

## Sistema Tramviario Fiorentino

RTI Progettisti:



### PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA PER L'ESTENSIONE DEL SISTEMA TRAMVIARIO FIORENTINO NEI COMUNI DI FIRENZE, CAMPI BISENZIO E SESTO FIORENTINO - FASE C

#### LINEA 4.2 - ESTENSIONE PER CAMPI BISENZIO

## Opere d'arte Relazione di calcolo preliminare Ponti

COMUNE DI FIRENZE  
SISTEMA TRAMVIARIO FIORENTINO

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

ING. FILIPPO MARTINELLI

IL DIRETTORE DELL'ESECUZIONE DEL CONTRATTO

ING. CHIARA BERSIANI

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE E DEL COORDINAMENTO TRA  
LE VARIE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

ING. PAOLO MARCHETTI



#### Gruppo di Progettazione:

Ing. A. Piazza (Coordinatore Tecnico)  
Dott. Geol. F. Valdemarin (Progettazione Geologica)  
Ing. A. Benvenuti (Progetto Opere Idrauliche)  
Dott.ssa B. Sassi (Indagini Preliminari Archeologiche)  
Ing. F. Tamburini (Studi di carattere Ambientale)  
Ing. M. Angeloni (Valutazione Previsionale di Impatto Acustico)  
Ing. S. Caminiti (Prog. Ferrotranviario Studi Trasportistici)  
Ing. J. Wajs (Progetto Impianti Tecnologici)  
Ing. G. D'Angelo (Progetto Strutture)  
Ing. D. Salvo (Progetto Arch./Paesaggistico Inser. Urbanistico)  
Ing. F. Conti (Sicurezza - Prime Disposizioni)  
Ing. B. Rowenczyn (Piani Economici e Finanziari)  
Ing. G. Coletti (Progettazione Funzionale Depositi Tramviari)  
Ing. L. Costalli (Esperto in Esercizio)  
Ing. F. Azzarone (Impianti Meccanici)  
Ing. D. D'Apollonio (Impianti Elettrici)  
Ing. V. Astorino (Cantierizzazione)  
Ing. P. Caminiti (Viabilità Interferenti)  
Arch. A. Moscheo (PP.SS. Interferenti)  
Ing. A. Lucioni (CAM)  
Ing. D. Russo (Stime, Capitolati)

COMMESSA	LINEA	FASE	DISCIPLINA	TIPO/NUMERO	REV.	SCALA	NOME FILE
B382	42	SF	STR	RT002	A	-	B382-4.2-SF-STR-RT002-A

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	Dicembre 2019	EMISSIONE	SANNA	DI IULLO	MARCHETTI
1					
2					

## Sommario

<b>1. PREMESSA GENERALE .....</b>	<b>3</b>
<b>2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>3</b>
<b>2.1 Normativa italiana .....</b>	<b>3</b>
<b>2.2 Norme UNI e Linee Guida .....</b>	<b>4</b>
<b>2.3 Eurocodici .....</b>	<b>4</b>
<b>3. MATERIALI .....</b>	<b>4</b>
<b>3.1 Calcestruzzo per le strutture in elevazione e la soletta d'impalcato .....</b>	<b>4</b>
<b>3.2 Calcestruzzo per i pali di fondazione .....</b>	<b>6</b>
<b>3.3 Acciaio per calcestruzzo armato .....</b>	<b>8</b>
<b>3.4 Acciaio per strutture metalliche e composte .....</b>	<b>8</b>
<b>4. PARAMETRI GEOTECNICI .....</b>	<b>9</b>
<b>5. ESECUZIONE DELLE OPERE IN ESAME .....</b>	<b>9</b>
<b>6. CALCOLO DELLE STRUTTURE PRINCIPALI .....</b>	<b>10</b>
<b>6.1 Modellazione della struttura e dei vincoli .....</b>	<b>10</b>
<b>6.2 Analisi dei carichi .....</b>	<b>10</b>
<b>6.2.1 Azioni permanenti .....</b>	<b>10</b>
<b>6.2.2 Azioni variabili da traffico .....</b>	<b>11</b>
<b>6.2.3 Azioni variabili .....</b>	<b>12</b>
<b>6.2.4 Azioni sismiche .....</b>	<b>12</b>

---

6.2.5	Combinazioni di carico .....	13
6.3	Analisi strutturale .....	15
7.	VERIFICHE DI RESISTENZA.....	16
7.1	Caratteristiche statiche della sezione .....	16
7.1.1	Sola trave in acciaio ( $n = \infty$ ) .....	18
7.1.2	Sezione totale a breve termine ( $n = 6.54$ ) .....	19
7.1.3	Sezione totale a lungo termine ( $n = 22.07$ ) .....	20
7.1.4	Riepilogo caratteristiche statiche .....	21
7.2	Verifica della sezione di mezzera della trave di bordo .....	22
7.2.1	Sollecitazioni agenti sulla sezione.....	22
7.2.2	Fase 1 (peso proprio trave) .....	23
7.2.3	Fase 2 (peso proprio soletta) .....	24
7.2.4	Fase 3 (carichi permanenti) .....	25
7.2.5	Fase 4 (coazione da ritiro) .....	26
7.2.6	Fase 5 (carichi variabili) .....	27
7.2.7	Fase 6 (deformazioni viscosse).....	28
7.2.8	Riepilogo risultati .....	29
7.3	Verifica delle sezioni di estremità della trave di bordo.....	30
7.3.1	Sollecitazioni agenti sulla sezione.....	30
7.3.2	Riepilogo risultati .....	30

---

## 1. PREMESSA GENERALE

La presente relazione riguarda il predimensionamento e le verifiche delle sole travi principali dell'opera di scavalco del Canale Macinante in affiancamento a via Pistoiese nel comune di Campi Bisenzio (FI), costituita da un ponte a campata unica con schema strutturale di travi semplicemente appoggiate, schema statico tipo cerniera - carrello, collegate tra loro da trasversi per la ripartizione trasversale dei carichi e la collaborazione tra tutte le travi.

L'impalcato è a struttura composta acciaio-calcestruzzo, costituito da 5 travi in acciaio a doppio T di altezza 1.40 m, prefabbricate a conci in officina e assemblate a piè d'opera prima del varo, e soletta collaborante da 25 cm in calcestruzzo armato gettata in opera su tavole autoportanti tralicciate di spessore 5 cm. L'altezza ed il numero delle travi in acciaio sono stati dettati dalla larghezza dell'impalcato, dalla luce da superare e dall'esigenza di minimizzare lo spessore delle strutture per garantire il sottostante franco libero.

La lunghezza totale delle travi è di 41.00 m mentre la larghezza dell'impalcato è pari a 8.40 m.

Il ponte poggia su spalle che, data la conformazione delle opere e del piano campagna, sono costituite dal solo pulvino con paraghiaia e soletta a sbalzo e fondate su pali di grande diametro Ø 1200. Entrambe le spalle avranno il compito di assorbire le azioni orizzontali trasversali, solo una quelle longitudinali.

## 2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Per il calcolo si fa riferimento alle leggi e normative di seguito elencate:

### 2.1 Normativa italiana

- **Legge 5/11/1971 N. 1086** – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.”
- **D.M. 17/01/2018** – “Norme tecniche per le costruzioni “

- **Circolare 21/01/2019 N. 7 C.S.LL.PP.** – “Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.”

## 2.2 Norme UNI e Linee Guida

- **UNI EN 206:2016** - “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”
- **UNI 11104:2016** - “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206”

## 2.3 Eurocodici

- **UNI EN 1991-1-4:2010** - “Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.”

## 3. MATERIALI

### 3.1 Calcestruzzo per le strutture in elevazione e la soletta d’impalcato

In accordo con la Tabella di seguito, che prescrive la classe di resistenza minima, si adotta un calcestruzzo di classe C32/40 che possiede requisiti superiori al tipo di calcestruzzo C1 [tipo di impiego: Impalcato in c.a. ordinari; Solette in c.a. in elevazione; classe di esposizione ambientale: XC3; classe di resistenza minima: C28/35] e C2 [tipo di impiego: Pile e spalle; Baggioli e pulvini; Strutture in c.a. in elevazione; classe di esposizione ambientale: XC3; classe di resistenza minima: C28/35].



Comune  
di Firenze

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA PER L'ESTENSIONE DEL SISTEMA  
TRAMVIARIO FIORENTINO NEI COMUNI DI FIRENZE, CAMPI BISENZIO E SESTO  
FIORENTINO – FASE C

CIG 70209921E3 - CUP H11E16001130001 + H11I12000010002

LINEA 4.2 - ESTENSIONE PER CAMPI BISENZIO

I		II	III	IV	V
Tipo di calcestruzzo		Campi di impiego	Classe di esposizione ambientale (UNI EN 206) <sup>(1)</sup>	Classe di resistenza minima [C(fck/Rck) <sub>min</sub> ]	Classe di resistenza di calcolo (MPa) <sup>(2)</sup>
A	1	Impalcati ed Elementi in c.a.p. prefabbricati	[XC3]	C35/45	Rck
	2	Impalcati ed Elementi in c.a.p. gettati in opera	[XC3]	C35/45	Rck
B	1	Elementi prefabbricati in c.a. per strutture fuori terra	[XC3]	C35/45	Rck
	3	Elementi prefabbricati senza funzioni strutturali	XA1	C28/35	Rck
C	1	Impalcati in c.a. ordinari Solette in c.a. in elevazione	XC3	C28/35	Rck
	2	Pile e spalle Baggioli e pulvini Strutture in c.a. in elevazione	XC3	C28/35	Rck
D		Tombini a struttura scatolare circolare	XA1	C28/35	Rck
E	2	Solettoni di fondazione Fondazioni armate	XC2	C25/30	30
	3	Fondazioni non armate (pozzi, sottopinti, ecc....)	XC2	C25/30	30
	4	Cunette, canalette e cordoli	XC1	C25/30	Rck
F	1	Pali (di paratie o opere di sostegno), diaframmi e relativi cordoli di collegamento gettati in opera	XC2	C25/30	30
	2	Pali/diaframmi di fondazione gettati in opera	XC2	C25/30	30
	3	Pali di fondazione prefabbricati	[XA1]	C32/40	Rck
G		Magrone di riempimento o livellamento	X0	C12/15	Rck

- (1) Di norma, la classe di esposizione ambientale indicata individua le caratteristiche della miscela; nei casi in cui la classe di esposizione ambientale è scritta tra parentesi quadre (es. [XC3] come per i calcestruzzi di tipologia A1 e A2), la classe di resistenza minima è stata determinata in considerazione di fattori diversi e, comunque, più vincolanti. Fermo restando quanto sopra, il Progettista dovrà verificare la effettiva classe di esposizione per ogni progetto.
- (2) Con Rck si indica in colonna V il valore della resistenza caratteristica a 28 gg di progetto come il maggiore tra il valore richiesto dal calcolo strutturale e quello derivante dalla classe di esposizione. Nella stessa colonna sono inoltre riportati, per alcune parti d'opera, il massimo valore da utilizzare come resistenza di calcolo.

Per le strutture in oggetto si adotta dunque un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

classe di resistenza: C32/40  
 classe d'esposizione: XC3  
 classe minima di consistenza: S4  
 rapporto max acqua/cemento: 0.55  
 dosaggio minimo cemento: 320 kg/mc  
 dimensione massima aggregato: 30 mm

In accordo con le norme vigenti, risulta:

resistenza caratteristica cubica a 28 gg	$R_{ck} =$	40 N/mm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica cilindrica a 28 gg	$f_{ck} =$	32 N/mm <sup>2</sup>
valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2 =$	40 N/mm <sup>2</sup>
resistenze media e	$f_{ctm} =$	3.02 N/mm <sup>2</sup>
caratteristica a trazione assiale	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} =$	2.12 N/mm <sup>2</sup>
resistenze media e	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm} =$	3.63 N/mm <sup>2</sup>
caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk} = 0.7 f_{cfm} =$	2.54 N/mm <sup>2</sup>
modulo di elasticità secante	$E_{cm} = 22000 (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	33300 N/mm <sup>2</sup>
coefficiente di Poisson	$\nu =$	0.2
massa specifica	$\rho_c =$	25.0 kN/m <sup>3</sup>
coefficiente di espansione termica	$\alpha_{esp.term} =$	1E-05 °C <sup>-1</sup>
Deformazione da ritiro a tempo infinito	$\epsilon_r = -\epsilon_{cs,\infty} =$	0.00025
coefficiente di viscosità a tempo infinito	$\phi(\infty, t_0) =$	2.38

#### Stato Limite Ultimo

Resistenza di calcolo a compressione semplice	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c =$	18.1 N/mm <sup>2</sup>
ed a trazione semplice	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.70 N/mm <sup>2</sup>
dove	$\alpha_{cc} = 0.85$ $\gamma_c = 1.5$ $\epsilon_{cu} = 0.35\%$	

#### Stati Limite di Esercizio

Tensioni limite di compressione in combinazione di carico

- rara	$\sigma_c / f_{ck} = 0.6$	$\sigma_c \leq$	17.6 N/mm <sup>2</sup>
- quasi permanente	$\sigma_c / f_{ck} = 0.45$	$\sigma_c \leq$	12.8 N/mm <sup>2</sup>

### 3.2 Calcestruzzo per i pali di fondazione

Per i pali di fondazione delle spalle si adotta un calcestruzzo di classe C25/30 con le seguenti caratteristiche:

classe di resistenza: C20/25  
 classe d'esposizione: XC2  
 classe minima di consistenza: S5  
 rapporto max acqua/cemento: 0.60  
 dosaggio minimo cemento: 300 kg/mc  
 dimensione massima aggregato: 30 mm

In accordo con le norme vigenti, risulta:

resistenza caratteristica cubica a 28 gg	$R_{ck} =$	30 N/mm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica cilindrica a 28 gg	$f_{ck} =$	25 N/mm <sup>2</sup>
valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2 =$	33 N/mm <sup>2</sup>
resistenze media e	$f_{ctm} =$	2.56 N/mm <sup>2</sup>
caratteristica a trazione assiale	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} =$	1.8 N/mm <sup>2</sup>
resistenze media e	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm} =$	3.08 N/mm <sup>2</sup>
caratteristica a trazione per flessione	$f_{cfk} = 0.7 f_{cfm} =$	2.15 N/mm <sup>2</sup>
modulo di elasticità secante	$E_{cm} = 22000 (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	31500 N/mm <sup>2</sup>
coefficiente di Poisson	$\nu =$	0.2
massa specifica	$\rho_c =$	25.0 kN/m <sup>3</sup>

#### Stato Limite Ultimo

Resistenza di calcolo a compressione semplice	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c =$	14.2 N/mm <sup>2</sup>
ed a trazione semplice	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.40 N/mm <sup>2</sup>
dove	$\alpha_{cc} = 0.85$ $\gamma_c = 1.5$ $\epsilon_{cu} = 0.35\%$	

#### Stati Limite di Esercizio

Tensioni limite di compressione in combinazione di carico

- rara	$\sigma_c / f_{ck} = 0.6$	$\sigma_c \leq$	13.8 N/mm <sup>2</sup>
- quasi permanente	$\sigma_c / f_{ck} = 0.45$	$\sigma_c \leq$	10.0 N/mm <sup>2</sup>



### 3.3 Acciaio per calcestruzzo armato

Per tutte le strutture si adotta un acciaio in barre di tipo B450C (controllato in stabilimento) con le seguenti caratteristiche:

tensione nominale di snervamento	$f_{y\text{nom}} =$	450 N/mm <sup>2</sup>
tensione nominale di rottura	$f_{t\text{nom}} =$	540 N/mm <sup>2</sup>
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq f_{y\text{nom}}$	frattile 5.0%
tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq f_{t\text{nom}}$	frattile 5.0%
	$(f_t / f_y)_k \geq 1.15$	frattile 10.0%
	$< 1.35$	
	$(f_y / f_{y\text{nom}})_k \leq 1.25$	frattile 10.0%
allungamento	$(A_{gt})_k \geq 7.5\%$	frattile 10.0%
modulo elastico	$E_s =$	210000 N/mm <sup>2</sup>
tensione di calcolo agli SLU	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391 N/mm <sup>2</sup>
dove	$\gamma_s =$	1.15
tensione limite agli SLE	$\sigma_s / f_{yk} = 0.8$	$\sigma_s \leq 337.5 \text{ N/mm}^2$

### 3.4 Acciaio per strutture metalliche e composte

Per le strutture metalliche e le strutture composte acciaio calcestruzzo si adotta un acciaio laminato di qualità S355 con le seguenti caratteristiche:

per spessore nominale  $t \leq 40\text{mm}$

tensione caratteristica		
di snervamento	$f_{yk} =$	355 N/mm <sup>2</sup>
di rottura	$f_{tk} =$	510 N/mm <sup>2</sup>

per spessore nominale  $40 \text{ mm} < t \leq 80\text{mm}$

tensione caratteristica		
di snervamento	$f_{yk} =$	335 N/mm <sup>2</sup>
di rottura	$f_{tk} =$	470 N/mm <sup>2</sup>

Modulo elastico		$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$
Peso specifico		$\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$
Tensione di calcolo agli SLU	$\gamma_s = 1.05$	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 338 \text{ N/mm}^2$

#### 4. PARAMETRI GEOTECNICI

Per il terreno di fondazione si assumono, in accordo al documento “ALLEGATO 3 - Modulo offerta: Relazione geologica di supporto al progetto di fattibilità tecnico-economica - Modelli geotecnici di massima tracciato tramvia compreso fra capolinea Peretola Aeroporto e fermata Mercafir 2” le seguenti caratteristiche:

- Peso specifico  $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito interno  $\phi' = 20.9^\circ$
- coesione efficace  $c' = 0$

#### 5. ESECUZIONE DELLE OPERE IN ESAME

Il sistema di montaggio degli impalcati prevede il varo delle singole travi in acciaio, prefabbricate a conci in officina e assemblate nei pressi dell'opera, ed il successivo collegamento tra le stesse con i trasversi di irrigidimento di testata e di campata.

Segue la posa in opera delle coppelle prefabbricate dotate di un'armatura metallica a traliccio che le rende autoportanti e che permette il getto della soletta di impalcato senza dover ricorrere alla casseratura. Le coppelle agli sbalzi laterali andranno sorrette da puntellature provvisorie al fine di garantire tanto la portanza sotto il peso del getto quanto il perfetto allineamento all'estremità libera.

Viene quindi posizionata l'armatura portante trasversale della soletta e quella longitudinale, non comprese in quella delle coppelle delle quali si trascura il contributo alla resistenza perché

di spessore troppo ridotto per permettere il copriferro da normativa. Si procede infine con il getto della soletta.

Una volta ultimata la maturazione del getto, la soletta in calcestruzzo diventa a tutti gli effetti collaborante con la trave in acciaio e la struttura nel suo insieme è chiamata a resistere alle successive applicazioni dei carichi permanenti portati, delle azioni variabili da traffico e delle altre azioni variabili. Nei calcoli si tiene ovviamente conto della successione dell'applicazione dei carichi e del diverso comportamento a lungo termine del calcestruzzo rispetto all'acciaio.

## 6. CALCOLO DELLE STRUTTURE PRINCIPALI

### 6.1 Modellazione della struttura e dei vincoli

La struttura dell'impalcato è stata calcolata a graticcio piano, con i metodi della Scienza delle Costruzioni, sotto i soli carichi verticali trascurando la rigidità torsionale di travi e soletta e distribuendo i carichi mobili tra le travi con il metodo di Courbon.

Al fine del calcolo delle travi i vincoli sono considerati perfetti trascurandone, in questa fase progettuale, le resistenze passive. Il tipo di apparecchi di appoggio è scelto in modo da ottenere l'isostaticità dell'impalcato sotto i carichi orizzontali: la trave centrale sarà dotata di un apparecchio fisso ad un estremo e di uno scorrevole longitudinalmente (nella direzione dell'asse di impalcato) all'altro mentre le altre travi avranno, rispettivamente, apparecchi scorrevoli trasversalmente e apparecchi scorrevoli multidirezionali.

### 6.2 Analisi dei carichi

I carichi elementari, i gruppi di azioni e le combinazioni di carico prese in conto nel calcolo della struttura sono specificate nei paragrafi seguenti.

#### 6.2.1 Azioni permanenti

Le azioni permanenti sono costituite dai pesi propri degli elementi strutturali e dai carichi permanenti portati. Nel calcolo delle strutture in oggetto, dovendo calcolare le caratteristiche

di sollecitazione fase per fase dato che la sezione portante cambia con il tempo, si sono suddivisi i pesi propri strutturali da quelli permanenti portati.

Di seguito i carichi, calcolati per ripartizione, agenti sulla trave di bordo che risulta la più sollecitata:

$g_{1,s} = 6.06 \text{ kN/m}$	peso proprio degli elementi strutturali in acciaio
$g_{1,c} = 15.8 \text{ kN/m}$	peso proprio della soletta collaborante in calcestruzzo armato
$g_2 = 89.0 \text{ kN/m}$	carichi permanenti portati

#### 6.2.2 Azioni variabili da traffico

Pur trattandosi di un ponte tranviario, non essendo possibile escludere a priori che l'opera venga utilizzata, in caso di emergenza, da mezzi stradali differenti dal tram previsto in progetto si è scelto di calcolare le strutture per i più conservativi carichi stradali. Trattandosi di ponte in ambito urbano, poi, si è ipotizzato che possa venire caricato anche dal solo carico da folla compatta per l'intera estensione dell'impalcato.

Gli schemi di carico assunti per le azioni variabili di traffico sono:

- **Schema di Carico 1:** costituito da carichi concentrati  $Q_{ik}$  su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40 m, e da carichi  $q_i$  uniformemente distribuiti lungo la corsia convenzionale.
- **Schema di Carico 5:** carico  $q_{fk}$  costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di  $5.0 \text{ kN/m}^2$ . Il valore di combinazione è invece di  $2,5 \text{ kN/m}^2$ .

Vengono poi considerate le azioni longitudinale  $Q_3$  da frenamento o accelerazione e trasversale  $Q_4$  da azione centrifuga, entrambe applicate alla quota della pavimentazione.

Di seguito i carichi, calcolati per ripartizione, agenti sulla trave di bordo che risulta la più sollecitata:

$Q_{ik} = 139 \text{ kN}$	carico concentrato asse tandem
$q_{ik} = 12.3 \text{ kN/m}$	carico distribuito lungo la corsia convenzionale

$q_{fk} = 1.65 \text{ kN/m}$	carico folla compatta sulle passerelle laterali
$q_{fk} = 6.50 \text{ kN/m}$	carico folla compatta sull'intero impalcato
$q_3 = 2.34 \text{ kN/m}$	azione longitudinale di frenamento o di accelerazione
$q_4 = 0.00 \text{ kN/m}$	azione trasversale centrifuga

### 6.2.3 Azioni variabili

Oltre le azioni variabili da traffico, si è considerata l'influenza dell'azione del vento. Si sono trascurate le

azioni da variazioni termiche, data l'isostaticità delle strutture principali dell'impalcato

azione da neve, il cui effetto sulle strutture principali risulta inferiore a quello da traffico

azioni sui parapetti, di cui si terrà conto nelle successive fasi per le verifiche locali.

I carichi agenti sulla trave di bordo risultano i seguenti:

$q_{5,0} = 19.8 \text{ kN/m}$	spinta trasversale a ponte scarico, ad altezza -1.25 m
$q_{5,-v} = -2.09 \text{ kN/m}$	spinta di sollevamento, utilizzata a ponte scarico
$q_{5,q} = 49.6 \text{ kN/m}$	spinta trasversale a ponte carico, ad altezza +0.43 m
$q_{5,+v} = 0.84 \text{ kN/m}$	spinta verso il basso, utilizzata a ponte carico

### 6.2.4 Azioni sismiche

Il valore dell'accelerazione orizzontale massima in condizioni sismiche è stato definito in accordo al D.M. 17 gennaio 2018, con sottosuolo di categoria C, categoria topografica T1

Risulta quindi, per l'area interessata  $a_g / g = 0.149$   $F_0 = 2.388$

calcolati per le coordinate ( 43.797696; 11.149241) nel sistema WGS84 tramite l'applicativo online <http://www.geostru.com/geoapp/parametri-sismici.aspx> (che opera in automatico la conversione nel sistema ED50 adottato nelle tabelle dei parametri sismici) in Classe III e con vita nominale pari a 50 anni per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV.

Essendo:                      coefficiente di amplificazione stratigrafica                       $S_s = 1.49$   
                                     coefficiente di amplificazione topografica                       $S_T = 1$   
 si ottiene l'accelerazione massima                       $a_{max} = S_s S_T a_g = 0.221 g$



Comune  
di Firenze

Il valore dell'accelerazione equivalente (pseudostatica) risulta

$$a_h = \beta_m a_{max} = 0.221 g$$

ed i coefficienti sismici orizzontale  $k_h = a_h / g = 0.221$

e verticale  $k_v = k_h / 2 = 0.1107$

I carichi agenti sulla trave di bordo risultano i seguenti:

$q_E = 4.04 \text{ kN/m}$  azione sismica in direzione verticale

$q_{E,h} = 8.08 \text{ kN/m}$  azione trasversale, ad altezza -1.11 m

### 6.2.5 Combinazioni di carico

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico si sono considerati i “gruppi di azioni” 1, 2a, 2b e 4 della seguente tabella:

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	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
2a	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 valore caratteristico 5,0kN/m²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m²
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

Tali valori caratteristici sono poi stati utilizzati nelle combinazioni di carico agli SLU con i coefficienti parziali di sicurezza:



Comune  
di Firenze

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA PER L'ESTENSIONE DEL SISTEMA  
TRAMVIARIO FIORENTINO NEI COMUNI DI FIRENZE, CAMPI BISENZIO E SESTO  
FIORENTINO – FASE C

CIG 70209921E3 - CUP H11E16001130001 + H11I12000010002

LINEA 4.2 - ESTENSIONE PER CAMPI BISENZIO

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ 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	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

utilizzando i coefficienti  $\Psi$  per le azioni variabili:

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\Psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\Psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\Psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1	0,75	0,75	0,0
	Schema 4	--	0,75	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

Nota: il D.M. 17/01/2018 prevede, per i carichi distribuiti dello schema 1, i coefficienti  $\Psi_0 = \Psi_1 = 0.40$  ma, per semplicità di calcolo ed a vantaggio di stabilità, nella presente relazione di calcolo si sono assunti gli stessi valori dei carichi tandem dello stesso schema 1  $\Psi_0 = \Psi_1 = 0.75$ .

### 6.3 Analisi strutturale

Si è adottata, quale metodo di analisi, l'analisi lineare elastica tenendo conto dei fenomeni di viscosità e ritiro del calcestruzzo e delle fasi costruttive con i relativi carichi agenti e sezioni reagenti.

Si sono considerate, nel dettaglio, le seguenti fasi:

- **FASE 1:** la sezione resistente è costituita dalle sole travi in acciaio ed i carichi dal peso proprio delle stesse, dei trasversi e dei controventi.
- **FASE 2:** la sezione resistente è ancora costituita dalle sole travi in acciaio ed i carichi dal peso proprio delle coppelle prefabbricate e del getto in calcestruzzo della soletta.
- **FASE 3:** sezione composta acciaio-calcestruzzo a breve termine, con i carichi che derivano dai soli sovraccarichi permanenti portati.
- **FASE 4:** la sezione resistente è costituita dall'insieme delle travi in acciaio e della soletta collaborante in calcestruzzo a breve termine, valutata con il modulo elastico istantaneo del calcestruzzo e trascurando il contributo delle coppelle prefabbricate, ed il carico è costituito dalla coazione da ritiro del calcestruzzo.
- **FASE 5:** sezione composta acciaio-calcestruzzo a breve termine, ma con i carichi che derivano dalle sole azioni dovute ai carichi variabili.
- **FASE 6:** redistribuzione delle tensioni nella sezione composta acciaio-calcestruzzo a lungo termine, valutata con il modulo elastico del calcestruzzo ridotto per gli effetti di fluage, sotto i soli carichi permanenti portati.

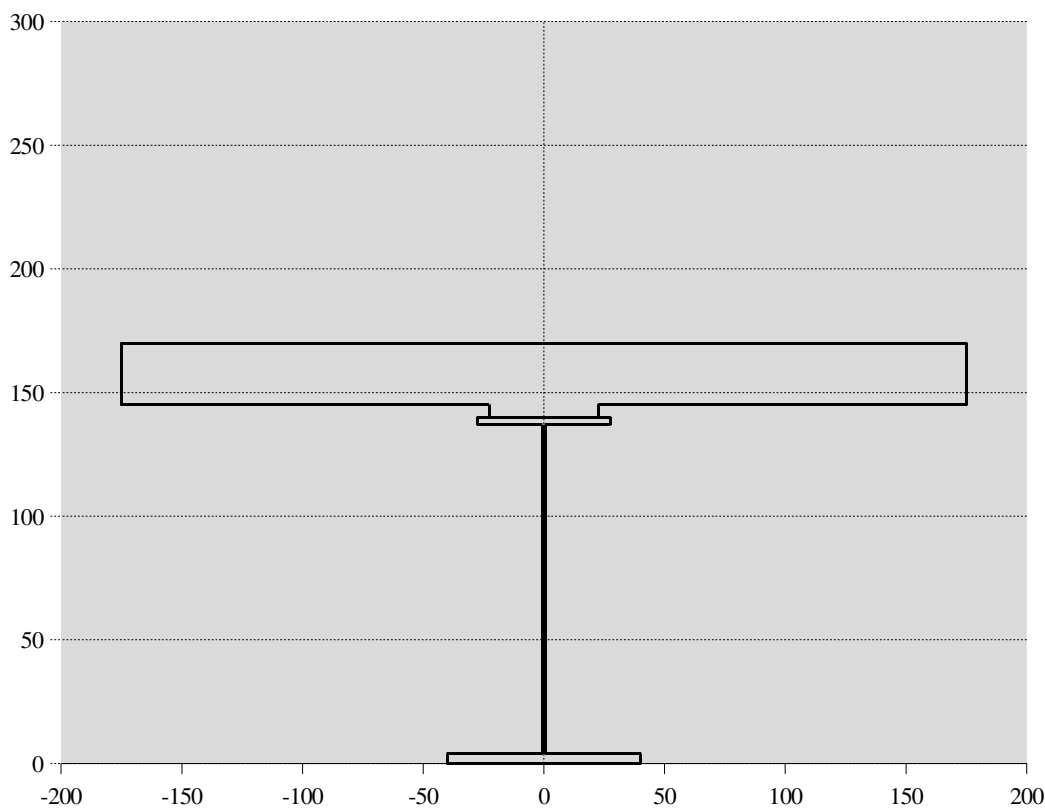
La verifica delle sezioni è effettuata fase per fase confrontando le tensioni, calcolate punto per punto per incrementi step dopo step, con le tensioni limite da normativa calcolate per i materiali utilizzati.



## 7. VERIFICHE DI RESISTENZA

### 7.1 Caratteristiche statiche della sezione

spessore piattabanda superiore	$t_s =$	3.0 cm
altezza dell'anima	$h_a =$	133.0 cm
spessore piattabanda inferiore	$t_i =$	4.0 cm
totale trave in acciaio	$h =$	140.0 cm
predalle (non collaboranti)	$t_p =$	5 cm
soletta in calcestruzzo	$s =$	25 cm
altezza totale della sezione	$H =$	170 cm



*trave in acciaio*

larghezza piattabanda superiore	$b_s =$	55.0 cm
spessore piattabanda superiore	$t_s =$	3.0 cm
spessore anima	$t_a =$	1.4 cm
larghezza piattabanda inferiore	$b_i =$	80.0 cm
spessore piattabanda inferiore	$t_i =$	4.0 cm
altezza della sezione in acciaio	$h =$	140.0 cm
altezza anima nella sezione	$h_a =$	133.0 cm
modulo elastico a compressione	$E_a =$	206000 N/mm <sup>2</sup>

$$f_{yk} = 355$$

$$\varepsilon = (235 \text{ MPa} / f_{yk})^{1/2} = 0.81$$

$$h_a / t_a = 95$$

$$= \varepsilon \cdot 117$$

**Sezione di classe 3**

*soletta in calcestruzzo*

larghezza collaborante	$B =$	350 cm
spessore getto soletta	$s =$	25 cm
spessore predalle (non collaborante)	$t_p =$	5 cm
modulo elastico del calcestruzzo a compressione	$E_c =$	31500 N/mm <sup>2</sup>
" a trazione	$E_{ct} =$	9203 N/mm <sup>2</sup>
coefficiente di omogeneizzazione $t = 0$	$n =$	6.54
coefficiente di omogeneizzazione $t = \infty$	$n^* =$	22.07
deformazione da ritiro	$\varepsilon_r =$	0.00025

### 7.1.1 Sola trave in acciaio ( $n = \infty$ )

	<b>b</b>	<b>h</b>	<b>A</b>	<b>J<sub>G</sub></b>	<b>d<sub>i</sub></b>	<b>S<sub>i</sub></b>	<b>J<sub>i</sub></b>
piattabanda sup.	55.0	3.0	165.0	1.24E+2	138.5	22853	3.17E+6
anima trave	1.4	133.0	186.2	2.74E+5	70.5	13127	1.20E+6
piattabanda inf.	80.0	4.0	320.0	4.27E+2	2.0	640	1.71E+3
<b>trave in acciaio</b>		<b>140.0</b>	<b>671.2</b>	<b>2.37E+6</b>	<b>54.6</b>	36620	4.37E+6

<b>d<sub>i</sub> =</b>	<b>54.56 cm</b>	<b>b</b>	<b>h</b>	<b>A</b>	<b>d<sub>G</sub></b>	<b>S<sub>G</sub></b>	<b>S*</b>
	aggetti soletta	0.0	25.0	0.0	99.94	0	<b>0</b>
	soletta sui connettori	0.0	25.0	0.0	99.94	0	<b>0</b>
	piattabanda superiore	55.0	3.0	165.0	83.94	13850	<b>13850</b>
	anima trave	1.4	82.4	115.4	41.22	4758	<b>18608</b>
	piattabanda inferiore	80.0	4.0	320.0	52.56	16819	<b>16819</b>

Area totale **A = 671.2 cm<sup>2</sup>**

Distanza del baricentro dal bordo inferiore **d<sub>i</sub> = 54.6 cm**

dal bordo superiore **d<sub>s</sub> = 85.4 cm**

Momento d'inerzia baricentrico della sezione **J = 2.37E+6 cm<sup>4</sup>**

Moduli di resistenza per il calcolo delle tensioni normali a

filo superiore soletta	<b>W<sub>s,s</sub> =</b>	0 cm <sup>3</sup>
filo inferiore soletta	<b>W<sub>i,s</sub> =</b>	0 cm <sup>3</sup>
filo inferiore predalla	<b>W<sub>i,p</sub> =</b>	0 cm <sup>3</sup>
filo superiore piattabanda	<b>W<sub>s,t</sub> =</b>	-27726 cm <sup>3</sup>
attacco superiore dell'anima	<b>W<sub>s,a</sub> =</b>	-28735 cm <sup>3</sup>
attacco inferiore dell'anima	<b>W<sub>i,a</sub> =</b>	46855 cm <sup>3</sup>
filo inferiore piattabanda	<b>W<sub>i,t</sub> =</b>	43420 cm <sup>3</sup>

Momenti statici per il calcolo delle forze di scorrimento su

soletta in aggetto	<b>S<sub>s</sub> =</b>	0 cm <sup>3</sup>
connettori trave soletta	<b>S<sub>p</sub> =</b>	0 cm <sup>3</sup>
filo superiore anima	<b>S<sub>s,a</sub> =</b>	13850 cm <sup>3</sup>
corda baricentrica	<b>S<sub>G</sub> =</b>	18608 cm <sup>3</sup>
filo inferiore anima	<b>S<sub>i,a</sub> =</b>	16819 cm <sup>3</sup>

### 7.1.2 Sezione totale a breve termine ( $n = 6.54$ )

	$b / n$	$h$	$A$	$J_G$	$d_i$	$S_i$	$J_i$
trave in acciaio		140.0	671.2	2.37E+6	54.6	36620	4.37E+6
predalle (non coll.)	0.0	5.0	0.0	0.00E+0	142.5	0	0.00E+0
soletta per $t = 0$	53.5	25.0	1338.0	6.97E+4	157.5	210733	3.33E+7
<b>sezione totale</b>		<b>170.0</b>	<b>2009.2</b>	<b>7.18E+6</b>	<b>123.1</b>	<b>247352</b>	<b>3.76E+7</b>

$d_i = 123.11 \text{ cm}$	$b$	$h$	$A$	$d_G$	$S_G$	$S^*$
aggetti soletta	49.3	25.0	1232.9	31.39	38699	<b>38699</b>
soletta sui connettori	4.2	25.0	105.1	31.39	3300	<b>41998</b>
piattabanda superiore	55.0	3.0	165.0	15.39	2539	<b>44538</b>
anima trave	1.4	13.9	19.4	6.94	135	<b>44673</b>
piattabanda inferiore	80.0	4.0	320.0	121.11	38755	<b>38755</b>

Area totale  $A = 2009.2 \text{ cm}^2$   
Distanza del baricentro dal bordo inferiore  $d_i = 123.1 \text{ cm}$   
dal bordo superiore  $d_s = 46.9 \text{ cm}$   
Momento d'inerzia baricentrico della sezione  $J = 7.18E+6 \text{ cm}^4$

Moduli di resistenza per il calcolo delle tensioni normali a

filo superiore soletta	$W_{s,s} = -1000731 \text{ cm}^3$
filo inferiore soletta	$W_{i,s} = -2143678 \text{ cm}^3$
filo inferiore predalla	$W_{i,p} = -2778306 \text{ cm}^3$
filo superiore piattabanda	$W_{s,t} = -424838 \text{ cm}^3$
attacco superiore dell'anima	$W_{s,a} = -516601 \text{ cm}^3$
attacco inferiore dell'anima	$W_{i,a} = 60240 \text{ cm}^3$
filo inferiore piattabanda	$W_{i,t} = 58282 \text{ cm}^3$

Momenti statici per il calcolo delle forze di scorrimento su

soletta in aggetto	$S_s = 38699 \text{ cm}^3$
connettori trave soletta	$S_p = 41998 \text{ cm}^3$
filo superiore anima	$S_{s,a} = 44538 \text{ cm}^3$
corda baricentrica	$S_G = 44673 \text{ cm}^3$
filo inferiore anima	$S_{i,a} = 38755 \text{ cm}^3$

### 7.1.3 Sezione totale a lungo termine ( $n = 22.07$ )

	$b / n$	$h$	$A$	$J_G$	$d_i$	$S_i$	$J_i$
trave in acciaio		140.0	671.2	2.37E+6	54.6	36620	4.37E+6
predalle (non coll.)	0.0	5.0	0.0	0.00E+0	142.5	0	0.00E+0
soletta per $t = \infty$	15.9	25.0	396.4	2.06E+4	157.5	62439	9.85E+6
<b>sezione totale</b>		<b>170.0</b>	<b>1067.6</b>	<b>5.03E+6</b>	<b>92.8</b>	<b>99059</b>	<b>1.42E+7</b>

$d_i =$	$b$	$h$	$A$	$d_G$	$S_G$	$S^*$
92.78 cm						
aggetti soletta	14.6	25.0	365.3	61.72	22545	<b>22545</b>
soletta sui connettori	1.2	25.0	31.1	61.72	1922	<b>24467</b>
piattabanda superiore	55.0	3.0	165.0	45.72	7543	<b>32010</b>
anima trave	1.4	44.2	61.9	22.11	1369	<b>33379</b>
piattabanda inferiore	80.0	4.0	320.0	90.78	29051	<b>29051</b>

Area totale		$A =$	1067.6 cm <sup>2</sup>
Distanza del baricentro	dal bordo inferiore	$d_i =$	92.8 cm
	dal bordo superiore	$d_s =$	77.2 cm
Momento d'inerzia baricentrico della sezione		$J =$	5.03E+6 cm <sup>4</sup>

Moduli di resistenza per il calcolo delle tensioni normali a

filo superiore soletta	$W_{s,s} =$	-1437955 cm <sup>3</sup>
filo inferiore soletta	$W_{i,s} =$	-2126407 cm <sup>3</sup>
filo inferiore predalla	$W_{i,p} =$	-2351581 cm <sup>3</sup>
filo superiore piattabanda	$W_{s,t} =$	-106544 cm <sup>3</sup>
attacco superiore dell'anima	$W_{s,a} =$	-113773 cm <sup>3</sup>
attacco inferiore dell'anima	$W_{i,a} =$	56663 cm <sup>3</sup>
filo inferiore piattabanda	$W_{i,t} =$	54220 cm <sup>3</sup>

Momenti statici per il calcolo delle forze di scorrimento su

soletta in aggetto	$S_s =$	22545 cm <sup>3</sup>
connettori trave soletta	$S_p =$	24467 cm <sup>3</sup>
filo superiore anima	$S_{s,a} =$	32010 cm <sup>3</sup>
corda baricentrica	$S_G =$	33379 cm <sup>3</sup>
filo inferiore anima	$S_{i,a} =$	29051 cm <sup>3</sup>

#### 7.1.4 Riepilogo caratteristiche statiche

sez.

**O** trave in acciaio

**I** trave + soletta ( $t = 0$ )

**II** trave + soletta ( $t = \infty$ )

Caratteristiche statiche	sez.	O	I	II
Area	$A =$	671.2	2009.2	1067.6 cm <sup>2</sup>
Distanza baricentro dal bordo inf.	$d_i =$	54.6	123.1	92.8 cm
Distanza baricentro dal bordo sup.	$d_s =$	85.4	46.9	77.2 cm
Momento d'inerzia baricentrico	$J =$	2.37E+6	7.18E+6	5.03E+6 cm <sup>4</sup>
Momenti statici per calcolo tensioni tangenziali				
soletta in calcestruzzo	$S_s =$	0	38699	22545 cm <sup>3</sup>
interfaccia acc.-cls	$S_p =$	0	41998	24467 cm <sup>3</sup>
superiore anima	$S_{s,a} =$	13850	44538	32010 cm <sup>3</sup>
baricentriche	$S_G =$	18608	44673	33379 cm <sup>3</sup>
inferiore anima	$S_{i,a} =$	16819	38755	29051 cm <sup>3</sup>
	$A_{T,s} = J (2 s) / S_s =$	0.0	8542.2	10280.5 cm <sup>2</sup>
	$A_{T,p} = J b_s / S_p =$	0.0	9396.5	11308.6 cm <sup>2</sup>
	$A_{T,s,a} = J t_a / S_{s,a} =$	239.5	225.5	220.0 cm <sup>2</sup>
	$A_{T,G} = J t_a / S_G =$	178.2	224.9	211.0 cm <sup>2</sup>
	$A_{T,i,a} = J t_a / S_{i,a} =$	197.2	259.2	242.4 cm <sup>2</sup>
Moduli di resistenza	sez	O	I	II
filo superiore soletta	$W_{s,s} =$	0	-1000731	-1437955 cm <sup>3</sup>
filo inferiore soletta	$W_{i,s} =$	0	-2143678	-2126407 cm <sup>3</sup>
filo inferiore predalla	$W_{i,p} =$	0	-2778306	-2351581 cm <sup>3</sup>
filo superiore piattabanda	$W_{s,t} =$	-27726	-424838	-106544 cm <sup>3</sup>
attacco superiore anima	$W_{s,a} =$	-28735	-516601	-113773 cm <sup>3</sup>
attacco inferiore anima	$W_{i,a} =$	46855	60240	56663 cm <sup>3</sup>
filo inferiore piattabanda	$W_{i,t} =$	43420	58282	54220 cm <sup>3</sup>

## 7.2 Verifica della sezione di mezzeria della trave di bordo

### 7.2.1 Sollecitazioni agenti sulla sezione

<b>g1a</b>	peso proprio trave	$T_1 =$	137.2 kN	$M_1 =$	1959.3 kN m
<b>g1c</b>	peso proprio soletta	$T_2 =$	286.4 kN	$M_2 =$	4091.3 kN m
totale agenti sulla trave in acciaio			<b>423.5 kN</b>		<b>6050.6 kN m</b>
<b>g2</b>	carichi permanenti	$T_3 =$	417.7 kN	$M_3 =$	5966.9 kN m
<b>q</b>	carichi variabili	$T_4 =$	274.1 kN	$M_4 =$	3915.6 kN m
agenti sulla sola sezione composta			<b>691.8 kN</b>		<b>9882.5 kN m</b>

A vantaggio di stabilità, si è assunto un valore della sollecitazione di taglio non minore di quello attinto fino ad una distanza dalla sezione di verifica pari all'altezza totale della sezione composta 1.40 m.

### 7.2.2 Fase 1 (peso proprio trave)

	carichi	<b>g1a</b>	peso proprio trave
	sezione resistente	<b>O</b>	trave in acciaio
momento flettente	<b>M =</b>	1959.3 kN m	
taglio	<b>T =</b>	137.2 kN	

$$\sigma_{s,s}^I = 0.00 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{i,s}^I = 0.00 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,p}^I = 0.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,t}^I = -70.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{s,a}^I = -68.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{i,a}^I = 41.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{i,t}^I = 45.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_s^I = 0.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_p^I = 0.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{s,a}^I = 5.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_G^I = 7.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{i,a}^I = 7.0 \text{ N/mm}^2$$



### 7.2.3 Fase 2 (peso proprio soletta)

carichi		<b>g1c</b>	peso proprio soletta
sezione resistente		<b>O</b>	trave in acciaio
momento flettente	<b>M =</b>	4091.3 kN m	
taglio	<b>T =</b>	286.4 kN	
$\Delta\sigma_{s,s} =$	<b>0.00 N/mm<sup>2</sup></b>	$\sigma_{s,s}^{II} =$	<b>0.00 N/mm<sup>2</sup></b>
$\Delta\sigma_{i,s} =$	0.00 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{i,s}^{II} =$	0.00 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\sigma_{s,p} =$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,p}^{II} =$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\sigma_{s,t} =$	<b>-147.6 N/mm<sup>2</sup></b>	$\sigma_{s,t}^{II} =$	<b>-218.2 N/mm<sup>2</sup></b>
$\Delta\sigma_{s,a} =$	-142.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,a}^{II} =$	-210.6 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\sigma_{i,a} =$	87.3 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{i,a}^{II} =$	129.1 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\sigma_{i,t} =$	<b>94.2 N/mm<sup>2</sup></b>	$\sigma_{i,t}^{II} =$	<b>139.4 N/mm<sup>2</sup></b>
$\Delta\tau_s =$	<b>0.0 N/mm<sup>2</sup></b>	$\tau_s^{II} =$	<b>0.0 N/mm<sup>2</sup></b>
$\Delta\tau_p =$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_p^{II} =$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\tau_{s,a} =$	12.0 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{s,a}^{II} =$	17.7 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\tau_G =$	<b>16.1 N/mm<sup>2</sup></b>	$\tau_G^{II} =$	<b>23.8 N/mm<sup>2</sup></b>
$\Delta\tau_{i,a} =$	14.5 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{i,a}^{II} =$	21.5 N/mm <sup>2</sup>

### 7.2.4 Fase 3 (carichi permanenti)

	carichi sezione resistente	<b>g2</b> <b>I</b>	carichi permanenti trave + soletta (t = 0)
momento flettente	<b>M =</b>		5966.9 kN m
taglio	<b>T =</b>		417.7 kN
$\Delta\sigma_{s,s} =$	<b>-8.62 N/mm<sup>2</sup></b>	$\sigma_{s,s}^{III} =$	<b>-8.62 N/mm<sup>2</sup></b>
$\Delta\sigma_{i,s} =$	-4.99 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{i,s}^{III} =$	-4.99 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\sigma_{s,p} =$	-4.3 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,p}^{III} =$	-4.3 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\sigma_{s,t} =$	<b>-27.9 N/mm<sup>2</sup></b>	$\sigma_{s,t}^{III} =$	<b>-246.1 N/mm<sup>2</sup></b>
$\Delta\sigma_{s,a} =$	-25.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,a}^{III} =$	-235.6 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\sigma_{i,a} =$	101.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{i,a}^{III} =$	230.4 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\sigma_{i,t} =$	<b>105.0 N/mm<sup>2</sup></b>	$\sigma_{i,t}^{III} =$	<b>244.4 N/mm<sup>2</sup></b>
$\Delta\tau_s =$	<b>0.5 N/mm<sup>2</sup></b>	$\tau_s^{III} =$	<b>0.5 N/mm<sup>2</sup></b>
$\Delta\tau_p =$	0.4 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_p^{III} =$	0.4 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\tau_{s,a} =$	18.9 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{s,a}^{III} =$	36.6 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\tau_G =$	<b>19.1 N/mm<sup>2</sup></b>	$\tau_G^{III} =$	<b>42.9 N/mm<sup>2</sup></b>
$\Delta\tau_{i,a} =$	16.5 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{i,a}^{III} =$	38.0 N/mm <sup>2</sup>

### 7.2.5 Fase 4 (coazione da ritiro)

	carichi	coazione da ritiro
	sezione resistente	I trave + soletta (t = 0)
	$A = 1474.0 \text{ cm}^2$	$\varepsilon_r = 0.00025$
	$A_b = 5250.0 \text{ cm}^2$	$E_{ct} = 9203 \text{ N/mm}^2$
	$\Delta\sigma_{b,r} = \varepsilon_r E_{ct} =$	$2.31 \text{ N/mm}^2$
	$N_r = \Delta\sigma_{b,r} A_b =$	<b>1213.9 kN</b>
eccentricità	$d_r = d_s^I - s / 2 =$	$46.9 \text{ cm}$
	$n = 6.54$	
si ha:	sul calcestruzzo	$\Delta\sigma_{...s} = \Delta\sigma_{b,r} - N_r / (n A) - N_r d_r / W_{...s}$
	sull'acciaio	$\Delta\sigma_{...f} = - N_r / A - N_r d_r / W_{...f}$
	momento flettente	$M_s = N_r d_r = 569.0 \text{ kN m}$
	taglio	$T_s = 0.0 \text{ kN}$

$\Delta\sigma_{s,s} =$	<b>2.19 N/mm<sup>2</sup></b>	$\sigma_{s,s}^{IV} =$	<b>-6.43 N/mm<sup>2</sup></b>
$\Delta\sigma_{i,s} =$	2.19 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{i,s}^{IV} =$	-2.80 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\sigma_{s,p} =$	-0.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,p}^{IV} =$	-5.1 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\sigma_{s,t} =$	<b>-0.8 N/mm<sup>2</sup></b>	$\sigma_{s,t}^{IV} =$	<b>-246.9 N/mm<sup>2</sup></b>
$\Delta\sigma_{s,a} =$	-0.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,a}^{IV} =$	-236.4 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\sigma_{i,a} =$	-0.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{i,a}^{IV} =$	229.5 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\sigma_{i,t} =$	<b>-0.8 N/mm<sup>2</sup></b>	$\sigma_{i,t}^{IV} =$	<b>243.5 N/mm<sup>2</sup></b>
$\Delta\tau_s =$	<b>0.0 N/mm<sup>2</sup></b>	$\tau_s^{IV} =$	<b>0.5 N/mm<sup>2</sup></b>
$\Delta\tau_p =$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_p^{IV} =$	0.4 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\tau_{s,a} =$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{s,a}^{IV} =$	36.6 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\tau_G =$	<b>0.0 N/mm<sup>2</sup></b>	$\tau_G^{IV} =$	<b>42.9 N/mm<sup>2</sup></b>
$\Delta\tau_{i,a} =$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{i,a}^{IV} =$	38.0 N/mm <sup>2</sup>

### 7.2.6 Fase 5 (carichi variabili)

	carichi sezione resistente	<b>q</b> <b>l</b>	carichi variabili trave + soletta (t = 0)
momento flettente	<b>M =</b>	3915.6 kN m	
taglio	<b>T =</b>	274.1 kN	
$\Delta\sigma_{s,s} =$	<b>-5.66 N/mm<sup>2</sup></b>	$\sigma_{s,s}^V =$	<b>-12.09 N/mm<sup>2</sup></b>
$\Delta\sigma_{i,s} =$	-3.28 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{i,s}^V =$	-6.08 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\sigma_{s,p} =$	-2.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,p}^V =$	-7.9 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\sigma_{s,t} =$	<b>-18.3 N/mm<sup>2</sup></b>	$\sigma_{s,t}^V =$	<b>-265.2 N/mm<sup>2</sup></b>
$\Delta\sigma_{s,a} =$	-16.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,a}^V =$	-252.9 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\sigma_{i,a} =$	66.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{i,a}^V =$	296.0 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\sigma_{i,t} =$	<b>68.9 N/mm<sup>2</sup></b>	$\sigma_{i,t}^V =$	<b>312.5 N/mm<sup>2</sup></b>
$\Delta\tau_s =$	<b>0.3 N/mm<sup>2</sup></b>	$\tau_s^V =$	<b>0.8 N/mm<sup>2</sup></b>
$\Delta\tau_p =$	0.3 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_p^V =$	0.7 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\tau_{s,a} =$	12.4 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{s,a}^V =$	49.0 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\tau_G =$	<b>12.6 N/mm<sup>2</sup></b>	$\tau_G^V =$	<b>55.5 N/mm<sup>2</sup></b>
$\Delta\tau_{i,a} =$	10.8 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{i,a}^V =$	48.8 N/mm <sup>2</sup>

### 7.2.7 Fase 6 (deformazioni viscosi)

carichi **g2** deformazioni viscosi  
sezione resistente **II** trave + soletta ( $t = \infty$ )

Si considera una redistribuzione delle tensioni nella intera sezione, considerando, per i soli carichi permanenti (agenti sulla struttura composta) il coefficiente di omogeneizzazione a tempo infinito  $n^* = 22.07$

momento flettente  
taglio

**M** = 5966.9 kN m  
**T** = 423.5 kN

$\Delta\sigma_{s,s} = -5.64 \text{ N/mm}^2$   
 $\Delta\sigma_{i,s} = -4.05 \text{ N/mm}^2$   
 $\Delta\sigma_{s,p} = -3.7 \text{ N/mm}^2$   
 $\Delta\sigma_{s,t} = -82.3 \text{ N/mm}^2$   
 $\Delta\sigma_{s,a} = -78.1 \text{ N/mm}^2$   
 $\Delta\sigma_{i,a} = 109.0 \text{ N/mm}^2$   
 $\Delta\sigma_{i,t} = 114.6 \text{ N/mm}^2$

$\Delta\tau_s = 0.3 \text{ N/mm}^2$   
 $\Delta\tau_p = 0.3 \text{ N/mm}^2$   
 $\Delta\tau_{s,a} = 19.1 \text{ N/mm}^2$   
 $\Delta\tau_G = 20.6 \text{ N/mm}^2$   
 $\Delta\tau_{i,a} = 18.1 \text{ N/mm}^2$

Fase 3 (carichi permanenti)

$\Delta\sigma_{s,s} = -8.62 \text{ N/mm}^2$   
 $\Delta\sigma_{i,s} = -4.99 \text{ N/mm}^2$   
 $\Delta\sigma_{s,p} = -4.3 \text{ N/mm}^2$   
 $\Delta\sigma_{s,t} = -27.9 \text{ N/mm}^2$   
 $\Delta\sigma_{s,a} = -25.0 \text{ N/mm}^2$   
 $\Delta\sigma_{i,a} = 101.2 \text{ N/mm}^2$   
 $\Delta\sigma_{i,t} = 105.0 \text{ N/mm}^2$

$\Delta\tau_s = 0.5 \text{ N/mm}^2$   
 $\Delta\tau_p = 0.4 \text{ N/mm}^2$   
 $\Delta\tau_{s,a} = 18.9 \text{ N/mm}^2$   
 $\Delta\tau_G = 19.1 \text{ N/mm}^2$   
 $\Delta\tau_{i,a} = 16.5 \text{ N/mm}^2$

e gli effetti finali dovuti alle deformazioni viscosi si ottengono come differenza tra i valori iniziali calcolati con  $n = 6.54$  ed i valori finali calcolati con il coefficiente di omogeneizzazione a tempo infinito  $n^* = 22.07$

$\Delta\sigma_{s,s} =$	<b>2.98 N/mm<sup>2</sup></b>	$\sigma_{s,s}^{VI} =$	<b>-9.11 N/mm<sup>2</sup></b>
$\Delta\sigma_{i,s} =$	0.94 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{i,s}^{VI} =$	-5.14 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\sigma_{s,p} =$	0.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,p}^{VI} =$	-7.4 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\sigma_{s,t} =$	<b>-54.4 N/mm<sup>2</sup></b>	$\sigma_{s,t}^{VI} =$	<b>-319.6 N/mm<sup>2</sup></b>
$\Delta\sigma_{s,a} =$	-53.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,a}^{VI} =$	-305.9 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\sigma_{i,a} =$	7.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{i,a}^{VI} =$	303.7 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\sigma_{i,t} =$	<b>9.6 N/mm<sup>2</sup></b>	$\sigma_{i,t}^{VI} =$	<b>322.1 N/mm<sup>2</sup></b>
$\Delta\tau_s =$	<b>-0.1 N/mm<sup>2</sup></b>	$\tau_s^{VI} =$	<b>0.7 N/mm<sup>2</sup></b>
$\Delta\tau_p =$	-0.1 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_p^{VI} =$	0.6 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\tau_{s,a} =$	0.2 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{s,a}^{VI} =$	49.2 N/mm <sup>2</sup>
$\Delta\tau_G =$	<b>1.5 N/mm<sup>2</sup></b>	$\tau_G^{VI} =$	<b>57.0 N/mm<sup>2</sup></b>
$\Delta\tau_{i,a} =$	1.6 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{i,a}^{VI} =$	50.4 N/mm <sup>2</sup>

### 7.2.8 Riepilogo risultati

	Fase 1 (peso proprio trave)	Fase 2 (peso proprio soletta)	Fase 3 (carichi permanenti)	Fase 4 (coazione da ritiro)	Fase 5 (carichi variabili)	Fase 6 (deformazioni viscosi)	MAX	
$\sigma_{s,s} =$	-	-	-8.62	-6.43	-12.09	-9.11	<b>-12.09</b>	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_s =$	-	-	0.47	0.47	0.78	0.65	<b>0.78</b>	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s,t} =$	-70.7	-218.2	-246.1	-246.9	-265.2	-319.6	<b>-319.6</b>	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{i,t} =$	45.1	139.4	244.4	243.5	312.5	322.1	<b>322.1</b>	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_G =$	7.7	23.8	42.9	42.9	55.5	57.0	<b>57.0</b>	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{id,t} =$	<b>71.9</b>	<b>222.1</b>	<b>257.1</b>	<b>257.9</b>	<b>326.9</b>	<b>336.8</b>	N/mm <sup>2</sup>	

Per ogni fase, la tensione composta sulla sezione in acciaio delle travi risulta:

$$\sigma_{id,t,MAX} = [\sigma_{s,t}^2 + 3 \tau_G^2]^{1/2} = 336.8 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yk} / \gamma_{M0} = 338.1 \text{ N/mm}^2$$

Analogamente, per il calcestruzzo:

$$\sigma_{s,MAX} = 12.09 \text{ N/mm}^2 \leq f_{cd} = 14.20 \text{ N/mm}^2$$

### 7.3 Verifica delle sezioni di estremità della trave di bordo

#### 7.3.1 Sollecitazioni agenti sulla sezione

<b>g1a</b>	peso proprio trave	$T_1 =$	195.9 kN	$M_1 =$	274.3 kN m
<b>g1c</b>	peso proprio soletta	$T_2 =$	409.1 kN	$M_2 =$	572.8 kN m
totale agenti sulla trave in acciaio			<b>605.1 kN</b>		<b>847.1 kN m</b>
<b>g2</b>	carichi permanenti	$T_3 =$	596.7 kN	$M_3 =$	835.4 kN m
<b>q</b>	carichi variabili	$T_4 =$	757.8 kN	$M_4 =$	1060.9 kN m
agenti sulla sola sezione composta			<b>1354.5 kN</b>		<b>1896.3 kN m</b>

A vantaggio di stabilità, si è assunto un valore del momento flettente non minore di quello attinto fino ad una distanza dalla sezione di verifica pari all'altezza totale della sezione composta 1.40 m.

#### 7.3.2 Riepilogo risultati

	Fase 1 (peso proprio trave)	Fase 2 (peso proprio soletta)	Fase 3 (carichi permanenti)	Fase 4 (coazione da ritiro)	Fase 5 (carichi variabili)	Fase 6 (deformazioni viscosi)	MAX	
$\sigma_{s,s} =$	-	-	-1.21	0.98	-0.55	-0.14	<b>-1.21</b>	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_s =$	-	-	0.67	0.67	1.52	1.34	<b>1.52</b>	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s,t} =$	-9.9	-30.6	-34.5	-35.3	-40.2	-47.9	<b>-47.9</b>	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{i,t} =$	6.3	19.5	34.2	33.4	52.1	53.4	<b>53.4</b>	N/mm <sup>2</sup>
$\tau_G =$	11.0	33.9	61.3	61.3	96.0	98.1	<b>98.1</b>	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{id,t} =$	<b>21.5</b>	<b>66.3</b>	<b>111.6</b>	<b>111.9</b>	<b>174.2</b>	<b>178.2</b>	N/mm <sup>2</sup>	

Per ogni fase, la tensione composta sulla sezione in acciaio delle travi risulta:

$$\sigma_{id,t,MAX} = [\sigma_{s,t}^2 + 3 \tau_G^2]^{1/2} = 178.2 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yk} / \gamma_{M0} = 338.1 \text{ N/mm}^2$$

Analogamente, per il calcestruzzo:

$$\sigma_{s,MAX} = 1.21 \text{ N/mm}^2 \leq f_{cd} = 14.20 \text{ N/mm}^2$$