



Comune di Bologna



Sostenibilità  
è Bologna



RTI Progettisti:



# PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA DELLA SECONDA LINEA TRANVIARIA DI BOLOGNA (TRATTO NORD LINEA VERDE - DIRETTRICE CORTICELLA-CASTEL MAGGIORE)



Intervento finanziato con risorse  
FSC 2014-2020 - Piano operativo della Città  
metropolitana di Bologna  
Delibera CIPE n.75/2017



## STRUTTURE Adeguamento sottovia Ferroviario Relazione tecnica

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

GEOM. AGNESE FERO

Aech. VIRGINIA BORRELLO

RESPONSABILE DI COMMESSA

ING. PAOLO MARCHETTI

RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

ING. SANTI CAMINITI

Gruppo di Progettazione:

Ing. Alessandro Piazza (Coordinatore Tecnico)  
Ing. Santi Caminiti (Progetto sistemi tranviari)  
Ing. Andrea Spinosa (Studi Trasportistici)  
Arch. Sebastiano Fulci De Sarno (Prog. Architettonico e Inser. Urbanistico)  
Ing. Sergio Di Nicola (Sovrastruttura Tranviaria)  
Ing. Jeremie Wajs (Impianti Tecnologici)  
Ing. Maurizio Falzea (Esperto Armamento)  
Ing. Giorgio Coletti (Progettazione Funzionale Depositi)  
Ing. Pietro Caminiti (Viabilità Interferente)  
Ing. Stefano Tortella (Opere Strutturali)  
Ing. Andrea Carlucci (Esperto Impianti Elettro-ferroviari)  
Ing. Domenico D'Apollonio (Impianti di Trazione Elettrica)  
Ing. Matteo Mariotti (Impianti Meccanici)  
Arch. Sergio Moscheo (Prime Disposizioni per la Sicurezza)  
Ing. Boris. Rowenczyn (Piani Economici e Finanziari)  
Prof. Matteo Mattioli (Valutazione impatto ambientale e impatto acustico)

COMMESSA	FASE	DISCIPLINA	TIPO/NUMERO	REV.	SCALA	NOME FILE
B381-C	SF	STR	RT003	B		B381-C-SF-STR-RT003B

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	Gen. 2021	EMISSIONE	SISTO	TORTELLA	S.CAMINITI
1	Luglio 2022	Aggiornamento per iter screening ambientale	SISTO	TORTELLA	S. CAMINITI
2					

## Indice

1. GENERALITÀ.....	3
2. CRITERI DI VERIFICA .....	13
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	14
3.1 OPERE IN C.A. ....	14
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	16
4.1 CALCESTRUZZO PER MAGRONE .....	16
4.2 CALCESTRUZZO.....	16
4.3 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO.....	17
4.4 PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE.....	17
5. ANALISI DEI CARICHI.....	18
5.1 CARICHI ACCIDENTALI INDOTTI DAL TRAFFICO VEICOLARE .....	18
5.2 CARICHI ACCIDENTALI INDOTTI DAL TRAFFICO FERROVIARIO .....	20
5.2.1 AZIONI VARIABILI VERTICALI .....	20
5.2.2 AZIONI VARIABILI ORIZZONTALI ( $Q_{AVV}$ ).....	22
5.3 CARICHI ACCIDENTALI INDOTTI DALLA LINEA TRANVIARIA.....	23
5.4 GRADO DI SISMICITÀ E MOTO SISMICO .....	24
5.5 COMBINAZIONI DI CARICO .....	26
6. METODO DI CALCOLO .....	30
7. VERIFICHE DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI.....	31
7.1 CRITERI GENERALI ADOTTATI.....	31
7.1.1 VERIFICHE TENSIONALI E DI FESSURAZIONE DEL MANUFATTO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) .....	31
7.2 VERIFICA SCATOLARE .....	34
7.3 SOLETTA.....	34

7.3.1	VERIFICA SLU E SLV .....	34
7.3.2	VERIFICA SLE.....	35
7.4	PLATEA.....	37
7.4.1	VERIFICA SLU E SLV .....	37
7.4.2	VERIFICA SLE.....	37
7.5	SPALLE LATERALI .....	39
7.5.1	VERIFICA SLU E SLV .....	39
7.5.2	VERIFICA SLE.....	40
7.6	SPALLA CENTRALE .....	42
8.	PRESSIONI SUL TERRENO.....	43

## 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 e prevede la realizzazione di una berlinese di micropali tirantati a sostegno del rilevato ferroviario su cui si trova la coppia di binari che resta attiva.

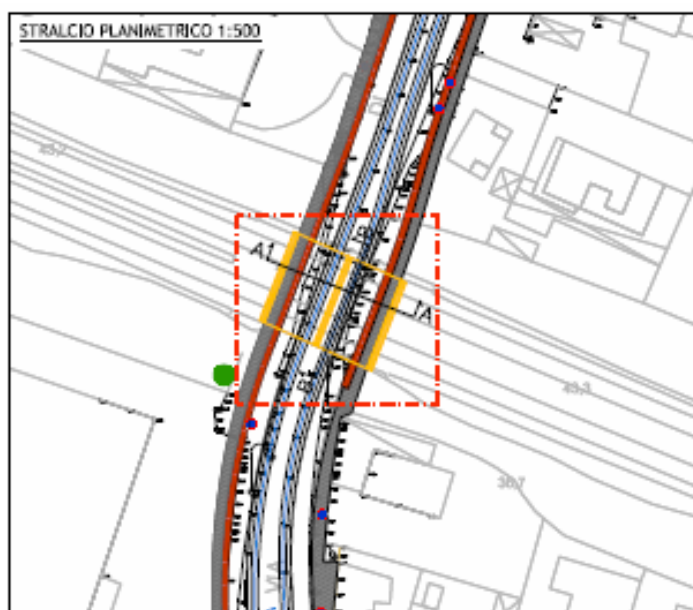


Figura 1.1: Inquadramento opera

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.

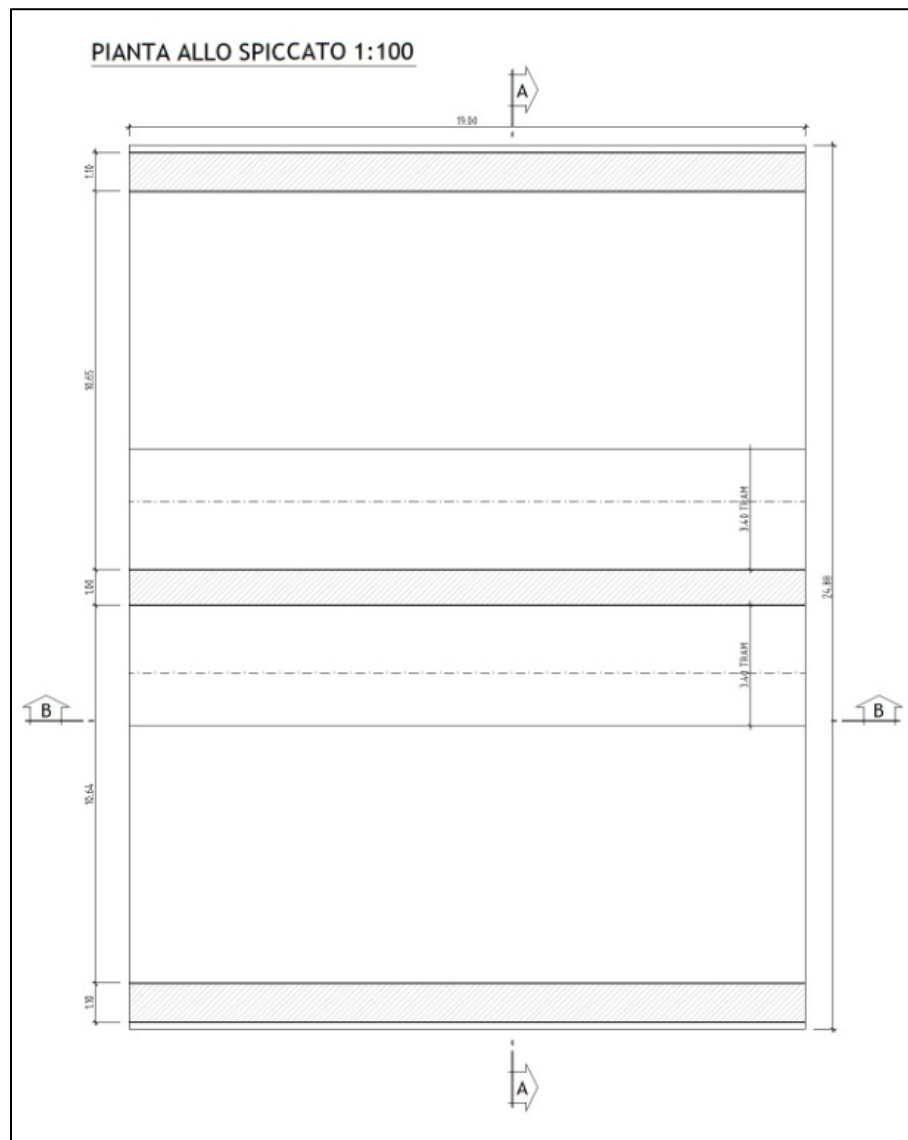


Figura 1.2: Pianta sottoattraversamento

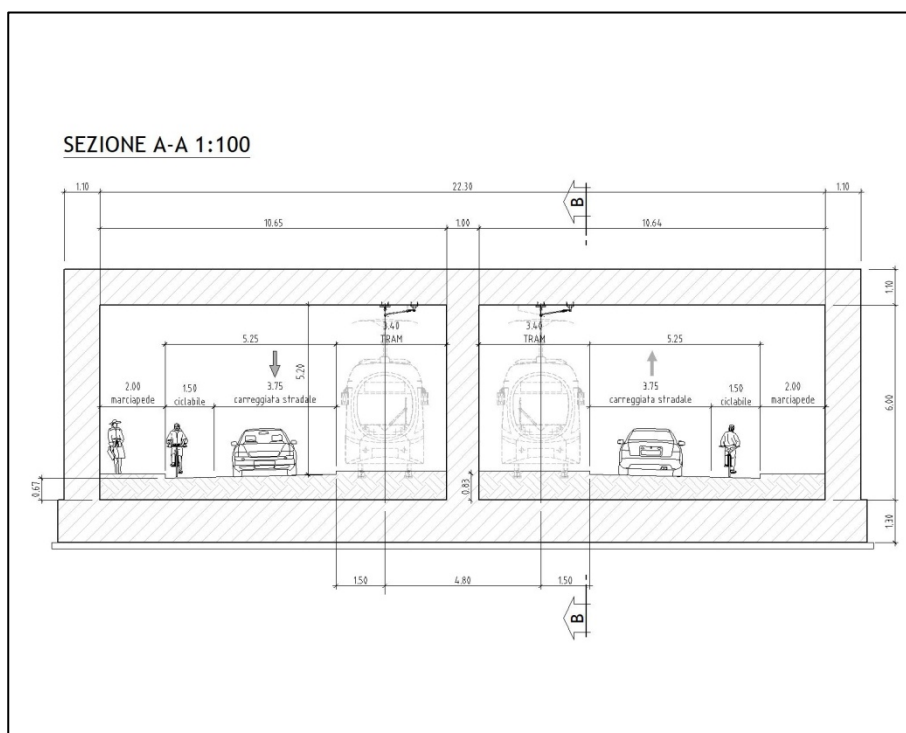


Figura 1.3: Sezione trasversale sottoattraversamento

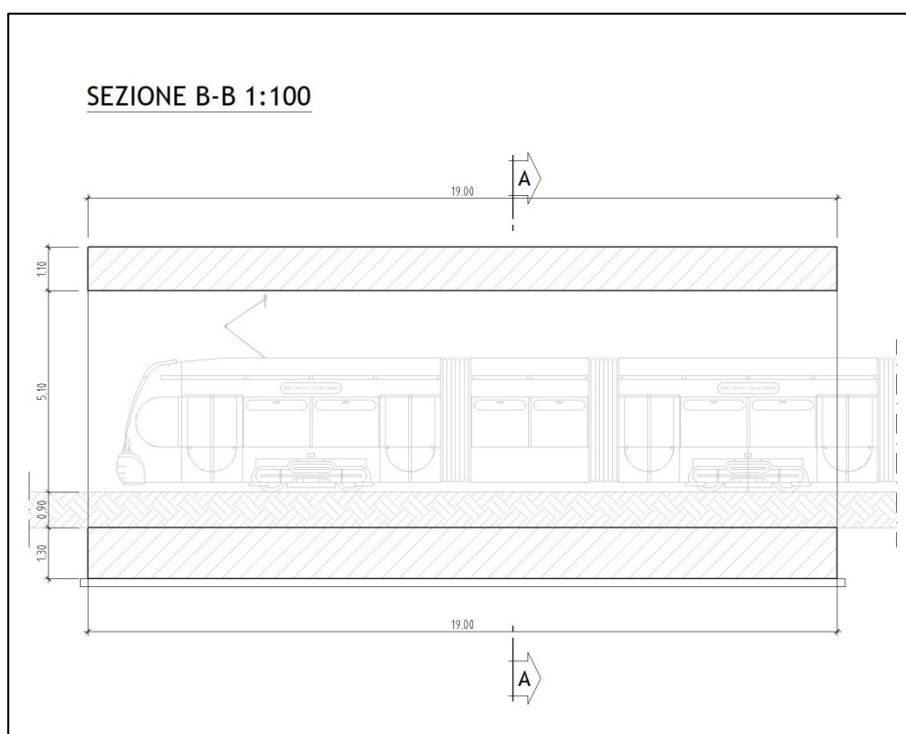


Figura 1.4: Sezione trasversale sottoattraversamento

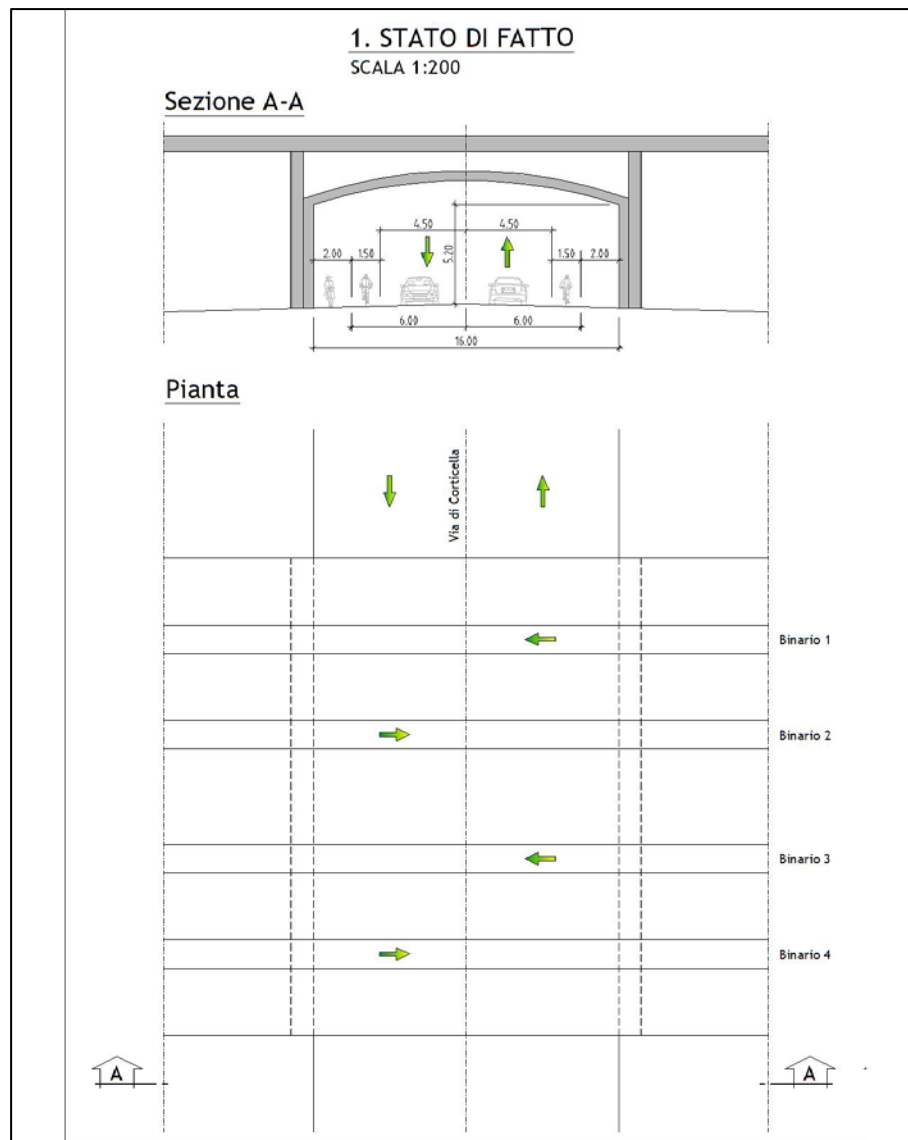


Figura 1.5: Fase 1 della realizzazione

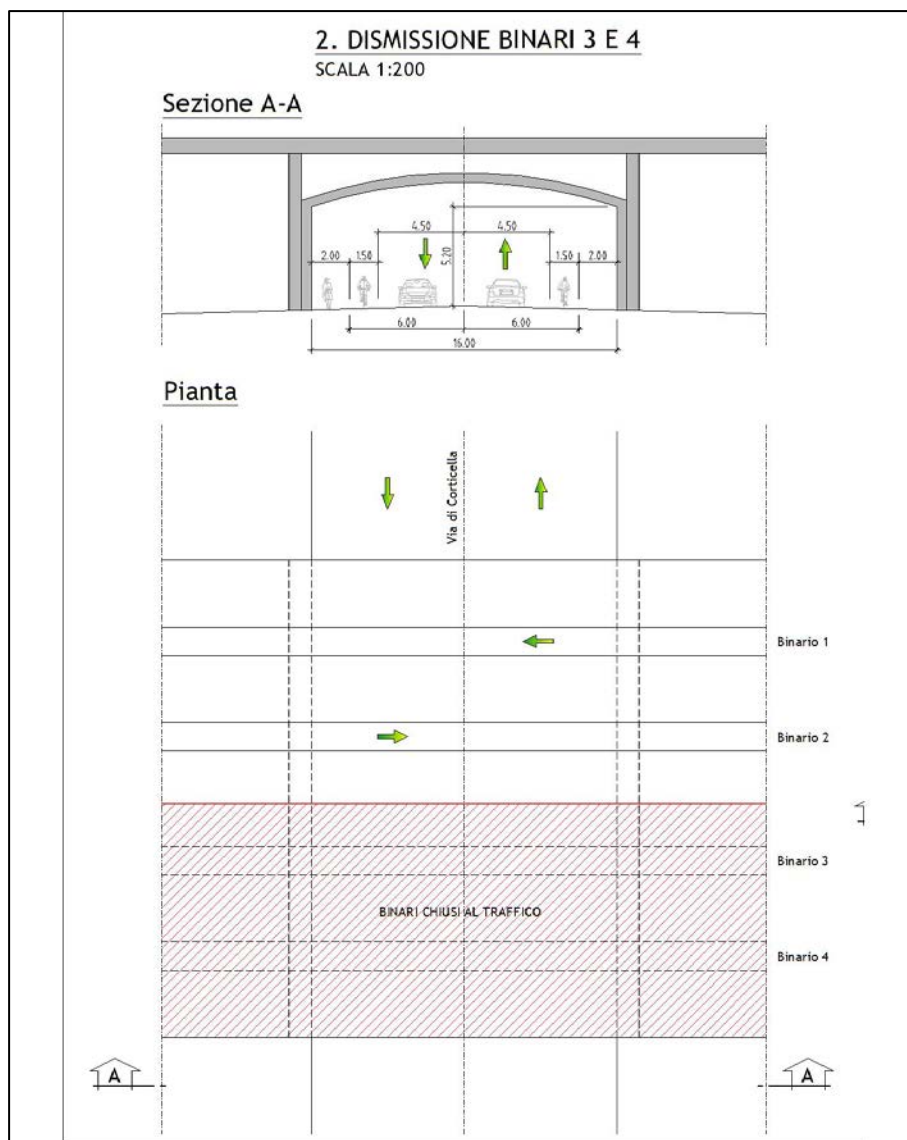


Figura 1.6: Fase 2 della realizzazione



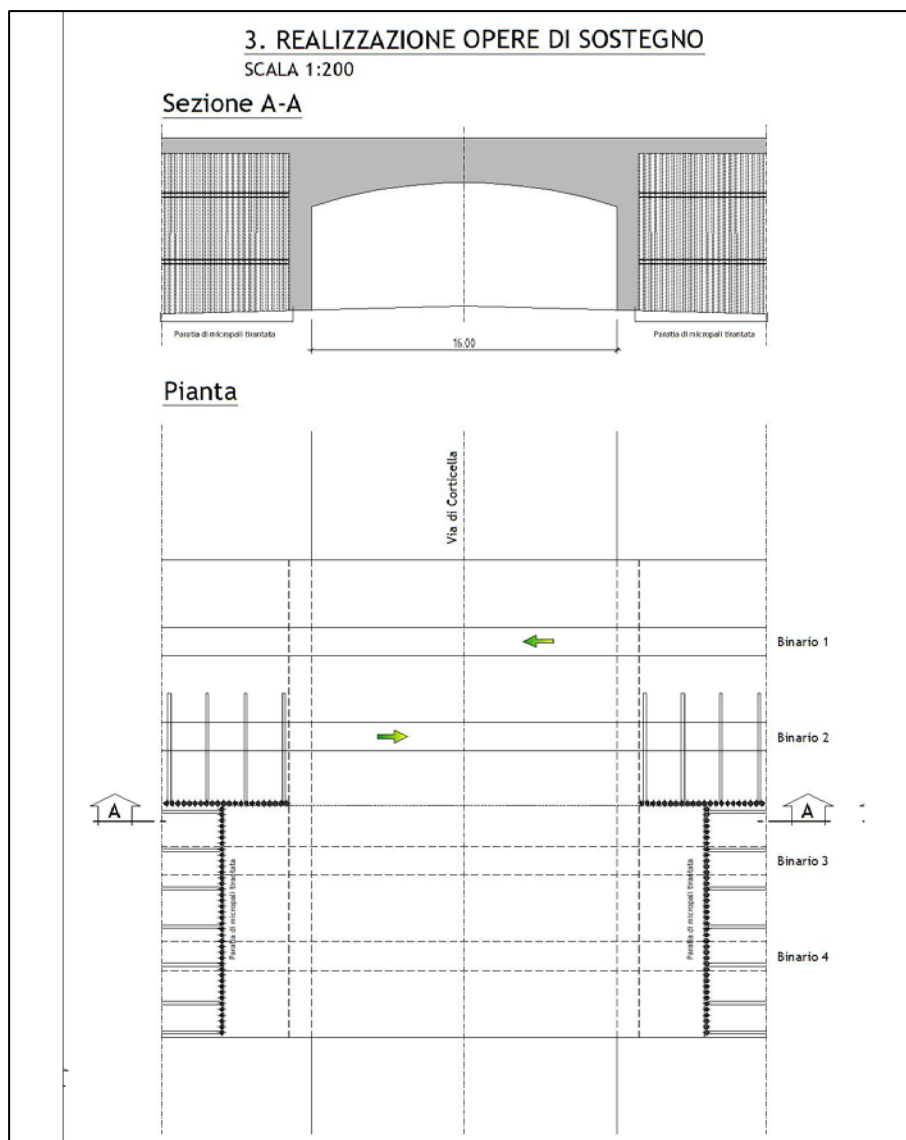


Figura 1.7: Fase 3 della realizzazione

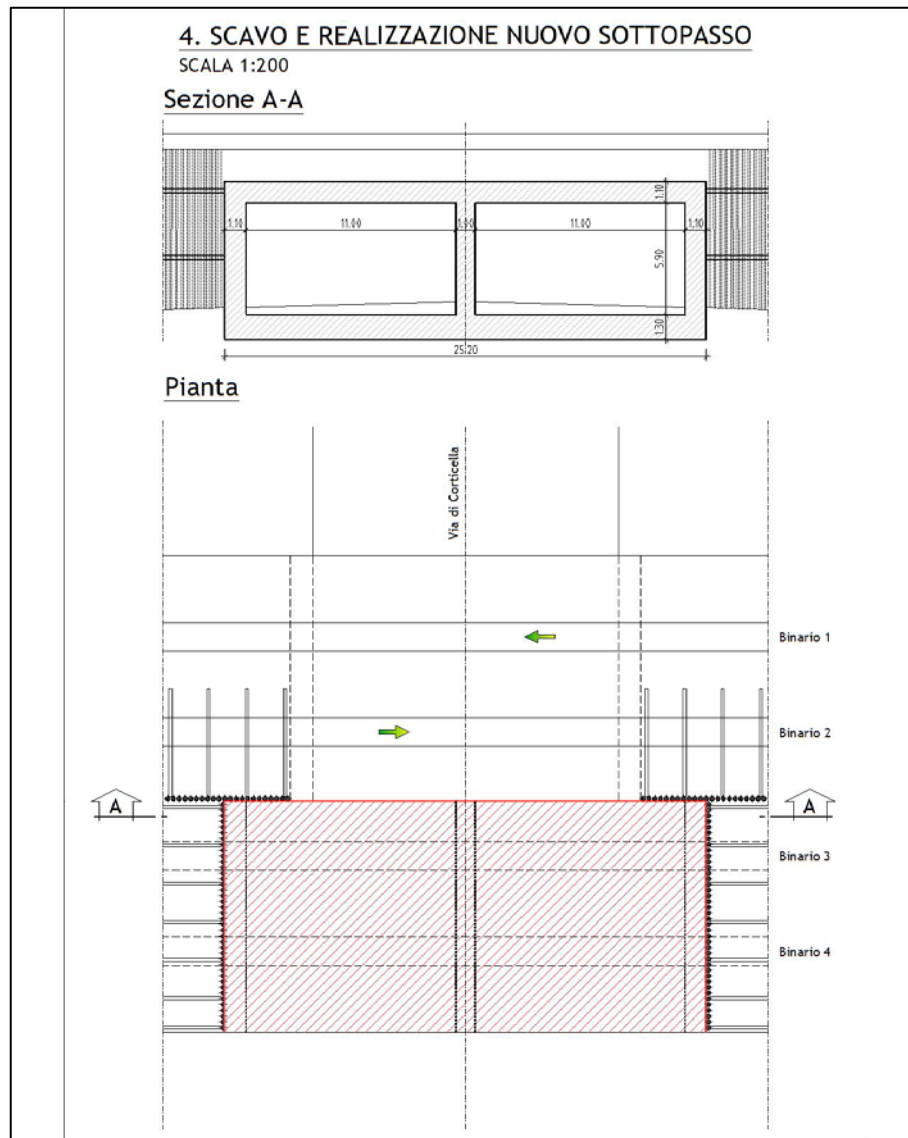


Figura 1.8: Fase 4 della realizzazione

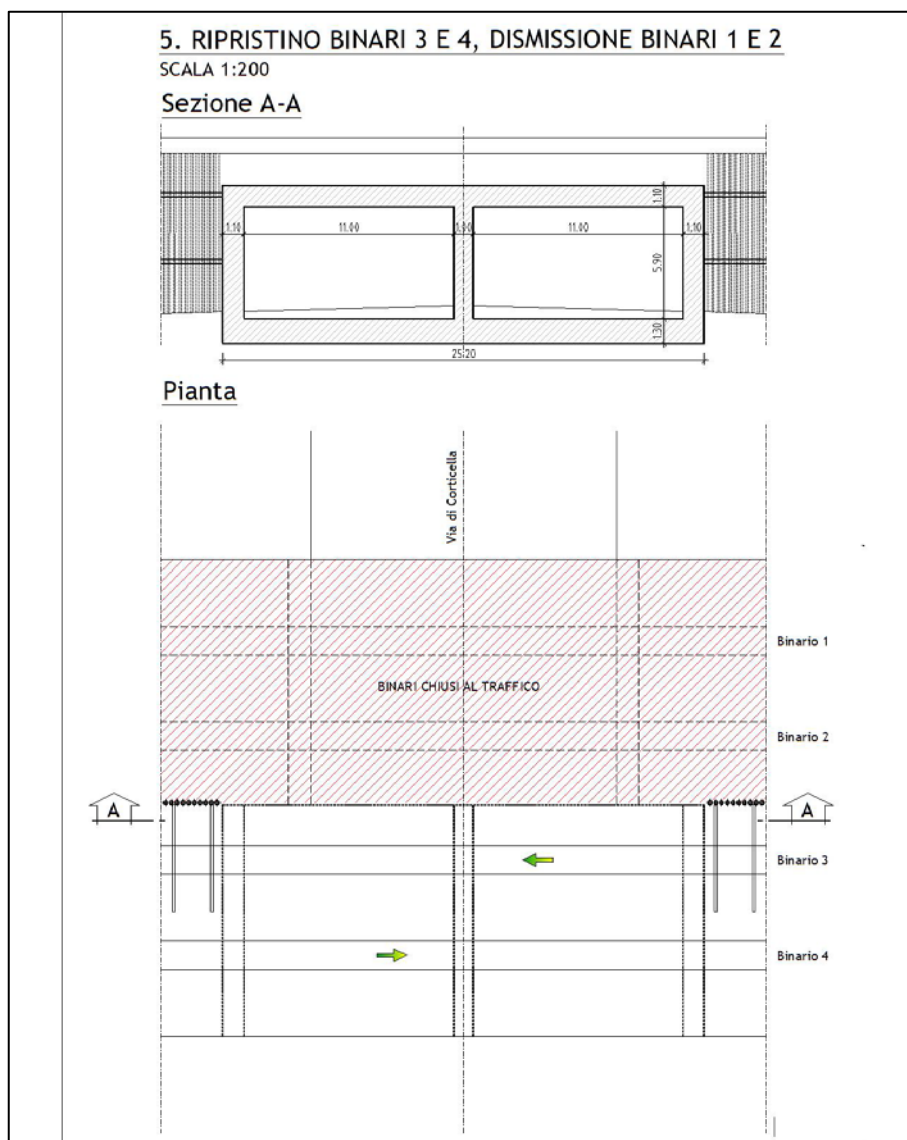


Figura 1.9: Fase 5 della realizzazione

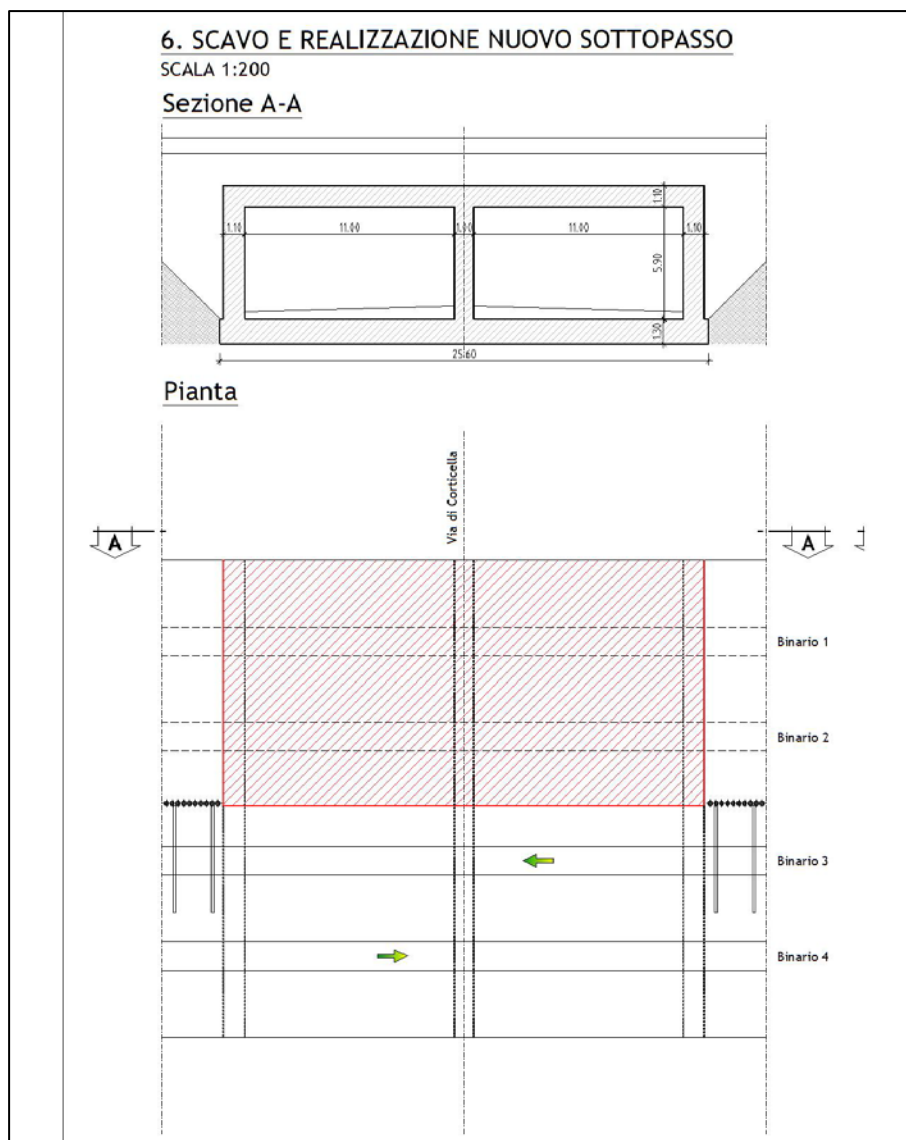


Figura 1.10: Fase 6 della realizzazione

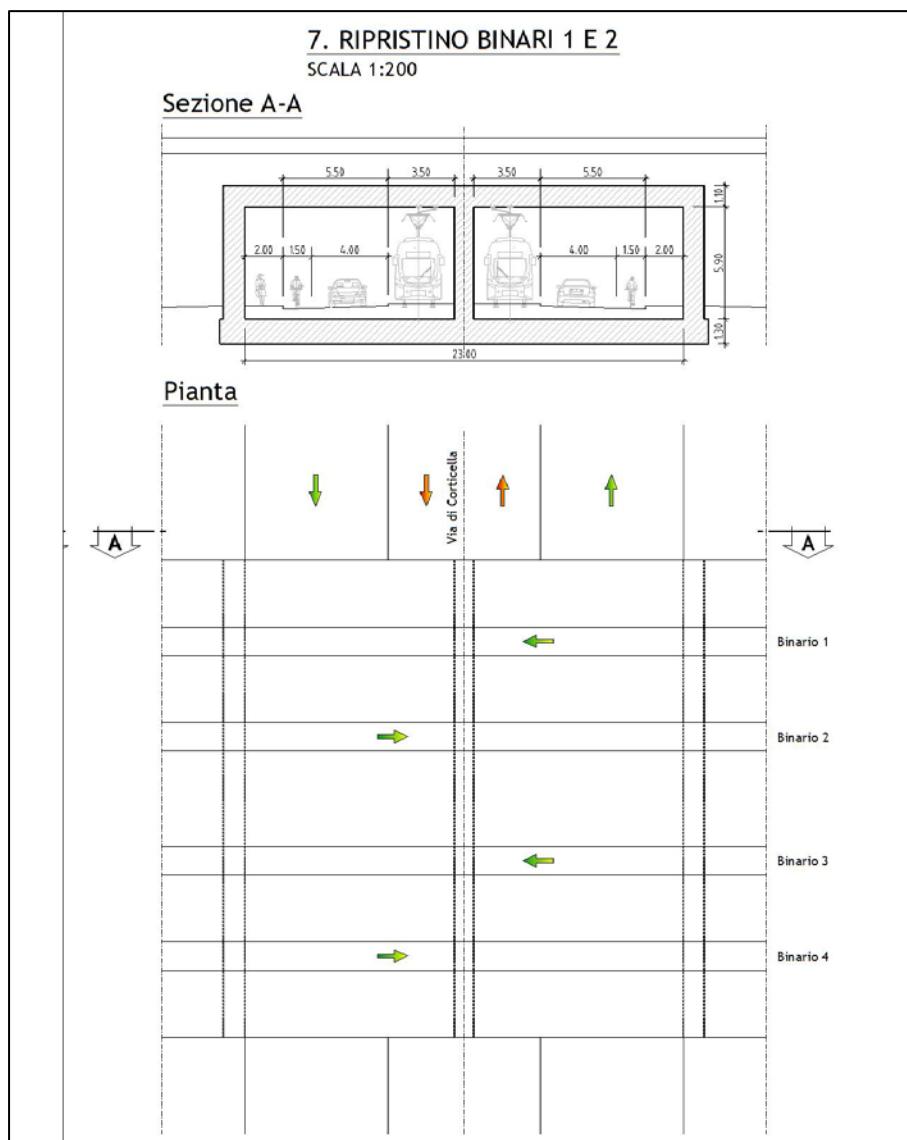


Figura 1.11: Fase 7 della realizzazione

## 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”



#### 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 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  $25 \text{ kN/m}^3$ );
- Permanenti non strutturali sul solaio (G2): armamento ferroviario
- Permanenti non strutturali sulla fondazione (G2):
  - o ricoprimento e piano stradale
  - o armamento tranviario per le corsie riservate alla nuova linea tranviaria
- Carico indotto dal traffico stradale per i ponti (si veda il paragrafo 5.1) sulle fondazioni per le corsie adibite al traffico veicolare
- Carico indotto dal traffico ferroviario sul solaio (si veda il paragrafo 5.2)
- Carico indotto dalla tranvia ( si veda paragrafo 5.3) sulla fondazione per le corsie riservate alla nuova linea tranviaria
- Azioni sismiche (si veda il paragrafo 5.4).
- Azione termica: variazione di temperatura con andamento “a farfalla” di  $+ o - 10^\circ\text{C}$  applicata al solaio.

Per il calcolo delle spinte sulle opere di sostegno e sui fianchi degli scatolari indotte dal terreno si è utilizzato il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$ .

### 5.1 CARICHI ACCIDENTALI INDOTTI DAL TRAFFICO VEICOLARE

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.

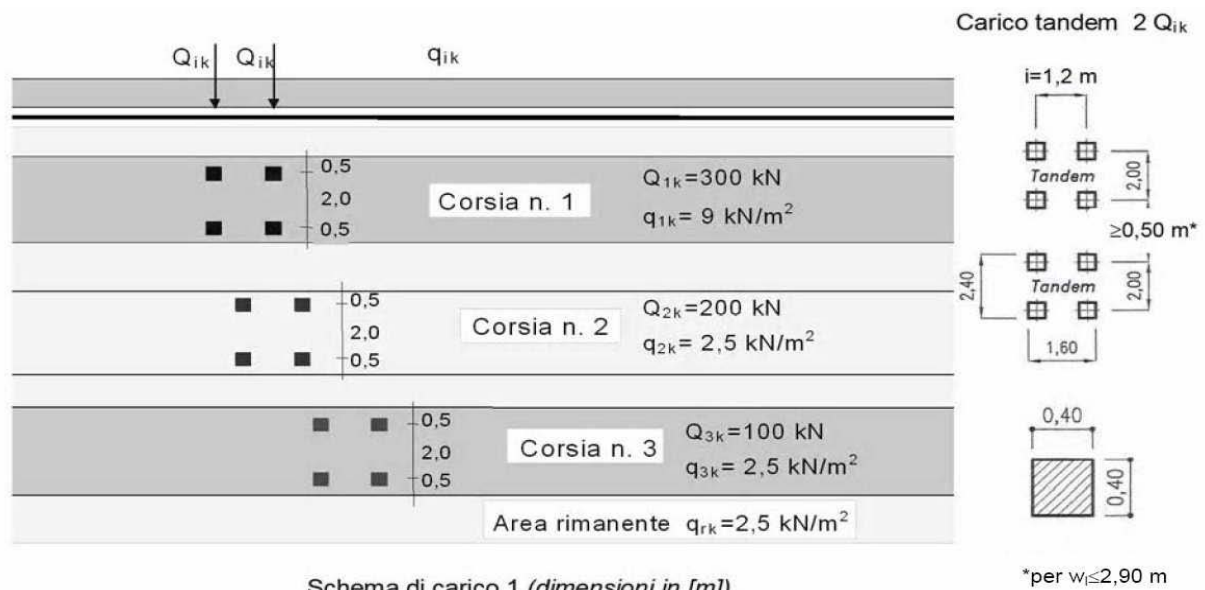


Figura 5.1: Schemi di carico mobile.

Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata.

Posizione	Carico asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2,5
Corsia Numero 3	100	2,5
Altre corsie	0,00	2,50

Figura 5.2: Intensità dei carichi  $Q_{ik}$  e  $q_{ik}$  per le diverse corsie.

Si precisa che secondo il Nuovo Testo Unico del 17 gennaio 2018, i carichi mobili includono gli effetti dinamici.

Il carichi concentrati si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo una diffusione a 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante, come mostrato in figura.

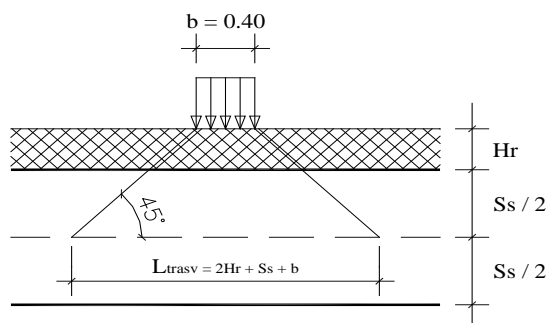


Figura 5.3: Distribuzione carichi

Considerando lo schema di carico 1, gli assi da 150 kN vengono ripartiti e trasmessi sulla soletta considerando una diffusione attraverso la pavimentazione, il terreno e la soletta.

## 5.2 CARICHI ACCIDENTALI INDOTTI DAL TRAFFICO FERROVIARIO

### 5.2.1 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 "α"	
	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 5.4: tabella coeff. di adattamento "α" 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

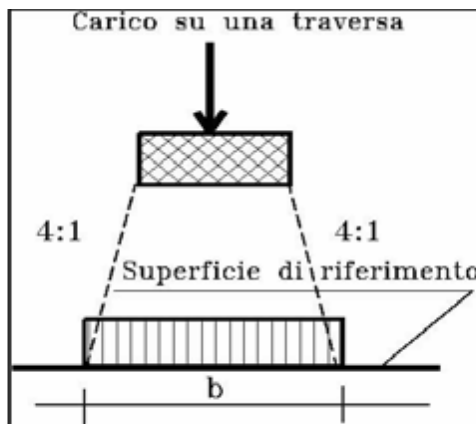


Figura 5.5: Distribuzione longitudinale attraverso il ballast.

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, riporata di seguito, in cui  $Q_h$  rappresenta la forza centrifuga.

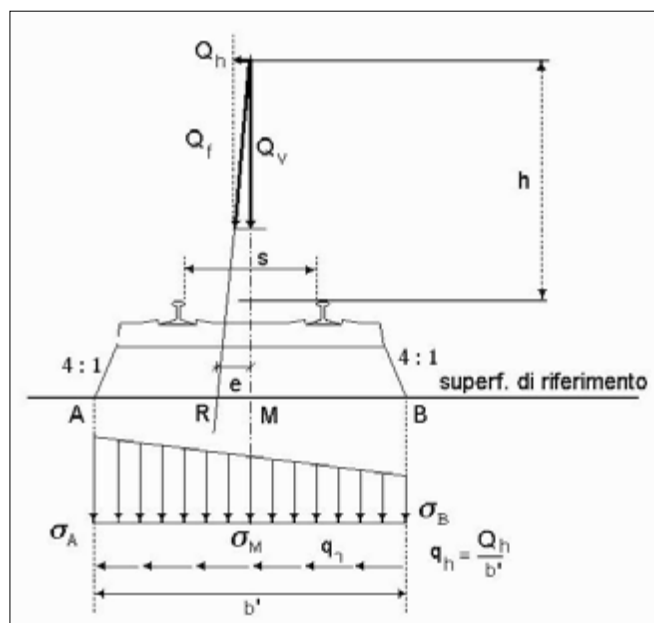


Figura 5.6: Distribuzione trasversale in rettifilo delle azioni per mezzo delle traverse e del ballast.

### 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

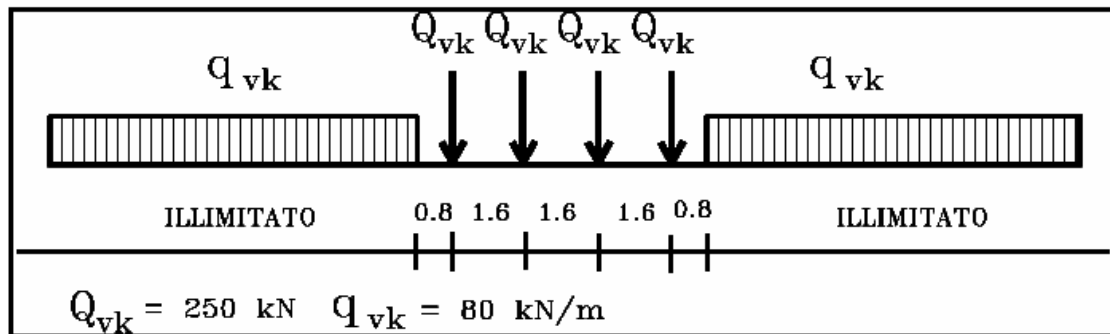


Figura 5.7: Treno di carico LM71.

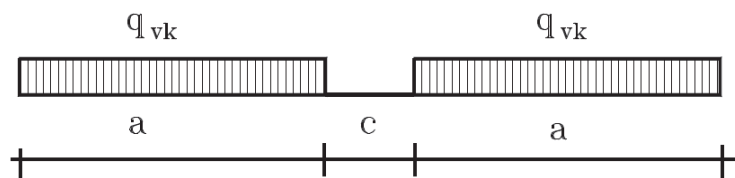


Figura 5.8: Modello di carico SW.

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 5-9: 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.

#### 5.2.2 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:

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

frenatura:

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

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

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

### 5.3 CARICHI ACCIDENTALI INDOTTI DALLA LINEA TRANVIARIA

Per la valutazione dei carichi si fa riferimento al veicolo tranviario denominato Sirio Firenze; lo scartamento dei binari è pari a 1.435 mm.

Il carico accidentale dovuto al peso del tram Sirio Firenze a pieno carico è stato calcolato considerando una carrozza avente le caratteristiche riportate nella seguente immagine.

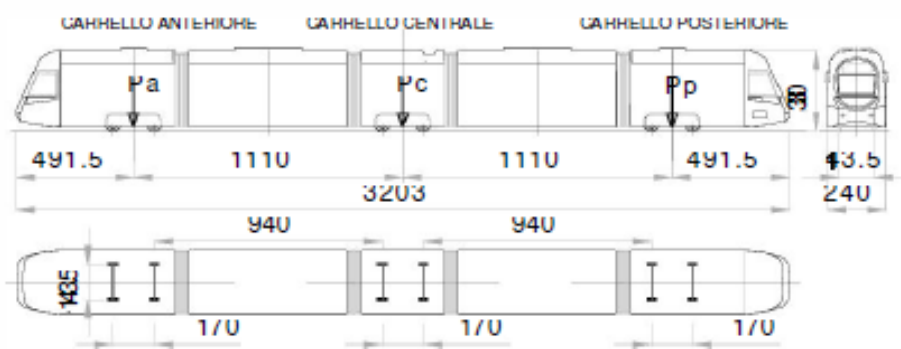


Figura 5.10: caratteristiche del tram Sirio Firenze.

#### *Carichi verticali statici*

Il carico per asse a pieno carico della vettura è il seguente:

(passeggeri seduti + 6/m<sup>2</sup> passeggeri in piedi):



Carrello motore anteriore Pa .....	198,94 kN
Carrello trascinato centrale Pc .....	201,14 kN media 99,8 kN/asse
Carrello motore posteriore Pp .....	198,94 kN
Carico totale .....	<u>599,02 kN</u>

### Effetti dinamici

In analogia a quanto riportato per i ponti ferroviari nel paragrafo 5.2.2.2.3 "Effetti dinamici" delle NTC 2018 per le strutture dell'armamento si può considerare il caso di "linee con elevato standard manutentivo" considerando un aumento dei carichi statici applicando la formula

$$\phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L} - 0.2} + 0.82 = 1.14$$

A favore di sicurezza si è scelto di adottare un incremento del 15%, da cui il carico statico equivalente diviene:

Carico statico equivalente per asse centrale = 201 / 2 x 1,15	= 115,7 kN
Carico statico equivalente per asse anteriore/posteriore = 199 / 2 x 1,15	= 114,5 kN

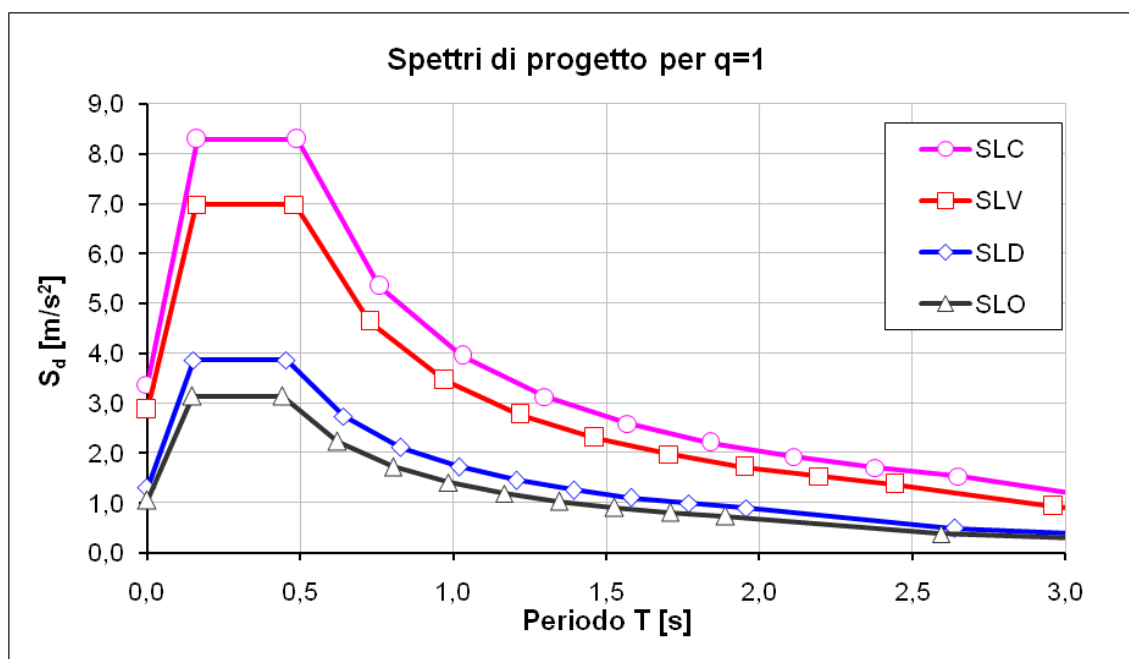
## 5.4 GRADO DI SISMICITÀ E MOTO SISMICO

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 <sub>T</sub>	1.0
Varie	Vita nominale dell'opera (10, 50, 100)	V <sub>N</sub> [anni]	50
	Classe d'uso (I, II, III, IV)		IV
	Coefficiente d'uso	C <sub>U</sub>	2.0
	Periodo di riferimento	V <sub>R</sub> [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



L'incremento dinamico di spinta del terreno sotto l'azione sismica viene determinato col metodo di Wood. Tale metodo fornisce la sovraspinta sismica del terreno su una parete interrata soggetta a deformazioni molto contenute, in situazioni prossime di spinta a riposo sia in condizioni statiche sia durante il sisma. In situazioni del genere,

relative a manufatti scatolari interrati, la spinta sismica da assumersi è data dall'espressione:

$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

Si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro, il che equivale ad applicare una pressione uniforme

$$\Delta p_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H$$

## 5.5 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, vengono considerate le combinazioni riportate nella tabella 5.1.IV del D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni". A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi 1, 2a.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile				Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sovrapposti	
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m²
2 <sup>a</sup>	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m²
4 (**)			Schema di carico 5 con			Schema di carico 5 con valo-

			valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>			re caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				
(*) Ponti pedonali (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana) (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali						

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1} \text{ e } \gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{d1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(3)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{d2}, \gamma_{d3}, \gamma_{d4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

**Tab. 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combi- nazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequent)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanent)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0

Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

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.

## 6. METODO DI CALCOLO

Per la verifica degli elementi lo scatole 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.2020, release 2.1, licenza n. USGW000288 intestata 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 dello scatolare, 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 dello scatolare, 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:

$$\varepsilon_{sm} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

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:

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

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

#### *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:

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

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

## 7.2 VERIFICA SCATOLARE

Come riportato nel capitolo precedente a favore di sicurezza si è considerata una porzione del sottopasso con profondità unitaria, nella Figura 7.1 si riporta l'immagine tridimensionale del modello ad elementi finiti:

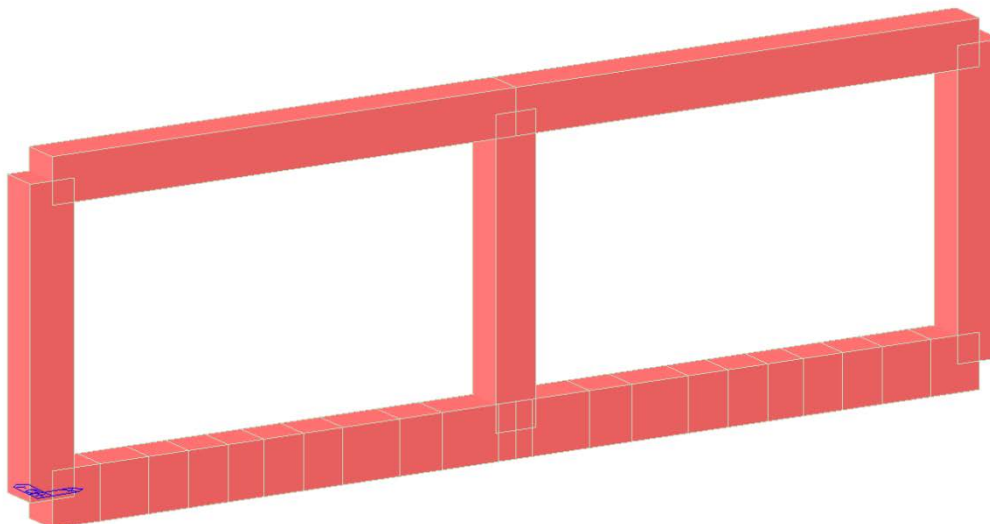


Figura 7.1: Modello elementi finiti

La struttura del portale è in calcestruzzo armato; da un punto di vista strutturale lo schema resistente prevede che tutti gli elementi siano incastrati tra di loro.

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza degli elementi strutturali.

## 7.3 SOLETTA

### 7.3.1 Verifica SLU e SLV

Verifica delle sezioni sollecitate da azione flettente negativa ( che tende le fibre superiori)

	Momento sollecitante [kNm]	Momento resistente [kNm]	$M_{ED}/M_{RD}$
Sezione in corrispondenza spalle laterali	-2824.43	-4299.7	0.657
Sezione in campata	-784.69	-2119.2	0.370

Sezione in corrispondenza pila centrale	-3452.79	-5381.05	0.642
--	----------	----------	-------

Verifica delle sezioni sollecitate da azione flettente positiva ( che tende le fibre inferiori)

	Momento sollecitante [kNm]	Momento resistente [kNm]	$M_{ED}/M_{RD}$
Sezione in corrispondenza spalle laterali	1378.24	1800.23	0.5305
Sezione in campata	1800.23	3093.95	0.5819
Sezione in corrispondenza pila centrale	1026.00	2585.81	0.3968

### 7.3.2 Verifica SLE

Come riportato nel paragrafo 7.1.1 sono state eseguite le verifiche di tipo tensionale e di apertura delle fessure

#### Verifiche tensionali combinazione rara

Verifica delle sezioni sollecitate da azione flettente negativa ( che tende le fibre superiori)

	Tensione sollecitante calcestruzzo [MPa]	Tensione resistente calcestruzzo [MPa]	Rapporto tensioni sollecitante resistente
Sezione in corrispondenza spalle laterali	9.14	19.2	0.4761
Sezione in campata	1.70	19.2	0.0886
Sezione in corrispondenza pila centrale	11.23	19.2	0.5848

	Tensione sollecitante armature [MPa]	Tensione resistente armature [MPa]	Rapporto tensioni sollecitante resistente
Sezione in corrispondenza spalle laterali	156.33	360	0.4343

Sezione in campata	18.28	360	0.0508
Sezione in corrispondenza pila centrale	158.58	360	0.4405

Verifica delle sezioni sollecitate da azione flettente positiva ( che tende le fibre inferiori)

	Tensione sollecitante calcestruzzo [MPa]	Tensione resistente calcestruzzo [MPa]	Rapporto tensioni sollecitante resistente
corrispondenza spalle laterali	5.21	19.2	0.2716
campata	7.43	19.2	0.3872
corrispondenza pila centrale	1.88	19.2	0.0978

	Tensione sollecitante armature [MPa]	Tensione resistente armature [MPa]	Rapporto tensioni sollecitante resistente
corrispondenza spalle laterali	126.15	360	0.2716
campata	145.19	360	0.3872
corrispondenza pila centrale	20.95	360	0.0978

#### Verifiche tensionali combinazione permanente

Verifica delle sezioni sollecitate da azione flettente negativa ( che tende le fibre superiori)

	Tensione sollecitante calcestruzzo [MPa]	Tensione resistente calcestruzzo [MPa]	Rapporto tensioni sollecitante resistente
corrispondenza spalle laterali	4.42	14.4	0.3072
campata	0.05	14.4	0.0032
corrispondenza pila centrale	3.24	14.4	0.2248

Verifica delle sezioni sollecitate da azione flettente positiva ( che tende le fibre inferiori)

	Tensione sollecitante calcestruzzo [MPa]	Tensione resistente calcestruzzo [MPa]	Rapporto tensioni sollecitante resistente
corrispondenza spalle lateralì	1.01	14.4	0.0703
campata	1.49	14.4	0.1032
corrispondenza pila centrale	0.95	14.4	0.0661

#### Verifiche apertura delle fessure.

La larghezza massima di apertura delle fessure per le combinazioni SLE rare risulta pari a  $0.19598\text{mm} < 0.2\text{mm}$

## 7.4 PLATEA

### 7.4.1 Verifica SLU e SLV

Verifica delle sezioni maggiormente sollecitate (Momento positivo se tende le fibre inferiori):

Momento sollecitante massimo [kNm]	Momento resistente massimo [kNm]	$M_{ED}/M_{RD}$
-1570.86	-2566.11	0.6122
2653.66	3158.47	0.8402

### 7.4.2 Verifica SLE

Come riportato nel paragrafo 7.1.1 sono state eseguite le verifiche di tipo tensionale e di apertura delle fessure

#### Verifiche tensionali combinazione rara

Verifica delle sezioni maggiormente sollecitate:

	Tensione sollecitante [MPa]	Tensione resistente [MPa]	Rapporto tensioni sollecitante

			resistente
Calcestruzzo compresso lembo superiore	2.65	16.80	0.1578
Acciaio teso lembo inferiore	29.32	360	0.0815
Calcestruzzo compresso lembo inferiore	8.29	16.80	0.4936
Acciaio teso lembo Superiore	216.02	360	0.6001

#### Verifiche tensionali combinazione permanente

Verifica delle sezioni maggiormente sollecitate:

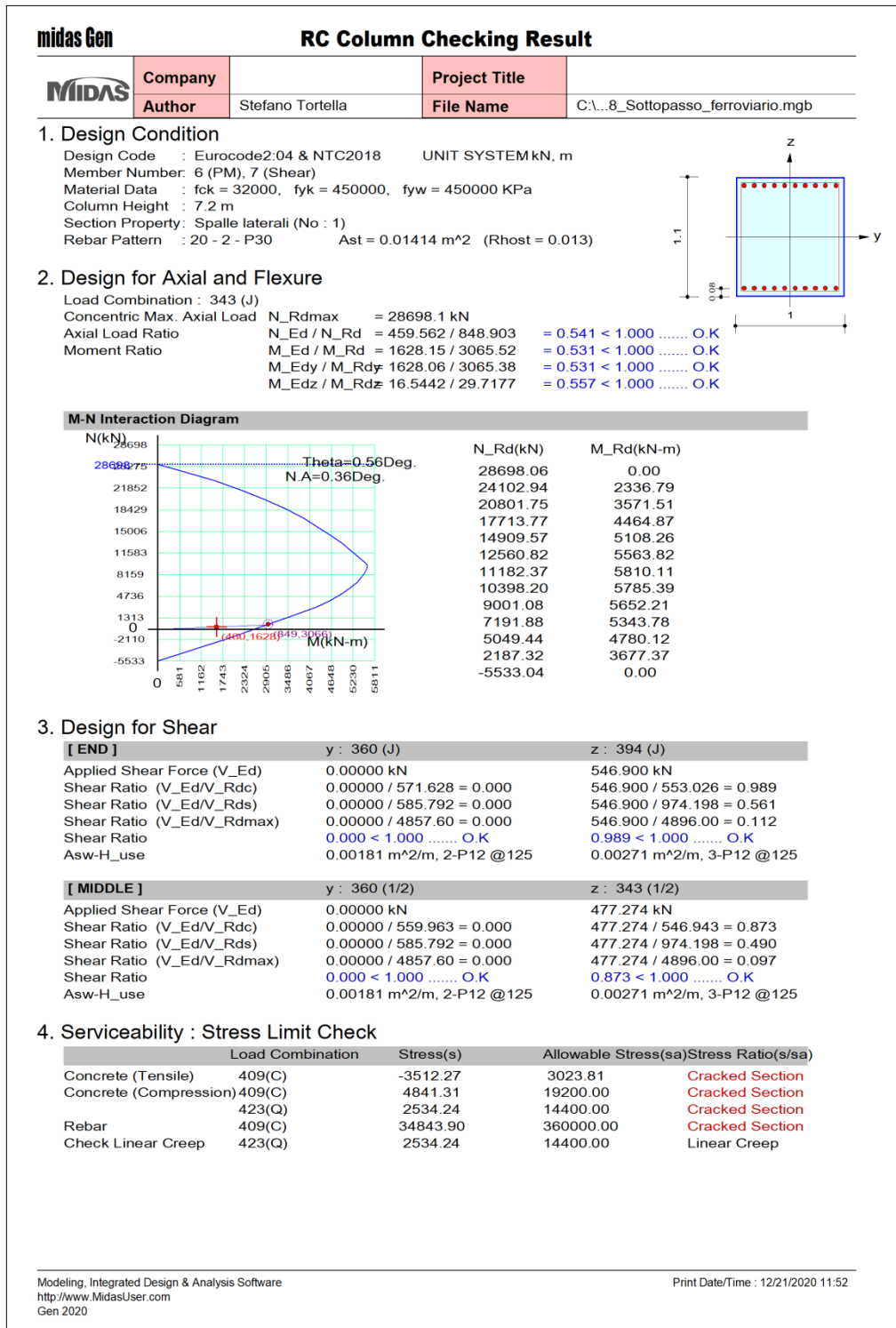
	Tensione sollecitante [MPa]	Tensione resistente [MPa]	Rapporto tensioni sollecitante resistente
Calcestruzzo compresso lembo superiore	1.56	12.60	0.1241
Calcestruzzo compresso lembo inferiore	2.48	12.60	0.1970

#### Verifiche apertura delle fessure.

La larghezza massima di apertura delle fessure per le combinazioni SLE rare risulta pari a  
0.03mm<0.3mm

## 7.5 SPALLE LATERALI

### 7.5.1 Verifica SLU e SLV





### 7.5.2 Verifica SLE

Di seguito la verifica tensionale SLE in combinazione permanente

Verifica C.A. S.L.U. - File: base\_pile\_perm

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

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

**N° figure elementari**  **Zoom** **N° strati barre**  **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	110

N°	As [cm²]	d [cm]
1	70,65	8
2	70,65	102

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N	Ed	476,8 kN
M	xEd	570 kNm
M	yEd	0

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

**Metodo di calcolo**  
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☒ Metodo n

**Materiali**  
 B450C C32/40  
 $\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  18,13 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12,25 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,7333  
 $\tau_{c1}$  2,114

$\sigma_c$  -2,916 N/mm²  
 $\sigma_s$  58,38 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0,2919 ‰  
 d 102 cm  
 x 43,69 x/d 0,4283  
 $\delta$  0,9754

**Verifica**  
 N° iterazioni:

☐ Precompresso

Di seguito la verifica tensionale SLE in combinazione rara

Verifica C.A. S.L.U. - File: base\_pile\_Rara

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

TITOLO :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	110

N°	As [cm²]	d [cm]
1	70,65	8
2	70,65	102

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 834,3 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 1103,1 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls  
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione

☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo

☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☒ Metodo n

Materiali

B450C C32/40

$\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  18,13 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12,25 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,7333 N/mm²  
 $\tau_{c1}$  2,114 N/mm²

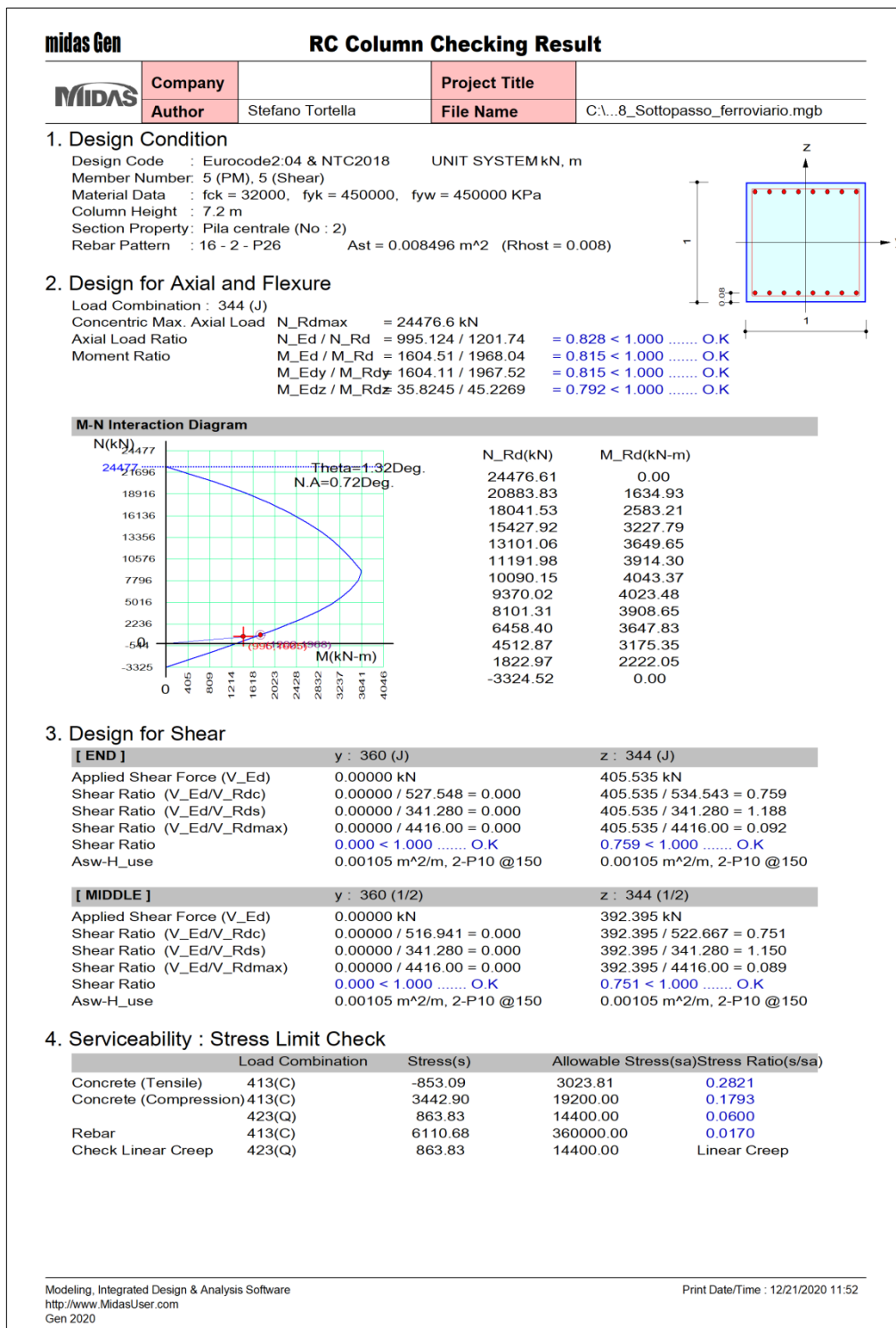
$\sigma_c$  -5,598 N/mm²  
 $\sigma_s$  118 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0,5901 ‰  
d 102 cm  
x 42,4 x/d 0,4157  
 $\delta$  0,9596

Verifica

N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

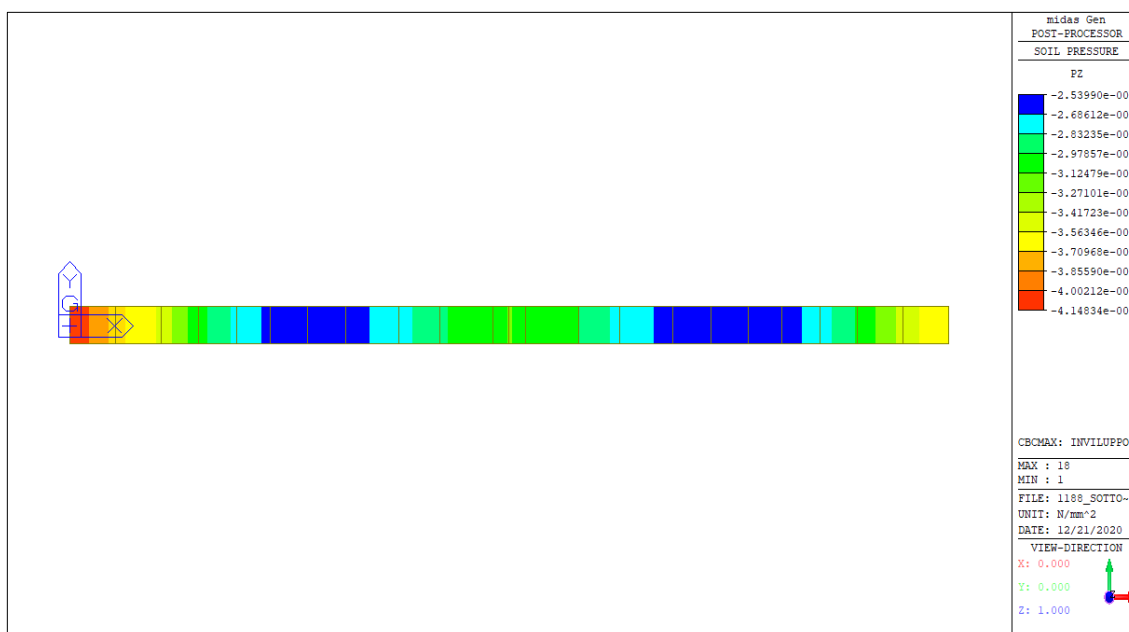
## 7.6 SPALLA CENTRALE



## 8. PRESSIONI SUL TERRENO

In prima analisi è possibile confrontare la pressione trasmessa dalla trave di larghezza unitaria che risulta maggiore di quella reale, il valore ottenuto non tiene conto della ridistribuzione delle azioni trasmesse dal traffico dei convogli ferroviari.

Di seguito si riportano le pressioni trasmesse della trave di fondazione di larghezza unitaria.



La pressione massima è pari a 0.415 N/mm<sup>2</sup> inferiore alla capacità portante del terreno, la fondazione risulta verificata.