

# Ponte della Pace

## Lavori di manutenzione straordinaria

### Progetto esecutivo

Progetto generale  
*ing. Francesco Maria Cellini*

Progetto strutturale  
*ing. Stefano Pinardi*

Collaboratore  
*geom. Marco Marchi*



*Stefano Pinardi*

Oggetto:

RELAZIONE TECNICA DELLE  
STRUTTURE

Tavola:

--

Scala:

--

Data: dicembre 2018

Agg.:	Data:	Descrizione:
00	05-12-2018	EMISSIONE
Nome file:		



## SOMMARIO

1	Descrizione generale e strutturale dell'opera .....	4
1.1	Sintesi del percorso progettuale .....	4
1.1.1	Manto di pavimentazione, realizzazione di mockup per verifica e controllo .....	6
1.1.2	Analisi delle soluzioni esaminate e scartate .....	8
1.1.3	Descrizione della soluzione adottata .....	10
1.2	Riferimenti al progetto originario .....	11
1.3	Condizioni d'uso e livelli di sicurezza della costruzione .....	12
1.3.1	Classe d'uso .....	12
1.3.2	Classe di conseguenza, categoria di servizio e classe di esecuzione .....	12
1.4	Descrizione generale dell'opera e criteri generali di progettazione, analisi e verifica 14	
1.5	Quadro normativo di riferimento adottato, norme di riferimento cogenti e altre norme e documenti tecnici integrativi .....	14
2	Note generali .....	15
3	Materiali strutturali .....	16
3.1	Acciaio per carpenteria metallica .....	16
3.2	Valori di calcolo dei materiali .....	17
4	Analisi dei carichi .....	18
4.1	Estratto dalla Relazione Tecnica del progetto originario .....	18
4.2	Aggiornamento al progetto e alle norme attuali .....	18
4.2.1	Peso struttura secondaria e manto di calpestio .....	18
4.2.2	Azioni variabili da traffico di progetto .....	19
4.2.3	Azione del vento .....	22
4.2.4	Azioni termiche .....	23
4.2.5	Altre azioni variabili .....	23
4.3	Combinazioni di carico .....	24
5	Verifiche di deformabilità .....	25
5.1	Limiti di deformabilità .....	25
5.1.1	Considerazioni generali .....	25
5.1.2	Limiti di deformabilità suggeriti dalla normativa .....	25
5.1.3	Verifiche di deformabilità adottate nel progetto .....	26
6	Analisi strutturale .....	27
6.1	Software di calcolo strutturale .....	27
6.2	Combinazioni di carico analizzate .....	27
6.3	Verifica del grigliato metallico .....	28
6.4	Verifica dell'arcareccio HEAA 100 .....	30
7	Elaborati Grafici e Allegati .....	34

# 1 Descrizione generale e strutturale dell'opera

## 1.1 Sintesi del percorso progettuale

La passerella "Ponte della Pace" é sita nel comune di Casalecchio di Reno. Essa scavalca il fiume Reno permettendo il collegamento ciclo-pedonale tra le due porzioni dell'abitato poste sulle rive del fiume.

Da un punto di vista strutturale si configura come un sistema tensostrutturale formato da una coppia di funi superiori portanti e una coppia di funi inferiori stabilizzanti. I due sistemi di funi sono collegati da due ordini di pendini in funi pseudo-verticali. Tra le funi stabilizzanti, in corrispondenza dei nodi di attacco dei pendini sono ordite travi trasversali (dette "gondole") formate da box in piatti metallici. Sull'estradosso delle gondole é posto il tavolato con orditura longitudinale.

La passerella ha luce di 98m circa, é suddivisa da 38 gondole in 39 campi equispaziati di lunghezza 2515mm ciascuno. Il tavolato originario é formato da assi di larice aventi sezione 200mm x 70mm di lunghezza 5m circa e disposte in senso longitudinale. Ciascuna tavola é sfalsata di un campo rispetto a quelle adiacenti.

In pianta il piano di calpestio compreso tra i parapetti ha uno sviluppo a "fuso" (con larghezza di 2.7m circa agli imbocchi, e di 4.7m circa in mezzeria). Per compensare tale variazione di larghezza le fasce laterali non coperte dalle tavole (quest'ultime necessariamente rettangolari) sono completate da lamiere mandorlate metalliche.

In accordo con la descrizione precedente, il tavolato assume quindi non solo la funzione di piano di calpestio ma anche funzione strutturale dovendo sostenere il carico di progetto della folla sulle luci di 2.5m comprese tra le gondole.

Lo schema statico di ciascuna tavola é di trave continua su tre appoggi e due campate (ad eccezione di metà delle tavole dei campi iniziali che si configurano come travi in semplice appoggio).

Dopo 15 anni circa dalla sua realizzazione il tavolato presenta attualmente condizioni di degrado tali da rendere necessaria la sua sostituzione.







In occasione di tale intervento di manutenzione straordinaria l'Amministrazione Comunale, tramite i suoi Tecnici, ha espresso la volontà di modificare la struttura secondaria dell'impalcato al fine di poter separare la funzione strutturale portante da quella di calpestio, funzioni che attualmente sono entrambe svolte dalle doghe di legno.

In questo modo l'usura del piano di calpestio non interferisce con la struttura portante rendendo quindi più semplici e sicuri gli interventi di manutenzione e ripristino del primo.

Ulteriore specifica consiste nella possibilità di condurre gli interventi di manutenzione operando dall'alto senza la necessità di accedere all'intradosso (come accade nella soluzione attuale essendo le tavole di legno fissate dal basso).

Per l'individuazione delle soluzioni adottabili occorre inoltre tenere conto delle seguenti condizioni al contorno da rispettare:

- 1) garanzia di una sostanziale parità tra i pesi degli elementi rimossi e di quelli aggiunti al fine da non rendere necessaria la ri-verifica della struttura principale della passerella;
- 2) conservazione dell'aspetto esteriore ed estetico dell'impalcato (soggetto a vincolo paesaggistico);
- 3) conservazione dell'altezza minima del parapetto rispetto al piano di calpestio.

### **1.1.1 Manto di pavimentazione, realizzazione di mockup per verifica e controllo**

Per garantire il rispetto della condizione di cui al precedente p.to 2) l'Amministrazione Comunale, tramite i suoi Tecnici, ha optato per l'adozione di una pavimentazione formata da doghe in legno composito (miscela di polvere di legno e materiale plastico) avente colorazione simile al legno.

#### **La scelta del manto di pavimentazione non è oggetto dell'incarico ricevuto dallo Scrivente.**

Sono stati contattati comunque diversi produttori al fine di valutare le soluzioni presenti sul mercato e le interazioni tra questa tipologia di pavimentazione e la sottostante sottostruttura:

Le soluzioni proposte sono caratterizzate dai seguenti elementi comuni e si differenziano leggermente per gli ingombri. Il pacchetto proposto è essenzialmente costituito (dal basso verso l'alto):

- profili scatolari in acciaio o alluminio, detti magatelli, posti ad interasse di 300mm circa, di altezza compresa tra 15 e 30mm e fissati alla struttura secondaria sottostante;
- clips metalliche fissate ai magatelli secondo passi indicati dal Fornitore;
- doghe in legno composito di larghezza 140mm/200mm, spessore 19/23mm, ordite trasversalmente ai magatelli sottostanti; le doghe sono fissate "ad incastro" alle clip.

Esistono diverse soluzioni relative al tipo di fuga realizzabile tra le doghe e alla modalità di montaggio/smontaggio delle doghe. Tra queste ultime risulta apprezzabile (al fine di permettere interventi celeri e minimizzati alla sola zona oggetto di manutenzione) quella che permette la rimozione della singola doga senza dover smontare quelle adiacenti.

La soluzione distributiva relativa a magatelli e doghe deve permettere il sostegno del carico pedonale di 5.00 kN/m<sup>2</sup>.

Per le specifiche relative ad eventuali carichi concentrati ed al passaggio di veicoli vedere il p.to 4.2.2 successivo.

**Si sottolinea l'importanza di attenersi alle istruzioni di posa (distanziamenti minimi per permettere le dilatazioni termiche, intercapedini per la ventilazione naturale delle doghe, ecc.) specificate dal Produttore al fine di garantire un perfetto funzionamento nel tempo della pavimentazione.**

Si propone inoltre la realizzazione di un mockup/prototipo, ovvero di una porzione di impalcato completo di pavimentazione e relativa struttura secondaria sottostante, finalizzato a sperimentare concretamente sul vero le modalità di montaggio, la resa estetica e geometrica delle fughe, a evidenziare eventuali problematiche, a elaborare perfezionamenti, a effettuare collaudi. Il mockup dovrà avere un'estensione tale da permettere di raggiungere questi obiettivi in relazione alle soluzioni tecniche effettivamente adottate in merito alla pavimentazione e sarà concordata con l'Ufficio Tecnico del Comune.

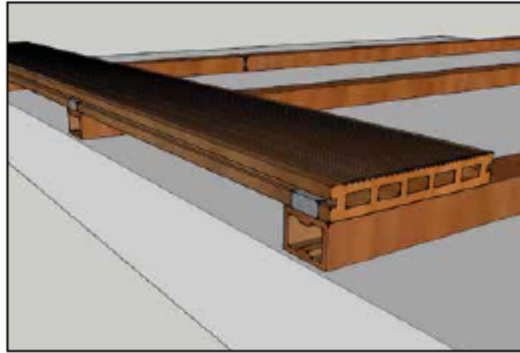
### 3 POSIZIONAMENTO PRIMA DOGA

Posizionare la prima doga, inserendola nelle clips appena avvitate



**ATTENZIONE**

Prestare particolare attenzione alla disposizione di questa doga in quanto le successive ne seguiranno la direzione.



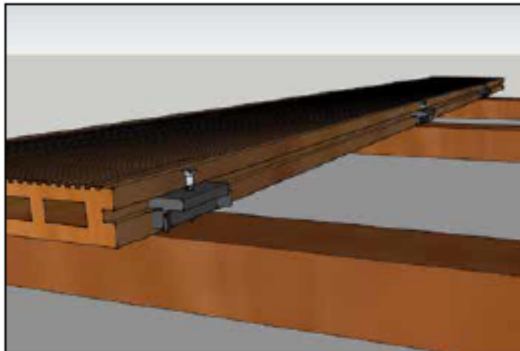
### 4 POSIZIONAMENTO CLIPS

Disporre l'intera fila di clips, avvitandole solo parzialmente sui correnti, come mostrato in figura



**ATTENZIONE**

Sarà necessario disporre la seconda fila di doghe prima di eseguire il fissaggio definitivo delle clips.



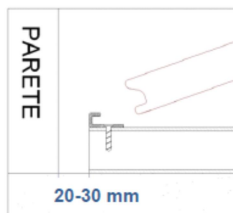
### 5 POSIZIONAMENTO SECONDA DOGA

Posizionare la seconda doga, disporre la nuova fila di clips avvitandole solo parzialmente ed infine serrare la fila di clips precedentemente posate, tra le due doghe.



Sequenza di montaggio doghe

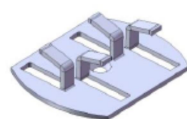
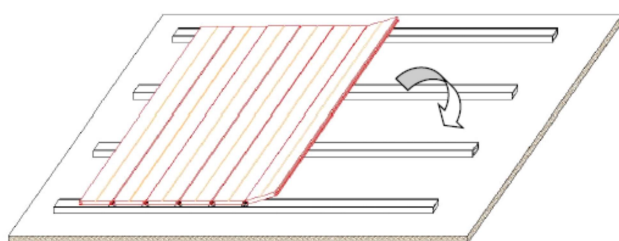
## 2.1 INIZIO POSA



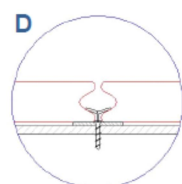
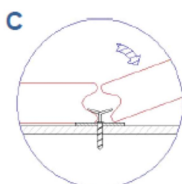
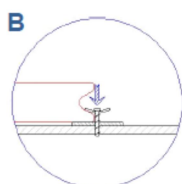
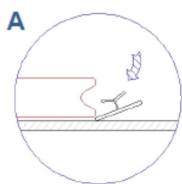
- Mantenere distanze di 20-30 millimetri dalle **strutture rigide** presenti in prossimità della pavimentazione.
- Il fissaggio delle tavole iniziali può avvenire mediante la clip di inizio fine o semplicemente (laddove i bordi esterni della struttura da pavimentare siano liberi) con una vite 4.8x25 mm inserita direttamente sul bordo inferiore della tavola e nel longherone sottostante con un'angolazione di 45° circa. Il *serraggio* della vite non deve essere eccessivo per non danneggiare il bordo della tavola.

## 2.2 FISSAGGIO CLIPS

- Le clips di aggancio devono essere posizionate nell'apposita sede del longherone e fissate con viti auto foranti 3.5x19 mm.



CLIP DI AGGANCIO



Istruzioni di posa

### 1.1.2 Analisi delle soluzioni esaminate e scartate

Le prime soluzioni analizzate si sono poste l'obiettivo di non modificare lo spessore (70mm) del pacchetto complessivo attuale posto sopra l'estradosso delle "gondole" al fine di non modificare la livelletta del piano di calpestio e conservare quindi l'altezza dei parapetti misurata in 1.1m e corrispondente al valore minimo richiesto per le passerelle pedonali.

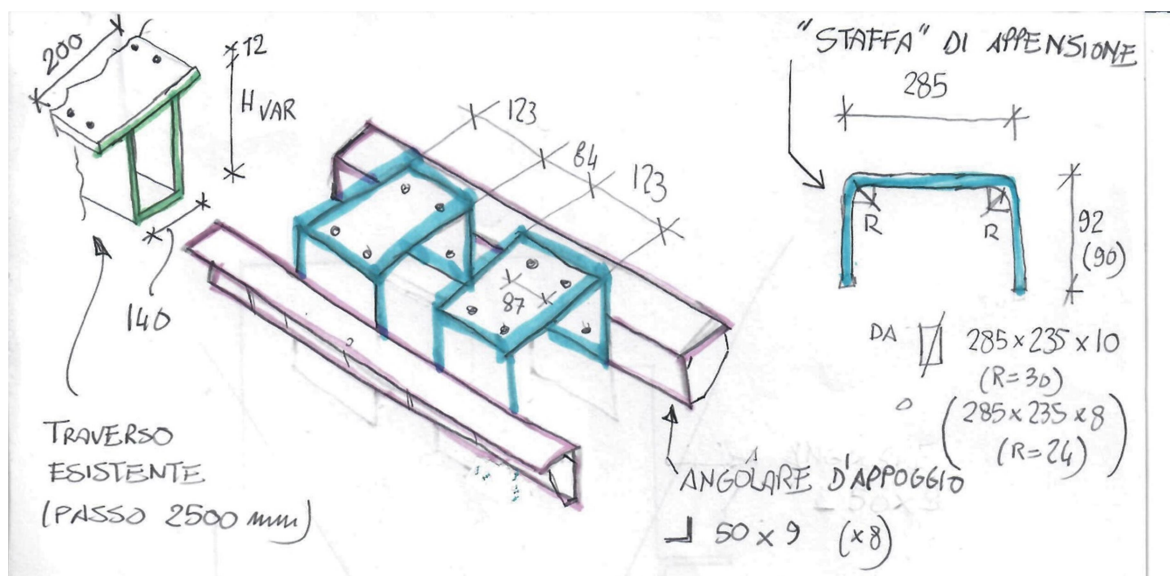
Siccome il nuovo pacchetto relativo al manto di calpestio (doghe+traversi) ha un ingombro compreso tra 35mm e 50mm, lo spazio residuo ( $70\text{mm} - 35/50\text{mm} = 35/20\text{ mm}$ ) non è sufficiente per la struttura secondaria la cui funzione è superare luci di 2.5m.

La soluzione ideata quindi consiste in un grigliato metallico di altezza 70/80mm posto tra le "gondole" e appeso a queste mediante staffe metalliche appoggiate all'estradosso delle stesse.

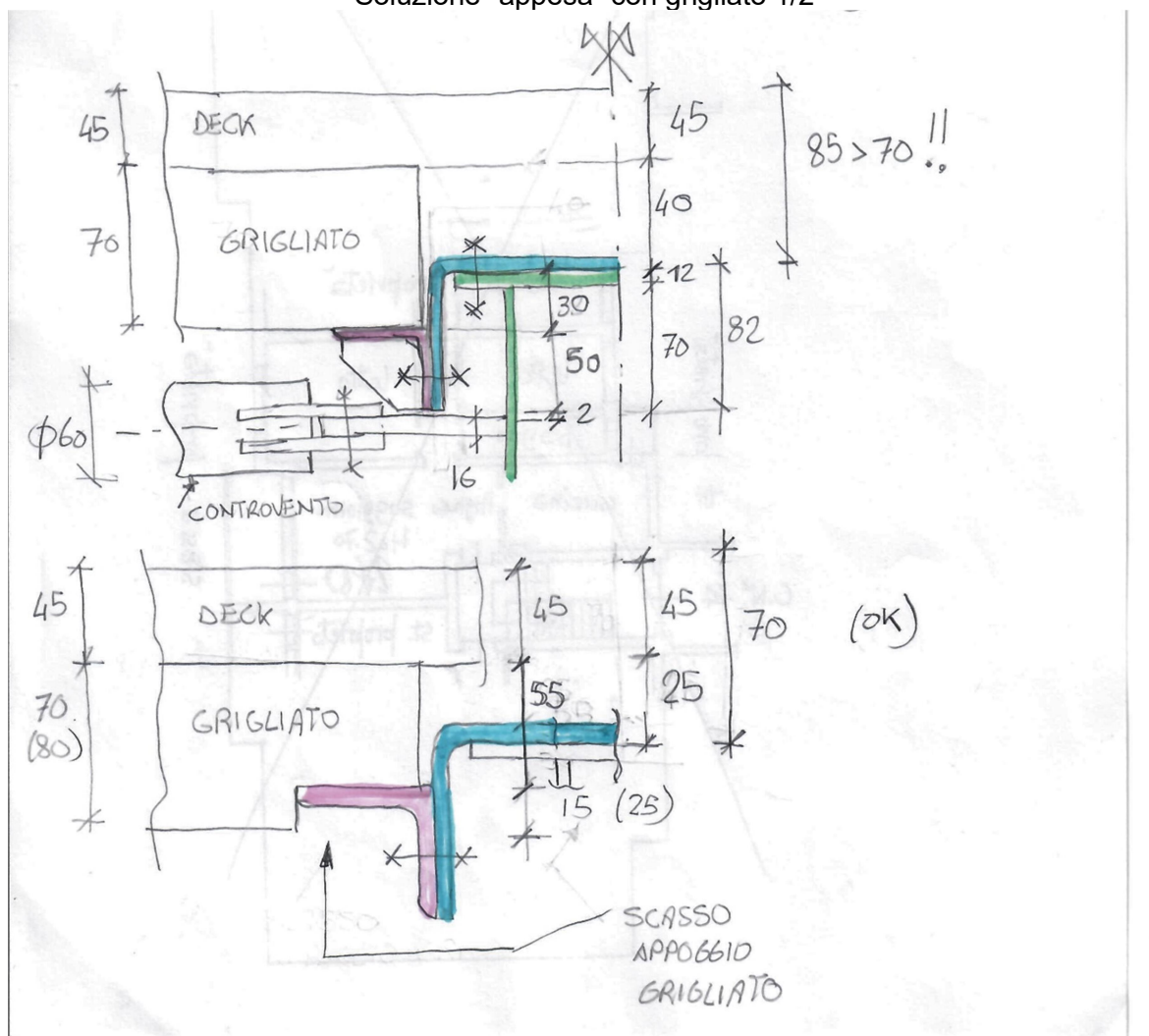
Si osserva che la presenza delle diagonali di controventamento sotto l'impalcato in legno limita comunque l'abbassamento della struttura secondaria rispetto al livello dell'estradosso gondole per un massimo di 60mm (= distanza tra estradosso gondole ed estradosso diagonali di controventamento in tubo  $\phi 60$ ).

Tale tipo di soluzione è stata scartata perché complicata in termini di montaggio e onerosa (rispetto al budget previsto). Si riportano comunque alcuni schemi preliminari:

Relazione tecnica delle strutture



Soluzione "appesa" con grigliato 1/2



Soluzione "appesa" con grigliato 2/2

### 1.1.3 Descrizione della soluzione adottata

Successivamente è stata analizzata la possibilità di alzare la posizione del corrimano del parapetto in modo da poter adottare soluzioni relative alla "struttura-secondaria+pavimentazione" che si potessero appoggiare direttamente sull'estradosso delle gondole ma con ingombri inevitabilmente superiori a quello attuale (70mm).

Come si evince dagli elaborati grafici e dall'album fotografico l'operazione di innalzamento del corrimano è effettivamente fattibile previo l'inserimento di blocchetti in acciaio di adeguato spessore tra la testa del montante del parapetto ed il piatto di collegamento a questo del mancorrente.

Una prima opzione, poi scartata, prevede una struttura secondaria costituita da una lamiera grecata metallica zincata a caldo di altezza 55mm e spessore non inferiore a 1.25mm ordita in senso longitudinale, appoggiata in corrispondenza delle "gondole", continua su due campi successivi di 2.5m.

Alla lamiera è affidata la funzione portante. Su essa vengono posati e fissati arcarecci trasversali (in acciaio zincato) aventi sezione a Omega di altezza 30mm e spessore 2mm. La spaziatura minima di tali arcarecci è di 500mm: la loro funzione è di irrigidire trasversalmente la lamiera grecata rispetto all'azione di eventuali carichi concentrati.

In funzione della disposizione delle doghe (longitudinale o trasversale rispetto all'asse ponte) gli arcarecci possono essere utilizzati in sostituzione o insieme ai magatelli di corredo al manto di calpestio. In tale ottica la loro spaziatura può essere ridotta secondo le necessità di posa e fissaggio delle doghe in legno composito.

L'acqua piovana che cade sull'impalcato attraversa il manto di calpestio attraverso le fughe tra le doghe di legno composito e si riversa nelle greche longitudinali della lamiera sottostante. In corrispondenza di ogni interruzione della lamiera grecata (ogni 5m circa) l'acqua fuoriesce dalla greca e cade sul fiume sottostante.

È necessario prevedere interventi di manutenzione periodici volti a rimuovere, mediante l'impiego di idropulitrice, l'eventuale sporcizia e residuo solido che si dovesse accumulare nelle greche e in corrispondenza delle doghe dove la lamiera grecata si interrompe.

#### OPZIONE ADOTTATA

È stata quindi adottata la soluzione che prevede una struttura secondaria formata da arcarecci in profilo HEAA 100 in acciaio S235 zincato a caldo, orditi in senso longitudinale in semplice appoggio (luce pari alla distanza tra le doghe, 2.5m) e con interasse non superiore a 1m. In corrispondenza degli appoggi ciascun profilo è sagomato in modo che il filo del suo estradosso sia 50mm sopra l'estradosso della gondola.

Tra gli arcarecci è disposto un grigliato metallico in acciaio zincato con maglia 34mm x 76mm e con lame portanti 30mm x 3mm ordito in direzione trasversale. Sul piano realizzato dal grigliato è quindi possibile disporre le doghe di legno composito (sia trasversalmente che longitudinalmente) connesse (tramite le clips) direttamente al grigliato o mediante interposizione di magatelli (se reputato necessario dal Fornitore delle doghe). Le modalità di attacco delle doghe o dei magatelli al grigliato sono rappresentate nella tavola grafica dei dettagli.

Lungo i bordi longitudinali viene infine riproposta la soluzione attuale di disporre lamiere mandorlate in acciaio, di lunghezza pari a 2500mm e opportunamente irrigidite mediante angolari 50x5 saldati all'intradosso, che chiudono i campi (di larghezza variabile a causa della forma a "fuso" della pianta dell'impalcato) non coperti dalle doghe. La lamiera deve avere una larghezza tale da sovrapporsi al bordo longitudinale del piano di calpestio formato dalle doghe in legno composito. Anche per tali lamiere (contrariamente alla situazione attuale) i dettagli di attacco proposti hanno l'obiettivo di permettere l'accesso dall'alto per le operazioni di montaggio/smontaggio e di manutenzione.

È prevista la ri-utilizzazione delle lamiere attualmente presenti; a tal fine occorre (prima della loro riverniciatura):

- 1) verificare che la disposizione delle doghe in legno composito abbia una ampiezza trasversale tale da permettere il parziale sormonto della lamiera sulle doghe;

**Relazione tecnica delle strutture**

- 2) allungare (a causa del nuovo spessore del pacchetto strutture+ pavimentazione) e irrigidire, mediante aggiunta di piatti, i pannelli verticali posti all'intradosso di ciascuna lamiera per permettere l'appoggio della lamiera sulla gondola;
- 3) rimuovere il bordo piegato esterno della lamiera che altrimenti (causa innalzamento della livelletta del piano di calpestio) andrebbe ad interferire con il profilo parapiede posto alla base del parapetto.

**NOTE**

- 1) **La presente relazione si occupa esclusivamente del progetto e verifica della struttura portante secondaria da inserire tra le "gondole" metalliche al fine di garantire il supporto alla pavimentazione.**  
**Negli elaborati grafici viene rappresentata schematicamente la soluzione che prevede la disposizione trasversale delle doghe.**
- 2) **Alcune parti della struttura secondaria ed alcuni interventi sulla struttura esistente (vedere per entrambi l'elenco seguente) sono influenzati (nelle loro dimensioni di progetto) dalle caratteristiche specifiche del manto di calpestio che verrà adottato. Per essi quindi gli elaborati grafici riportano dati dimensionali definiti non numericamente ma espressi solo in funzione dello spessore complessivo del nuovo pacchetto "struttura secondaria + manto di calpestio".**

<b>Dati riguardanti elementi della struttura secondaria dipendenti dalle scelte adottate relative al pacchetto "manto di calpestio"</b>	<b>Parametri di riferimento</b>
Spessore dei blocchetti metallici per il rialzo del corrimano	Non inferiore all'eccedenza tra lo spessore finale della porzione del pacchetto "arcareccio + grigliato + manto di calpestio" posto sopra il filo d'estradosso delle gondole e 70mm
Larghezza della porzione di impalcato coperto dalle doghe di legno composito	In funzione della larghezza delle lamiere antisdrucchiolo attualmente disponibili in modo che queste possano sormontare il bordo delle doghe

## **1.2 Riferimenti al progetto originario**

Per gli obiettivi che si pone questo documento si farà riferimento alla seguente documentazione riguardante i progetti esecutivo e costruttivo originari:

- Progettazione esecutiva delle strutture – Relazione tecnica;
- Elaborati grafici del progetto esecutivo;
- Elaborati grafici del progetto costruttivo "as-built" redatte da EDILMECOS srl.



### 1.3 Condizioni d'uso e livelli di sicurezza della costruzione

Le strutture sono di nuova realizzazione, da inserire in una struttura esistente senza modificarne i carichi e le azioni che quest'ultima è chiamata a sostenere.

In accordo con la Committenza si assume, in accordo con il p. 2.4.1 delle NTC 2018:

Tipo di costruzione: Costruzione con livelli di prestazioni ordinari;

Vita nominale di progetto: VN = 50 anni

#### 1.3.1 Classe d'uso

La destinazione d'uso dell'opera fa ricadere la struttura nella Classe d'uso II in accordo con la classificazione riportata nel p. 2.4.2 NTC 2018:

"Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. ....".

#### 1.3.2 Classe di conseguenza, categoria di servizio e classe di esecuzione

Con riferimento alla norma EN-1990:

Table B1 - Definition of consequences classes

Consequences Class	Description	Examples of buildings and civil engineering works
CC3	<b>High</b> consequence for loss of human life, <i>or</i> economic, social or environmental consequences <b>very great</b>	Grandstands, public buildings where consequences of failure are high (e.g. a concert hall)
CC2	<b>Medium</b> consequence for loss of human life, economic, social or environmental consequences <b>considerable</b>	Residential and office buildings, public buildings where consequences of failure are medium (e.g. an office building)
CC1	<b>Low</b> consequence for loss of human life, <i>and</i> economic, social or environmental consequences <b>small or negligible</b>	Agricultural buildings where people do not normally enter (e.g. storage buildings), greenhouses

- CLASSE DI CONSEGUENZA: CC2  
Conseguenze considerevoli in termini di perdite umane, danni economici, sociali, ambientali.

Table B.1 — Suggested criteria for service categories

Categories	Criteria
SC1	<ul style="list-style-type: none"> <li>Structures and components designed for quasi static actions only (Example: Buildings)</li> <li>Structures and components with their connections designed for seismic actions in regions with low seismic activity and in DCL*</li> <li>Structures and components designed for fatigue actions from cranes (class S<sub>0</sub>)**</li> </ul>
SC2	<ul style="list-style-type: none"> <li>Structures and components designed for fatigue actions according to EN 1993. (Examples: Road and railway bridges, cranes (class S<sub>1</sub> to S<sub>9</sub>)**, structures susceptible to vibrations induced by wind, crowd or rotating machinery)</li> <li>Structures and components with their connections designed for seismic actions in regions with medium or high seismic activity and in DCM* and DCH*</li> </ul>
* DCL, DCM, DCH: ductility classes according to EN 1998-1	
** For classification of fatigue actions from cranes, see EN 1991-3 and EN 13001-1	

- CATEGORIA DI SERVIZIO: SC1  
Struttura progettata per azioni quasi-statiche (l'azione sismica, derivante da zona di bassa intensità, è comunque non dimensionante).

Table B.2 — Suggested criteria for production categories

Categories	Criteria
<b>PC1</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Non welded components manufactured from any steel grade products</li> <li>Welded components manufactured from steel grade products below S355</li> </ul>
<b>PC2</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Welded components manufactured from steel grade products from S355 and above</li> <li>Components essential for structural integrity that are assembled by welding on construction site</li> <li>Components with hot forming manufacturing or receiving thermic treatment during manufacturing</li> <li>Components of CHS lattice girders requiring end profile cuts</li> </ul>

- CATEGORIA DI PRODUZIONE: PC1

Execution Classes EXC							
Consequence classes	CC1		CC2		CC3		
Service categories	SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2	
Production categories	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3 <sup>a</sup>	EXC3 <sup>a</sup>
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3 <sup>a</sup>	EXC4
<sup>a</sup> EXC4 should be applied to special structures or structures with extreme consequences of a structural failure as required by national provisions.							

Per cui si prescrive una classe di esecuzione EXC2.

## **1.4 Descrizione generale dell'opera e criteri generali di progettazione, analisi e verifica**

La soluzione strutturale prevista si pone gli obiettivi di:

- 1) conferire la necessaria rigidezza e resistenza alle azioni di progetto;
- 2) di raggiungere gli obiettivi del Committente e di rispettare le condizioni al contorno elencate al precedente p.to 1.1.

Le strutture previste sono in carpenteria metallica.

Il progetto costruttivo e d'officina é a carico del Fornitore tenuto conto delle specifiche di progetto riportate nella presente relazione.

I criteri di progettazione, di analisi e verifica sono conformi alle norme NTC-2018 e sono descritti nei paragrafi successivi dedicati alle varie tematiche.

## **1.5 Quadro normativo di riferimento adottato, norme di riferimento cogenti e altre norme e documenti tecnici integrativi**

Si é fatto riferimento alla seguente documentazione normativa:

Generale

- D.M. 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni". Le nuove norme tecniche, denominate NTC 2018, sono entrate in vigore il 22 marzo 2018 e sostituiscono quelle contenute nel D.M. 14 gennaio 2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC 2008);
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;

Progettazione delle strutture – Eurocodici e Documenti di Applicazione Nazionale associati

- EN1991. "Basi della progettazione ed azioni sulle strutture";
- EN1993-1-1 "Progettazione delle strutture di acciaio: regole generali e regole per gli edifici";
- EN1993-1-3 "Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-3 - Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo";

## 2 Note generali

- 1) L'impresa esecutrice deve attenersi a quanto previsto dai documenti contrattuali, modifiche e/o varianti sono attuabili se non dopo previa approvazione del Cliente e del Progettista.
- 2) Tutti gli elaborati grafici devono essere interpretati secondo la logica di inserimento alle strutture esistenti insieme alle specifiche di capitolato. Qualsiasi incongruenza riscontrata deve essere esplicitamente riportata per iscritto al Progettista.
- 3) Non scalare i disegni per dedurre informazioni dimensionali.
- 4) Verificare la corrispondenza tra ciascuna quota numerica e la dimensione grafica dell'oggetto associato e, in caso di discordanza, effettuare le necessarie controverifiche, assumendo come regola generale la prevalenza gerarchica della prima sulla seconda.
- 5) La struttura è progettata per essere fruibile nella sua configurazione finale interamente eseguita. È responsabilità unica dell'appaltatore di assicurare la sicurezza e la stabilità dell'opera e delle sue parti componenti durante le fasi costruttive del progetto.
- 6) In qualsiasi momento l'impresa esecutrice è il solo responsabile per le condizioni di cantiere, incluse la sicurezza delle persone e delle proprietà.
- 7) L'impresa esecutrice dovrà garantire la stabilità delle strutture durante il sollevamento ed il montaggio mediante opportune strutture provvisorie di sostegno o controvento.
- 8) Le fasi di sollevamento e montaggio e le eventuali strutture provvisorie dovranno essere sottoposte alla preventiva approvazione della D.L..
- 9) Dimensioni e posizioni di strutture esistenti riportate negli elaborati devono essere verificate da rilievi in situ e ogni incongruenza deve essere riportata al Progettista.
- 10) Tutte le forniture di materiali e componenti strutturali devono essere accompagnate dalla documentazione comprovante la provenienza, il controllo, la qualificazione e la certificazione dei materiali. Tale documentazione dovrà essere trasmessa alla D.L. prima della messa in opera delle strutture.
- 11) È onere dell'appaltatore la predisposizione dei disegni costruttivi, da sottoporre ad approvazione della D.L. prima dell'inizio della produzione.
- 12) Il progetto costruttivo è soggetto a controllo della compatibilità geometrica del sistema strutturale, degli elementi, dei collegamenti bullonati e saldati.
- 13) Tolleranze dimensionali, costruttive, di fabbricazione e montaggio in accordo con le prescrizioni di UNI EN 1090.
- 14) Lo sviluppo e dimensionamento costruttivo dei particolari, dei collegamenti e delle connessioni sono a carico del costruttore dell'opera tenendo conto della concezione progettuale.
- 15) Non possono essere previsti fori negli elementi strutturali se non esplicitamente riportati negli elaborati strutturali o approvati dal Progettista.

### 3 Materiali strutturali

#### 3.1 Acciaio per carpenteria metallica

Temperatura minima di servizio TEd (rif. 4.2.4.1.5 D.M. 14/01/08):

T<sub>min</sub> = -15°C (rif. par. 4.2.4)

Strutture non protette: TEd = T<sub>md</sub> = -15°C.

Acciaio da carpenteria

Piatti piani e profili aperti laminati a caldo secondo EN 10034 e EN 10025

Classe S235 con valore caratteristico minimo della tensione a snervamento  $f_{yk} \geq 235 \text{ N/mm}^2$

Designazione europea: EN 10210-S 235 (JR)

Acciaio per profili piegati a freddo

UNI EN 10346 - Nastri e lamiere di acciaio per impieghi strutturali, zincati per immersione a caldo in continuo

Classe S250 GD+Z con valore caratteristico minimo della tensione a snervamento  $f_{yk} \geq 250 \text{ N/mm}^2$

Grado di protezione mediante zincatura a caldo:

*Scelta della classe di corrosività in funzione delle caratteristiche dell'ambiente di esposizione in condizioni tipiche delle zone temperate (tabella ricavata dalla ISO 9223 - Corrosione dei metalli e loro leghe - e dalla UNI EN ISO 14713 - Rivestimenti di Zinco, Linee guida e raccomandazioni)*

Classificazione dell'ambiente e velocità di corrosione  $r_{\text{corr}} [=] \mu\text{m/anno}$ (perdita spessore zinco)	Ambienti interni	Ambienti esterni
C1 $r_{\text{corr}} \leq 0,1$ non aggressivo	Bassa umidità relativa in ambiente riscaldato, assenza di inquinamento	Zone asciutte o fredde con precipitazioni molto rare con condensa molto limitata o assente
C2 $0,1 < r_{\text{corr}} \leq 0,7$ poco aggressivo	Temperature ed umidità relative variabili in ambiente non riscaldato, valori bassi di inquinamento e condensa	Zone temperate con inquinamento contenuto; zone asciutte o fredde con condensa limitata; campagna, paesi o piccole città d'entroterra
C3 $0,7 < r_{\text{corr}} \leq 2$ mediamente aggressivo	Moderata presenza di condense e di inquinamento da processi produttivi leggeri	Zona temperata con medi valori di inquinamento ( $\text{SO}_2$ fino a $30 \mu\text{g}/\text{m}^3$ oppure media presenza di cloruri); aree urbane, aree costiere con bassa deposizione di cloruri
C4 $2 < r_{\text{corr}} \leq 4$ aggressivo	Condense frequenti ed alto livello di inquinamento da processi industriali e piscine sportive	Zona temperata con alto livello di inquinamento ( $\text{SO}_2$ fino a $90 \mu\text{g}/\text{m}^3$ - alto livello di cloruri); aree urbane molto inquinate, distretti industriali, aree limitrofe alla costa con alta deposizione di cloruri
C5 $4 < r_{\text{corr}} \leq 8$ molto aggressivo	Caverne	Inquinamento molto grave ( $\text{SO}_2$ fino a $250 \mu\text{g}/\text{m}^3$ ); aree con industrializzazione pesante, costruzioni sulla linea di costa

*I miglioramenti introdotti dalle normative per il controllo dell'inquinamento hanno reso più duratura anche la zincatura a caldo.*

## Relazione tecnica delle strutture

Classi di corrosività ed esempi qualitativi di ambienti tipici

Classe di corrosività	Perdita massa (g/mm <sup>2</sup> )/spessore (um)				Esempi di ambienti tipici in un clima temperato	
	Acciaio a basso C		Zinco		All'esterno	All'interno
	massa	spess.	massa	spess.		
C1 molto bassa	< 10	< 1,3	< 0,7	< 0,1	-	Edifici riscaldati con atmosfera pulita
C2 bassa	10-200	1,3 -25	0,7-5	0,1-0,7	Ambienti con basso livello di inquinamento	Edifici non riscaldati dove può verificarsi condensa
C3 media	200-400	25 -50	5-15	0,7-2,1	Ambienti con modesto inquinamento	Locali di produzione con alta umidità ed inquinamento
C4 alta	400-650	50 -80	15-30	2,1-4,2	Aree industriali e zone costiere	Impianti chimici, piscine, cantieri costieri
C5-I molto alta	650-1500	80 -200	30-60	4,2-8,4	Aree industriali con umidità e atmosfera aggressiva	Condensa quasi permanente e inquinamento
C5-M marina	650-1500	80 -200	30-60	4,2-8,4	Zone costiere e offshore con alta salinità	Condensa permanente e alto inquinamento

EN ISO 12944 parte 1-8: 2002, Pitture e vernici. Protezione della corrosione di strutture di acciaio mediante verniciatura.

Classe di corrosività adottata: C3 (Ambiente esterno - aree urbane).

Classe di Durabilità secondo UNI EN ISO 12944-1: alta (H), oltre 15 anni.

### Viti

Per il fissaggio delle lamiere antisdrucchiolo poste lungo i bordi longitudinali dell'impalcato e i profili a C sottostanti si prevedono viti autoperforanti.

### Bulloni

Collegamenti bullonati secondo UNI EN ISO 4016:2002

Riferimento UNI EN 15048-1

viti classe 8.8 (UNI EN ISO 898-1:2013)

dadi classe 10 o 12 (UNI EN ISO 898-2:2012)

rosette acciaio C50 temperato e rinvenuto HRC 32-40 (UNI EN 10083-2:2006)

piastrine acciaio C50 temperato e rinvenuto HRC 32-40 (UNI EN 10083-2:2006)

Coppie di serraggio secondo D.M. 14/01/2008

I bulloni devono essere montati con una rosetta sotto la testa della vite e una rosetta sotto il dado.

I bulloni dovranno essere contrassegnati con le indicazioni del produttore e la classe di resistenza.

### Saldature e processi di saldatura

Si veda NTC 2018 p.to 11.3.4.5.

Con riferimento alla Tab. il Costruttore deve essere certificato secondo la norma UNI EN ISO 3824:2006 parti 2,3 e 4 con i requisiti richiesti per il riferimento C della Tab. 11.3.XII

## 3.2 Valori di calcolo dei materiali

I valori di calcolo  $X_d$  ( $= X_k / \gamma_M$ ) dei materiali sono desunti dai corrispondenti valori caratteristici  $X_k$  mediante le formulazioni e l'impiego dei coefficienti di sicurezza  $\gamma_M$  prescritti nelle NTC 2018.

## 4 Analisi dei carichi

### 4.1 Estratto dalla Relazione Tecnica del progetto originario

Carichi permanenti (g1)

Pavimentazione Legno 0.70 kN/m<sup>2</sup>

Carichi variabili

Azioni previste per i ponti, in accordo con il D.M. 4/5/90 (ponte di 3a categoria):

Carichi mobili (q1)

a) Carico isolato (q1d): 10 kN con impronta quadrata con lato di 70 cm;

b) Carico folla (q1e): 4 kN/m<sup>2</sup> uniformemente distribuito;

c) Incremento dinamico di carichi mobili dovuto ad azioni dinamiche (q2):

$q2 = (\phi - 1) \times q1$ , assumendo per il coefficiente dinamico  $\phi$  i seguenti valori:

$\phi = 1.4$  per il dimensionamento delle strutture secondarie (traversi impalcato, pendini);

$\phi = 1.0$  per il dimensionamento delle strutture principali (funi, pennoni).

d) Si prevede inoltre come caso eccezionale la possibilità di accesso (a velocità ridotta) alla passerella da parte di un autoveicolo di soccorso del peso di 15 kN ripartito tra quattro ruote (distanza tra gli assi = 3.5m).

### 4.2 Aggiornamento al progetto e alle norme attuali

#### 4.2.1 Peso struttura secondaria e manto di calpestio

Il peso proprio degli elementi strutturali é assunto pari al loro volume e peso specifico corrispondente. Per gli elementi in acciaio si assume  $\gamma = 78.50$  kN/m<sup>3</sup>.

Si assumono i seguenti dati, a favor di sicurezza:

Peso proprio tavolato in legno composito

$$G_k = 0.022m \times 12.00 \text{ kN/m}^3 = 0.26 \text{ kN/m}^2$$

Peso proprio arcarecci HEAA 100,  $G_k =$

$$0.17 \text{ kN/m}^2$$

Peso proprio grigliato metallico maglia 34x76 lame 30x3

$$G_k = 0.22 \text{ kN/m}^2$$

Carichi permanenti complessivi:

$$G_k = 0.65 \text{ kN/m}^2 \\ \text{arrotondato a } 0.70 \text{ kN/m}^2$$

di cui:

$$\text{Carico permanente strutturale: } G_{k1} = 0.39 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 0.40 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Carico permanente portato: } G_{k2} = 0.26 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 0.30 \text{ kN/m}^2$$



Controllo relativo alla conservazione dei pesi previsti nel progetto originario

	Progetto originario	Nuova soluzione
Strutture principali (funi, gondole, controventi)	Invariata	
Soluzione attuale: Peso proprio tavolato	0.70 kN/m <sup>2</sup>	0.70 kN/m <sup>2</sup>
Soluzione di progetto: Arcarecci+grigliato+pavimentazione		

I carichi di progetto non sono superiori a quelli preventivati in origine.

#### 4.2.2 Azioni variabili da traffico di progetto

La passerella pedonale é classificabile come ponte di 3° categoria.

In accordo con il p. 3.1.4 delle NTC 2018 le azioni di progetto adottate sono le seguenti:

Azioni varabili da traffico Q1 (rif. NTC 2018 p.to 5.1.3.3.3 e 5.1.3.3.6)

- (a) "Schema di carico 5" - Folla:  $Q_k = 5.00 \text{ kN/m}^2$  (comprensivi degli effetti dinamici)

valore di combinazione:  $\psi_0 Q_k = 2.50 \text{ kN/m}^2$  da cui  $\psi_0 = 0.5$

- (b) "Schema di carico 4" - Carico concentrato:  $P_k = 10 \text{ kN}$  con impronta  $0.1\text{m} \times 0.1\text{m}$

Considerando la natura del carico (temporanea e associata ad eventi non ordinari come interventi di manutenzione e simili) si ritiene ragionevole e non limitante la prescrizione che la presenza del carico concentrato sull'impalcato sia autorizzato solo se accompagnato dall'interposizione tra carico e impalcato di una piastra sufficientemente rigida e con ampiezza trasversale tale da ripartire il carico tra due arcarecci HEAA 100.

- (c) Carico dovuto al passaggio di automezzo: si veda il paragrafo successivo.

##### 4.2.2.1 Passaggio di automezzo sull'impalcato – Considerazioni e assunzioni

Il progetto del 1998 prevedeva (par. 5.2.1.1 della Relazione Tecnica):

“.....  
Si prevede inoltre come caso eccezionale la possibilità di accesso (a velocità ridotta) alla passerella da parte di un autoveicolo di soccorso del peso di 15 kN ripartito tra quattro ruote (distanza tra gli assi = 3.5m).  
.....”

Di fatto questa possibilità é stata poi esclusa fino ad oggi mediante l'installazione di paletti dissuasori in corrispondenza degli imbocchi del ponte.

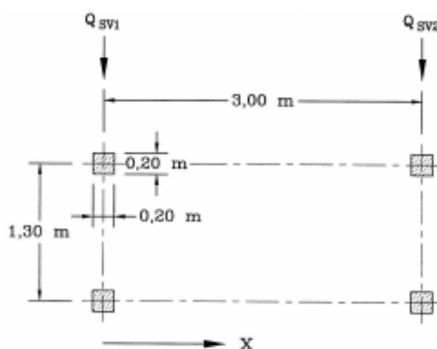
Se, in occasione del rifacimento della pavimentazione, l'Amministrazione Comunale intende conservare questa possibilità occorre definire in modo compiuto la tipologia del mezzo abilitato al passaggio.

La norma (Circolare 02/02/2009 n.617/C.S.LL.PP., p.to C5.1.4.9) suggerisce:

„ **C5.1.4.9 Ponti di 3<sup>a</sup> categoria**

.....

Qualora sia necessario considerare la presenza di un veicolo sul ponte per operazioni di manutenzione o di soccorso, si può considerare lo schema di carico di Figura C5.1.2, costituito da due assi di peso  $Q_{sv1}=40$  kN e  $Q_{sv2}=80$  kN, , comprensivi degli effetti dinamici, con carreggiata di 1,3 m ed interasse 3,0 m. L'impronta di ciascuna ruota può essere considerata quadrata di lato 20 cm. A questo schema può essere associata una forza orizzontale di frenamento pari al 60% del carico verticale.



**Figura C5.1.2 Veicolo di servizio per ponti di 3<sup>a</sup> categoria**

„

Si osservi che il mezzo ipotizzato sarebbe estremamente gravoso per la passerella in oggetto: esso infatti ha un peso di 120 kN (12000 kg!) e trasmette all'impalcato carichi concentrati di 40 kN (4000 kg).

Convienne allora giungere ad una definizione più concreta e aderente alla realtà e alle reali esigenze rapportate al caso in oggetto.

Lo Scrivente individua tre possibili tipologie del mezzo che potrebbe essere autorizzato all'attraversamento del ponte:

1) Mezzo di soccorso.

I mezzi di soccorso possono essere di due tipi: l'auto-ambulanza e l'auto-medica.

La prima è essenzialmente un furgone con le dotazioni di ambulanza per il trasporto e l'assistenza di persona su lettiga. Tale mezzo ha un peso limite di 35 q.li (35 kN) e, essendo dotato di 2 assi, scarica a terra un peso di 10 q.li (o 1000 kg o 10 kN) per ruota (a favor di sicurezza, per tenere conto che il carico non è equamente distribuito).

La seconda è un'autovettura per il trasposto di personale medico e attrezzatura medica, generalmente a supporto della prima. Le 4 ruote dell'auto scaricano a terra verosimilmente un peso di 500 kg (o 5 kN) per ruota.

Non si conoscono però le potenziali situazioni che richiedano la presenza di uno di tali mezzi sul ponte ossia potenziali situazioni per le quali la collocazione del mezzo di soccorso all'imbocco del ponte (e successivo percorso a piedi degli operatori sanitari sul ponte per una distanza massimo di 50m, o 100m se il mezzo si ferma sull'imbocco più lontano) non possa essere sufficiente.

**Relazione tecnica delle strutture**

2) Mezzo (su ruote) per manutenzione.

Escludendo la manutenzione di "dettaglio" (per le quali é sufficiente la movimentazione di carichi modesti e quindi a "mano" o con cariole) si fa quindi allora riferimento alla potenziale necessità di un mezzo dotato di braccio in grado di raggiungere le funi superiori del ponte e gli attacchi ad esse dei pendini verticali di appensione dell'impalcato.

La tipologia del ponte e, nello specifico, la sua particolare e caratteristica snellezza e flessibilità renderebbe complicato, a parere dello Scrivente, l'utilizzo di un mezzo che, "ancorandosi" all'impalcato, possa "sbracciare" verso l'alto per raggiungere le funi superiori.

Alla luce delle seguenti considerazioni risulta più conveniente e ragionevole ipotizzare:

- per interventi "leggeri", il ricorso a manodopera specializzata ad operare in quota agganciandosi alle funi superiori;
- per interventi "pesanti" (quali?) il ricorso ad un mezzo che, posizionato sulla riva del fiume o all'imbocco del ponte, abbia la possibilità di "ancorarsi" a terra e poi di stendere il braccio necessario a raggiungere le diverse parti del ponte stesso.

3) Passaggio di mezzi privati per indisponibilità, prolungata nel tempo, della vicina Via Canale che costituisce l'unica via di accesso per alcuni isolati dell'abitato posto sulla destra orografica del fiume Reno.

Tale situazione, di carattere eccezionale, dovrà essere fronteggiata privilegiando innanzitutto l'utilizzo di percorsi alternativi, debitamente attrezzati, come il lungo fiume, posto sulla destra orografica e di lunghezza di circa 500m, che collega la passerella alla Via Porrettana in prossimità del ponte stradale.

**Conclusione**

Non si individuano potenziali situazioni che rendano effettivamente necessaria nella progettazione del nuovo impalcato della passerella la previsione, se non in casi eccezionali, del transito di un mezzo o di mezzi sul ponte e che condizionerebbe pesantemente la progettazione della struttura secondaria dell'impalcato.

In accordo con la Committenza:

- 1) viene conservata possibilità di accesso ad un veicolo a due assi con peso complessivo 15 kN (distanza tra gli assi compresa tra 2.5m e 5m) a due assi con carico massimo per ruota di 4 kN con impronta 200mm x 200mm;
- 2) il passaggio potrà avvenire solo dopo installazione sull'impalcato di coppie successive di elementi in alluminio/acciaio (vedere immagine sottostante) di lunghezza 2.5m ciascuna delle quali atta a sostenere il carico concentrato di cui prima e di trasferirlo direttamente dall'impalcato al traverso in acciaio (gondola) appeso ai pendini in fune.

## Relazione tecnica delle strutture



### 4.2.3 Azione del vento

In accordo con NTC 2018:

Definizione geografica del sito:		Zona:	Classi rugosità
Zona [1 -> 9]	2		A Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
Classe rugosità [A -> D]	C		B Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
distanza dalla costa [km] (10;40)	100		C Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri); Aree con rugosità non riconducibile ad A,B,D
altitudine as [m] (500;750)	60.0		D Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati
Suggerisci Categoria di esposizione	Suggest		
Categoria di esposizione [I -> V]	III		
Periodo di ritorno (T <sub>R</sub> ) [anni]	50		
coeff. topografia c <sub>t</sub>	1.00		
coeff. dinamico c <sub>d</sub>	1.000		
V <sub>b,0</sub> [m/s]	25	da Zona 2	
a <sub>0</sub> [m]	750	da Zona 2	
k <sub>a</sub> [1/s]	0.015	da Zona 2	
k <sub>r</sub>	0.2	da Categoria III	
z <sub>0</sub> [m]	0.1	da Categoria III	
z <sub>min</sub> [m]	5.00	da Categoria III	
			<b>ZONA SCELTA</b>
			2 Emilia Romagna

Distribuzione della pressione del vento al variare dell'altezza dal piano di campagna:

altezza	coeff. press. (o attrito)	pressione vento	coeff. esposizione pressioni	pressione cinetica picco x c <sub>d</sub>	profilo altim.	velocità media	coeff. esposizione velocità	velocità picco
max 200m				$q = c_e(z) q_b c_d$	$= \ln(z/z_0) \quad z > z_{min}$	$= k_r c_t \alpha(z) V_b$		$= c_{ev} V_{ref}$
z	c <sub>p</sub> (o c <sub>t</sub> )	p(z) = c <sub>p</sub> q(z)	c <sub>e</sub> (z)	q(z)	α(z)	v <sub>m</sub> (z)	c <sub>ev</sub> (z)	v <sub>p</sub> (z)
[m]		[N/m <sup>2</sup> ]		[N/m <sup>2</sup> ]		[m/sec]		[m/sec]
5.0	1.00	668	1.708	668	3.912	19.57	1.307	32.69
10.0	1.00	836	2.138	836	4.605	23.04	1.462	36.58
15.0	1.00	942	2.407	942	5.011	25.07	1.552	38.82
20.0	1.00	1020	2.606	1020	5.298	26.51	1.614	40.39
30.0	1.00	1134	2.898	1134	5.704	28.54	1.702	42.59

Per z = 15m → p<sub>w</sub> = 0.94 kN/m<sup>2</sup>

Coefficienti di pressione e depressione. Con riferimento a EN1991-1-4 p.to 8.3.3:

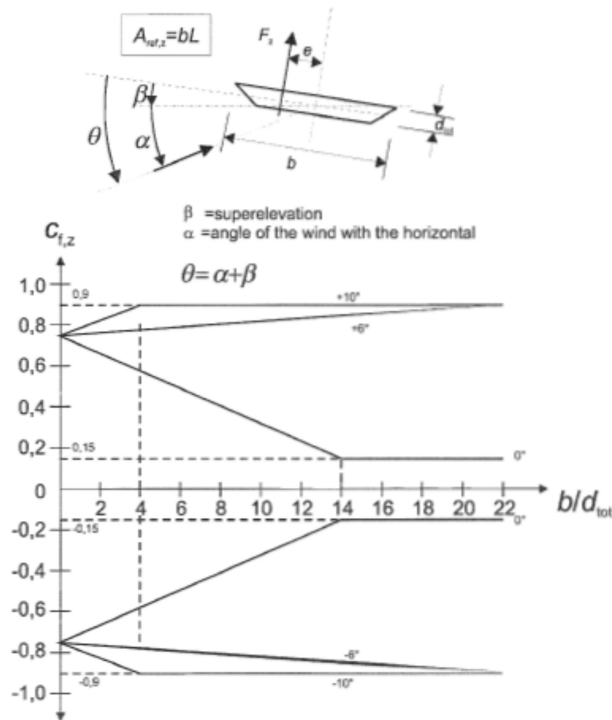


Figure 8.6 — Force coefficient  $c_{f,z}$  for bridges with transversal slope and wind inclination

$b$  = larghezza impalcato = da 3.5m a 6.0m

$d$  = spessore impalcato = 0.5m

$b/d$  = da 7 a 12

$$C_{f,z} = 0.5$$

Azione verticale caratteristica del vento:

$$F_{z,k} = p_w C_{f,z} = 0.94 \text{ kN/m}^2 \times 0.5 = 0.47 \text{ kN/m}^2$$

#### 4.2.4 Azioni termiche

In accordo con il p.to 3.5.2 delle NTC 2018:

Zona 1: altitudine di riferimento  $a_s = 60\text{m}$

$$T_{\min} = -15 - 4 a_s / 1000 = -15^\circ\text{C}$$

$$T_{\max} = +42 - 6 a_s / 1000 = +42^\circ\text{C}$$

Si assume una temperatura media di  $T_0 = +20^\circ\text{C}$  da cui

$$\Delta T_{\min} = -15 - 20 = -35^\circ\text{C}.$$

$$\Delta T_{\max} = +42 - 20 = +22^\circ\text{C}.$$

#### 4.2.5 Altre azioni variabili

Altre azioni variabili come Neve e Sisma non vengono prese in considerazione perché:

- di intensità minori e/o non concomitanti con il carico Folla;
- la soluzione adottata non modifica le masse sismiche.

### 4.3 Combinazioni di carico

Operando in accordo con il metodo agli stati limite descritto nelle NTC 2018 p.to 5.1.3.14, vengono prese in considerazione le seguenti tipologie di combinazioni di carico:

#### COMBINAZIONI SLU STATICHE

$$F_d = \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_Q \left( Q_{k1} + \sum_{i=2} \psi_{0i} Q_{ki} \right)$$

#### COMBINAZIONI SLE RARE

$$F_d = G_{k1} + G_{k2} + Q_{k1} + \sum_{i=2} \psi_{0i} Q_{ki}$$

#### COMBINAZIONI SLE QUASI PERMANENTI

$$F_d = G_{k1} + G_{k2} + \sum_{i=1} \psi_{2i} Q_{ki}$$

In cui:

G<sub>k1</sub> = pesi permanenti strutturali

G<sub>k2</sub> = pesi permanenti non strutturali

Coefficienti di sicurezza (A1)	Sfavorevoli alla sicurezza	Favorevoli alla sicurezza
Pesi permanenti strutturali $\gamma_{G1}$	1.35	1.0
Pesi permanenti non strutturali $\gamma_{G2}$	1.50	1.0
Azioni variabili da traffico (Folla e carichi concentrati) $\gamma_{Qi}$	1.35	0.0
Azioni variabili (vento)	1.50	0.0

Fattori di partecipazione dei carichi variabili:

Azione	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Folla	0.5	0.75	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0

Nello specifico:

#### COMBINAZIONI SLU STATICHE

Folla:  $F_d = 1.35 G_{k1} + 1.50 G_{k2} + 1.35 Q_k$

Folla + Vento:  $F_d = 1.35 G_{k1} + 1.50 G_{k2} + 1.35 Q_{k\_folla} + 1.5 \times 0.6 \times Q_{k\_vento}$

Carico concentrato Q<sub>1d</sub>

:  $F_d = 1.35 G_{k1} + 1.50 G_{k2} + 1.35 Q_{1d}$  (ripartito su 2 arcarecci)

Carico concentrato ruota su grigliato (evento eccezionale dovuto alla errata percorrenza delle rampe metalliche da disporre per il passaggio di autoveicolo sul ponte, vedere p.to 4.2.2.1).

:  $F_d = G_{k1} + G_{k2} + P_k$

#### COMBINAZIONI SLE RARE

Folla:  $F_d = G_{k1} + G_{k2} + Q_k$

## 5 Verifiche di deformabilità

### 5.1 Limiti di deformabilità

#### 5.1.1 Considerazioni generali

Le verifiche di deformabilità ricadono nell'ambito delle verifiche agli Stati Limite di Servizio. Il p.to 2.2.2. delle NTC 2018 cita:

*"I principali Stati Limite di Esercizio sono elencati nel seguito:*

- a) danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;*
- b) spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;*
- c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;*
- d) vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;*
- e) danni per fatica che possano compromettere la durabilità;*
- f) corrosione e/o degrado dei materiali in funzione del tempo e dell'ambiente di esposizione che possano compromettere la durabilità.*

I limiti di deformabilità non possono essere definiti a priori ma in funzione dei potenziali Stati limite di Esercizio che la struttura in esame può raggiungere in funzione delle sue caratteristiche.

#### 5.1.2 Limiti di deformabilità suggeriti dalla normativa

Le NTC 2018 riportano i seguenti limiti per la deformabilità delle strutture in acciaio (p.to 4.2.4.2):

##### 4.2.4.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

##### 4.2.4.2.1 Spostamenti verticali

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento (Fig. 4.2.3) è definito come

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2 \quad [4.2.60]$$

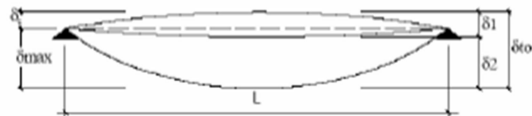


Fig. 4.2.3 -Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio

essendo:

$\delta_C$  la montatura iniziale della trave,

$\delta_1$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,

$\delta_2$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,

$\delta_{\text{max}}$  lo spostamento nello stato finale, depurato della montatura iniziale =  $\delta_{\text{tot}} - \delta_C$ .

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i valori limite di  $\delta_{\text{max}}$  e  $\delta_2$ , riferiti alle combinazioni caratteristiche delle azioni, sono espressi come funzione della luce L dell'elemento.

I valori di tali limiti sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle caratteristiche degli elementi strutturali e non strutturali gravanti sull'elemento considerato, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In carenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti indicati nella Tab. 4.2.XII, dove L è la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.



## Relazione tecnica delle strutture

In assenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti per gli spostamenti orizzontali indicati in Tab. 4.2.XIII ( $\Delta$  spostamento in sommità;  $\delta$  spostamento relativo di piano – Fig. 4.2.4).

Tab. 4.2.XII - Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_p}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

*In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.*

Il limite suggerito quindi è di:

$\delta \leq L/250$  riferito alla freccia totale nella combinazione SLE caratteristica/rara;

$\delta \leq L/300$  riferito alla freccia dovuta ai soli carichi variabili nella combinazione SLE caratteristica/rara.

### 5.1.3 Verifiche di deformabilità adottate nel progetto

Alla luce di quanto esposto nei paragrafi precedenti, in merito al tema dei limiti di deformabilità, per il caso in esame valgono le seguenti considerazioni:

- 1) trattandosi di strutture secondarie con pavimentazione elastica e dotata di fughe, lo stato limite deformativo è prevalentemente legato al comfort dei pedoni e quindi alla necessità di limitare la sgradevole percezione di un impalcato eccessivamente deformabile. Per altro si osserva che la Passerella stessa nel suo insieme presenta, per la sua composizione strutturale snella e "aerea", un grado di flessibilità non trascurabile;
- 2) il carico variabile dovuto alla folla di intensità di 5.00 kN/m<sup>2</sup> tiene già implicitamente conto degli effetti di amplificazione dinamica. Il calcolo delle frecce nella combinazione SLE rara (che considera tale carico agente al 100%) risulta essere estremamente severa e lontana da scenari realmente possibili.

Le verifiche di deformabilità verranno quindi condotte analizzando scenari con presenza di una aliquota del carico folla sia del 100% che del 50%.

NOTA: Nel progetto originario le verifiche di deformabilità portavano ai seguenti risultati:

*Frecce: e rapporti freccia/luce:*

Comb.	$f$ [cm]	$f/L$ (carichi incrementati dinamicamente)	$f/L$ (carichi statici)
1 – Folla 100% su 1 sola campata	-0.94	1/267	1/374
2 – Folla 100% su entrambe le campate	-0.56	1/444	1/622

## 6 Analisi strutturale

### 6.1 Software di calcolo strutturale

L'analisi della risposta strutturale all'azione dei carichi di base e delle sue probabili combinazioni, è stata eseguita mediante il metodo dell'equilibrio o degli spostamenti.

La maggiore parte delle analisi è stata eseguita mediante elaborazione assistita da computer con procedure interattive grafiche e software indirizzato all'ingegneria civile redatto e controllato in accordo alle CNR-UNI 10024/86 "Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo".

Il programma di analisi strutturale adottato in campo lineare elastico è lo STRAND di Enexsys le cui specifiche generali, librerie di elementi finiti e capacità di modellazione delle azioni, materiali e schematizzazione della struttura e dei vincoli sono illustrate nell'Allegato dedicato.

Dove ritenuto necessario è stato eseguito un giudizio motivato di accettabilità dei risultati automatici mediante analisi comparativa eseguita con modelli semplificati.

La descrizione delle specifiche generali, librerie di elementi finiti e capacità di modellazione delle azioni, materiali e schematizzazione della struttura e dei vincoli sono riportate nell'Allegato Z.

### 6.2 Combinazioni di carico analizzate

Schema statico: trave appoggiata con luce di 2.5m

Combinazioni di carico SLU

#### 1) Permanenti + Folla

Carico permanente di progetto Gd:

$$G_d = \gamma G_1 G_{k1} + \gamma G_2 G_{k2} = 1.35 \times 0.40 + 1.50 \times 0.30 = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

Carico folla di progetto Qf\_d:

$$Q_{f\_d} = \gamma Q_f Q_{f\_k} = 1.35 \times 5.00 \text{ kN/m}^2 = 6.75 \text{ kN/m}^2$$

#### 2) Permanenti + Folla + Vento in pressione

Carico permanente di progetto Gd:

$$G_d = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

Carico folla di progetto Qf\_d:

$$Q_{f\_d} = 6.75 \text{ kN/m}^2$$

Carico vento di progetto Qv\_d:

$$Q_{v\_d} = \gamma Q_v \psi_{v\_0} Q_{v\_k} = 1.50 \times 0.60 \times 0.47 \text{ kN/m}^2 = 0.42 \text{ kN/m}^2$$

#### 3) Permanenti + Vento in depressione

Carico permanente di progetto Gd:

$$G_d = \gamma G_1 G_{k1} + \gamma G_2 G_{k2} = 1.00 \times 0.40 + 1.00 \times 0.30 = 0.70 \text{ kN/m}^2$$

Carico vento di progetto Qv\_d:

$$Q_{v\_d} = \gamma Q_v Q_{v\_k} = 1.50 \times (-0.47) \text{ kN/m}^2 = -0.71 \text{ kN/m}^2$$

## Combinazioni di carico SLE

## 1) Permanenti + Folla

Carico permanente di progetto Gk:

$$G_k = G_{k1} + G_{k2} = 0.40 \text{ kN/m}^2 + 0.30 \text{ kN/m}^2 = 0.70 \text{ kN/m}^2$$

Carico folla di progetto Qf\_k:

$$Q_{f\_k\_d} = \alpha \cdot 5.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{con } \alpha = 50\% \text{ e } 100\%$$

**6.3 Verifica del grigliato metallico**Carico folla

		Fk	$\gamma F$	Fd
Pavimentazione	[kN/m <sup>2</sup> ]	0.30	1.50	0.45
Grigliato	[kN/m <sup>2</sup> ]	0.25	1.35	0.34
Folla	[kN/m <sup>2</sup> ]	5.00	1.35	6.75
Totale		5.55		7.54

Luce L = 1.00m

Acciaio S235:  $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 235 / 1.05 = 223.8 \text{ N/mm}^2$ 

H	t	i	J	W	$\tau$	$\sigma$	ratio	Freccia	
[mm]	[mm]	[mm]	[mm <sup>4</sup> /m]	[mm <sup>3</sup> /m]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma/f_{yd}$	[mm]	L/f
30	3	34	198529	13235	1.7	71.2	0.318	1.7	577

Verifica di resistenza:  $\sigma < f_{yd} \rightarrow$  verifica soddisfattaVerifica di deformabilità:  $f/L = 1/577 < 1/300 \rightarrow$  verifica soddisfattaCarico concentrato ruota

Si considera il caso eccezionale di ruota di veicolo: si assumono coefficienti di sicurezza unitari.

Luce L = 0.90m (distanza tra i bordi delle ali dell'arcareccio HEAA 100)

Impronta ruota: 200mm x 200mm

Carico ruota:  $P_k = 4 \text{ kN}$ Carico uniformemente distribuito:  $0.26 \text{ kN/m}^2 + 0.22 \text{ kN/m}^2 = 0.48 \text{ kN/m}^2$

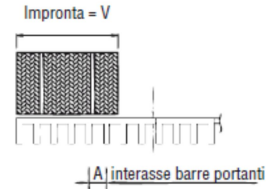
## Relazione tecnica delle strutture

## Numero di lame collaboranti:

Sulla base delle prove di laboratorio effettuate presso il Politecnico di Milano, Assogrigiati ha elaborato la seguente tabella:

**TABELLA BARRE COLLABORANTI**  
per carichi concentrati su impronta

GRIGLIATO ELETTROSALDATO		GRIGLIATO PRESSATO	
MAGLIA (mm)	n' = numero barre di collaborazione	MAGLIA (mm)	n' = numero barre di collaborazione
11x76	2,7	11x66	2,7
15x76	2,5	15x66	2,5
17x76	2,4	22x66	2,3
22x76	2,3	25x66	2,1
25x76	2,1	30x66	1,9
30x100	1,9	33x66	1,7
34x76	1,7	44x44	1,5
44x44	1,5	66x33	1,3
		88x33	0
		99x33	0



1° piatto sempre sul bordo dell'impronta  
 $n$  = barre sotto impronta =  $v/A$  (considerare l'intero +1)  
 $n'$  = barre di collaborazione (rilevare da tabella)  
 $N$  = numero barre portanti =  $n + n' = v/A (int) + 1 + n'$

Esempio:  
interasse barre  $A = 30$  mm impronta  $v = 200$  mm  
NUMERO BARRE PORTANTI =  $200/30 + 1 + 1,9 = 8,9$

Nota: i numeri delle barre di collaborazione riportati nelle due tabelle sono validi per le impronte relative alle varie classi di portata. Per impronte diverse dovute a particolari carichi concentrati il Committente deve rivolgersi all'Ufficio Tecnico della Azienda Fornitrice. In particolare il valore  $n'$  delle barre collaboranti sono validi esclusivamente:

- per il grigliato elettrosaldato quando per tutti i nodi del pannello si ha una totale penetrazione della barra trasversale nella barra portante utilizzando il procedimento descritto a pag.13 della presente Guida a cui si rimanda;
- per il grigliato pressato quando per tutti i nodi l'incastro completo della barra trasversale nella cava predisposta sulla barra portante è realizzato mediante una elevata pressione come precisato a pag.14 della presente Guida.

$$n = 200\text{mm} / 34\text{mm} + 1,7 = 7,7 \text{ corrispondenti a } B = 7,7 \times 34\text{mm} = 262\text{mm}$$

Momento flettente massimo =

$$M = 1/8 \, 0,48 \, \text{kN/m}^2 \times 0,262 \, \text{m} \times 0,9 \, \text{m} \times 0,9 \, \text{m} + 1/2 \, 4 \, \text{kN} \times 0,4 \, \text{m} = 0,81 \, \text{kNm}$$

$$\text{Acciaio S235: } f_{yk} = 235 \, \text{N/mm}^2, f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 235 / 1,05 = 223,8 \, \text{N/mm}^2$$

$$\text{Modulo elastico: } W = 7,7 \times 1/6 \times 3 \, \text{mm} \times 30 \, \text{mm} \times 30 \, \text{mm} = 3465 \, \text{mm}^3$$

Verifica di resistenza:  $\sigma = M / W = 234 \, \text{N/m}^2 < f_{yd} = 235 \, \text{N/mm}^2 \rightarrow$  verifica soddisfatta

## 6.4 Verifica dell'arcareccio HEAA 100

Schema statico: trave in semplice appoggio con luce 2.5m e interasse 1.00m

Numero di condizioni di carico: 3

Numero di combinazioni di carico: 7

Condizione

1	p.p.
2	$Q_z = -1.00 \text{ kN/m}^2$
3	$P_z = -10 \text{ kN}$ applicato in mezzaria

Combinazioni di carico:

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazione di carico numero	Descrizione
1	Carico folla
2	Carico folla + vento
3	Carico concentrato ruota
4	Carico concentrato Q1d

Comb.\Cond 1 2 3

1	1.35	7.55	
2	1.35	7.97	
3	1.35	0.8	0.54
4	1.35	0.8	0.675

Combinazioni RARE Stati Limite di Esercizio

Combinazione di carico numero	Descrizione
5	Carico folla
6	Carico concentrato ruota
7	Carico concentrato Q1d

Comb.\Cond 1 2 3

5	1	5.6	
6	1	0.55	0.4
7	1	0.55	0.5

Verifica di resistenza:

DATI GENERALI

Luce dell'asta	2.500	[m]
Sezione numero	1	HEAA 100
$\beta_{1-2/x-x}$	1.00	
$\beta_{1-3/y-y}$	1.00	

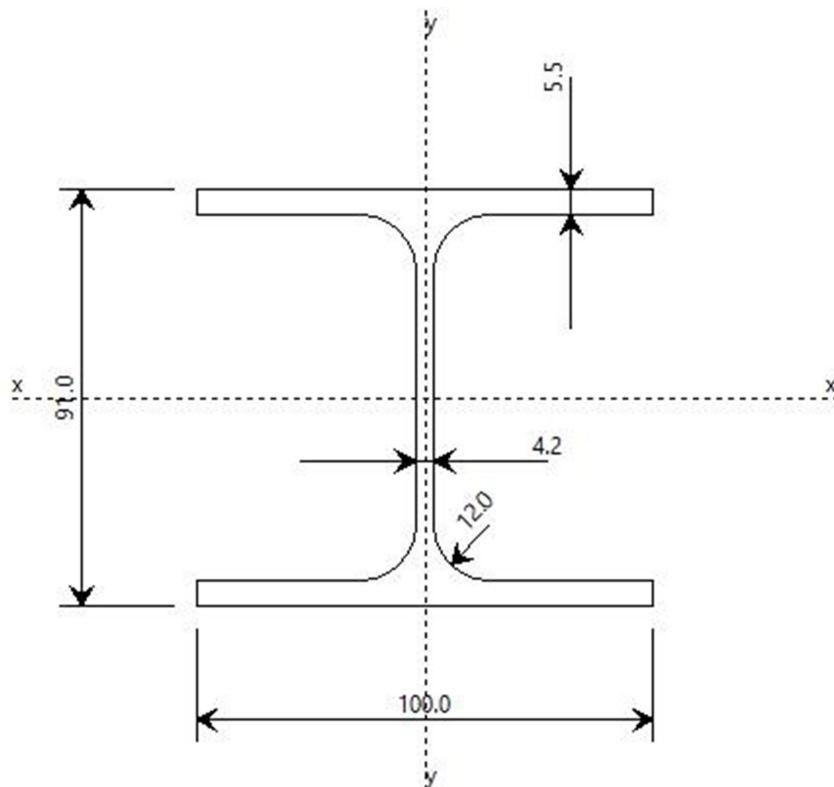
Materiale Acciaio S 235

$f_y$	235.00 [MPa]
$f_u$	360.00 [MPa]
$\epsilon$	1.00

Coefficienti di sicurezza:

$\gamma_{Mo}$	1.05
$\gamma_{M1}$	1.05
$\gamma_{M2}$	1.25

DATI INERZIALI PROFILO: HEAA 100



Area	15.65 [cm <sup>2</sup> ]		
Jx	237 [cm <sup>4</sup> ]	ix	3.89 [cm]
Wx	52 [cm <sup>3</sup> ]	Zx	59 [cm <sup>3</sup> ]
Jy	92 [cm <sup>4</sup> ]	iy	2.43 [cm]
Wy	18 [cm <sup>3</sup> ]	Zy	28 [cm <sup>3</sup> ]
Jt	3 [cm <sup>4</sup> ]		
Cw	1675 [cm <sup>6</sup> ]		
Curva di instabilità piano 1-2 (x-x)	b		
Curva di instabilità piano 1-3 (y-y)	c		

Doppio T

B	100 [mm]
H	91 [mm]

## Relazione tecnica delle strutture

tf	6	[mm]
tw	4	[mm]
r	12	[mm]

Classificazione generale della sezione:

Compressione : 1

Flessione Mx : 1

Flessione My : 1

## VERIFICA DI RESISTENZA

Sezione in classe	1	
AreaEff	15.65	[cm <sup>2</sup> ]
WxEff	59	[cm <sup>3</sup> ]
WyEff	28	[cm <sup>3</sup> ]
Combinazione critica	4	
Ascissa	1.250	[m]
ND	0.0 [kN]	ND/NR=0.00
Mx,D	-7 [kNm]	Mx,D/Mx,R=0.54
My,D	-0 [kNm]	My,D/My,R=0.00
SD/SR	0.54	VERIFICATA

## VERIFICA DI INSTABILITÀ DA SFORZO NORMALE

L'asta risulta NON COMPRESSA.

## VERIFICA DI INSTABILITÀ FLESSOTORSIONALE (SVERGOLAMENTO)

Luce dell'asta libera di svergolare	2.500	[m]
Fattore di lunghezza effettiva $k$	1.00	
Fattore di ritegno torsionale d'estremità $k_w$	1.00	
Verifica condotta con il metodo generale		
Eccentricità fra il centro di taglio ed il punto di applicazione dei carichi esterni $z_g$	4.55	[cm]
Fattore $z_j$	0.00	[cm]
Andamento del diagramma del momento	NON Lineare	
Coefficienti d'interazione carico vincoli		
C1	1.13	
C2	0.46	
C3	0.52	
Momento critico d'instabilità MCr	26	[kNm]
Snellezza adimensionale $\lambda_{LT}$	0.73	
Curve d'instabilità	a	
Coefficiente di riduzione per instabilità $\chi_{LT}$	0.83	
Sezione in classe	1	
Momento massimo MD	-7 [kNm]	Combinazione 4
MSD/MSR	0.65	VERIFICATA

## VERIFICA DI INSTABILITÀ A PRESSO-FLESSIONE



**Verifica condotta in accordo a EC3 UNI EN 1993-1-1:2005 paragrafo 6.3.3 e appendice A.**

L'asta risulta NON COMPRESSA.

Verifica di deformabilità:

Combinazione SLE	Freccia in mezzeria f [mm]	Rapporto f/L
1	6.0	1/417
2	4.7	1/532
3	5.8	1/431

Verifica soddisfatta.

Verifica a taglio all'appoggio

Reazione max all'appoggio (da combinazioni definite):  $R_{sd} = 10.2 \text{ kN}$  (comb. 2)

Reazione all'appoggio nel caso di carico Q1d applicato in prossimità dello stesso:

$$R_{sd} = 1.2 \text{ kN} + 1.35 \times 10 \text{ kN} = 14.7 \text{ kN}$$

Altezza anima:  $h_w = 39.5 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}\tau_{ts} &= R_{sd} / (h_w t_w) = 14700 \text{ N} / 39.5 \text{ mm} / 4.2 \text{ mm} = \\ &= 88.6 \text{ N/mm}^2 < \tau_{rd} = 129.2 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Piatto di rinforzo all'appoggio

$$A = 100 \times 5 = 500 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{sd} = R_{sd} / A = 14700 \text{ N} / 500 \text{ mm}^2 = 29.4 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 223.8 \text{ N/mm}^2$$

Verifica a flessione nella sezione ridotta

Reazione all'appoggio nel caso di carico Q1d applicato in prossimità dello stesso:

$$R_{sd} = 14.7 \text{ kN} \text{ (vedere prima)}$$

Distanza sezione ridotta da appoggio:  $e = 65 \text{ mm}$

Momento flettente:  $M_{sd} = R_{sd} e = 0.96 \text{ kNm}$

Tensione normale nelle ali:

Altezza profilo ridotto:  $h = 50 \text{ mm}$

Spessore ala:  $s = 5 \text{ mm}$

Larghezza ala:  $B = 100 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}\sigma_{sd} &= M_{sd} / (h - s) / (B s) = 960000 \text{ Nmm} / (50 - 5) \text{ mm} / (100 \times 5) \text{ mm} = \\ &= 43 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 223.8 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

## 7 Elaborati Grafici e Allegati

Numero	Titolo
	Album fotografico
Tav. S0	Specifiche di progetto, materiali e note generali
Tav. S1	Stato attuale – Viste generali e indicazione schematica degli interventi
Tav. S2	Stato attuale – Dettagli
Tav. S3	Progetto nuova struttura secondaria – Pianta estradosso struttura impalcato e dettagli
Tav. S4	Progetto nuova struttura secondaria - Dettagli
Allegato Z	Programma di calcolo strutturale: descrizione delle specifiche generali, librerie di elementi finiti e capacità di modellazione delle azioni, materiali e schematizzazione della struttura e dei vincoli, convenzioni

Inoltre si mettono a disposizione gli elaborati grafici del progetto costruttivo originale.