LM71 non deve eccedere il valore limite di 3mm, per velocità di progetto inferiori a 160km/h. Ciò si traduce nella seguente limitazione:

$$\theta_{lim} < \tan^{-1}(3/L_r) = 0.34^\circ$$

Dove L_r è la lunghezza del retrotrave, in questo caso $L_r = 0.5m$.

La rotazione massima derivante dal traffico ferroviario LM71 è pari a $0.07^\circ < \theta_{lim}$

9.4 Deformazione longitudinale dell'impalcato

Si calcolano le deformazioni longitudinali dell'impalcato in presenza di una escursione termica di $\pm 25^\circ C$.

$$\Delta L = L \cdot \alpha \cdot \Delta T = 12.6 \cdot 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot 25 = 0.0038m \approx 4mm$$

10 VERIFICHE A FATICA

10.1 Verifica a fatica piastra di fondo e piattebande superiori

Il dettaglio più gravoso per la verifica a fatica della piastra di fondo e delle piattebande superiori è il seguente:

80 (a) 71 (b)		Attacchi trasversali 6) saldati a piastra 7) nervature verticali saldate a un profilo o a una trave composta 8) diagrammi di travi a cassone composte, saldati all'anima o alla piattebanda (a) $1 \leq 50 \text{ mm}$ (b) $50 < 1 \leq 80 \text{ mm}$ Le classi sono valide anche per nervature anulari	6) e 7) le parti terminali delle saldature devono essere molate accuratamente per eliminare tutte le rientranze presenti 7) se la nervatura termina nell'anima, $\Delta\sigma$ deve essere calcolato usando le tensioni principali
----------------------	--	---	---

$$\text{Verifica: } \Delta\sigma_{E,d} < \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$$

$$\Delta\sigma_{E,d} = \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71}$$

Si adottano i seguenti coefficienti:

$$\lambda_1 = 0.85 \quad \text{da tab. 2.7.1.2.1-1 del Manuale di progettazione}$$

$$\lambda_2 = 1 \quad \text{da tab. 2.7.1.2.2-1 del Manuale di progettazione}$$

$$\lambda_3 = 1 \quad \text{da tab. 2.7.1.2.3-1 del Manuale di progettazione}$$

$$\lambda_4 = 1 \quad \text{trattandosi di impalcato a singolo binario}$$

$$\phi_2 = 1.44 / (L_o^{1/2} - 0.2) + 0.85 = 1.30$$

Per la piastra di fondo:

$$\Delta\sigma_{71} = M_{LM71} / W_{y,w,inf} = 2610 \cdot 10^6 / 1.09 \cdot 10^8 = 24 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{E,d,inf} = \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71} = 0.85 \cdot 1.30 \cdot 24 = 27 \text{ MPa}$$

$$(\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}) \cdot k_s = (71 / 1.35) \cdot (25 / 30)^{0.25} = 50 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_c = 71 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{Mf} = 1.35$$

$$L_{infl} = 11.60 \text{ m}$$

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 0.85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0.85$$

$$\Delta\sigma_{E,d,inf} < \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} \rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

Per le piattebande superiori

$$\Delta\sigma_{71} = M_{LM71} / W_{y,w,sup} = 2610 \cdot 10^6 / 8.64 \cdot 10^7 = 30 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{E,d,sup} = \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71} = 0.85 \cdot 1.30 \cdot 30 = 33 \text{ MPa}$$

$$(\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}) \cdot k_s = (71 / 1.35) \cdot (25 / 80)^{0.25} = 39 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_c = 71 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{Mf} = 1.35$$

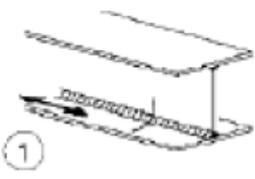
$$L_{infl} = 11.60 \text{ m}$$

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 0.85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0.85$$

$$\Delta\sigma_{E,d,sup} < \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} \rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

10.2 Verifica dei traversi

Il dettaglio più gravoso per la verifica a fatica dei traversi è il seguente:

125	 	<p>Saldatura longitudinale continue</p> <p>1) Saldatura automatica a piena penetrazione effettuata da entrambi i lati</p> <p>2) Saldatura automatica a cordoni d'angolo. Le parti terminali dei piatti di rinforzo devono essere verificate considerando i dettagli 6) e 7) della tabella 2-5.a</p>	<p>1) e 2) Non sono consentite interruzioni/riprese, a meno che la riparazione sia eseguita da un tecnico qualificato e siano eseguiti controlli atti a verificare la corretta esecuzione della riparazione</p>
-----	---	--	---

Verifica: $\Delta\sigma_{E,d} < \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$

$$\Delta\sigma_{E,d} = \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71}$$

Si adottano i seguenti coefficienti:

$\lambda_1 = 1.38$ da tab. 2.7.1.2.1-1 del Manuale di progettazione

$\lambda_2 = 1$ da tab. 2.7.1.2.2-1 del Manuale di progettazione

$\lambda_3 = 1$ da tab. 2.7.1.2.3-1 del Manuale di progettazione

$\lambda_4 = 1$ trattandosi di impalcato a singolo binario

$$\phi_2 = 1.44 / (L_o^{1/2} - 0.2) + 0.82 = 1.83$$

$$L_{inf} = 2.8 \text{ m}$$

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 1.38 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1.38$$

$$\Delta\sigma_{71} = M_{LM71} / W_{y,w,inf} = 29 \cdot 10^6 / 3.72 \cdot 10^6 = 7.7 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{E,d,inf} = \lambda \cdot \phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71} = 1.38 \cdot 1.83 \cdot 7.7 = 19 \text{ MPa}$$

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLV10508001	A	80 di 84

$$(\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}) \cdot k_s = (125/1.35) \cdot (25/30)^{0.25} = 88 \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_c = 125 \text{MPa}$$

$$\gamma_{Mf} = 1.35$$

$$\Delta\sigma_{E,d} < \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} \rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

11 SCARICHI AGLI APPOGGI

Schema appoggi:



Si riportano le reazioni nei due punti di appoggio per le condizioni elementari di carico.

Per praticità di calcolo le forze sono riportate nel sistema di riferimento dell'impalcato dove

F_L = forza longitudinale totale F_{long} = forza longitudinale sull'appoggio

F_T = forza trasversale totale F_{trasv} = forza trasversale sull'appoggio

F_V = forza verticale totale F_{vert} = forza verticale sull'appoggio

I momenti, invece, sono riportati nel sistema di riferimento della spalla dove l'asse 'x' è parallelo all'asse degli appoggi, l'asse 'y' è ortogonale ad esso e l'asse 'z' è verticale.

Conformemente alle prescrizioni del manuale di progettazione, gli appoggi fissi sono progettati per ricevere l'intero sforzo longitudinale, si verifica inoltre che il minimo sforzo verticale in condizioni SLU EQU sia superiore a 250kN (prescrizione comunque valida solamente per impalcati continui).

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0508001	A	82 di 84

SOLLECITAZIONI AGENTI AL PIANO APPOGGI

Condizione elementare		punto di applicazione			S.R. IMPALCATO			s.r. spalla		
		x	y	z	F _T	F _L	F _V	M _x	M _y	M _z
Pesi propri impalcato	g1,1	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0	-157.5	0.0	0.0	0.0
Pesi permanenti impalcato	g2,1	0.15	0.00	0.00	0.0	0.0	-459.9	0.0	67.6	0.0
Treno LM71	q1,1	0.08	0.00	0.00	0.0	0.0	-1053.6	0.0	84.3	0.0
Treno SW/0	q1,2	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	-849.3	0.0	0.0	0.0
Treno SW/2	q1,3	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	-870.0	0.0	0.0	0.0
Vento	q5	0.0	0.00	2.57	27.2	0.0	0.0	0.0	69.9	0.0
Frenatura LM71-SW/0	q3,1	0.1	0.00	1.14	0.0	277.0	27.1	-314.4	-2.2	22.2
Frenatura SW/2	q3,2	0.0	0.0	1.1	0.0	441.0	43.1	-500.5	0.0	0.0
Accelerazione	q3,3	0.0	0.0	1.1	0.0	457.0	44.7	-518.7	0.0	0.0
Serpeggio LM71-SW/0	q5,1	0.0	0.00	1.14	110.0	0.0	0.0	0.0	124.9	0.0
Serpeggio SW/2	q5,2	0.0	0.00	1.14	100.0	0.0	0.0	0.0	113.5	0.0
Forze parassite	q7	0.0	0.00	0.00	0.0	41.4	0.0	0.0	0.0	0.0
Sisma LONG SLC	Ey,1	0.0	0.00	0.00	0.0	242.8	0.0	0.0	0.0	0.0
Sisma TRASV SLC	Ex,1	0.0	0.00	0.00	121.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Sisma VERT SLC	Ez,1	0.0	0.00	0.00	0.0	0.0	102.6	0.0	0.0	0.0

A partire dai suindicati risultati sono stati valutati gli scarichi sui quattro appoggi dell'impalcato.

Spalla fissa – Appoggio fisso

$$F_{\text{long}} = F_L/2 \pm M_z/d$$

$$F_{\text{trasv}} = F_T$$

$$F_{\text{vert}} = F_Z/2 \pm M_y/d$$

Spalla fissa – Appoggio unidirezionale trasversale

$$F_{\text{long}} = F_L/2 \pm M_z/d$$

$$F_{\text{trasv}} = 0$$

$$F_{\text{vert}} = F_Z/2 \pm M_y/d$$

Pila mobile – Appoggio multidirezionale

$$F_{\text{long}} = 0$$

$$F_{\text{trasv}} = 0$$

$$F_{\text{vert}} = F_Z/2 \pm M_y/d$$

Pila mobile – Appoggio unidirezionale longitudinale

$$F_{\text{long}} = 0$$

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0508001	A	83 di 84

$$F_{\text{trasv}} = F_T$$

$$F_{\text{vert}} = F_Z/2 \pm M_y/d$$

Dove $d=2.9$ m è l'interasse trasversale tra gli appoggi.

Le forze risultanti sono quindi combinate secondo le combinazioni di carico agli SLU (sismici e statici) e SLE rare riportate al §6. L'involuppo delle reazioni per singolo appoggio è riportato nelle tabelle seguenti.

SPALLA FISSA										
APPOGGI UNI TRASV					APPOGGI FISSI					
	Ftrasv	Flong	Forizz	Fvert, max	Fvert,min	Ftrasv	Flong	Forizz	Fvert, max	Fvert,min
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
SLU	0	362	362	1238	387	184	362	406	1238	387
SISMA SLC	0	121	121	452	340	121	121	172	452	340
SISMA SLV	0	93	93	394	297	93	93	131	394	297
SLE	0	249	249	876	288	126	249	279	876	288

SPALLA MOBILE										
APPOGGI UNI LONG					APPOGGI MULTI					
	Ftrasv	Flong	Forizz	Fvert, max	Fvert,min	Ftrasv	Flong	Forizz	Fvert, max	Fvert,min
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
SLU	184	0	184	1238	387	0	0	0	1238	387
SISMA SLC	121	0	121	452	340	0	0	0	452	340
SISMA SLV	93	0	93	394	297	0	0	0	394	297
SLE	126	0	126	876	288	0	0	0	876	288

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO ACCIAIO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NB1R	02	D 26	CLVI0508001	A	84 di 84

Stima dei pesi

Si stimano i seguenti pesi per unità di lunghezza

- Impalcato metallico: 2.6ton/m
- Vasca in calcestruzzo: 2.5ton/m