

# STADIO DELLA ROMA - TOR DI VALLE

## Ponte carrabile sul Tevere

15 giugno 2015

### RELAZIONE TECNICA - ILLUSTRATIVA



Numero Emissione	1
Numero Revisione	0
Data Emissione	15/06/2015
Motivazione della Emissione	Richiesta del Permesso di Costruire
Redatto da	Nome Società/ Logo, Firma e timbro

**CORE**  
Ingegneria srl



**REGISTRO DELLE REVISIONI**

E	R	Data	Descrizione	Redige	Verifica	Approva
X		15.06.2015	Emissione	A. Pierguidi	R. Calzona	R. Calzona

**CODIFICA ELABORATO**

<b>TDV</b>	<b>0</b>	<b>PST</b>	<b>00</b>	<b>G00000</b>	<b>PD</b>	<b>ST</b>	<b>2360</b>	<b>COR</b>	<b>0100</b>	<b>00</b>
------------	----------	------------	-----------	---------------	-----------	-----------	-------------	------------	-------------	-----------

## Indice

<b>1. Introduzione .....</b>	<b>6</b>
<b>1.1 Generalità .....</b>	<b>8</b>
<b>1.2 Descrizione dell'opera.....</b>	<b>9</b>
<b>1.2.1 Travi principali .....</b>	<b>10</b>
<b>1.2.3 Traversi di strallo.....</b>	<b>12</b>
<b>1.2.4 Antenna .....</b>	<b>13</b>
<b>1.2.5 Stralli.....</b>	<b>14</b>
<b>1.2.6 Soletta realizzata con predalles.....</b>	<b>14</b>
<b>1.3 Caratteristiche del montaggio .....</b>	<b>15</b>
<b>1.4 Criteri alla base della concezione strutturale.....</b>	<b>15</b>
<b>1.4.1 Travata metallica.....</b>	<b>15</b>
<b>1.4.2 Impalcato in c.a.....</b>	<b>15</b>
<b>1.4.3 Sezione mista.....</b>	<b>15</b>
<b>1.6 Metodologia di calcolo ed Analisi strutturale .....</b>	<b>17</b>
<b>1.6.1 Modello di calcolo.....</b>	<b>18</b>
<b>1.6.2 Dati di ingresso.....</b>	<b>18</b>
<b>1.6.3 Dati di uscita: .....</b>	<b>18</b>
<b>2. Caratteristiche dei materiali.....</b>	<b>19</b>
<b>3. Normative di riferimento .....</b>	<b>22</b>

## ALLEGATI



# COMUNE DI ROMA



## *STADIO DELLA ROMA – TOR DI VALLE*

### *PROGETTO DEFINITIVO DEL PONTE SUL FIUME TEVERE*

#### Relazione tecnica-illustrativa

Prof. ing. Remo Calzona

Roma 15 giugno 2015



*Fotosimulazione n.1 dell'opera*



*Fotosimulazione n.2 dell'opera*



## 1. Introduzione

La relazione illustra il progetto del ponte sul fiume Tevere in località Tor di Valle che sopporta la strada di collegamento tra l'autostrada Roma-Fiumicino e il futuro stadio della Roma.

La realizzazione di ponti sul Tevere ha sempre rappresentato fin dall'antica Roma un grande evento, è un'opera di grande rilievo perché i istruttori acquisivano il nome di pontefices con tutto il significato e l'autorità derivante da questo ruolo.

Sopravvivono sul Tevere ancora dei grandi ponti romani: il ponte Milvio, il maestoso ponte di Adriano, odierno ponte di Castel S. Angelo, che hanno obbligato i costruttori dei ponti nei secoli al confronto. Dopo l'unità d'Italia a Roma insieme alla sistemazione degli argini del Tevere si costruirono tutta una serie di ponti a schema classico dei ponti ad arco multipli a tre campate che hanno caratterizzato l'architettura dei ponti fino agli anni della 1° guerra mondiale.

Intercalati però con il grande ponte pensato provvisorio, il ponte Hennebique (ponte Risorgimento) ad una campata di 120 m in cemento armato e successivamente a distanza di 30 anni del ponte Duca D'Aosta che rappresenta il naturale sviluppo delle costruzioni dei ponti verso luci di maggiore dimensione e l'indirizzo culturale di non interessare il sedime fluviale da strutture di sostegno del ponte, ma di lasciare intoccato il fiume nel percorso ordinario.

Questo indirizzo imposto dall'Autorità di Bacino del Tevere che stabilisce le regole sull'uso del terreno fra gli argini ha portato alla realizzazione del "ponte della Musica" che sovrappassa completamente il Tevere lasciandone libero il flusso.

Le rigide regole dell'Autorità di Bacino indirizzano la scelta progettuale e il disegno dell'opera che scaturisce da queste e dalle prescrizioni di cui al p.to 3.

Le regole di costruzione, di esercizio, di sicurezza, di sicuro rispetto delle prestazioni attese e per l'esercizio dell'opera (run ability) legate alla vita di servizio (cento anni) dell'opera e dei suoi componenti individuano i traguardi che deve rispettare quest'opera e quindi le conseguenti scelte progettuali.

Oltre alla sicurezza dell'opera durante la sua vita di servizio ed alla durabilità di questa sicurezza, le norme di legge impongono il rigoroso rispetto della sicurezza dei lavoratori che realizzano l'opera per la quale non sono ammessi metodi o procedure di esecuzione che possono creare riduzione della sicurezza del lavoro; per tali motivi il ponte seguirà la metodologia costruttiva già utilizzata dallo scrivente progettista per il ponte sul Po' a Rovigo (vedi F.to 1) e per il ponte sull'Adige a Trento (vedi F.to 2,3).





**Foto 1** *Ponte sul fiume Po'*



**Foto 2** *Ponte sul fiume Adige – Vista sponda destra*



**Foto 3** *Ponte sul fiume Adige – Fase di varo*

Il ponte sarà costruito in due parti separate al di fuori del fiume e messe in opera con la tecnologia a spinta e solidarizzazione in mezzera (vedi F.to 4).



**Foto 4** Viadotto di Millau – Tecnica costruttiva “a spinta”

L'importanza di queste opere e la garanzia del rispetto di tutte le prestazioni imposte dalle sempre più cogenti normative, in particolare quelle che vogliono controllare il comportamento dinamico e deformativo del ponte portano a scegliere soluzioni già controllate con rigorosi collaudi e esecuzione dell'opera avvenuta con successo.

In particolare per ciò che riguarda le prestazioni legate alle azioni dinamiche, come l'effetto pulsante fluidodinamico del vento che incide sulle strutture verticali, e le rotazioni dell'impalcato per dissimmetria dei sovraccarichi sull'impalcato stesso.

Quanto sopra per i ponti moderni è sintetizzato nello stato limite di esercizio che se non rispettato porta al non collaudo e al non uso dell'opera.

Di seguito viene descritta l'opera, elencate le prestazioni normative da rispettare, i materiali che vengono utilizzati per l'opera specificandone le caratteristiche.

La relazione è accompagnata dal fascicolo dei disegni che descrivono i componenti strutturali e l'opera come richiesto dalle norme sulle costruzioni vigenti.

## 1.1 Generalità

Nella presente relazione tecnico-illustrativa, relativa al ponte “Tor di Valle”, viene dapprima descritta l'opera e successivamente le caratteristiche morfologiche, costruttive e statiche dei suoi componenti strutturali costituiti da :

- travi principali d'impalcato;
- trasversi di strallo;
- antenna;
- stralli;
- soletta d'impalcato;
- pile;
- spalle.

Vengono inoltre illustrate le fasi di montaggio, i criteri alla base della concezione strutturale e quelli adottati per le misure di sicurezza.



## 1.2 Descrizione dell'opera

L'attraversamento del fiume Tevere avviene con un ponte strallato che ha un impalcato a struttura mista acciaio – cls.

Il ponte poggia su n.4 pile in c.a. con passo come illustrato nel prospetto longitudinale con luce centrale di 150 mt a cavallo del corso ordinario del fiume Tevere che in quel tratto ha una larghezza di circa 100 mt come indicato nella relazione di calcolo.

Le pile del ponte hanno profilo idrodinamico e si sviluppano parallelamente all'asse del fiume.

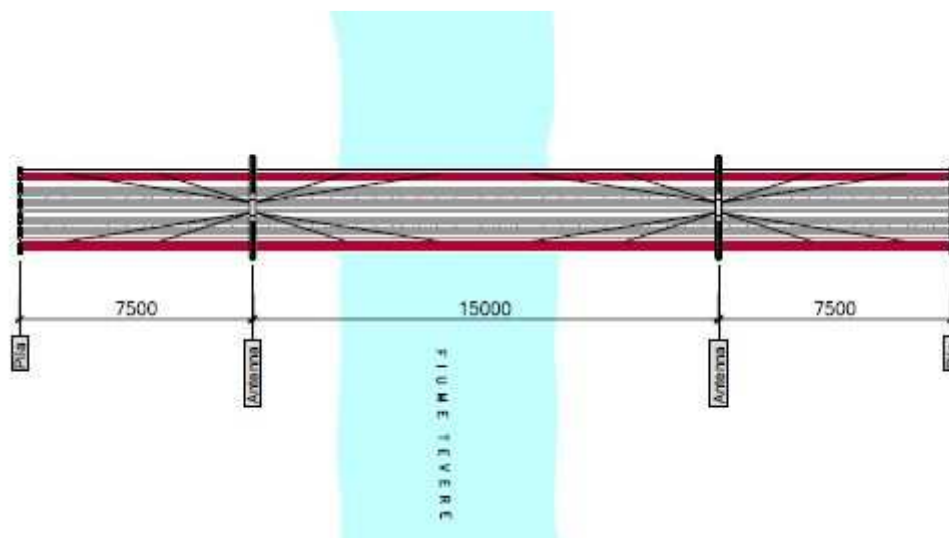


Fig. 1 *Planimetria generale*

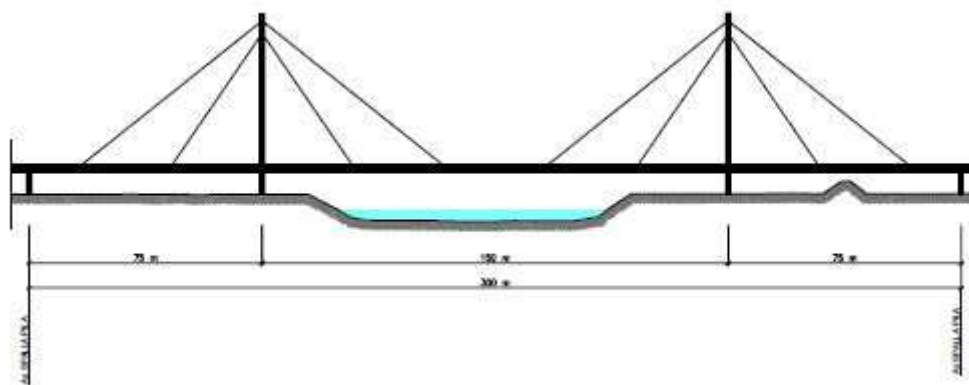


Fig. 2 *Prospetto*

Al di sopra delle pile sono presenti le antenne in carpenteria metallica dalle quali si dipartono due coppie simmetriche di stralli a sostegno delle due campate da 75,00 m.

Gli stralli a loro volta sostengono un trasverso, anch'esso in carpenteria metallica, al quale sono vincolate le travi dell'impalcato.

La forma dell'antenna è a maglia chiusa con ritti di altezza pari a 49,30 m, leggermente inclinati verso l'interno del ponte dal che il trasverso di collegamento superiore ha dimensione inferiore rispetto a quello posto alla base dei ritti.

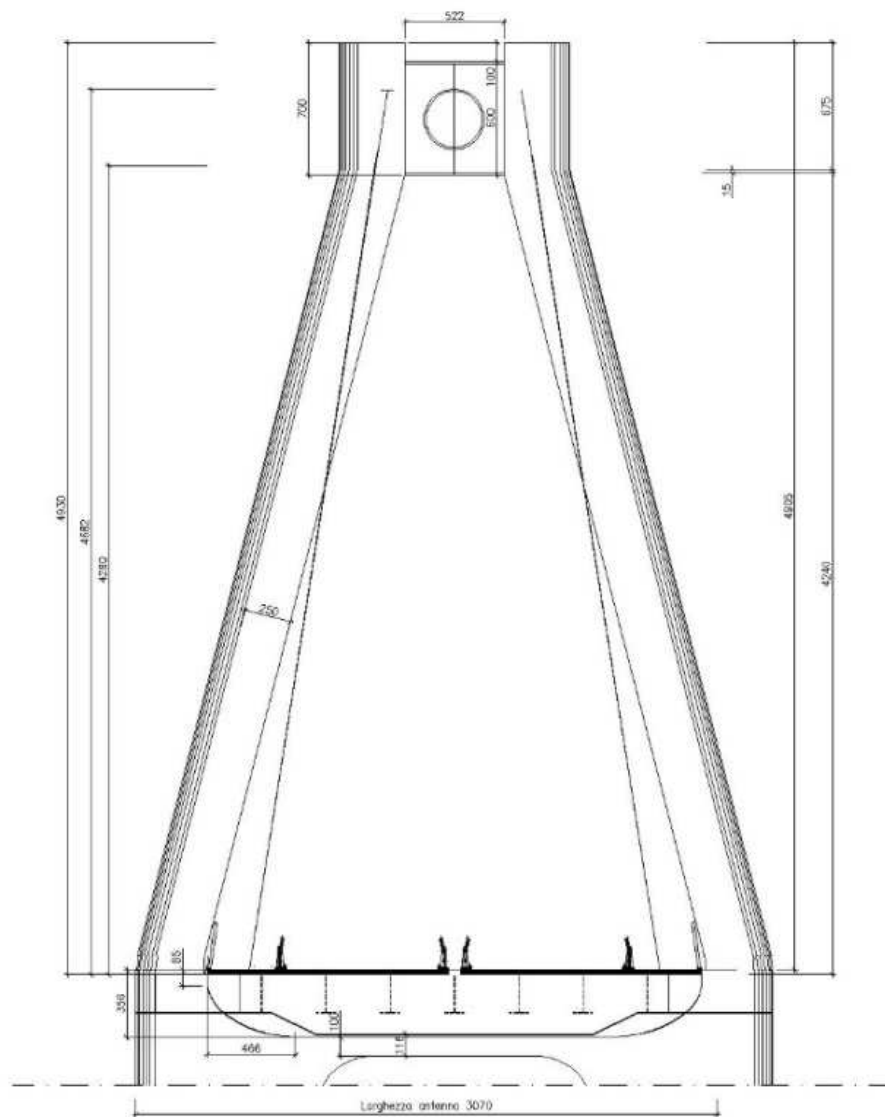


Fig. 3 *Prospetto dell'antenna*

Lo schema realizzativo previsto consente di scavalcare il fiume Tevere senza pile in alveo.

La sezione tipo del ponte prevede due carreggiate sostenute da 7 travi metalliche a doppio T in acciaio autoprotetto (tipo Corten) di altezza pari a 2.0 m.

L'impalcato è collegato rigidamente, anche a flessione (incastro), sulle due spalle, dove viene realizzato un incastro, e fissato mediante il cassone di collegamento dei pennoni dell'antenna alla pila stessa tramite tirafondi.

### 1.2.1 Travi principali

La sezione trasversale dell'impalcato è costituita da 7 travi in acciaio a doppio T, composte da piatti saldati di spessore variabile e di altezza costante pari a 2000 mm.

La larghezza dell'ala superiore delle travi è variabile da 700 mm a 540 mm mentre quella dell'ala inferiore è variabile da 1000 mm a 850 mm.

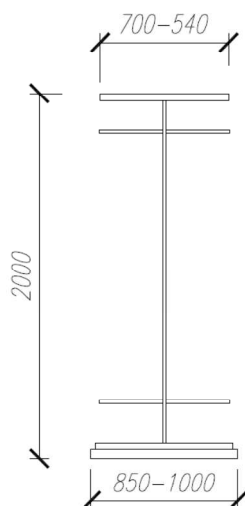


Fig. 4 Trave principale – Sezione tipologica

Le travi sono controventate tra loro, a formare cassoncini aperti, con controventi verticali e orizzontali.

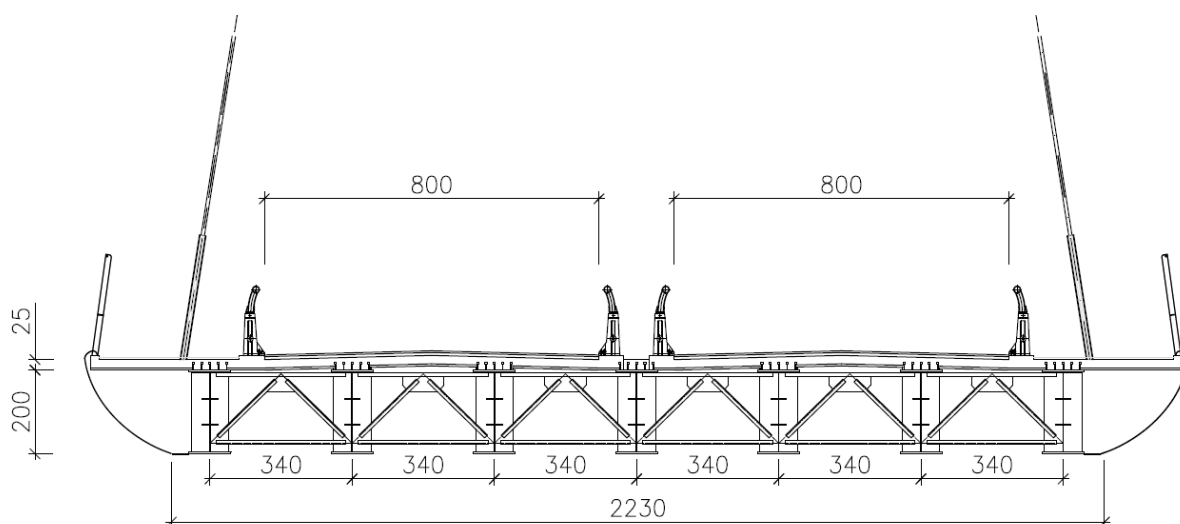


Fig. 5 Sezione trasversale dell'impalcato

Sono previsti traversi intermedi di tipo reticolare orditi perpendicolarmente alle travi principali, con interasse variabile tra 5.165 m e 5.7 m.

E' presente sia una controventatura inferiore lungo tutto il ponte, sia una controventatura superiore soltanto nei campi adiacenti ai traversi di strallo. I controventi inferiori hanno disposizione a K e sono realizzati con doppi angolari (disposti a farfalla) a lati uguali. I controventi superiori, aventi la funzione di assorbire la compressione dovuta alla pretensione negli stralli in fase di montaggio (prima che la soletta possa essere considerata reagente), hanno anch'essi disposizione a K.

I controventi orizzontali e verticali sono collegati alle travi principali con giunti bullonati.



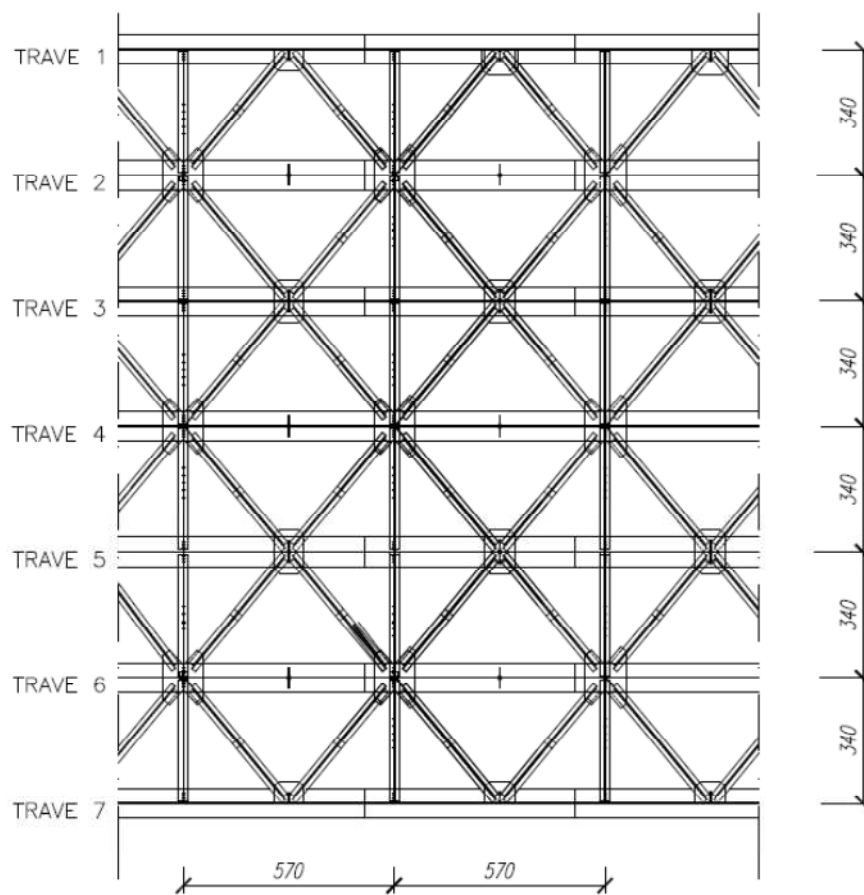


Fig.6 Stralcio controventi di piano

### 1.2.3 Traversi di strallo

Gli stralli sono collegati all'impalcato metallico tramite 4 traversi, ognuno dei quali è costituito da un cassone torsiorigido di sezione  $1.5 \times 2.0 \div 3.14$  m su cui si intestano le travi principali. I 4 traversi sono piolati, pertanto la soletta è collaborante.

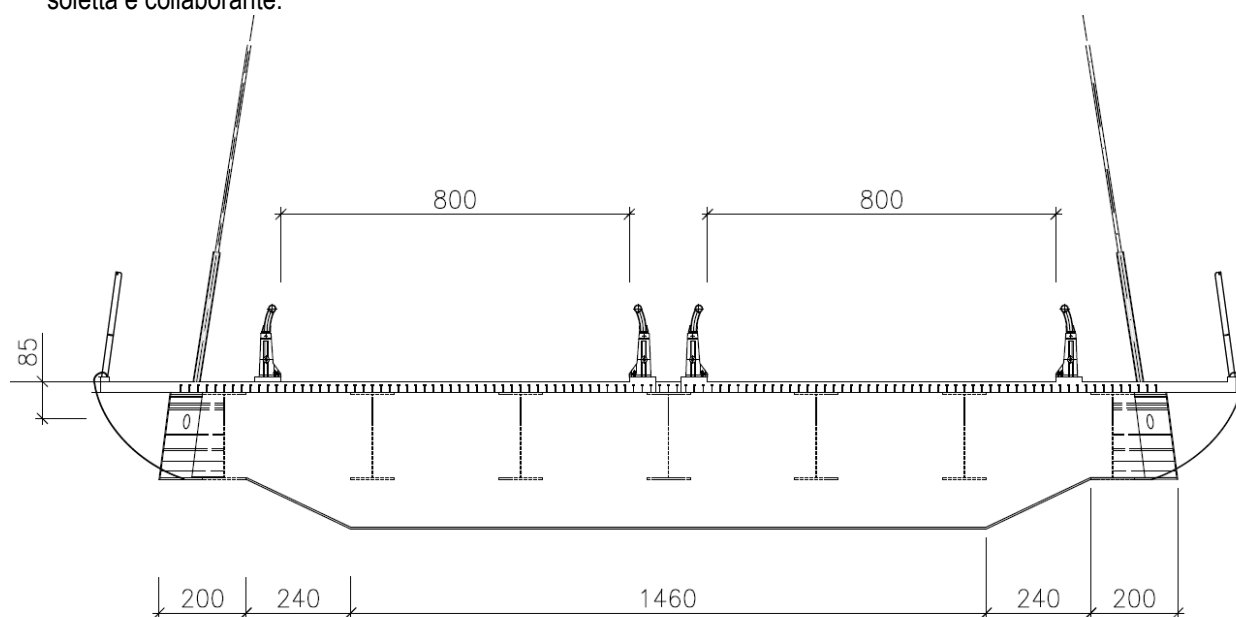


Fig.7 Trasverso di strallo

### 1.2.4 Antenna

L'antenna è costituita da due piloni verticali con sezione a cassone chiuso di dimensione 2000 x 2500 mm che tendono a convergere in corrispondenza della zona di attacco degli stralli.

Sono collegati all'altezza dell'impalcato mediante un traverso a cassone che risulta vincolato sulla pila. Anche questo traverso è piolato e su di esso si intestano le travi principali.

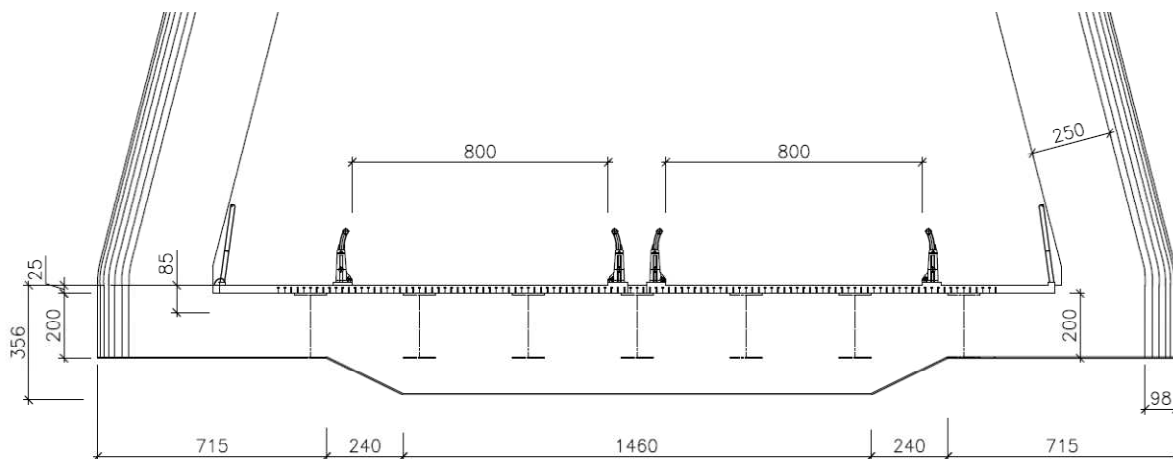


Fig.7 Trasverso in corrispondenza della pila

Il collegamento in sommità è invece costituito da due piatti di sezione rettangolare forati al centro delle dimensioni di 5,00 m per 7,00 m.

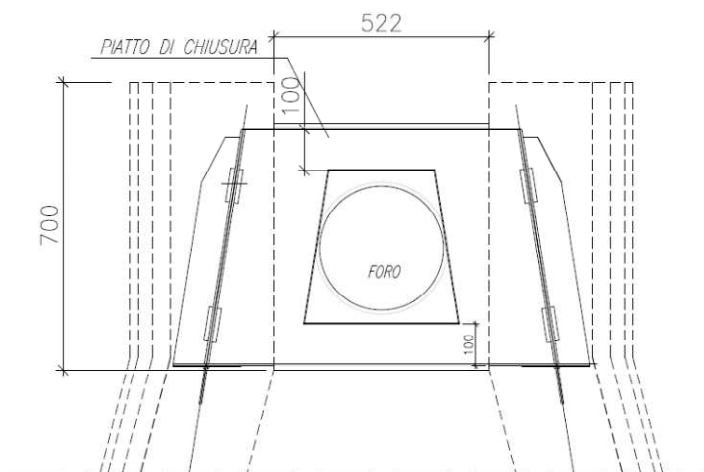


Fig.7 Collegamento in sommità della pila

Gli stralli sono collegati all'antenna ad un'altezza rispettivamente di 43.40 m e 46.80 m rispetto all'estradosso dell'impalcato metallico.

### **1.2.5 Stralli**

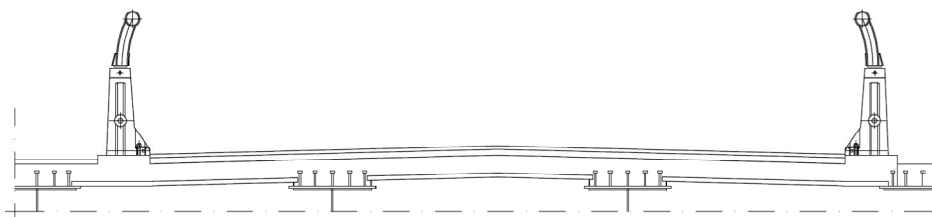
L'impalcato è collegato all'antenna tramite stralli, ognuno dei quali è costituito da una fune chiusa a 2Z in acciaio zincato, tipo Tensoteci, di diametro nominale  $\phi$  250 mm per gli 8 stralli più lunghi e  $\phi$  210 mm per quelli più corti.

Gli strati interni della fune sono riempiti con tamponante inibitore della corrosione. Le funi sono inoltre protette esternamente con resine epossidiche e guaine in polietilene ad alta densità.

Ogni strallo è collegato mediante perni all'antenna attraverso un capocorda fisso ed all'impalcato attraverso un capocorda regolabile che permette di ottenere i corretti valori di tesatura.

### **1.2.6 Soletta realizzata con predalles**

La soletta in calcestruzzo, di spessore costante pari a 25 cm, è del tipo a schiena d'asino (pendenza trasversale 2.5%) e gettata su predalles in cls tralicciate.



*Fig.8 Andamento trasversale della soletta*

Complessivamente la larghezza dell'impalcato è di 26.13 m e prevede due carreggiate di 8.00 m ciascuna.

Il getto della soletta è collegato alle sottostanti travi in acciaio mediante connettori tipo Nelson elettrosaldati sulle piattabande superiori delle travi.

La soletta in calcestruzzo armato collaborante con le travi, garantisce, insieme ai traversi, la ripartizione dei carichi a tutte le travi dell'impalcato in esame.



## **1.3 Caratteristiche del montaggio**

Per motivi di realizzabilità e di trasporto la travata viene prefabbricata in conci di lunghezza massima di ~ 13 m. I suddetti conci vengono quindi assemblati in opera mediante giunti saldati a piena penetrazione, mentre i giunti dei diaframmi e dei controventi sono realizzati con l'ausilio di bulloni M24 classe 8.8 o M27 di classe 10.9.

L'impalcato in conglomerato cementizio è previsto gettato in opera utilizzando coppelle prefabbricate autoportanti in calcestruzzo contenenti parte dell'armatura trasversale. Le coppelle sono inoltre provviste di aree libere in corrispondenza delle piattabande superiori delle travi sottostanti al fine di consentire la disposizione dei connettori di tipo Nelson.

Una volta disposte le lastre prefabbricate, si procede alla posa delle barre di orditura longitudinali e delle barre di orditura integrativa trasversale. Alla suddetta fase seguono infine il getto della soletta a spessore definitivo e il getto dei cordoli laterali.

I dure tronconi del ponte, di lunghezza pari a 150,00 m, vengono montati a terra e poi varati insieme, con l'ausilio di pile provvisorie nel tratto compreso tra la Spalla e la pila. Il varo avviene con l'ausilio di un avambecco, con l'antenna montata e solidale all'impalcato, stralli non tesati. Il varo avviene con predalles già disposte sull'impalcato metallico, ma senza il getto della soletta che avviene quando i due tronconi sono solidarizzati, anche la spalla viene gettata in continuità così da realizzare uno schema di trave incastrata agli estremi.

## **1.4 Criteri alla base della concezione strutturale**

### **1.4.1 Travata metallica**

La struttura è concepita, in esercizio, come un cassone torsiorigido alla Bredt, con le anime delle travi metalliche, la soletta compresa tra le piattabande delle travi stesse e la controventatura inferiore che costituiscono le quattro pareti delimitanti il singolo cassone, e quindi il percorso per il flusso di tensione tangenziale. Il controvento superiore non è generalmente necessario, in fase di montaggio, data la totale rettilineità della struttura.

Viene utilizzato solo nei campi adiacenti ai traversi di strallo per compensare, in fase I (con soletta non ancora reagente), l'effetto dovuto alla tesatura degli stralli. In assenza di soletta reagente, infatti, tale effetto si tradurrebbe in un momento flettente orizzontale sulle travi principali.

Per gli indici di deformabilità si provvede a controllare che le frecce indotte dai carichi permanenti, prima e seconda fase, siano contenute entro il valore di  $L/150$  pur predisponendo opportune contromonte di officina, ed infine che le deformazioni per i carichi mobili, terza fase, siano contenute entro i limiti di  $L/500$ .

### **1.4.2 Impalcato in c.a.**

Per quanto riguarda l'impalcato in c.a., ai fini della distribuzione locale delle azioni, si hanno due distinti schemi statici:

- **Prima fase:** sono attive soltanto le coppelle prefabbricate che agiscono come travi semplicemente appoggiate di luce 3.75 m (e sbalzo di 2.425 m per le due travi esterne). I carichi agenti sono il peso proprio e il getto.

- **Seconda fase:** la soletta è interamente reagente come trave continua su quattro appoggi e sbalzi laterali. I carichi agenti sono i permanenti portati e i carichi mobili.

### **1.4.3 Sezione mista**

Trattandosi, nel funzionamento globale, di un sistema misto acciaio-clt, le azioni agenti vengono suddivise in tre fasi, corrispondenti al grado di maturazione del getto di clt e quindi ai diversi livelli di rigidità e caratteristiche statiche delle sezioni.

- **Fase I:** considera il peso proprio della struttura metallica, delle lastre prefabbricate e del getto della soletta che, in questa fase, è ancora inerte. La sezione resistente corrisponde alla sola parte metallica.

- **Fase II:** ai successivi carichi permanenti applicati alla struttura (pavimentazione, velette, cordoli, N.J. ecc.) corrisponde invece una sezione resistente mista acciaio - calcestruzzo.

Per tenere in considerazione i fenomeni «lenti» che accompagnano questa fase, imputabili alla viscosità del calcestruzzo, si adotta un valore del modulo elastico del calcestruzzo corrispondente a quello suggerito dalla normativa, che si traduce, per le verifiche condotte con il metodo delle tensioni ammissibili, a considerare un valore del coefficiente di omogeneizzazione «n» pari a 15.

Anche gli effetti del ritiro sono da considerarsi «lenti», in quanto concomitanti agli effetti viscosi, e vengono pertanto anch'essi valutati con le caratteristiche di resistenza della sezione della fase II.

In particolare gli effetti del ritiro sull'intera struttura del ponte vengono tradotti in un'azione di compressione e nel relativo momento flettente, dovuto quest'ultimo all'eccentricità baricentro soletta – baricentro sezione mista, entrambi applicati all'estremità della struttura.

In tale fase si tiene inoltre conto degli effetti dovuti alla variazione termica differenziale, che si traduce in un'azione normale lungo l'asse del ponte e relativo

momento flettente di trasporto dovuto all'eccentricità baricentro soletta – baricentro sezione mista.

- **Fase III:** corrisponde all'applicazione dei sovraccarichi.

Le sollecitazioni nella sezione resistente acciaio-calcestruzzo vengono calcolate considerando il rapporto tra i moduli elastici effettivi dei due materiali, che vale circa 6. Particolare attenzione viene rivolta alla determinazione delle lunghezze delle stese di carico per cogliere le sollecitazioni max. flettenti e taglianti effettivamente contemporanee nelle singole sezioni.

## **1.5 Criteri adottati per le misure di sicurezza**

Per assicurare la sicurezza e le prestazioni della struttura è stato adottato come metodo di verifica il Metodo agli Stati Limite.

Sono stati esaminati gli Stati Limite Ultimi per la messa in sicurezza contro crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, e gli Stati Limite di Esercizio per controllare tutti i requisiti necessari a garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio.

## **1.6 Metodologia di calcolo ed Analisi strutturale**

L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata mediante idonei programmi di calcolo agli elementi .

Al fine di rappresentare la struttura durante le varie fasi di costruzione e di applicazione dei carichi, sono stati realizzati diversi modelli così come di seguito descritti:

### **FASE 1 (modello 1 )**

La parte resistente dell'impalcato è costituita dalla sola parte metallica, completamente varata, su cui agiscono i carichi dovuti al peso proprio della carpenteria metallica.

L'impalcato in corrispondenza delle spalle è vincolato con semplici appoggi provvisori.

### **FASE 1 – Sottofase 1 (modello 11 )**

Viene applicata una tensione negli stralli al fine di ottenere una contromonta sull'impalcato deformato dal peso proprio.

Le condizioni di vincolo e le sezioni resistenti sono le stesse della fase precedente.

### **FASE 1 – Sottofase 2 (modello 12 e 13)**

Viene realizzato il getto della soletta e viene ulteriormente applicato il tiro negli stralli per recuperare le deformazioni.

Le condizioni di vincolo e le sezioni resistenti sono le stesse della fase precedente.

### **FASE 2 (modello 2 )**

La parte resistente dell'impalcato è costituita dal cassone completato dalla soletta che ha raggiunto la rigidità definitiva. La sezione dell'impalcato è omogeneizzata con un fattore  $n=15$  per tenere conto di carichi di lunga durata, quali permanenti e altri carichi applicati lentamente (temperatura, deformazioni viscosi).

Per gli elementi in calcestruzzo armato si considera un modulo elastico ridotto ad  $1/3$ .

Le condizioni di vincolo in corrispondenza della spalla sono variate in quanto l'impalcato viene solidarizzato alla spalla realizzando un vincolo che si comporta, al di là delle deformabilità dei vari elementi come un giunto.

### **FASE 3 (modello 3 )**

La parte resistente dell'impalcato è costituita dal cassone completato dalla soletta che ha raggiunto la rigidità definitiva. La sezione dell'impalcato è omogeneizzata con un fattore  $n=6$  per tenere conto di carichi di breve durata, quali accidentali mobili, azione di frenamento, sollecitazioni dovute al vento, e al sisma.

### **FASE 3 (modello SismaX, Sisma Y, e SismaV )**

Con il modello precedentemente descritto viene eseguita una analisi dinamica modale e applicato lo spettro di risposta previsto dalla normativa per ottenere la risposta della struttura al sisma nelle diverse direzioni.

### **FASE 3 (modello $V_x$ e $V_y$ )**

Vengono applicati i carichi dovuti al vento nelle due direzioni ortogonali tra loro.

Ognuno dei modelli precedentemente descritti è stato utilizzato per eseguire l'analisi di alcune condizioni di carico. I risultati così ottenuti sono stati inseriti in un unico file associato al modello tot al fine di poter eseguire delle combinazioni con i risultati stessi.



### 1.6.1 Modello di calcolo

La struttura è stata completamente modellata con elementi di tipo frame atti a rappresentare le caratteristiche geometriche e meccaniche strutturali tenendo conto del fatto che le caratteristiche meccaniche dell'impalcato variano a seconda della fase di riferimento a cui ci si riferisce.

### 1.6.2 Dati di ingresso

I dati di ingresso prevedono una prima parte nella quale sono riportate le informazioni di carattere generale, necessarie per la descrizione della struttura e delle caratteristiche dei materiali utilizzati, ed una seconda parte di carattere particolare dove sono fornite:

- ▣ Le coordinate dei nodi;
  - ▣ Le caratteristiche di inerzia delle varie sezioni;
  - ▣ Le caratteristiche dei materiali;
  - ▣ I nodi di estremità, il tipo di sezione ed i carichi agenti su ogni elemento;
- I coefficienti moltiplicativi per ogni condizione di carico.

### 1.6.3 Dati di uscita:

In uscita dal programma si ottiene :

- **Caratteristiche di sollecitazione:** per ogni elemento le caratteristiche di sollecitazione nei nodi;

- **Spostamenti nodali.**

- UX, UY e UZ , spostamenti dei nodi lungo gli assi X, Y e Z;
- RX, RY e RZ ,le rotazioni dei nodi intorno gli assi X, Y e Z;

Inoltre si ottengono

- |  |     |
|--|-----|
| - gli sforzi assiali                   | N;  |
| - il taglio lungo l'asse locale y      | Ty; |
| - il taglio lungo l'asse locale z      | Tz; |
| - la torsione                          | Mx; |
| - il momento intorno all'asse locale y | My; |
| - il momento intorno all'asse locale z | Mz. |

## **2. Caratteristiche dei materiali**

Sono riportate le caratteristiche meccaniche e le proprietà di resistenza dei materiali impiegati valutate come prescritto dal D.M. 14.01.2008 :

### **CALCESTRUZZO PER LE OPERE DI ELEVAZIONE**

#### **STATI LIMITE ULTIMI**

Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck} 450 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
Modulo elastico convenzionale	$E_c 381838 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
Coefficiente di Poisson (cls non fessurato)	$\nu 0.2$
Resistenza a compressione	
Coefficiente parziale di sicurezza per il cls	$\gamma_{mc} 1.9$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} 236.84 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
Resistenza a trazione	
Coefficiente parziale di sicurezza per il cls	$\gamma_{mc} 1.6$
Resistenza a trazione media cilindrica	$f_{ctm} 34.06 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} 23.84 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} 14.90 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

#### **STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

Condizioni ambientali aggressive Tab. 5.1.XI  
Combinazione rara

Coefficiente parziale di sicurezza per il cls	$\gamma_{mc} 1.5$
Coefficiente di modello	$\gamma_{Ec} 1.5$
Tensione massima di compressione	$\sigma_c 200 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
Combinazione quasi permanente	
Coefficiente parziale di sicurezza per il cls	$\gamma_{mc} 1.5$
Coefficiente di modello	$\gamma_{Ec} 1.9$
Tensione massima di compressione	$\sigma_c 157.89 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

### **CALCESTRUZZO PER LE OPERE DI ELEVAZIONE IN C.A.P.**

#### **STATI LIMITE ULTIMI**

Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck} 450 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
Modulo elastico convenzionale	$E_c 381838 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
Coefficiente di Poisson (cls non fessurato)	$\nu 0.2$
Resistenza a compressione c.a.p.	
Coefficiente parziale di sicurezza per il cls	$\gamma_{mc} 1.71$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} 263.16 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
Resistenza a trazione c.a.p.	
Coefficiente parziale di sicurezza per il cls	$\gamma_{mc} 1.44$
Resistenza a trazione media cilindrica	$f_{ctm} 34.06 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} 23.84 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} 16.56 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

### **STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

Condizioni ambientali aggressive Tab. 5.1.XI

Combinazione rara

Coefficiente parziale di sicurezza per il cls	$\gamma_{mc}$ 1.5
Coefficiente di modello	$\gamma_{Ec}$ 1.5
Tensione massima di compressione	$\sigma_c$ 200.00 (kg/cm <sup>2</sup> )
Combinazione quasi permanente	
Coefficiente parziale di sicurezza per il cls	$\gamma_{mc}$ 1.5
Coefficiente di modello	$\gamma_{Ec}$ 1.9
Tensione massima di compressione	$\sigma_c$ 157.89 (kg/cm <sup>2</sup> )

### **CALCESTRUZZO PER LE OPERE DI FONDAZIONE**

#### **STATI LIMITE ULTIMI**

Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$ 300 (kg/cm <sup>2</sup> )
Modulo elastico convenzionale	$E_c$ 311769 (kg/cm <sup>2</sup> )
Coefficiente di Poisson	$\nu$ 0.2

Resistenza a compressione

Coefficiente parziale di sicurezza per il cls	$\gamma_{mc}$ 1.9
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$ 157.89 (kg/cm <sup>2</sup> )

Resistenza a trazione

Coefficiente parziale di sicurezza per il cls	$\gamma_{mc}$ 1.6
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk}$ 18.19 (kg/cm <sup>2</sup> )
resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd}$ 11.37 (kg/cm <sup>2</sup> )

#### **STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

Condizioni ambientali ordinarie Tab. 5.1.XI

Combinazione rara

Coefficiente parziale di sicurezza per il cls	$\gamma_{mc}$ 1.5
Coefficiente di modello	$\gamma_{Ec}$ 1.4
Tensione massima di compressione	$\sigma_c$ 142.86 (kg/cm <sup>2</sup> )
Combinazione quasi permanente	
Coefficiente parziale di sicurezza per il cls	$\gamma_{mc}$ 1.5
Coefficiente di modello	$\gamma_{Ec}$ 1.8
Tensione massima di compressione	$\sigma_c$ 111.11 (kg/cm <sup>2</sup> )

### **ACCIAIO ORDINARIO**

#### **STATI LIMITE ULTIMI**

Acciaio tipo Fe 510	
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$ 4400 (kg/cm <sup>2</sup> )

Modulo elastico convenzionale  
Coefficiente di Poisson  
Coefficiente per l'acciaio per gli S.L.U.  
Tensione di calcolo cilindrica

$E_a$  2100000 (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $\nu$  0.3  
 $\gamma_{ms}$  1.15  
 $f_{yd}$  3826.09 (kg/cm<sup>2</sup>)

#### **STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

Combinazione rara  
Tensione massima

$\sigma_s$  3520 (kg/cm<sup>2</sup>)

#### **ACCIAIO DA CARPENTERIA**

STATI LIMITE ULTIMI  
Acciaio tipo Fe 510  
Resistenza caratteristica di snervamento  
Modulo elastico convenzionale  
Coefficiente di Poisson  
Coefficiente parziale di sicurezza sulla sicurezza  
del materiale per gli S.L.U.  
Coefficiente di modello  
Resistenza di calcolo

$f_y$  355 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $E_a$  210000 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\nu$  0.3  
 $\gamma_m$  1.15  
 $\gamma_{E,d}$  1.05  
 $f_{yd}$  294.00 (N/mm<sup>2</sup>) = 2884.10 (kg/cm<sup>2</sup>)

#### **STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

Combinazione rara  
Tensione massima  
Bulloni

$\sigma_s$  236.67 (N/mm<sup>2</sup>) = 2321.7 (kg/cm<sup>2</sup>)

#### **STATI LIMITE ULTIMI**

Classe Vite 10.9  
Resistenza caratteristica a trazione  
Coefficiente parziale di sicurezza sulla sicurezza  
del materiale per gli S.L.U.  
Coefficiente di modello  
Resistenza di calcolo a trazione  
Resistenza di calcolo a taglio

$f_{k,N}$  700 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\gamma_m$  1.15  
 $\gamma_{E,d}$  1.09  
 $f_{d,N}$  558.44 (N/mm<sup>2</sup>) = 5478.26 (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $f_{d,v}$  394.93 (N/mm<sup>2</sup>) = 3874.30 (kg/cm<sup>2</sup>)

#### **STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

Combinazione rara  
Tensione massima

$\sigma_s$  466.67 (N/mm<sup>2</sup>) = 4578 (kg/cm<sup>2</sup>)



### **3. Normative di riferimento**

- ☐ TESTO UNITARIO del 14/01/08: “Norme Tecniche per le Costruzioni”.
- ☐ EN1993 Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings.  
Part 1-5: Plated structural elements. Part 1-9: Fatigue.
- ☐ EN1994 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures.
- ☐ C.N.R. 10011 N.182 del 21/12/1997: “Costruzioni di acciaio – Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione”.
- ☐ C.N.R. 10016 N.194 del 14/09/2000: “Strutture composte di acciaio e calcestruzzo – Istruzioni per l’impiego nelle costruzioni”.