

RTI Progettisti:

SYSTRA

SOTECNI  
SYSTRA GROUP

architector  
engineering

AEGIS  
CANTARELLI + PARTNERS

STUDIO MATTIOLI  
Ambiente - Ingegneria - Energia

cooperativa archeologia

## PROGETTO DEFINITIVO DELLA SECONDA LINEA TRANVIARIA DI BOLOGNA (TRATTO NORD LINEA VERDE)

### OPERE CIVILI LUNGO LINEA Opere puntuali - Strutturale O02 - Sottoattraversamento ferrovia Relazione di calcolo

COMUNE DI BOLOGNA  
SETTORE MOBILITA' SOSTENIBILE E INFRASTRUTTURE

IL DIRETTORE DEL SETTORE  
ING. CLETO CARLINI

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO  
ING. GIANCARLO SGUBBI

IL DIRETTORE DELL'ESECUZIONE DEL CONTRATTO  
ING. MIRKA RIVOLA

SEGRETERIA TECNICA

ing. Barbara Baraldi  
arch. Virginia Borrello  
ing. Giulio Cimbali  
geom. Agnese Fero  
ing. Stefania Guadagnini  
geom. Luciano Notte  
ing. Lisa Ombra  
ing. Marco Pesare

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

RESPONSABILE DI COMMESSA  
ING. PAOLO MARCHETTI

COORDINATORE TECNICO  
ING. ALESSANDRO PIAZZA

SISTEMA TRANVIARIO  
ING. SANTI CAMINITI

ARCHITETTURA E INSERIMENTO URBANISTICO  
ARCH. SEBASTIANO FULCI DE SARNO

OPERE A VERDE  
ARCH. NICOLA CANTARELLI

OPERE STRUTTURALI  
ING. STEFANO TORTELLA  
SEGNALAMENTO E TELECOMUNICAZIONI  
ING. ANGELA TORTORELLA

AMBIENTE  
PROF. MATTEO MATTIOLI

SICUREZZA  
ARCH. SERGIO MOSCHEO

ARCHEOLOGIA  
DOTT. CRISTINA BIGAZZI

BIM MANAGER  
GEOM. MIRKO CASAROLI

RESP. INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE  
ING. SANTI CAMINITI

IMPIANTI TECNOLOGICI  
ING. SIMONE VILLA

STUDI TRASPORTISTICI  
ING. ANDREA SPINOSA

VIABILITA' INTERFERENTE E SOTTOSERVIZI  
ING. PIETRO CAMINITI

IDRAULICA E IDROLOGIA  
ING. ANDREA BENVENUTI

DEPOSITO  
ING. GIORGIO COLETTI

ARMAMENTO  
ING. MAURIZIO FALZEA  
GEOLOGIA E GEOTECNICA  
DOTT. GEOL. ANTONIO PAONE

TRAZIONE ELETTRICA  
ING. DOMENICO D'APOLLONIO

IMPIANTI MECCANICI  
ING. SALVATORE GIUA

COMMESSA	FASE	LOTTO	WBS	DISCIPLINA	TIPO	NUMERO	REV.	SCALA	NOME FILE
B381	C	D	X00	O02	STR	RT	01	A	B831C-D-X00-O02-STR-RT-01-A

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
A	Ago. 2023	PRIMA EMISSIONE	SISTO	TORTELLA	S. CAMINITI
B					
C					
D					

## Indice

1. GENERALITÀ .....	3
2. CRITERI DI VERIFICA.....	10
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	11
3.1 OPERE IN C.A.....	11
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	13
4.1 CALCESTRUZZO PER MAGRONE .....	13
4.2 CALCESTRUZZO .....	13
4.3 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO.....	14
4.4 ACCIAIO DA CARPENTERIA.....	14
4.5 PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE .....	14
5. ANALISI DEI CARICHI.....	15
5.1 CARICHI ACCIDENTALI INDOTTI DAL TRAFFICO FERROVIARIO.....	15
5.1.1 AZIONI VARIABILI VERTICALI .....	15
5.1.2 AZIONI VARIABILI ORIZZONTALI ( $Q_{AVV}$ ).....	17
5.2 GRADO DI SISMICITÀ E MOTO SISMICO .....	18
5.3 COMBINAZIONI DI CARICO .....	19
5.3.1 REQUISITI CONCERNENTI GLI SLE .....	21
6. METODO DI CALCOLO .....	23
7. VERIFICHE DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI .....	24
7.1 CRITERI GENERALI ADOTTATI .....	24
7.1.1 VERIFICHE TENSIONALI E DI FESSURAZIONE DEL MANUFATTO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) .....	24
7.2 CRITERI GENERALI ADOTTATI PER RFI .....	27
7.2.1 VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE.....	27

---

7.2.2	VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO .....	27
7.2.3	REQUISITI CONCERNENTI LE DEFORMAZIONI E LE VIBRAZIONI .....	27

## 1. GENERALITÀ

Per consentire il passaggio della nuova linea tranviaria in corrispondenza dell'intersezione fra Via Corticella e la linea ferroviaria, in sostituzione dell'attuale sottovia a luce singola, sarà realizzato un nuovo sottoattraversamento in cls armato a doppio fornice. La realizzazione avverrà secondo diverse fasi.

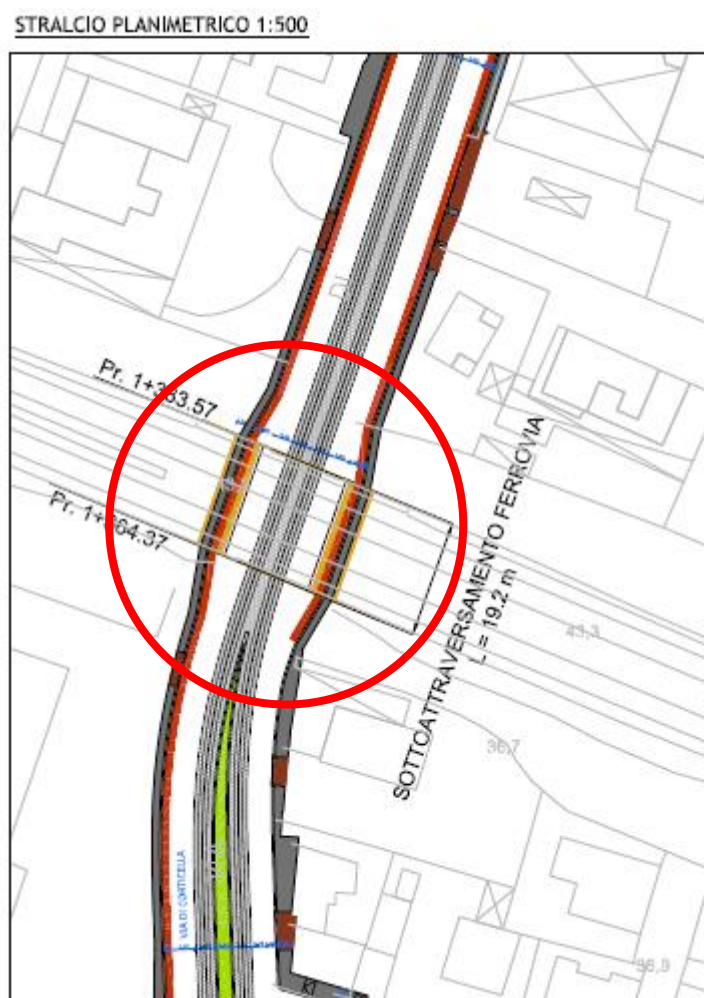


Figura 1.1: Inquadramento opera

L'opera prevede delle opportune fasi di realizzazione, al fine di mantenere attiva parte dell'attuale infrastruttura ferroviaria superiore, come meglio descritto all'interno dell'elaborato grafico allegato alla presente.

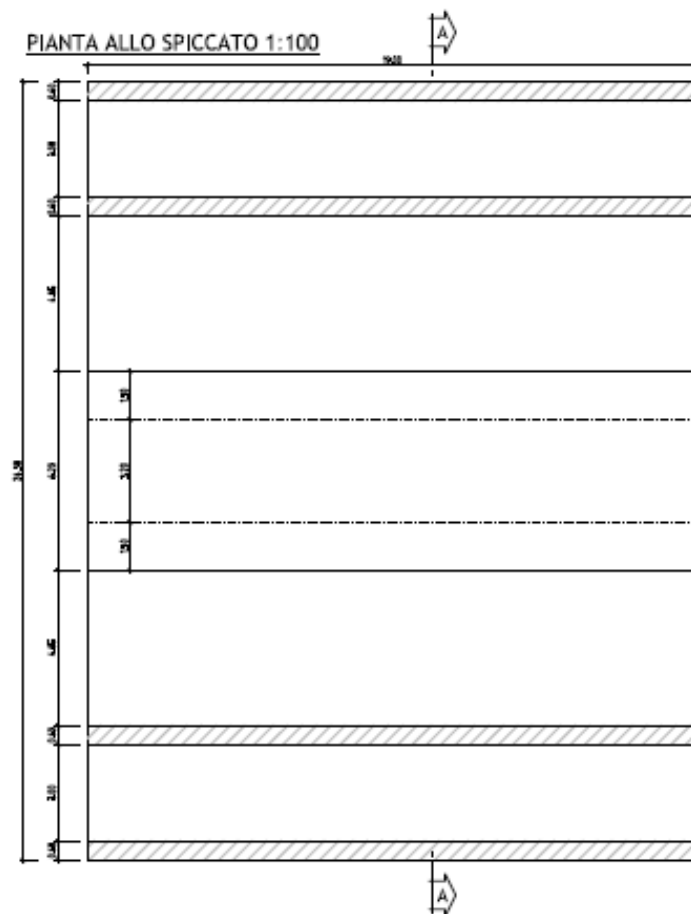


Figura 1.2: Pianta sottoattraversamento

SEZIONE A-A 1:100

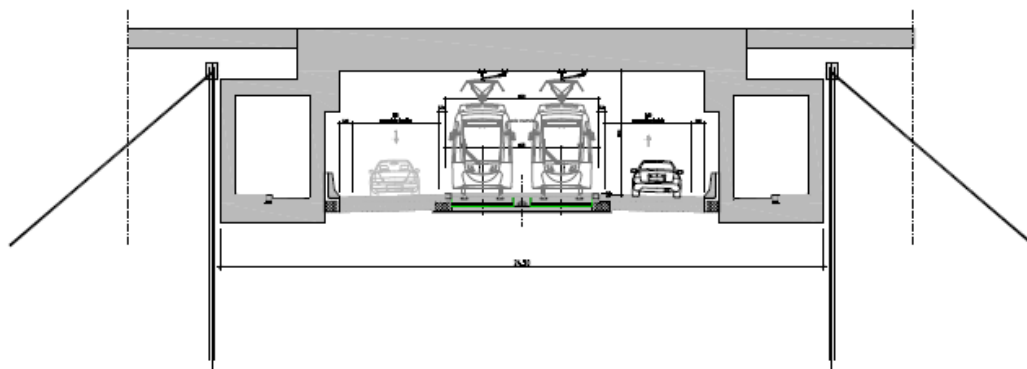


Figura 1.3: Sezione trasversale sottoattraversamento

### 1. STATO DI FATTO

SCALA 1:200

Sezione A-A

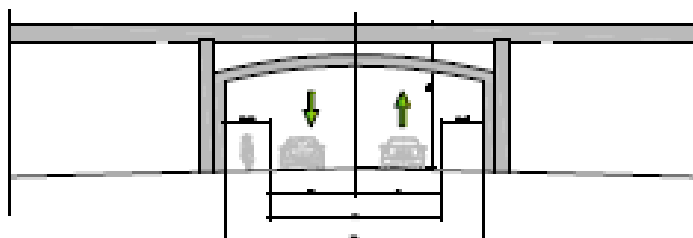


Figura 1.4: Fase 1 della realizzazione

### 2. REALIZZAZIONE MICROPALI TEMPORANEI

SCALA 1:200

Sezione A-A

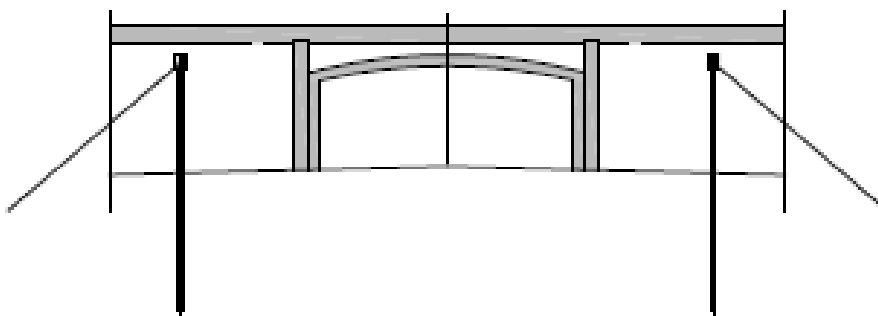


Figura 1.5: Fase 2 della realizzazione

### 3. MESSA IN OPERA IMPALCATO PROVVISORIO TIPO ESSEN E SCAVO

SCALA 1:200

Sezione A-A

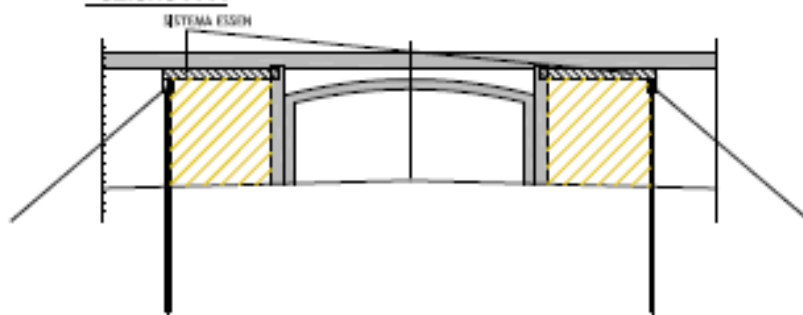


Figura 1.6: Fase 3 della realizzazione

Il Ponte Essen è un sistema atto al sostegno provvisorio del binario che consiste in due strutture di sostegno simmetriche, ciascuna formata da quattro travi portanti in acciaio, aventi sezione non standard a doppio T di altezza ridotta pari a 20cm e lunghezza di circa 12m che, riunite a coppie, sostengono la singola rotaia per mezzo di un complesso di dispositivi, denominati “selle”, poste trasversalmente alla rotaia stessa tra una traversa e l'altra (MdP delle opere civili Parte II - sezione 2 Ponti e strutture).

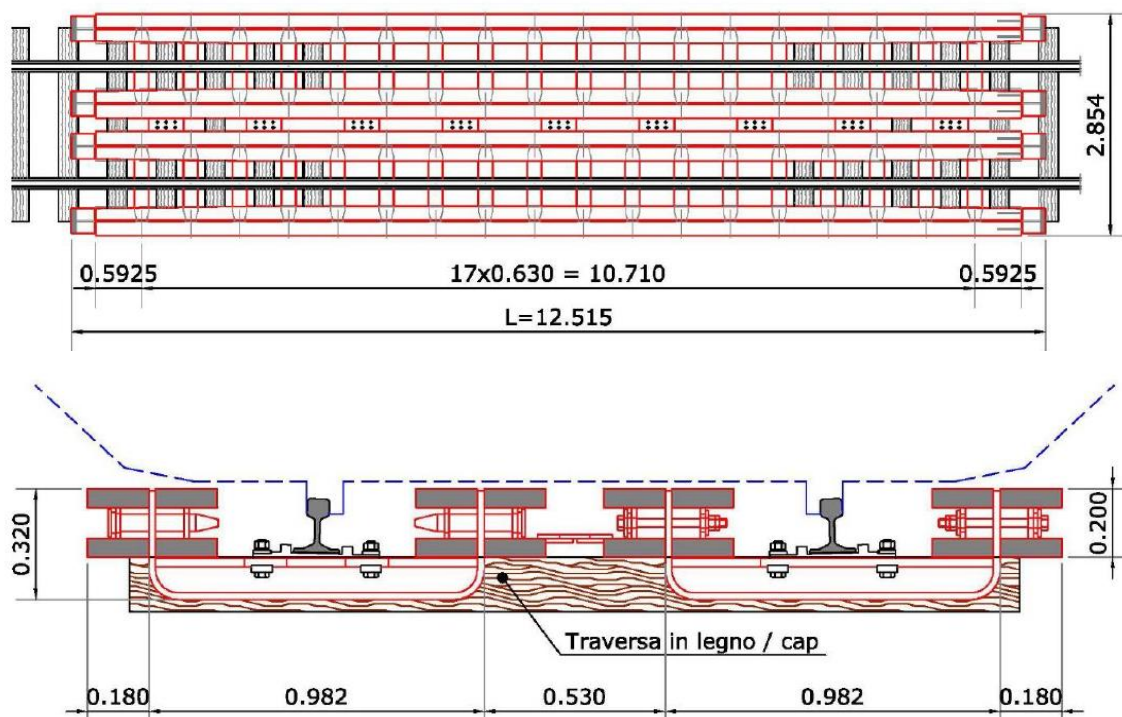


Figura 1.7: Sistema di sostegno provvisorio “Ponte Essen” – pianta e sezione trasversale (MdP P.II sez.2)

#### 4. REALIZZAZIONE PALI DI FONDAZIONE E SCATOLARI

SCALA 1:200

##### Sezione A-A

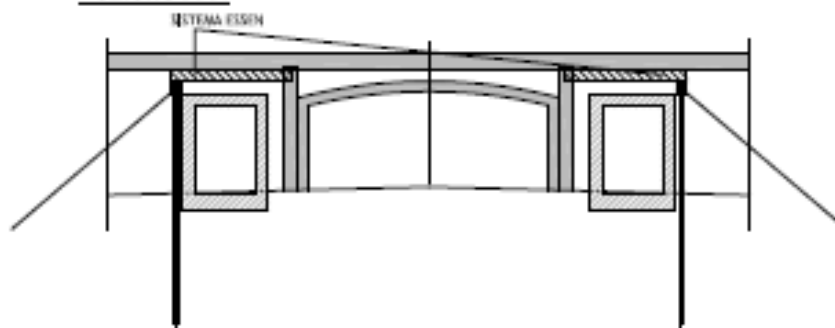


Figura 1.8: Fase 4 della realizzazione

### 5. RIMOZIONE IMPALCATI TIPO ESSEN

SCALA 1:200

Sezione A-A

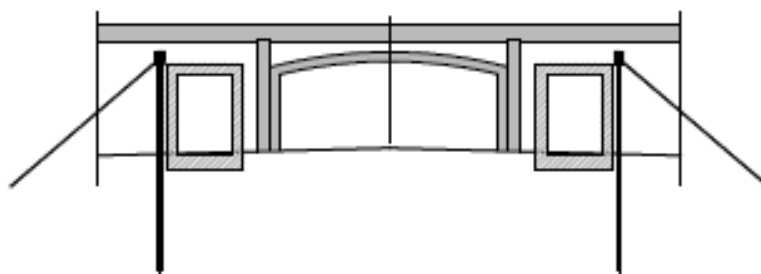


Figura 1.9: Fase 5 della realizzazione

### 6. MESSA IN OPERA IMPALCATO TIPO GUI.DO

SCALA 1:200

Sezione A-A

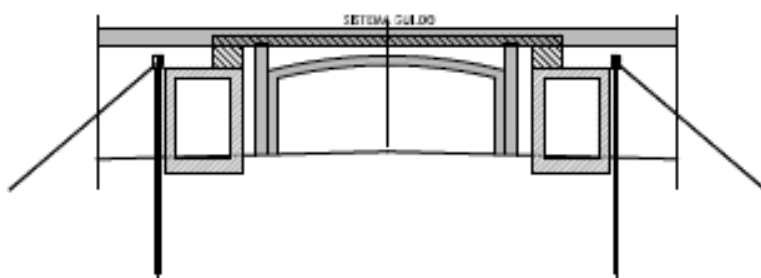


Figura 1.10: Fase 6 della realizzazione

Il ponte GUI.DO è un ponte ferroviario provvisorio in acciaio, costituito da due travi longitudinali “principali” e da travi “secondarie” poste ortogonalmente a queste ad interasse di 60cm. Tali travi secondarie sostengono le rotaie.

Le travi principali sono generalmente costituite da un’ala inferiore realizzata con due piatti, da un’anima costituita da tronchetti ad asse verticale di HEB posti ad interasse di 60cm, da una HEB longitudinale e da un’ala superiore costituita da due piatti.



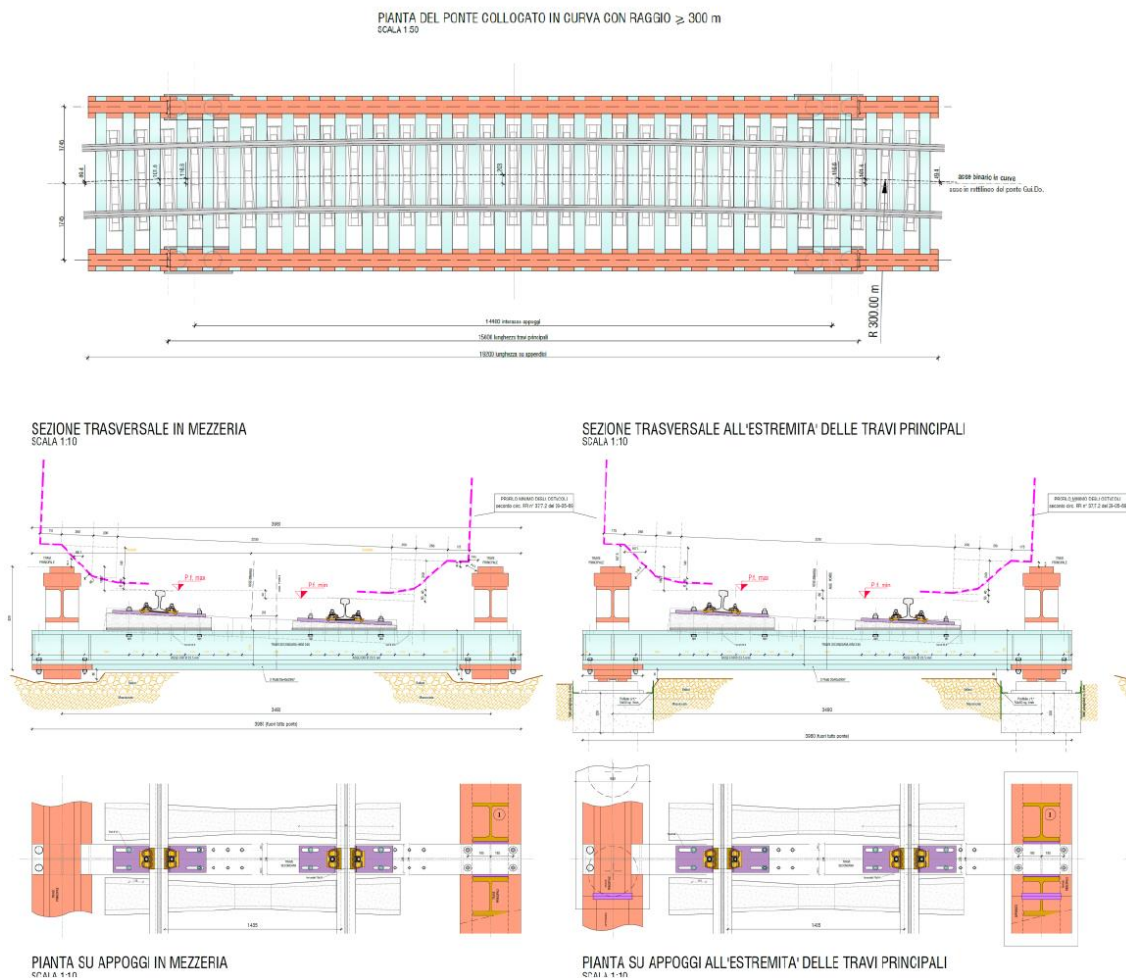


Figura 1.11: Sistema di sostegno provvisorio "Ponte GUI.DO" – pianta e sezioni (MdP P.II sez.2)

## 7. DEMOLIZIONE MANUFATTO ESISTENTE SCALA 1:200

### Sezione A-A

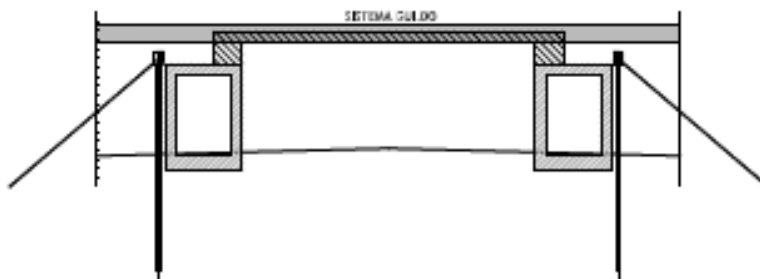


Figura 1.12: Fase 7 della realizzazione

**8. REALIZZAZIONE DEGLI APPOGGI INTERNI E  
FUORI SEDE DEL NUOVO IMPALCATO IN CARPENTERIA METALLICA**  
SCALA 1:200  
Sezione A-A

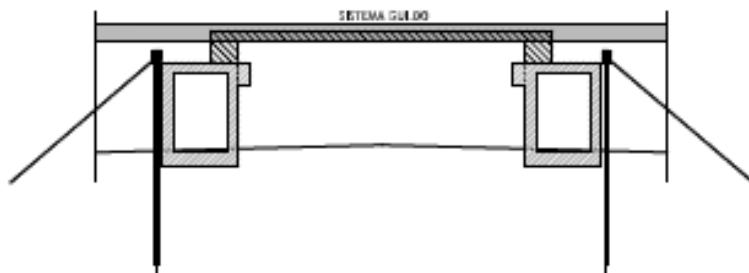


Figura 1.13: Fase 8 della realizzazione

**9. DEMOLIZIONE BINARI ESISTENTI**  
SCALA 1:200  
Sezione A-A

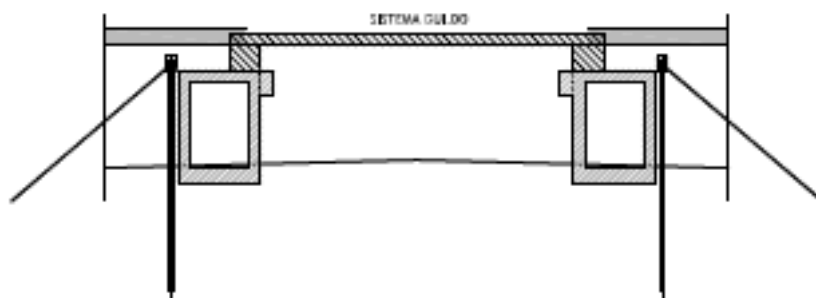


Figura 1.14: Fase 9 della realizzazione

**10. RIMOZIONE SISTEMA GUIDO**  
SCALA 1:200  
Sezione A-A

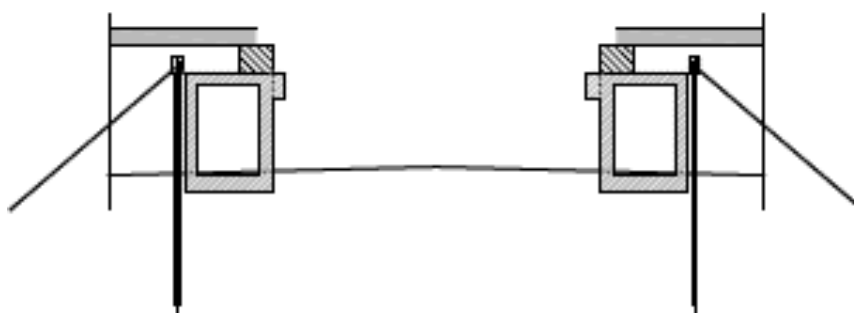


Figura 1.15: Fase 10 della realizzazione

#### 11. MESSA IN OPERA DELL'IMPALCATO PREASSEMBLATO A TERRA

SCALA 1:200

Sezione A-A

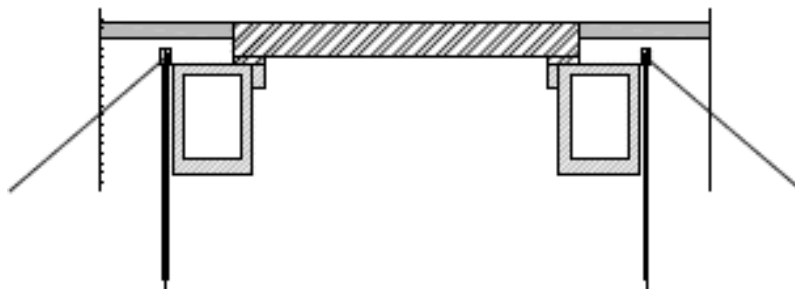


Figura 1.16: Fase 11 della realizzazione

#### 12. REALIZZAZIONE FINITURE E RIAPERTURE

SCALA 1:200

Sezione A-A

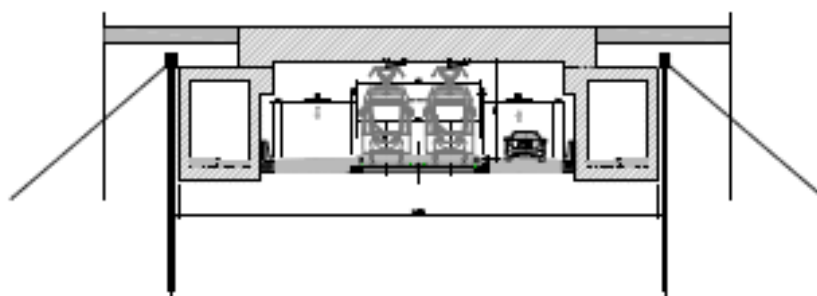


Figura 1.17: Fase 12 della realizzazione

## 2. CRITERI DI VERIFICA

Tutte le verifiche strutturali agli stati limite sono state condotte in accordo al quanto indicato nella normativa vigente D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni" e relativa circolare applicativa Circolare 21 gennaio 2019 n. 7.

### 3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore.

#### 3.1 OPERE IN C.A.

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- D. M. Min. Il. TT. 17 gennaio del 2018 – Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, “Istruzioni per l’applicazione dell’“Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018”
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”
- UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”

- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specifiche e criteri di conformità per cementi comuni”
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”
- Manuale di progettazione delle opere civili Parte II - sezione 2 ponti e strutture di RFI (MdP)

#### 4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali.

I coefficienti di sicurezza dei materiali adottati in sede di dimensionamento e verifica per gli elementi strutturali sono quelli riportati nel Capitolo 4 del D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni".

Tutti i materiali impiegati nel progetto, soddisfano le caratteristiche ai fini delle prestazioni strutturali antisismiche ai sensi delle D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni", come risulta dalle verifiche riportate nei successivi capitoli.

##### 4.1 CALCESTRUZZO PER MAGRONE

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

##### 4.2 CALCESTRUZZO

- 1) Per la realizzazione della fondazione dello scatolare si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck  $\geq 35$  N/mm<sup>2</sup>, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 29.05$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 16.46$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.83$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.981$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.321$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 16.80$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione (comb. Quasi Permanente)	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 13.07$ N/mm <sup>2</sup>

- 2) Per la realizzazione dei piedritti e della soletta di copertura si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck  $\geq 40$  N/mm<sup>2</sup>, che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.20$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18.81$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.45$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 19.92$ N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 14.94$ N/mm <sup>2</sup>

#### 4.3 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento $f_y$	$\geq 450$ MPa
Limite di rottura $f_t$	$\geq 540$ MPa
Allungamento totale al carico massimo $A_{gt}$	$\geq 7.5\%$
Rapporto $f_t/f_y$	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_y \text{ misurato} / f_{ynom}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara)	$\sigma_s = 0.80 \cdot f_{yk} = 360.00$ N/mm <sup>2</sup>
Fattore di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30$ N/mm <sup>2</sup>

#### 4.4 ACCIAIO DA CARPENTERIA

Per l'acciaio da carpenteria si adotta acciaio di tipo S355 controllato in stabilimento che presenta le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento $f_y$	355 MPa
Limite di rottura $f_t$	510 MPa
Deformazione a rottura $\xi_t$	20-22
Rapporto $f_t/f_y$	1,436
Modulo elastico E	210000

#### 4.5 PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE

Per i valori relativi ai parametri geologici e geotecnici, fare riferimento al documento di riferimento specialistico.

## 5. ANALISI DEI CARICHI

In accordo alla normativa vigente, le condizioni di carico considerate per il manufatto oggetto della presente relazione sono le seguenti:

- Peso proprio (il peso proprio degli elementi in calcestruzzo armato (G1) è stato assunto pari a 25 kN/m<sup>3</sup>);
- Permanenti non strutturali sul solaio (G2): armamento ferroviario
- Permanenti non strutturali sulla fondazione (G2):
  - ricoprimento e piano stradale
  - armamento tranviario per le corsie riservate alla nuova linea tranviaria
- Carico indotto dal traffico ferroviario sul solaio (si veda il paragrafo 5.1)
- Azioni sismiche (si veda il paragrafo 5.2).
- Azione termica: variazione di temperatura con andamento “a farfalla” di + o – 10°C applicata al solaio.

### 5.1 CARICHI ACCIDENTALI INDOTTI DAL TRAFFICO FERROVIARIO

#### 5.1.1 Azioni variabili verticali

##### *Categoria del Sottopassaggio*

Si assume, secondo la vigente normativa RFI, il coefficiente di adattamento proprio di ponti di categoria “A”:

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE “ $\alpha$ ”	
	CATEGORIA “A”	CATEGORIA “B”
LM71	1.1	0.83 <sup>(1)</sup>
SW/0	1.1	0.83 <sup>(1)</sup>
SW/2	1.0	0.83 <sup>(1)</sup>
(1) per velocità di progetto $\geq 200$ km/h si dovrà assumere il valore di $\alpha = 1.0$		

Figura 5.1: tabella coeff. di adattamento “ $\alpha$ ” tratti da Tab. 1.4.1.1-1 delle “Istruzioni RFI per la Progettazione e l’Esecuzione dei Ponti Ferroviari”.

##### *Diffusione dei carichi*



Per la distribuzione dei carichi si fa riferimento al paragrafo 5.2.2.2.1.4 “Ripartizione locale dei carichi”, la distribuzione longitudinale per il modello di carico LM71 per lo spessore del ballast si adotta lo schema riportato nella figura 5.2.4 delle NTC2018 riportata di seguito

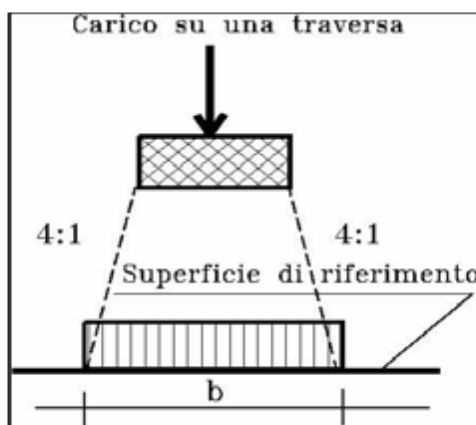


Figura 5.2: Distribuzione longitudinale attraverso il ballast.

per la ripartizione nella struttura in c.a.v. sottostante si utilizza una distribuzione a 45°. Per la distribuzione trasversale si adotta lo schema di figura 5.2.5 delle NTC2018, riportata di seguito, in cui  $Q_h$  rappresenta la forza centrifuga.

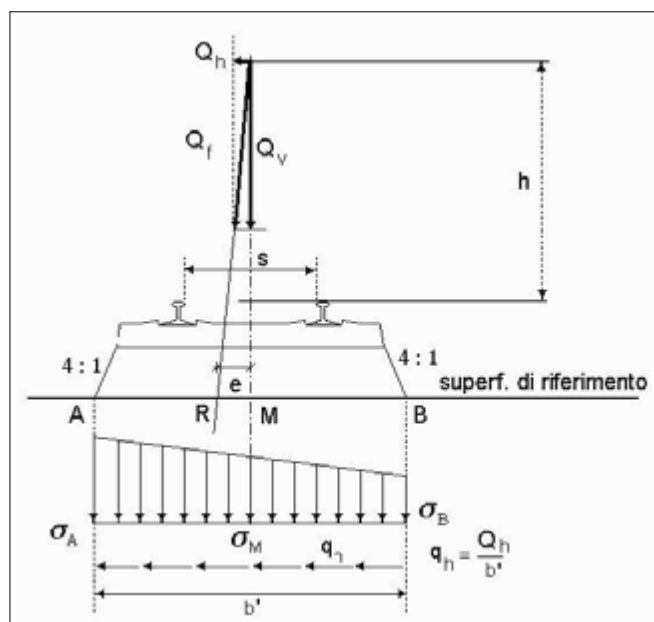


Figura 5.3: Distribuzione trasversale in rettifilo delle azioni per mezzo delle traverse e del ballast.

*Coefficiente Dinamico*

Per il calcolo del coefficiente dinamico  $\phi$  si fa riferimento al par. 5.2.2.2.3 “Effetti Dinamici”.

### Modello di Carico Ferroviario

La normativa vigente considera tre differenti modelli di carico: LM71, SW/0 e SW/2. Il modello di carico LM71 è definito al paragrafo 5.2.2.2.1.1 mentre gli altri al paragrafo 5.2.2.2.1.2. Di seguito si riportano le immagini e le tabelle riportate nelle NTC2018

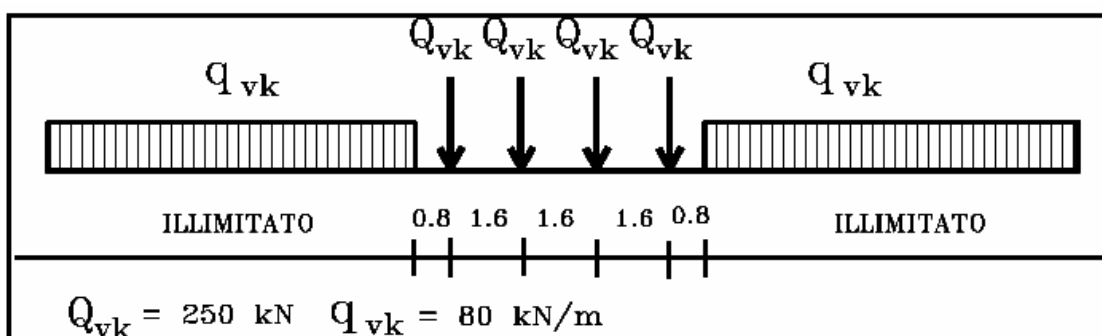


Figura 5.4: Treno di carico LM71.

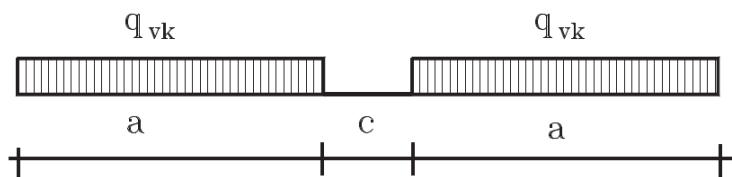


Figura 5.5: Modello di carico SW.

Tipo di Carico	$q_{vk}$ [kN/m]	$a$ [m]	$c$ [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Figura 5-6: Caratteristiche Modelli di carico SW.

### Spinte dovute ai Carichi Mobili Ferroviari

La presenza dei carichi mobili ai lati della struttura comporta la presenza di una spinta orizzontale sulle pareti della stessa. Per la valutazione di tale spinta si è fatto riferimento, come per la spinta litostatica, al coefficiente di spinta a riposo.

#### 5.1.2 Azioni variabili orizzontali ( $Q_{avv}$ )

#### Forza Centrifuga

Poiché l'asse ferroviario è rettilineo la suddetta forza è da ritenersi nulla.

#### Azione Laterale (Serpeggio)

L'analisi piana verticale in oggetto non permette di cogliere gli effetti indotti da una tale azione agente perpendicolarmente al binario. Tuttavia, vista la natura dell'opera, possiamo ritenere gli effetti indotti da tale azione pressoché trascurabili.

#### Azione di Avviamento e Frenatura

La forza di avviamento e frenatura agiscono in direzione longitudinale al binario.

I valori caratteristici da considerare sono i seguenti:

avviamento:

$$Q_{la,k} = 33 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \leq 1000 \text{ kN per modelli di carico LM 71, SW/0, SW/2}$$

frenatura:

$$Q_{lb,k} = 20 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \leq 6000 \text{ kN per modelli di carico LM 71, SW/0}$$

$$Q_{lb,k} = 35 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \text{ per modelli di carico SW/2}$$

Le azioni di frenatura ed avviamento verranno combinate con i relativi carichi verticali.

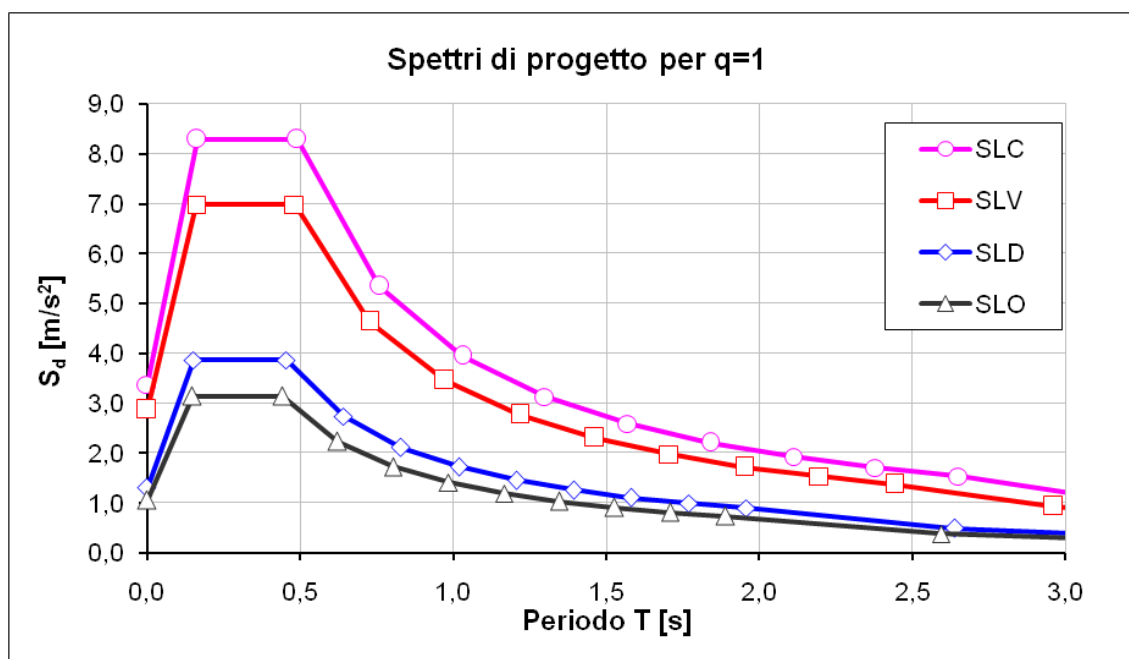
## 5.2 GRADO DI SISMICITÀ E MOTO SISMICO

Si riportano di seguito i dati utili alla definizione delle azioni sismiche relative al comune di Bologna ed alla tipologia delle opere. Si è assunto un fattore di comportamento  $q$  pari ad 1, categoria di sottosuolo C e categoria topografica T1. Il coefficiente di smorzamento viscoso è assunto pari al 5%.

Suolo e topografia	Cat. suolo di fondazione (A,...E)		C
	Categoria topografica (T1,...T4)		T1
	Coeff. di amplificazione topografica	$S_T$	1.0
Varie	Vita nominale dell'opera (10, 50, 100)	$V_N$ [anni]	50
	Classe d'uso (I, II, III, IV)		IV
	Coefficiente d'uso	$C_U$	2.0
	Periodo di riferimento	$V_R$ [anni]	100

Si riportano di seguito i dati spettrali che derivano dalle assunzioni di cui sopra:

DATI SPETTRALI		Stati limite d'esercizio		Stati limite ultimi	
		SLO	SLD	SLV	SLC
Probabilità di superamento	$P_{Vr}$	81%	63%	10%	5%
Periodo di ritorno	$T_R$ [anni]	60	101	949	1950
Accelerazione	$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	0.707	0.874	2.063	2.574
	$a_g/g$	0.072	0.089	0.210	0.262
Fattore di amplificazione	$F_0$	2.481	2.472	2.431	2.453
Periodo in. velocità costante	$T_C^*$ [s]	0.275	0.286	0.313	0.321
Coefficiente di sottosuolo	$C_C$	1.61	1.59	1.54	1.53
Coeff. di amplif. stratigrafica	$S_S$	1.50	1.50	1.39	1.31
Coefficiente di sito	$S$	1.50	1.50	1.39	1.31
Periodi	$T_B$ [s]	0.147	0.151	0.161	0.163
	$T_C$ [s]	0.442	0.454	0.483	0.490
	$T_D$ [s]	1.888	1.956	2.441	2.650
Accelerazione massima	$a_{max}$ [m/s <sup>2</sup> ]	1.060	1.310	2.874	3.381
	$a_{max}/g$	0.108	0.134	0.293	0.345
Spostamento orizz. max	$d_g$ [mm]	22.1	29.1	84.6	109.8
Velocità orizz. max	$v_g$ [m/s]	0.07	0.10	0.22	0.27



### 5.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali  $\gamma$  in Tab.

5.2.V e i coefficienti di combinazione  $\psi$  in Tab. 5.2.VI.

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

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

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

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

<sup>(5)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(6)</sup> 1,20 per effetti locali

Nella Tab. 5.2.V il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

$\gamma_B$  coefficiente parziale del peso proprio del ballast;

$\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

$\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili

$\gamma_P$  coefficiente parziale delle azioni di precompressione

$\gamma_{Ced}$  coefficiente parziale delle azioni di ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente.

In accordo alla normativa di riferimento, poiché i carichi permanenti non strutturali sono compiutamente definiti, per il coefficiente  $\gamma_g$  si adottano i valori 1.3 o 1 se il loro contributo aumenta la sicurezza.

Per gli stati limite di esercizio si devono prendere in esame le combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti con i  $\gamma$  pari a 1 e applicando ai valori caratteristici della

azioni variabili adeguati coefficienti  $\Psi$ . In forma convenzionale le combinazioni possono essere espresse nel seguente modo:

- Combinazione rara

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

- Combinazione frequente

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

- Combinazione frequente quasi permanente

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

La combinazione dell'azione sismica (E) con le altre azioni è stata effettuata in accordo a quanto indicato nel paragrafo 2.5.3, D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni", ovvero

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$$

essendo "E" l'azione sismica per lo stato limite in esame.

Vista la geometria della struttura considerata, in accordo alla normativa di riferimento, non si è considerata la componente verticale  $E_z$  dell'azione sismica.

#### 5.3.1 Requisiti concernenti gli SLE

L'assetto di una struttura, da valutarsi in base alle combinazioni di carico previste dalle NTC18, deve risultare compatibile con la geometria della struttura stessa in relazione alle esigenze dei convogli ferroviari.

Per le verifiche agli stati limite d'esercizio si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.2.VI.

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

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	$gr_1$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(3)</sup>	0,0
Gruppi di	$gr_2$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(3)</sup>	-
carico	$gr_3$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(3)</sup>	0,0
	$gr_4$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

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

<sup>(2)</sup> Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Ove necessario in luogo dei gruppi delle azioni da traffico ferroviario definiti in Tab. 5.2.IV possono considerarsi le singole azioni con i coefficienti di combinazione indicati in Tab. 5.2.VII.

Tab. 5.2.VII - Ulteriori coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni

	Azioni	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 <sup>(3)</sup>	(1)	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,00 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 <sup>(3)</sup>	-	-
	Centrifuga	(2) (3)	(2)	(2)
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0

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

<sup>(2)</sup> Si usano gli stessi coefficienti  $\psi$  adottati per i carichi che provocano dette azioni.

<sup>(3)</sup> Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Per la valutazione degli effetti dell'interazione si usano gli stessi coefficienti  $\psi$  adottati per le azioni che provocano dette interazioni e cioè: temperatura, carichi verticali da traffico ferroviario, frenatura.

In ogni caso le azioni aerodinamiche devono essere cumulate con l'azione del vento. L'azione risultante dovrà essere maggiore di un valore minimo, funzione della velocità

della linea e comunque di  $1,5 \text{ kN/m}^2$  sia nella verifica agli SLE (combinazione caratteristica) sia nella verifica agli SLU con  $\gamma_Q = 1,00$  e  $\gamma_{Q_i} = 1,00$ .

Il valore minimo della risultante della combinazione del vento e dell'azione aerodinamica si assumerà pari a  $1,50 \text{ KN/m}^2$  per linee percorse a velocità  $V \leq 200 \text{ Km/h}$  e pari a  $2,50 \text{ KN/m}^2$  per linee percorse a velocità  $V > 200 \text{ Km/h}$ .

Gli stati limite di esercizio da verificare riguardano almeno i seguenti aspetti:

- Stato tensionale;
- Deformazioni e vibrazioni;
- Fessurazione (per opere in C.A., C.A.P. e a struttura mista);
- Scorrimento dei giunti (per opere in acciaio con unioni bullonate e chiodate).

In casi particolari, espressamente indicati dalle FERROVIE, in luogo dei gruppi delle azioni da traffico ferroviario definiti in tabella 5.2.VI possono considerarsi le singole azioni con i coefficienti di combinazione indicati in tabella 5.2.VII.

## 6. METODO DI CALCOLO

Per la verifica degli elementi lo scatolare è stato schematizzato come un telaio piano di lunghezza unitaria ed è stato realizzato un modello ad elementi finiti elaborato tramite il software di calcolo Midas/Gen v.2023, release 2.1, intestato a Ing. Stefano Tortella.



## 7. VERIFICHE DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI

### 7.1 CRITERI GENERALI ADOTTATI

Scopo della presente relazione è l'illustrazione dei criteri e delle ipotesi di calcolo adottati, delle verifiche in merito alle condizioni di stabilità dei manufatti ed al tasso di lavoro dei materiali per le tipologie strutturali maggiormente significative.

Pertanto, si riportano di seguito le verifiche strutturali svolte sul manufatto in oggetto:

- Verifiche di resistenza del manufatto allo stato limite ultimo (SLU) e stato limite di salvaguardia della vita (SLV);
- Verifiche tensionali e di fessurazione del manufatto allo stato limite di esercizio (SLE);

#### 7.1.1 *Verifiche tensionali e di fessurazione del manufatto allo stato limite di esercizio (SLE)*

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

#### *Condizioni ambientali*

Le condizioni ambientali, ai fini della valutazione della durabilità delle strutture in calcestruzzo, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella seguente:

CONDIZIONI AMBIENTALI	DESCRIZIONE
Ordinarie	Tutte le sollecitazioni escluse le successive
Aggressive	Ambiente aggressivo per cause naturali, caratterizzato da elevata umidità, scarso o nullo soleggiamento.
Molto aggressive	Ambiente molto aggressivo per cause antropiche, caratterizzato da presenza di liquidi o di aeriformi particolarmente corrosivi, ambiente marino.

Nel caso in esame si considera l'opera sottoposta a condizioni ordinarie (classe di esposizione XF1).

#### *Sensibilità delle armature alla corrosione*

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili
- armature poco sensibili

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso (con stato tensionale imposto). Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Le armature del sottoattraversamento, oggetto della relazione, appartengono al gruppo delle armature poco sensibili.

### Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella tabella sottostante sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Sensibile Stato limite	Armatura	
				w <sub>k</sub>	Poco sensibile Stato limite w <sub>k</sub>
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	≤ w <sub>3</sub>	apertura fessure ≤ w <sub>3</sub>
		quasi permanente	apertura fessure	≤ w <sub>1</sub>	apertura fessure ≤ w <sub>2</sub>
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	≤ w <sub>1</sub>	apertura fessure ≤ w <sub>2</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure ≤ w <sub>1</sub>
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure ≤ w <sub>1</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure ≤ w <sub>1</sub>

Le armature del sottoattraversamento, oggetto della presente relazione, appartengono al gruppo delle armature poco sensibili.

Per la verifica dello stato limite di fessurazione si fa quindi riferimento ai limiti di apertura delle fessure w<sub>3</sub> e w<sub>2</sub>, rispettivamente pari a 0.4 mm per le azioni frequenti e a 0.3 mm per le quasi permanenti.

### Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

### Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di calcolo di apertura delle fessure (w<sub>d</sub>) non deve superare i valori nominali w<sub>1</sub>, w<sub>2</sub>, w<sub>3</sub> secondo quanto riportato nella Tabella riportata in precedenza.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 \cdot w_m$$

dove w<sub>m</sub> rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure (w<sub>m</sub>) è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε<sub>sm</sub> per la distanza media tra le fessure Δ<sub>sm</sub>:

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di  $\varepsilon_{sm}$  e  $\Delta_{sm}$  vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.  $\varepsilon_{sm}$  può essere calcolato tenendo conto dell'effetto del "tension stiffening" nel rispetto della limitazione:

$$\varepsilon_{sm} \leq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con  $\sigma_s$  tensione nell'acciaio dell'armatura tesa (per sezione fessurata) nelle condizioni di carico considerate ed  $E_s$  è il modulo elastico dell'acciaio.

#### *Verifica delle tensioni in esercizio*

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni rare e quasi permanenti delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel conglomerato cementizio sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

#### *Verifica della tensione massima di compressione del conglomerato cementizio nelle condizioni di esercizio*

La massima tensione di compressione del conglomerato cementizio  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c \leq 0.6 f_{ck} \text{ per la combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} \text{ per la combinazione quasi permanente}$$

#### *Verifica della tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio*

Per l'acciaio, la tensione massima,  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alle combinazioni rare deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s \leq 0.8 f_{yk}$$

dove  $f_{yk}$  è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

## 7.2 CRITERI GENERALI ADOTTATI PER RFI

### 7.2.1 Verifica dello stato limite di fessurazione

Per lo stato limite di fessurazione si riprende interamente quanto previsto dalle NTC18.

### 7.2.2 Verifica delle tensioni in esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni rare e quasi permanenti delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel conglomerato cementizio sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

#### *Verifica della tensione massima di compressione del conglomerato cementizio nelle condizioni di esercizio*

La massima tensione di compressione del conglomerato cementizio  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente (2.5.1.8.3.2.1 MdP delle opere civili, Parte II, sezione 2):

- Per combinazione di carico caratteristica (rara):  $0,55 f_{ck}$ ;
- Per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;
- Per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

#### *Verifica della tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio*

Per l'acciaio, la tensione massima,  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alle combinazioni rare deve rispettare la limitazione seguente (2.5.1.8.3.2.1 MdP delle opere civili, Parte II, sezione 2):

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare  $0,75 f_{yk}$ .

dove  $f_{yk}$  è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

### 7.2.3 Requisiti concernenti le deformazioni e le vibrazioni

Eccessive deformazioni e/o vibrazioni del ponte possono indurre inaccettabili variazioni di geometria al binario. Queste possono avere ripercussioni sui convogli ferroviari e ridurre il comfort ai passeggeri.

La valutazione dei parametri di deformazione degli impalcati, da eseguire utilizzando la combinazione caratteristica (rara) degli SLE, è richiesta per i motivi e con modalità

riportati nei seguenti punti A e B (2.5.1.8.3.2.2 MdP delle opere civili, Parte II, sezione 2):

A. Per questioni di sicurezza del traffico ferroviario (per garantire la stabilità e la continuità del binario ed assicurare il mantenimento del contatto ruota-rotaia), occorre verificare che non siano superati i limiti sulle seguenti grandezze:

- Accelerazione verticale dell'impalcato (5.2.3.2.2.1 del DM 17.01.2018);
- Torsione dell'impalcato (sghembo del binario) (5.2.3.2.2.1 del DM 17.01.2018);
- Inflessione dell'impalcato nel piano orizzontale (5.2.3.2.2.1 del DM 17.01.2018);
- Inflessione dell'impalcato nel piano verticale (2.5.1.8.3.2.2 MdP Parte II, sezione 2).

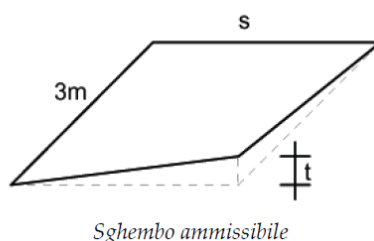
B. Per il comfort del passeggero, si dovrà verificare che non siano superati i limiti di freccia verticale dell'impalcato.

#### *Accelerazione verticale dell'impalcato*

Questa verifica è richiesta per opere sulle quali la velocità di esercizio è superiore ai 200 km/h o quando la frequenza propria della struttura non è compresa nei limiti indicati nella Fig. 5.2.7 delle NTC18. La verifica, quando necessaria, dovrà essere condotta considerando convogli reali. In mancanza di ulteriori specificazioni, per ponti con armamento su ballast, non devono registrarsi accelerazioni verticali superiori a  $3,50 \text{ m/s}^2$  nel campo di frequenze da 0 a 20 Hz.

#### *Deformazioni torsionali dell'impalcato*

La torsione dell'impalcato del ponte è calcolata considerando il treno di carico LM71 incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico e con il coefficiente  $\alpha$ .



Il massimo sghembo, misurato su una lunghezza di 3 m e considerando le rotaie solidali all'impalcato di figura, non deve eccedere i seguenti valori:

Per  $V \leq 120 \text{ km/h}$ ;  $t \leq 4,50 \text{ mm/3 m}$

Per  $120 < V \leq 200$  km/h;  $t \leq 3,00$  mm/3 m

Per  $V > 200$  km/h;  $t \leq 1,50$  mm/3 m

Per velocità  $V > 200$  km/h si deve inoltre verificare che per convogli reali, moltiplicati per il relativo incremento dinamico, risulti  $t \leq 1,2$  mm/3 m.

In mancanza di ulteriori specifiche, lo sghembo complessivo dovuto alla geometria del binario (curve di transizione) e quello dovuto alla deformazione dell'impalcato, non deve comunque eccedere i 6 mm/3 m.

### *Inflessione nel piano orizzontale dell'impalcato*

Considerando la presenza del treno di carico LM 71, incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico e con il coefficiente  $\alpha$ , l'azione del vento, la forza laterale (serpeggio), la forza centrifuga e gli effetti della variazione di temperatura lineare fra i due lati dell'impalcato stabilita al §5.2.2.4 del Mdc,P.II,sez.2, l'inflessione nel piano orizzontale dell'impalcato non deve produrre:

- Una variazione angolare maggiore di quella fornita nella Tab. 5.2.VIII (NTC18);
- Un raggio di curvatura orizzontale minore dei valori di cui alla citata tabella.

Tab. 5.2.VIII - Massima variazione angolare e minimo raggio di curvatura

Velocità [km/h]	Variazione Angolare massima	Raggio minimo di curvatura	
		Singola campata	Più campate
$V \leq 120$	0,0035 rd	1700 m	3500 m
$120 < V \leq 200$	0,0020 rd	6000 m	9500 m
$200 < V$	0,0015 rd	14000 m	17500 m

Il raggio di curvatura, nel caso di impalcato a semplice appoggio, è dato dalla seguente espressione:

$$R = \frac{L^2}{8 \delta_h}$$

Dove  $\delta_h$  rappresenta la freccia orizzontale.

La freccia orizzontale deve includere anche l'effetto della deformazione della sottostruttura del ponte (pile, spalle e fondazioni), qualora esso sia sfavorevole alla verifica.

### *Inflessione nel piano verticale dell'impalcato*

Considerando la presenza dei treni di carico LM71, SW/0, SW/2, incrementati con il corrispondente coefficiente dinamico e con il coefficiente  $\alpha$  il massimo valore di inflessione per effetto di tali carichi ferroviari non deve eccedere il valore  $L/600$ .

Per tutte le tipologie di ponti e per qualsiasi velocità lo spostamento orizzontale, conseguente all'inflessione per carichi verticali, del piano di regolamento o di posa del ballast o, nel caso di attacco diretto, del piano di posa delle rotaie, dovrà risultare non superiore a 8 mm. Tale prescrizione, nel caso di doppio binario, va in generale rispettata per un solo binario carico.

A titolo di esempio, per i ponti a via superiore, tale prescrizione si traduce nella seguente limitazione sulla rotazione di estremità:

$$\phi \leq 8/H \text{ [rad]}$$

ove  $H$  [in mm] rappresenta la distanza del piano di regolamento del ballast o, nel caso di attacco diretto, del piano di posa della rotaia dal centro di rotazione dell'apparecchio di appoggio dell'impalcato.

### *Stato limite per il comfort dei passeggeri*

Il comfort di marcia per i passeggeri è controllato limitando i valori della freccia verticale dei ponti ferroviari in funzione della luce e del numero delle campate consecutive, dello schema statico del ponte e della velocità  $V$  di percorrenza del convoglio.

L'inflessione verticale deve calcolarsi in asse al binario, considerando il modello di carico LM71 con il relativo incremento dinamico e con il coefficiente  $\alpha$ ; in caso di ponte a doppio binario dovrà considerarsi carico un solo binario e calcolarsi la freccia in asse a tale binario carico, applicando un solo modello di carico LM71 con il relativo incremento dinamico e con il coefficiente  $\alpha$ .

Nella successiva figura sono riportati i valori del limite di deformabilità, validi per viadotti con impalcati semplicemente appoggiati aventi tre o più campate, corrispondenti all'accelerazione ammissibile verticale pari a  $b_v=1 \text{ m/s}^2$  in carrozza.

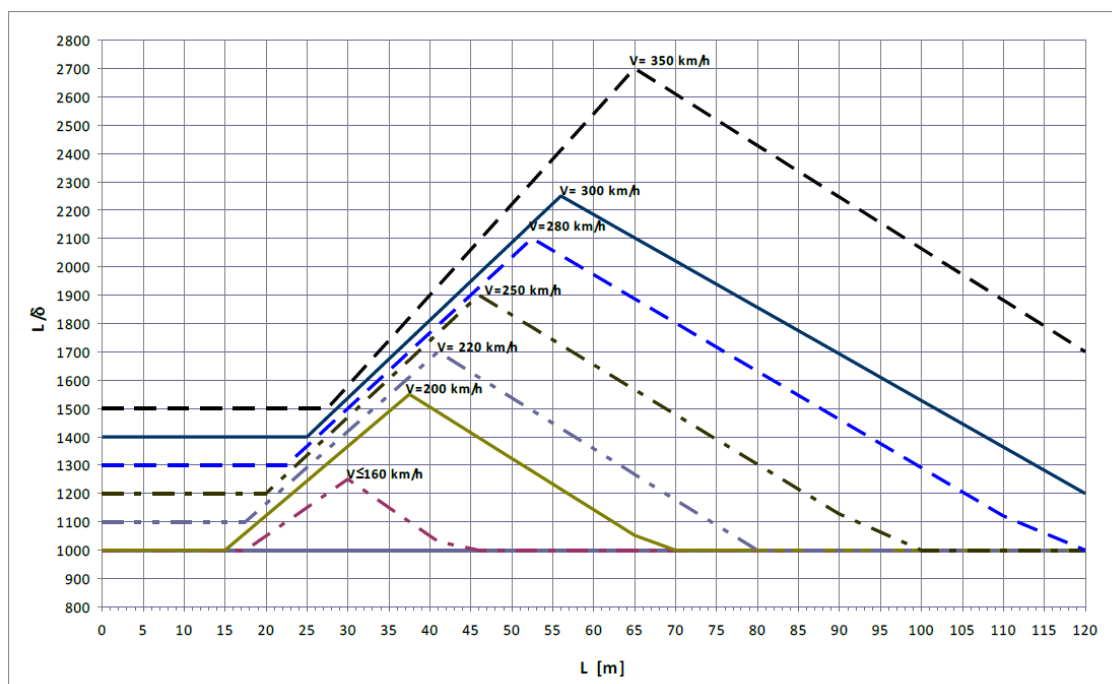


Figura 7.1: Valori del limite di deformabilità  $L/\delta$  per il comfort dei passeggeri

Per ottenere i valori limite di deformabilità per ponti a singola luce o a due luci o continui a due o più travate, si potranno moltiplicare i valori riportati del diagramma per i seguenti coefficienti:

- Per strutture con 1 o 2 campate appoggiate o continue: 0,70;
- Per strutture continue a 3 o più campate: 0,90.

In ogni caso  $L/\delta$  non potrà essere inferiore a 1000.