

UNIVERSITÀ
DI PAVIA

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE E ARCHITETTURA

Corso di Laurea Magistrale in

Ingegneria Edile-Architettura

TESI DI LAUREA

# UN NUOVO SEGNO SUL PO

*Progetto di un nuovo ponte in affiancamento all'attuale ponte della Becca*

**Candidato: Emanuele Cabras**

**Matricola n: 474789**

**Relatore: Prof. Marco Morandotti**

**Anno Accademico 2024-2025**

# Indice:

Abstract ..... 8

1.Introduzione ..... 10

2. Ponti a travata ..... 12

2.1 Inquadramento tipologico ..... 12

2.3 Vantaggi dei ponti a travata in acciaio o misti acciaio-calcestruzzo ..... 13

2.4 Ambito di impiego e limiti dimensionali ..... 14

2.5 Principali tipologie di impalcato nei ponti a travata ..... 14

2.5.1 Impalcato a graticcio ..... 15

2.5.2 Impalcato a cassone ..... 15

2.5.3 Travate reticolari ..... 16

2.6 Elementi principali dell'impalcato ..... 16

2.7 Criteri generali di progettazione ..... 17

2.8 Soluzioni per la soletta e comportamento misto ..... 18

2.9 Materiali e durabilità ..... 18

2.10 Azioni di progetto e comportamento dell'impalcato ..... 19

2.11 Predimensionamento, verifiche e dettagli costruttivi ..... 19

2.12 Considerazioni conclusive ..... 20

3. Il Ponte della Becca: La storia del ponte ..... 20

3.1 La storia del ponte della Becca: la scelta del progetto ..... 22

3.2 Dalla progettazione alla realizzazione: il ponte L-Nathan ..... 25

3.3 Il piano finanziario per la costruzione del ponte ..... 28

3.4 Dalla ricostruzione postbellica agli interventi contemporanei ..... 32

4. Il Ponte della Becca oggi ..... 35

4.1 Iter amministrativo e istituzionale del nuovo ponte ..... 37

4.2 Definizione delle alternative progettuali ..... 41

4.3 Sviluppo del progetto ufficiale (PFTE – Studio Calvi) ..... 43

4.4 Criticità del progetto ufficiale e ragioni del mancato avanzamento ..... 44
5. Obiettivi del progetto alternativo ..... 46
5.1 Necessità tecniche: sicurezza, portata, durabilità ..... 46
5.2 Obiettivi funzionali: Il flusso veicolare ..... 49
5.3 Obiettivi paesaggistici e ambientali ..... 51
5.4 Vincoli progettuali: morfologia del sito, idraulica, traffico ..... 53
6.La proposta del nuovo ponte ..... 55
6.1 Descrizione generale del concept ..... 55
6.2 Inquadramento territoriale e posizionamento ..... 56
6.3 Geometria e configurazione dell'opera ..... 58
6.4 Scelte strutturali e costruttive ..... 61
6.4.1 Sistema strutturale principale ..... 61
6.4.2 Materiali e criteri progettuali ..... 63
6.4.3 Struttura secondaria superiore ..... 64
6.4.4 Involucro architettonico ..... 65
6.4.5 Modalità di assemblaggio, varo e costruzione in opera ..... 65
7. Relazione tecnica, analisi e carichi ..... 69
7.1 Dati del progetto ..... 69
7.2 Normativa di riferimento ..... 69
7.3Analisi dei carichi ..... 69
7.3.1 Carichi non strutturali ..... 69
7.3.2 Carico neve ..... 70
7.3.3 Pressione del vento ..... 71
7.4 Combinazioni di carico ..... 76
8. Dimensionamento ..... 77
8.1 Dimensionamento arcarecci ..... 77
8.2 Dimensionamento travi principali ..... 81
8.3 Dimensionamento pilastri ..... 86

8.4 Dimensionamento della Piastra di ancoraggio a terra: ..... 90
8.5 Dimensionamento piastra (nodo HEA240,5000 mm, HEB360): ..... 93
8.6 Dimensionamento piastra (nodo HEA240,12000 mm, HEA160): ..... 95
8.7 Dimensionamento preliminare dell'impalcato a cassone ..... 97
8.7.1 Riferimenti tipologici e confronto con casi studio ..... 97
8.8 Computo materiali ..... 99
Conclusioni ..... 101
Bibliografia ..... 103

# Abstract

Il Ponte della Becca, situato nel territorio della provincia di Pavia, rappresenta un'infrastruttura di grande valore storico, paesaggistico e strategico. Costruito all'inizio del XX secolo, questo ponte metallico collega due aree chiave del territorio pavese e ha svolto un ruolo fondamentale per la mobilità e lo sviluppo economico della regione. Tuttavia, le sue condizioni strutturali attuali, le crescenti esigenze di traffico e le mutate normative in materia di sicurezza impongono un ripensamento radicale della sua funzione e della sua forma.

Negli ultimi anni sono stati sviluppati diversi studi di fattibilità finalizzati alla realizzazione di un nuovo attraversamento in affiancamento all'attuale Ponte della Becca. Ad oggi, il progetto definitivo resta ancora in fase di discussione e revisione, anche per via delle complessità tecniche, economiche e ambientali connesse all'opera. In questo scenario si inserisce il presente lavoro di tesi, che prende le mosse dall'iter progettuale finora compiuto e avanza una proposta progettuale alternativa. La scelta di trattare il tema del ponte della Becca nasce anche da una motivazione personale. Il ponte rappresenta, a mio avviso, il perfetto punto d'incontro tra il linguaggio architettonico e quello ingegneristico. È un'opera che non si limita a risolvere un problema tecnico o funzionale, ma che si confronta anche con il paesaggio e con l'identità del luogo. L'obiettivo principale della tesi è quello di sviluppare una soluzione di ponte capace di rispondere in modo efficace ai requisiti funzionali attuali, garantendo allo stesso tempo un'elevata adattabilità rispetto alle possibili evoluzioni future del territorio e delle infrastrutture connesse. Il progetto non si limita a soddisfare le esigenze immediate di collegamento e fruizione, ma si configura come un intervento strategico, pensato in un'ottica di lungo periodo. Nel dettaglio, la soluzione progettuale prevede un ponte a travata continua composto da 11 campate, sostenute da 12 pile, per uno sviluppo complessivo di circa 860 metri. La struttura è realizzata in sistema misto acciaio–calcestruzzo, scelta motivata dalla sua efficienza nel garantire un comportamento statico ottimale in relazione alle luci in esame, oltre che dalla possibilità di ridurre i tempi di costruzione. L'impalcato è concepito non solo per accogliere la sede stradale, ma anche per integrare due percorsi ciclabili dedicati, con l'obiettivo di ampliare la funzionalità dell'infrastruttura incentivando così forme di mobilità sostenibile.

# 1.Introduzione

Il Ponte della Becca è molto più di un'infrastruttura che collega due sponde: è un simbolo del territorio pavese, un segno che da oltre un secolo racconta la relazione tra l'uomo e il fiume. La sua posizione, proprio nel punto in cui il Ticino incontra il Po, ne fa un luogo unico, dove natura e ingegno umano si incontrano. Chiunque viva o attraversi questa parte della pianura padana conosce la sua sagoma inconfondibile, la trama di acciaio che si allunga sul paesaggio e che, nel tempo, è diventata parte dell'identità collettiva di chi abita questi luoghi. Costruito nei primi anni del Novecento il ponte rappresentò all'epoca un grande passo avanti per la viabilità e per lo sviluppo economico del territorio. La struttura metallica realizzata dalla Società Larini-Nathan di Milano era moderna ed elegante. Era il frutto di una visione ottimista, classica di un'epoca in cui il progresso tecnico veniva percepito come un motore di crescita e di unione. Negli anni successivi il ponte ha visto passare generazioni, mezzi, guerre e alluvioni però rimanendo sempre un punto di riferimento stabile. Ma oggi, a più di cento anni dalla sua inaugurazione, le esigenze sono cambiate: il traffico è aumentato, i mezzi sono più pesanti e la struttura nonostante la sua solidità storica, non è più in grado di rispondere alle richieste della mobilità contemporanea. Negli ultimi decenni sono stati numerosi gli studi e i monitoraggi che hanno messo in luce la necessità di intervenire in modo profondo. La manutenzione continua e i limiti strutturali rendono sempre più evidente che non basta più "riparare", ma serve pensare a un nuovo ponte. Un ponte che non si limiti a sostituire quello esistente, ma che rappresenti una nuova visione del rapporto tra paesaggio e comunità. L'idea di fondo non è solo costruire un manufatto più sicuro o più efficiente, ma dare forma a un'opera capace di dialogare con il contesto e di raccontare il presente senza cancellare la memoria del passato. Da questa consapevolezza nasce la mia tesi. L'obiettivo è studiare e proporre una possibile visione per il nuovo Ponte della Becca, partendo dalla storia e arrivando alla progettazione. Il lavoro si evolve seguendo un percorso che intreccia diversi aspetti: quello storico per capire le origini e l'evoluzione dell'opera, quello tecnico per analizzarne le soluzioni strutturali e costruttive e infine quello progettuale per riuscire ad immaginare un nuovo attraversamento in grado di rispondere alle sfide dei nostri giorni. La prima parte è dedicata proprio al passato: alla nascita del ponte alle motivazioni che portarono alla sua costruzione e al contesto territoriale di inizio Novecento. Questa analisi non ha solo valore documentale, ma serve per comprendere la logica con cui venne pensata l'opera e i principi che ne hanno guidato la realizzazione. Questo confronto mi ha permesso di comprendere come le tecniche costruttive si siano evolute e quali principi progettuali possano essere oggi reinterpretati per dare vita a un nuovo ponte più moderno, sostenibile e coerente con il contesto.

Invece la progettuale, il cuore della tesi: una proposta per il nuovo Ponte della Becca, che nasce dall'unione tra memoria e innovazione. L'idea è quella di progettare un ponte che non sia solo un'infrastruttura di passaggio, ma un segno riconoscibile nel paesaggio, una struttura capace di armonizzarsi con il fiume e con la sua storia. Ho cercato di immaginare un'opera che esprima leggerezza e trasparenza, che utilizzi materiali contemporanei ma con un linguaggio rispettoso, e che sia pensata per durare nel tempo con ridotti costi di manutenzione e un basso impatto ambientale. Dal punto di vista metodologico, il lavoro è basato su un approccio multidisciplinare. Accanto alle analisi tecniche e strutturali ho voluto dare spazio agli aspetti paesaggistici e alla sua capacità di dialogare con il territorio circostante. L'obiettivo non è stato solo calcolare o disegnare, ma capire come un'opera possa "appartenere" al luogo in cui nasce, diventandone parte integrante.

In questo modo il nuovo Ponte della Becca rappresenta per me un simbolo: il punto d'incontro tra due modi di intendere la costruzione. Da un lato quello storico, basato sulla solidità e sulla funzionalità, dall'altro quello contemporaneo, attento alla sostenibilità, alla forma e al valore identitario dell'opera. Il ponte, oggi, deve essere qualcosa di più di un semplice collegamento: deve trasmettere un messaggio, raccontare un territorio e valorizzarlo.

L'intento di questa tesi è quindi duplice: da una parte proporre una visione progettuale realistica e tecnicamente fondata, dall'altra contribuire a una riflessione più ampia sul modo di costruire e ricostruire nel rispetto della memoria dei luoghi. Perché ogni nuova opera, soprattutto quando va ad affiancare un simbolo come il Ponte della Becca, porta con sé una responsabilità culturale oltre che tecnica. In conclusione, questo lavoro vuole essere un piccolo contributo a quella ricerca di equilibrio tra ingegneria e architettura, passato e futuro, funzionalità e bellezza che oggi più che mai appare necessaria. Ripensare il Ponte della Becca significa guardare avanti, senza dimenticare ciò che è stato: dare forma a un segno nuovo che continui a raccontare la storia di questo territorio, restituendo al Po e ai suoi abitanti un'opera che sia al tempo stesso utile, sicura e capace di emozionare.

# 2. Ponti a travata

## 2.1 Inquadramento tipologico

I ponti a travata rappresentano una delle tipologie strutturali più diffuse nell'ingegneria dei ponti, soprattutto per l'attraversamento di luci medio-piccole e, in molti casi, anche medio-grandi. La loro ampia diffusione è legata alla semplicità dello schema resistente, alla chiarezza costruttiva e alla notevole adattabilità rispetto alle diverse condizioni geometriche e funzionali del tracciato.
In termini generali, il ponte a travata è costituito da un impalcato portante che trasferisce i carichi verticali agli appoggi intermedi e alle spalle. In assenza di particolari vincoli sulla posizione delle pile, questa tipologia risulta particolarmente conveniente per luci comprese, in via indicativa, tra 40 e 80 m, pur potendo estendersi, in funzione della soluzione tecnologica adottata, fino a circa 100–150 m e, in casi eccezionali, anche oltre.
Dal punto di vista statico i ponti a travata possono essere semplificati in due schemi principali: la trave in semplice appoggio e la trave continua su più appoggi. Se pur entrambe le configurazioni siano ampiamente utilizzate la soluzione continua risulta generalmente più evoluta e più efficiente, perché consente una riduzione del numero di pile di appoggio e dei giunti di dilatazione, con conseguenti vantaggi sia in termini economici sia sotto il punto di vista di manutenzione. A questo si aggiunge un comportamento più favorevole nei confronti delle azioni dinamiche e sismiche, se pur questi benefici richiedano una maggiore attenzione nelle fasi di montaggio, varo[1] e assemblaggio dei conci.

## 2.2 Schemi statici e comportamento strutturale

Come anticipato, i ponti a travata si distinguono principalmente in due schemi statici: impalcati in semplice appoggio e impalcati continui. Nel primo caso ogni campata si comporta come un elemento indipendente, con vantaggi di semplicità analitica e costruttiva, ma con un maggior numero di appoggi e giunti. Nella seconda soluzione l'impalcato si sviluppa con continuità su più pile, definendo una suddivisione più favorevole delle sollecitazioni e una migliore efficienza della struttura.

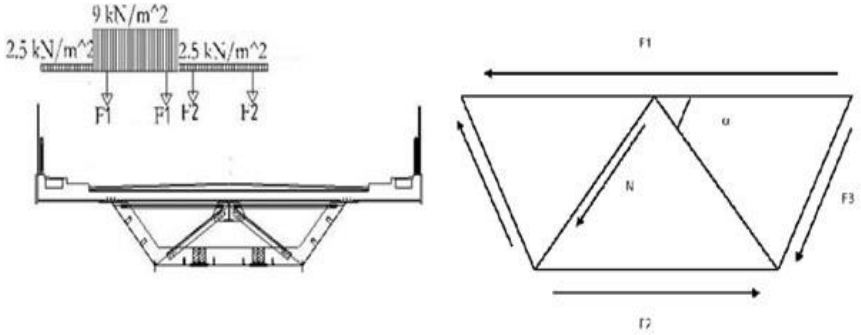



**Figura 1, schema resistente di un impalcato a cassone**

[1] Operazione di posizionamento dell'impalcato nella sua sede definitiva

La travata continua permette di limitare i picchi di momento positivo in campata e di sfruttare il contributo resistente delle sezioni in corrispondenza degli appoggi.  la riduzione del numero di giunti e appoggi comporta minori punti critici ai fini della manutenzione, aspetto particolarmente importante nei ponti stradali, dove questi componenti risultano spesso tra gli elementi più soggetti a degrado.
Da un punto di vista progettuale, nel caso di travate continue è generalmente opportuno mantenere le campate laterali con luci pari a circa l'80% di quelle centrali (Ing. Adda, 2022), così da ottenere una distribuzione delle sollecitazioni più equilibrata lungo l'intero sviluppo dell'impalcato. Questa regola di proporzionamento, pur non essendo assoluta, costituisce un utile criterio preliminare di predimensionamento.

## 2.3 Vantaggi dei ponti a travata in acciaio o misti acciaio-calcestruzzo

Confrontando le corrispondenti soluzioni in calcestruzzo armato precompresso i ponti a travata metallica, spesso associati ad una soletta in calcestruzzo per una sezione mista presentano numerosi vantaggi. Il primo vantaggio riguarda la leggerezza della struttura, l'elevato rapporto resistenza peso proprio dell'acciaio consente di ridurre sensibilmente il carico permanente, questa ha effetti positivi sia sul comportamento sismico sia sul dimensionamento delle pile e delle fondazioni. Questo è molto importante specialmente per ponti di grandi dimensioni o ponti situati in contesti geotecnici complessi, il secondo vantaggio è legato alla rapidità costruttiva[2]. Gli elementi metallici possono essere prefabbricati in officina con elevato controllo qualitativo e successivamente assemblati in cantiere tramite bullonature o saldature questo consente una notevole riduzione dei tempi di realizzazione rispetto a soluzioni interamente in calcestruzzo.



***Figura 2, esempi di collegamenti bullonati***

Altro tema centrale è quello della manutenzione. Una struttura metallica correttamente protetta contro la corrosione può garantire elevati livelli di durabilità e, soprattutto, una maggiore ispezionabilità degli elementi resistenti. Eventuali fenomeni di degrado risultano generalmente più facili da individuare e da

[2] La prefabbricazione in officina consente tolleranze più controllate rispetto alle lavorazioni in opera.

trattare rispetto a quanto accade nelle strutture in calcestruzzo armato, nelle quali il problema emerge spesso in fase già avanzata di ammaloramento.
Infine, i ponti a travata in acciaio o a struttura mista si distinguono per l'elevata adattabilità geometrica e per la qualità architettonica che può derivare dalla semplicità e dalla pulizia dei dettagli costruttivi. Proprio questa chiarezza strutturale ne fa una tipologia particolarmente efficace anche dal punto di vista espressivo.

## 2.4 Ambito di impiego e limiti dimensionali

I ponti a travata risultano generalmente convenienti per campate fino a circa 150 m. Oltre tali valori, l'impiego di questa tipologia richiede particolari condizioni al contorno che giustifichino la scelta rispetto a schemi strutturali più adatti alle grandi luci, quali ponti strallati, sospesi o ad arco.



***Figura 3,Ponte Rio-Niteroi***

Un caso emblematico è rappresentato dal ponte Rio–Niterói in Brasile, che costituisce uno degli esempi più estremi di ponte a travata di grande luce. In tale situazione, la scelta di una soluzione a doppio cassone accoppiato fu determinata da vincoli molto stringenti sulle quote dell'impalcato: da un lato la necessità di garantire il passaggio di navi di grandi dimensioni, dall'altro l'impossibilità di adottare elementi emergenti, come antenne o archi, a causa della vicinanza con le traiettorie di atterraggio aeroportuali. Questo esempio dimostra come la tipologia a travata, pur essendo generalmente associata a luci più contenute, possa essere adottata anche in casi eccezionali quando il contesto lo richieda.

## 2.5 Principali tipologie di impalcato nei ponti a travata

Nel campo dei ponti in carpenteria metallica è possibile distinguere due principali famiglie di impalcato: gli impalcati a graticcio e gli impalcati a cassone. A queste si affiancano, in casi particolari, le soluzioni a travata reticolare.

### 2.5.1 Impalcato a graticcio

L'impalcato a graticcio è costituito da travi longitudinali principali, generalmente a parete piena, collegate tra loro da traversi trasversali che consentono la collaborazione tra i diversi elementi resistenti. Si tratta di una soluzione tradizionale, particolarmente adatta per campate medio-piccole, tipicamente comprese tra 25–30 m e 60–80 m. (Ing. Adda, 2022)

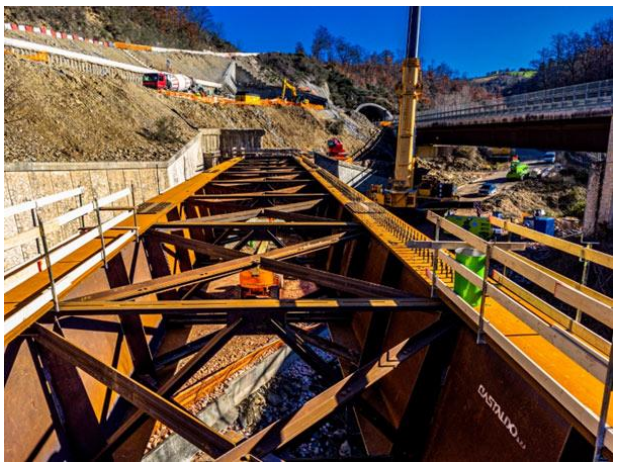


***Figura 4, Esempio di impalcato a graticcio e traversi reticolari – Ponte Calvario, Valfabbrica (PG)***

Questa configurazione risulta efficace quando la larghezza dell'impalcato e il tracciato non richiedono particolari prestazioni torsionali. Il comportamento trasversale è affidato ai traversi, che possono essere ad anima piena o reticolari, con passo generalmente compreso tra 5 e 8 m [3]. Nei casi più semplici, soprattutto per ponti rettilinei, tale tipologia offre un buon compromesso tra efficienza strutturale e semplicità costruttiva.

### 2.5.2 Impalcato a cassone

L'impalcato a cassone è costituito da una sezione chiusa, formata da anime e piattabande in acciaio, con soletta superiore in calcestruzzo armato nelle soluzioni miste più diffuse. Dal punto di vista strutturale questo sistema garantisce una rigidezza torsionale molto elevata rendendola particolarmente adatta nei casi dove fosse presente un tracciato curvo, carichi eccentrici oppure impalcati larghi con geometrie complesse. La sezione a cassone permette di contenere l'altezza dell'impalcato mantenendo buone prestazioni flessionali e torsionali. Queste caratteristiche spiegano perché vengono così spesso utilizzati nei ponti stradali contemporanei soprattutto per campate medio-grandi e per opere che si ricerca anche



***Figura 5, costruzione del ponte San Giorgio a Genova***

[3] Il passo dei traversi è in funzione della rigidezza trasversale richiesta e della distribuzione dei carichi sulla soletta

qualità architettonica elevata. La pulizia formale della sezione chiusa, infatti, contribuisce a una percezione più ordinata e compatta dell'opera nel paesaggio. In termini dimensionali, gli impalcati a cassone risultano generalmente convenienti fino a luci di circa 100–150 m (Ing.Raffaele, 2020), pur potendo superare tali valori in situazioni particolari.

### 2.5.3 Travate reticolari

Le travate reticolari rappresentano una soluzione specifica, spesso utilizzata nei ponti a via inferiore o in casi in cui sia necessario contenere l'ingombro dell'intradosso. Grazie alla grande altezza strutturale ottenibile, tali configurazioni presentano elevata rigidezza flessionale e si rivelano particolarmente adatte in ambito ferroviario o per luci molto ampie. Tuttavia, per i ponti stradali contemporanei, il loro impiego è meno frequente rispetto alle soluzioni a cassone o a graticcio.



***Figura 6, Esempio di ponte a travata reticolare continua su più appoggi***

## 2.6 Elementi principali dell'impalcato

Indipendentemente dalla specifica configurazione scelta, i ponti a travata presentano alcuni elementi costitutivi ricorrenti.

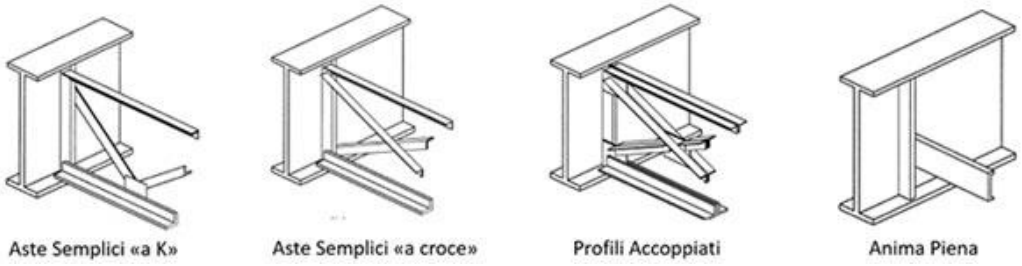



***Figura 7,diverse tipologie di diaframmi trasversali.***

Le travi principali costituiscono gli elementi resistenti fondamentali dell'impalcato e hanno il compito di sostenere i carichi verticali e trasferirli agli appoggi. Nei ponti metallici tali travi sono generalmente composte da piatti saldati, con spessori variabili lungo la campata in funzione dell'andamento delle sollecitazioni. I diaframmi trasversali servono a collegare tra loro le travi principali e a far lavorare bene la struttura anche lateralmente. Nel caso degli impalcati a cassone, i



***Figura 8, dettaglio di connessione di diaframmi superiori.***

diaframmi svolgono anche la funzione di mantenere stabile la forma della sezione chiusa limitando le deformazioni torsionali, in corrispondenza degli appoggi assumono un ruolo di irrigidimento locale, risultando particolarmente importanti per assorbire i carichi concentrati. Nelle soluzioni miste acciaio-calcestruzzo hanno un ruolo importante i connettori a taglio,
per esempio, come i pioli Nelson questi consentono la collaborazione tra la soletta in calcestruzzo e la struttura metallica, permettendo il corretto funzionamento della sezione composta. Un ulteriore ruolo svolto dai diaframmi superiori e dai controventi di sommità, soprattutto durante le fasi di varo e di getto della soletta, quando la collaborazione del calcestruzzo non è ancora attiva[4]. In tali fasi questi elementi contribuiscono a evitare fenomeni di instabilità locale e flesso-torsionale.

## 2.7 Criteri generali di progettazione

La progettazione di un ponte a travata richiede una valutazione integrata di numerosi aspetti geometrici, funzionali, strutturali e costruttivi. Il primo punto è quello di definire la larghezza dell'impalcato che dipende dalla tipologia della strada dalla presenza di eventuali banchine, marciapiedi, piste ciclabili o barriere di sicurezza. Altro aspetto significativo è la quota dell'intradosso, nel caso di attraversamenti stradali è necessario garantire le altezze minime previste dalla normativa, invece per quanto riguarda i ponti che passano su dei corsi d'acqua la quota dell'intradosso invece deve essere definita in relazione al livello di piena del progetto, tenendo sempre conto del franco idraulico necessario per il passaggio di barche o navi. La geometria planimetrica del tracciato incide in modo significativo sulla progettazione dell'impalcato. Nei tracciati curvilinei, infatti, la presenza di eccentricità nei carichi e di differenti rigidezze trasversali rende più complesso il comportamento strutturale e richiede particolare attenzione nella distribuzione delle travi, nella definizione degli sbalzi di soletta e nel dimensionamento dei diaframmi.

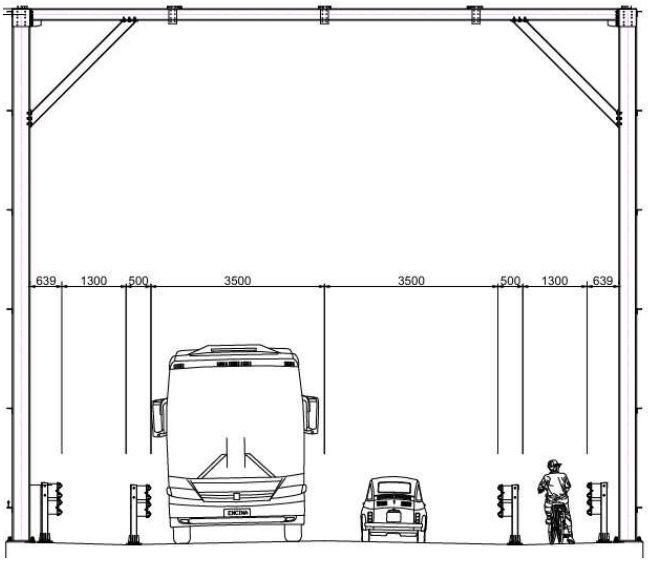



***Figura 9, sezione della careggiata pensata per il nuovo ponte che affiancherà il ponte della Becca, elaborato personale.***

[4] La collaborazione strutturale del calcestruzzo arriva alla fase di "indurimento" dopo solitamente 28 giorni Dalla posa in opera

## 2.8 Soluzioni per la soletta e comportamento misto

Nei ponti a travata metallici è solito adottare una soletta in calcestruzzo, così facendo si vanno a sfruttare i vantaggi della sezione mista acciaio-calcestruzzo. Tra le soluzioni più frequenti ci sono le lastre in predalles con getto integrativo in opera e le lastre prefabbricate in calcestruzzo armato. Le lastre in predalles rappresentano una scelta molto diffusa perché uniscono semplicità di posa e un buon comportamento strutturale pur richiedendo dei tempi maggiormente lunghi a causa dei tempi di attesa della maturazione del calcestruzzo prima del completo sviluppo della collaborazione. Le lastre prefabbricate permettono una maggiore rapidità esecutiva, mentre le solette ortotrope garantiscono la massima leggerezza, al prezzo però di maggiore complessità costruttiva, maggior consumo di acciaio e maggior sensibilità ai problemi di fatica. La scelta della soletta deve essere effettuata valutando contemporaneamente peso, tempi di costruzione, facilità di montaggio, comportamento statico e durabilità.



***Figura 10, Posa in opera di lastre predalles***

## 2.9 Materiali e durabilità

Per quanto riguarda i materiali, la scelta dell'acciaio deve essere condotta tenendo conto non soltanto della classe di resistenza, ma anche delle caratteristiche di tenacità, resilienza[5] e comportamento attraverso lo spessore, soprattutto in presenza di saldature e di dettagli costruttivi particolarmente sollecitati. Nelle strutture miste, il calcestruzzo della soletta deve essere scelto in funzione della classe di esposizione ambientale e dei requisiti di durabilità previsti dalla normativa. Tema importante nella progettazione dei ponti in acciaio è la protezione contro il fenomeno di corrosione. Le principali soluzioni sono la

| Categoria di corrosività C Tasso di corrosione per lo zinco (in base a esposizioni di un anno), $r_{corr}$ [µm/anno] e livello di corrosione | Ambienti interni (esempi) | Ambienti esterni (esempi) |
|---|---|---|
| C1<br>$r_{corr} \leq 0,1$<br>Molto bassa | Ambienti riscaldati con bassa umidità relativa e inquinamento insignificante, per esempio uffici, scuole, musei | Zona secca o fredda, ambiente atmosferico con inquinamento e periodo di umidità molto ridotti, per esempio alcuni deserti, Artico/Antartico centrale |
| C2<br>$0,1 < r_{corr} \leq 0,7$<br>Bassa | Spazi non riscaldati con temperature e umidità relativa variabili. Bassa frequenza di condensa e ridotto inquinamento, per esempio magazzini, palestre | Zona temperata, ambiente atmosferico con inquinamento ridotto ($SO_2$ < 5 µg/m³), per esempio aree rurali, piccole città. Zona secca o fredda, ambiente atmosferico con breve periodo di umidità, per esempio deserti, aree subartiche |
| C3<br>$0,7 < r_{corr} \leq 2,1$<br>Media | Spazi con moderata frequenza di condensa e inquinamento moderato dovuto a processi produttivi, per esempio impianti di lavorazione di generi alimentari, lavanderie, fabbriche di birra, caseifici | Zona temperata, ambiente atmosferico con inquinamento medio ($SO_2$: 5 ÷ 30 µg/m³) o un certo effetto di cloruri, per esempio aree urbane, aree costiere con bassa deposizione di cloruri. Zone subtropicali e tropicali con atmosfera con ridotto inquinamento |
| C4<br>$2,1 < r_{corr} \leq 4,2$<br>Alta | Spazi con elevate frequenza di condensa ed elevato inquinamento dovuto a processi produttivi, per esempio impianti di lavorazione industriali, piscine | Zona temperata, ambiente atmosferico con elevato inquinamento ($SO_2$: 30 ÷ 90 µg/m³) o un certo effetto di cloruri, per esempio aree urbane inquinate, aree industriali, aree costiere non esposte a nebbia salina, esposizione a forte effetto di Sali antighiaccio.Zone subtropicali e tropicali con atmosfere con inquinamento medio |
| C5<br>$4,2 < r_{corr} \leq 8,4$<br>Molto alta | Spazi con elevatissima frequenza di condensa e/o elevato inquinamento dovuto a processi produttivi, per esempio miniere, caverne per scopi industriali, capanne non ventilate in zone subtropicali e tropicali | Zone temperate e subtropicali, ambiente atmosferico con inquinamento molto elevato ($SO_2$: 90 ÷ 250 µg/m³) e/o importante effetto di cloruri, per esempio aree industriali, aree costiere, posizioni riparate sulla fascia costiera |
| CX<br>$8,4 <= r_{corr} <= 25$<br>Estrema | Spazi con condensa quasi permanente o lunghi periodi di esposizione agli effetti di umidità estrema e/o con elevato inquinamento dovuto a processi produttivi, per esempio capanne non ventilate in zone tropicali umide con penetrazione dell'inquinamento esterno, compresi cloruri dispersi nell'aria e materiale particolato stimolante la corrosione | Zone subtropicali e tropicali (periodo di umidità molto elevato), ambiente atmosferico con inquinamento molto elevato ($SO_2$ > 250 µg/m³), compreso inquinamento dovuto a fattori produttivi e/o forte effetto di cloruri, per esempio aree estremamente industriali, fascia costiera e aree in mare aperto con contatto occasionale con nebbia salina |

***Figura 11, Classi di corrosività degli ambienti classificati secondo la norma ISO 9223:2012***

[5] Capacità del materiale di assorbire energie d'urto senza rompersi, deformandosi elasticamente o plasticamente

zincatura[6] a caldo, la verniciatura protettiva e l'impiego di acciai auto passivanti[7]. Tutte queste opzioni presentano vantaggi e limiti che devono essere valutati a seconda delle condizioni ambientali e alla geometria dell'opera. Nel caso dei ponti a cassone la protezione interna assume grande importanza perché gli ambienti chiusi possono favorire ristagni di umidità e condizioni critiche per la durabilità. Per questo motivo risulta spesso necessario prevedere adeguati sistemi di ventilazione, ispezione e trattamento protettivo delle superfici interne.

## 2.10 Azioni di progetto e comportamento dell'impalcato

La progettazione dei ponti a travata richiede la considerazione di tutte le principali azioni previste dalla normativa: carichi permanenti, carichi variabili da traffico, azioni di frenamento e accelerazione, vento, sisma, azioni centrifughe nei tracciati curvi, deformazioni termiche, ritiro e viscosità del calcestruzzo, oltre agli eventuali cedimenti differenziali delle fondazioni.
I carichi da traffico vengono generalmente studiati tramite linee di influenza longitudinali e trasversali, che consentono di individuare le configurazioni più gravose per le diverse sezioni dell'impalcato. Nei ponti metallici continui, particolare attenzione deve essere posta anche alle fasi costruttive, poiché il comportamento dell'opera varia sensibilmente tra la fase di solo acciaio, la fase di struttura mista a tempo iniziale e quella a tempo infinito, nella quale intervengono gli effetti viscosi del calcestruzzo.

## 2.11 Predimensionamento, verifiche e dettagli costruttivi

Il predimensionamento dell'impalcato viene effettuato sulla base di rapporti preliminari tra luce e altezza, successivamente affinati mediante modelli di calcolo, spesso agli elementi finiti. Nelle travate continue è prassi suddividere l'impalcato in conci, con dimensioni e spessori differenziati in funzione dell'andamento dei momenti flettenti, disponendo i conci più robusti in corrispondenza degli appoggi.

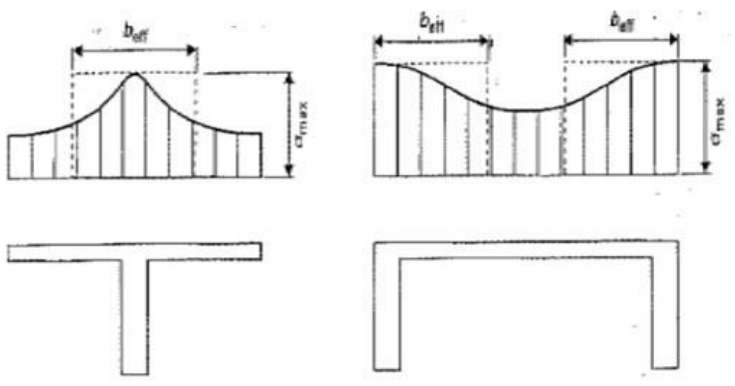



***Figura 12, Effetto dello shear lag negli elementi a parete in acciaio***

Le verifiche strutturali riguardano anche la resistenza globale della sezione ma anche la classificazione degli elementi in

[6] Trattamento superficiale noto anche come galvanizzazione consiste nel rivestire il ferro con un sottile strato di zinco per proteggerli dalla corrosione e dalla ruggine
[7] Acciai che possiedono la capacità innata di formare un sottile strato di ossido di cromo sulla superficie
Questo strato protegge il metallo dalla corrosione.

funzione alla loro snellezza, la stabilità locale delle piastre, gli effetti di shear lag[8], il dimensionamento dei diaframmi, dei controventi e dei collegamenti bullonati e saldati. Particolarmente importanti nei ponti di acciaio sono inoltre le verifiche a fatica fondamentali per tutti i dettagli soggetti a carichi ciclici come le saldature, giunzioni tra conci, irrigidimenti e collegamenti secondari.
A queste si affiancano le verifiche di deformabilità dell'impalcato, finalizzate a garantire adeguate condizioni di esercizio e comfort per l'utenza.

### 2.12 Considerazioni conclusive

L'analisi dei ponti a travata evidenzia come questa tipologia costituisca ancora oggi una delle soluzioni più efficaci e versatili per la realizzazione di attraversamenti stradali. La possibilità di adottare differenti configurazioni di impalcato, unite alla chiarezza dello schema resistente e alla compatibilità con sistemi costruttivi prefabbricati e modulari, rende i ponti a travata particolarmente adatti a rispondere a esigenze strutturali, funzionali e architettoniche anche molto diverse tra loro.
All'interno di questa famiglia, la soluzione a cassone continuo assume un ruolo di particolare interesse nei casi in cui sia richiesta elevata rigidezza torsionale, buona efficienza strutturale, contenimento degli ingombri e una forte pulizia formale dell'opera. Per tali ragioni essa rappresenta oggi una delle configurazioni più avanzate e coerenti per la progettazione di ponti stradali contemporanei

# 3. Il Ponte della Becca: La storia del ponte



***Figura 13, Foto storica del ponte delle barche***

Per molto tempo, l'Oltrepò pavese e la pianura padana rimasero separati da un ostacolo naturale che condizionava la vita quotidiana e lo sviluppo economico: l'acqua. Fino alla fine dell'Ottocento, il passaggio tra le due sponde era possibile grazie ad un ponte di barche, un passaggio non molto stabile e stagionale, spesso le piene del fiume lo rendevano impraticabile. Proprio da queste difficoltà nacque l'esigenza di una soluzione stabile, capace di collegare il territorio agricolo dell'Oltrepò, ricco di

[8] Fenomeno strutturale in cui le tensioni longitudinali non si distribuiscono in modo uniforme su una sezione trasversale, concentrandosi vicino agli elementi collegati come per esempio le flange.

vigneti e di attività commerciali, con i centri produttivi di Pavia e Milano. Fu proprio in questo contesto che nel 1882, prese forma un comitato di cittadini e tecnici intenzionati a trasformare l'idea di un semplice attraversamento in un vero e proprio progetto infrastrutturale. Dopo anni di studi e confronti, nel 1904 (Archivio, 1850/1955) venne costituito un consorzio di comuni e la costruzione fu affidata, tramite gara d'appalto, alla Società Larini Nathan di Milano [9]fu un investimento considerevole per l'epoca, segno dell'importanza attribuita all'opera.

Il ponte progettato era figlio del suo tempo: interamente in ferro e acciaio, con componenti prefabbricati che consentivano una posa più rapida e precisa, ispirato ai grandi modelli ingegneristici europei di inizio Novecento. I lavori iniziarono nel 1910 e si conclusero due anni dopo. Il 7 luglio 1912, alla presenza del re Vittorio Emanuele III, il nuovo Ponte della Becca venne inaugurato tra l'entusiasmo generale: un'infrastruttura maestosa, con tredici campate in acciaio e una lunghezza complessiva di oltre un chilometro, pensata per collegare in modo permanente due sponde che fino ad allora avevano vissuto in isolamento. La scelta del punto d'attraversamento, alla confluenza dei due fiumi, non fu casuale. Pur sembrando una soluzione più complessa, in quel tratto gli argini risultavano più ravvicinati rispetto a valle, rendendo l'intervento più stabile e meno esposto alle dinamiche idrauliche. La struttura rappresentò da subito un segno di modernità: un ponte che, oltre alla carreggiata per carri e animali da soma, prevedeva anche un binario tramviario, (mai realizzato) e un sistema di dazi per finanziare la manutenzione. Inizialmente la strada era sterrata, poi sostituita negli anni Cinquanta da un manto asfaltato, questo inaugurò l'ingresso del ponte nell'era automobilistica. La costruzione sfortunatamente non fu priva di sacrifici. Due operai persero la vita durante i lavori a causa di un incidente legato al malfunzionamento della campana pneumatica [10]utilizzate per le lavorazioni in alveo. Una croce è ancora visibile su una delle pile in segno della memoria di quel tragico avvenimento. Il ponte della Becca una volta completato divenne il nuovo cuore pulsante della mobilità locale, cambiando profondamente le abitudini e i rapporti tra le comunità delle due sponde. Gli anni successivi furono segnati da momenti di crescita e di momenti di difficoltà.



***Figura 14, foto storica della costruzione del ponte della Becca***

[9] Officina meccanica milanese attiva tra la fine del XIX e l'inizio del XX secolo.
[10] Tecnica utilizzata per lavorare in alveo che permette di creare un ambiente asciutto

Negli anni Venti le rive del ponte si trasformarono in luoghi d'incontro con colonie estive e grandi iniziative sociali, mentre la manutenzione della struttura richiese nel tempo interventi costanti per contrastare la corrosione classica delle opere metalliche. La Seconda guerra mondiale rappresentò una ferita profonda: i bombardamenti danneggiarono gravemente il ponte, riportando la zona a condizioni simili a quelle di un secolo prima, con passaggi temporanei su barche o ponti provvisori. La ricostruzione del dopoguerra, completata intorno al 1950, restituì al territorio la continuità perduta, ma lasciò segni evidenti delle vicende vissute. Le nuove campate, realizzate con acciai e giunti differenti, si distinguono ancora oggi per leggere variazioni strutturali rispetto alle originali, diventando testimonianza materiale di un periodo storico complesso.
Negli anni successivi, l'infrastruttura continuò a svolgere un ruolo fondamentale per la viabilità e per l'identità del territorio, pur dovendo affrontare le grandi piene del Po e del Ticino, come quelle devastanti del 1994 e del 2000, che sommergendo l'intera area misero nuovamente alla prova la sua resistenza. Nel 2010, un cedimento parziale di una pila impose la chiusura immediata e un delicato intervento d'emergenza: due nuove pile di sostegno, fondate a quaranta metri di profondità salvarono il ponte da un possibile cedimento prolungandone ancora una volta la vita. La storia del ponte della Becca è una storia di un'opera che ha saputo attraversare il tempo resistendo a guerre e forti piene. Dalla sua inaugurazione nel 1912 fino alla ricostruzione del dopoguerra, esso rappresenta il filo conduttore di oltre un secolo di storia pavese.

## 3.1 La storia del ponte della Becca: la scelta del progetto

All'inizio del Novecento, il territorio pavese tornò a discutere con rinnovato entusiasmo la realizzazione di un ponte stabile in ferro sul fiume Po. Dopo vari tentativi e progetti mai concretizzati nei decenni precedenti, il Comitato promotore riprese vita con l'intento di costituire un consorzio volontario tra i Comuni interessati, per dare finalmente seguito a un'infrastruttura tanto necessaria quanto attesa. Durante il convegno del 17 febbraio 1900, convocato dalla Giunta municipale, fu presentata una dettagliata relazione dell'ingegnere Cav. Pietro Saglio, che illustrava un progetto di ponte metallico moderno per l'epoca. La soluzione prevedeva quattro grandi campate da 70 metri, un equilibrio ottimale tra continuità strutturale e praticità costruttiva, con vantaggi significativi anche per la manutenzione e la verifica degli appoggi. Il progetto elaborato dalla Società nazionale di Savigliano [11]si distingueva per la solidità delle travature e la razionalità dei collegamenti. Le analisi tecniche e i disegni d'insieme dimostravano un livello costruttivo di eccellenza, la commissione tecnica giudicò

[11] Società fondata a Torino, in attività dal 1880 fino al primo agosto del 2000

l'opera come una delle più ambiziose e moderne costruzioni metalliche concepite fino ad allora in Italia. Nello stesso tempo furono esaminati altri due progetti per valutare soluzioni alternative dal punto di vista tecnico ed economico. Tra questi troviamo il progetto proposto dall'ingegnere Cesare Tosi in servizio presso l'Ufficio tecnico provinciale, esso ideò una soluzione più economica basata su travate di piccola luce appoggiate su pali in ghisa. Tosi collocò il ponte circa un chilometro a valle da quello esistente in chiatte in un tratto più regolare del fiume. La sua proposta, lunga 768 metri e formata da sei travate indipendenti garantiva un attraversamento completo del bacino del Po. Tuttavia, la larghezza limitata a 6 metri non consentiva un traffico misto tra veicoli e tramvia, e i precedenti esperimenti di ponti simili, avevano mostrato cedimenti strutturali significativi.
L'esperienza più positiva di questa tipologia fu quella del ponte di Governolo sul Mincio, dove l'impiego di pali metallici con estremità ad elica [12]aveva garantito maggiore stabilità. Ma il Po, con le sue caratteristiche idrauliche molto più complesse, non offriva le stesse condizioni di sicurezza.

**Proposte e confronti: il progetto Doehner e la questione della lunghezza**

Nello stesso periodo, il Subcomitato avviò contatti con la Società per le Ferrovie del Ticino, interessata al ponte come collegamento tra le reti ferroviarie lombarde e oltrepadane.
Fu anche presentata una proposta alternativa di ponte in muratura (in "cotti e vivi"), ideata dall'imprenditore Borini, ma subito abbandonata per le gravi implicazioni idrauliche che avrebbe comportato.
La discussione si spostò quindi sul progetto dell'ingegnere Joh. Cam. Doehner di Vienna, noto per opere sul Danubio. Il suo ponte in ferro, composto da sei travate "bow-string" da 100,7 metri ciascuna, avrebbe raggiunto una lunghezza complessiva di 603 metri.
Il Subcomitato analizzò con rigore il progetto Doehner, concentrandosi sul dimensionamento idraulico. L'ingegnere Edoardo Sassi fornì i dati storici delle massime piene: quella del Po del 1857 (7,84 m sopra lo zero idrometrico e 6.000 $m^3/s$ di portata) e quella del Ticino del 1868 (6,33 m e 5.490 $m^3/s$). Da tali valori, il Comitato ipotizzò, per prudenza, una portata combinata di 11.000 $m^3/s$ (Archivio, 1850/1955), tenendo conto della possibile contemporaneità delle due piene, pur ritenuta improbabile. Calcoli successivi dimostrarono che, per garantire il deflusso di tale portata, la lunghezza del ponte avrebbe dovuto superare 1.000 metri, rendendo insufficiente la proposta Doehner e solo appena adeguata quella della Savigliano (840 m).
A titolo di paragone, il ponte sul Po a Cremona misurava 954 metri "fra vivo e vivo delle spalle", proporzione considerata coerente con le esigenze idrauliche del grande fiume.

[12] Pali infissi che vengono "avvitati" nel terreno mediante proprio alla testa rotante "ad elica"

Le osservazioni morfologiche confermarono inoltre la stabilità della sponda sinistra, fino allo sbocco del colatore Stelletta, e della svolta dell'argine destro presso Cascina Busca, difesa da opere di consolidamento. Questi elementi rendevano il tracciato della Savigliano più favorevole rispetto a quello Doehner.

**Il progetto Doehner: dati tecnici ed economici**

Il progetto prevedeva sei travate paraboliche a sezione chiusa, ciascuna con corda di 100,7 m e saetta di 15 m. L'impalcato, largo complessivamente 14,5 metri, era in legno ed era previsto un binario tranviario centrale e due corsie laterali da 3,75 m, affiancate da marciapiedi di 2 m.
La luce effettiva si riduceva così a 587 m, dimezzando la sezione naturale del fiume. Il peso complessivo della struttura era stimato in 3.300 tonnellate di acciaio, per un costo totale di 3,6 milioni di lire, includendo opere secondarie e architettoniche.
Il piano finanziario proposto prevedeva un'erogazione in 36 mesi con rate mensili di circa 100.000 lire. Doehner ipotizzava piccole economie eliminando i marciapiedi o importando il ferro dal Creusot[13] in franchigia doganale, [14]ma stimava comunque una spesa finale non inferiore a 3,6 milioni di lire.

**Il ritorno al progetto Savigliano**

Il Subcomitato, colpito dagli elevati costi del progetto Doehner, riaprì il dialogo con la Società Nazionale di Savigliano (con a capo per la realizzazione del progetto l'Ing. Jules Rothlisberger[15]), per verificare l'aggiornamento delle condizioni fissate nel 1892, quando il preventivo era di 2,6 milioni di lire. Considerando l'aumento del prezzo dei metalli (+20% dal 1897) (Archivio, 1850/1955) e il peso percentuale delle componenti metalliche sul totale, la spesa aggiornata fu stimata in 3 milioni di lire.
La Società disponibile a facilitare i pagamenti ripeté l'impossibilità di riduzioni sostanziali sia per la lunghezza del ponte sia per le condizioni idrauliche complesse del sito. Il confronto con altre opere realizzate da Savigliano (sull'Adige, sull'Arno e sul Danubio a Budapest) dimostrò come i costi di costruzione fossero perfettamente in linea con il mercato dell'epoca e che non fosse possibile fare tagli significativi.

**Aspetti economici, e strategici**

Si valutò anche la possibilità di recuperare il materiale del ponte in chiatte esistente, dal valore stimato di 100.000 lire, riutilizzabile per la manutenzione di altri ponti o per nuovi attraversamenti sul Po o sul Ticino.

[13] Comune Francese
[14] Esenzioni dal pagamento di dazi sull'importazione di merci
[15] Ingegnere svizzero nato nel 1851 che progettò anche il ponte di San Michele sull'Adda

Dopo ulteriori trattative, la Società di Savigliano fissò la realizzazione del ponte a forfait per 2,7 milioni di lire, da pagarsi in cinque anni.
Riguardo al finanziamento, il Subcomitato abbandonò l'idea di un contributo governativo, dopo il dispaccio del Ministero dei Lavori Pubblici del 26 giugno 1896, che classificava l'opera come di competenza provinciale e invitava i Comuni a costituire un consorzio volontario.
Nonostante ciò, furono riconosciute due ragioni di interesse statale per la costruzione:

1. Difesa militare: Un ponte stabile nei pressi di Stradella ha garantito continuità logistica e strategica fra la pianura pavese e l'Oltrepò, realizzando così una linea difensiva alternativa in caso di conflitti alle Alpi occidentali[16].
2. Difesa idraulica: La confluenza tra Po e Ticino è un'area soggetta a grandi trasformazioni morfologiche. Le piene alternano a fasi erosive sulle due sponde, con gravi danni alle arginature. L'esempio della Costa Caroliana e della Venesia di Castellazzo, distrutte nonostante i massicci interventi statali, dimostrava l'urgenza di un sistema stabile di difesa fluviale.

Un sistema razionale di argini e scogliere, a protezione del futuro ponte, avrebbe quindi contribuito non solo alla sicurezza locale, ma anche alla stabilità idraulica dell'intera area pavese.

## 3.2 Dalla progettazione alla realizzazione: il ponte L-Nathan

Il contratto stipulato con la Società Larini-Nathan di Milano stabiliva le condizioni per la fornitura e l'erezione di un ponte a travate metalliche con pile e spalle in muratura sul fiume Po, nella località compresa tra Becca e Stella, lungo la strada provinciale che collega Pavia a Stradella. Si trattava di un'opera di grande rilievo per la viabilità del territorio pavese, destinata a congiungere le due sponde del Po con una struttura moderna e resistente, capace di accogliere sia il traffico stradale che il passaggio del tram.



***Figura 15, foto storica della costruzione del ponte della Becca,1910.***

**Oggetto e valore dell'appalto**

L'appalto riguardava l'esecuzione completa di tutte le opere necessarie alla costruzione del ponte, costituito da travate metalliche rettilinee a grandi maglie, su cui si impostava una carreggiata stradale con un binario tramviario e pavimentazione

[16] In difesa del fonte franco-italiano

inferiore orizzontale.
L'impalcato era sostenuto da due spalle in muratura, una verso Pavia e l'altra verso Stradella e da tredici pile intermedie, anch'esse in muratura, con i relativi accessi di raccordo alle strade provinciali. Il ponte si trovava in corrispondenza della linea ideale che unisce l'antica Osteria della Becca, sulla sponda sinistra del Po, con l'incrocio tra l'argine di seconda categoria e la strada provinciale sulla sponda destra. Le opere di difesa idraulica non erano comprese nel contratto. Il prezzo complessivo dell'appalto era fissato in 2.700.000 lire (Archivio, 1850/1955), cifra considerevole per l'epoca, a carico dell'impresa costruttrice, che assumeva anche la responsabilità per eventuali danni dovuti a piene del fiume o a cause di forza maggiore.

**Descrizione delle opere principali**

Le opere previste dal contratto comprendevano:

1. La costruzione di due spalle in muratura, una per ciascuna estremità, con fondazioni ad aria compressa.
2. La realizzazione di dodici pile intermedie, anch'esse in muratura e fondate con il medesimo sistema.
3. La costruzione di un accesso di raccordo con la strada provinciale in corrispondenza dell'Osteria della Becca, con alzamento del piano viario e scarpate laterali.
4. La realizzazione di un terrapieno d'accesso sulla sponda destra, raccordato alla strada provinciale.
5. La fornitura e posa in opera della struttura metallica principale, composta da tredici campate di 80 metri ciascuna (per un totale di 1.038,20 metri tra le spalle).
6. La costruzione di due piazzali di sosta agli imbocchi del ponte, ciascuno di 30 metri per 20, con relative scarpate.

Erano escluse dall'appalto le spese per espropri e indennizzi ai proprietari dei terreni adiacenti, per i quali la società avrebbe comunque contribuito fino a un massimo di 6.000 lire[17].
Erano inoltre escluse le opere relative al binario tranviario e al suo armamento, che sarebbero state a carico della società del tram.

**Dimensioni e caratteristiche strutturali**

Il ponte aveva una lunghezza complessiva di circa 1.100 metri, di cui 1.038 metri tra le spalle, suddivisi in tredici campate da 80 metri (misurati tra i centri degli appoggi).
La larghezza complessiva della struttura era di 10,40 metri, mentre l'altezza delle travi principali in ferro omogeneo raggiungeva gli 8 metri. Le travi erano a doppia parete a traliccio a grandi maglie,

[17] Importo stimabile ad oggi a circa 35000/45000 euro

collegate inferiormente da traversi distanziati di 4 metri, su cui poggiavano le tre file di longherine intermedie e le laterali, che fungevano anche da parapetto e paraghiaia.
La massicciata stradale era sostenuta da ferri trasversali fissati alle travi principali, mentre l'intera struttura era irrigidita da controventature superiori e inferiori per garantire la stabilità contro vento e carichi orizzontali. Per poter compensare le dilatazioni termiche la lunghezza totale del ponte era suddivisa in tre gruppi di travate: le due estremità comprendevano quattro campate ciascuna e la parte centrale cinque campate. Ogni gruppo aveva appoggi fissi e appoggi scorrevoli a rulli sulle altre pile e sulle spalle, il binario tranviario era su un lato della carreggiata, lasciando lo spazio sufficiente per il transito contemporaneo dei veicoli. Lungo entrambi i lati del ponte erano previsti parapetti metallici e piazzole di sosta con una larghezza utile di 7 metri per la carreggiata stradale. Le fondazioni delle pile e delle spalle erano eseguite mediante cassoni ad aria compressa, spinti fino alla profondità stabilita dal Consorzio, sentito il parere dell'ingegnere capo del Genio Civile di Pavia.
Il peso tecnico della travata non doveva superare le 100 tonnellate per campata.

**Condizioni di carico**

Il ponte era calcolato per resistere a:

- un carico fisso uniformemente distribuito di 400 kg/m²;
- un carico mobile corrispondente al transito contemporaneo di due camion a quattro ruote, ciascuno del peso di 13 tonnellate (10 su un solo asse);
- il passaggio di un treno tramviario formato da due locomotive da 20 tonnellate ciascuna e carri da 10 tonnellate.

**Tecniche costruttive e materiali**

Le fondazioni ad aria compressa si eseguivano con cassoni in ferro, che venivano affondati progressivamente con il peso della muratura soprastante. Durante le operazioni si manteneva l'assetto verticale dei cassoni e, raggiunta la profondità necessaria, si procedeva al riempimento delle camere di lavoro con calcestruzzo di cemento disposto a strati orizzontali e costipato con cura. Le pile e le spalle erano costruite in muratura di mattoni con malta di cemento a lenta presa e rivestite in granito nei punti più esposti (rostri[18] e fianchi). Tutti i materiali impiegati dovevano rispettare le norme ministeriali allora vigenti. Le modalità di lavorazione seguivano le norme del *Capitolato tecnico generale* delle Ferrovie dello Stato del 1900.
La montatura definitiva delle travate metalliche avveniva tramite un ponte di servizio, con posa e chiodatura progressive degli elementi. Tutti i pezzi metallici venivano verniciati con una mano di

[18] Strutture aggettanti posizionate sui piloni che hanno funzione di fare da tagliacque

minio prima della posa e una seconda mano (o due mani di biacca colorata) dopo il montaggio. Le prove di accettazione e verifica dei materiali erano eseguite sotto controllo dell'amministrazione appaltante, con accesso libero alle officine e ai cantieri da parte dei tecnici incaricati.

**Collaudi e garanzia**

Una volta terminati i lavori, la società doveva richiedere il collaudo provvisorio entro quindici giorni dalla conclusione. La Commissione di collaudo, composta da tre tecnici nominati dall'amministrazione, avrebbe verificato la stabilità e la buona riuscita dell'opera.
Seguiva un periodo di garanzia di un anno, durante il quale l'impresa era tenuta a provvedere alla manutenzione a proprie spese. Trascorso tale periodo, si procedeva al collaudo definitivo, con la redazione del verbale conclusivo e lo svincolo della cauzione. Durante le prove dinamiche, due camion da 13 tonnellate attraversavano simultaneamente le campate: non si dovevano notare oscillazioni o deformazioni permanenti.

**Pagamenti**

Il pagamento dell'importo complessivo era previsto in sette rate successive, distribuite secondo l'avanzamento dei lavori:

- 275.000 lire alla dimostrazione delle ordinazioni dei materiali,
- 275.000 lire all'inizio delle fondazioni,
- 450.000 lire al completamento di cinque campate,
- 500.000 lire al completamento di dieci campate,
- 500.000 lire a montaggio ultimato,
- 400.000 lire dopo il collaudo provvisorio,
- 300.000 lire dopo il collaudo definitivo.

(Archivio, 1850/1955), Eventuali ritardi nei pagamenti da parte del Consorzio avrebbero potuto comportare slittamenti, ma non oltre le scadenze previste dalle rate successive.

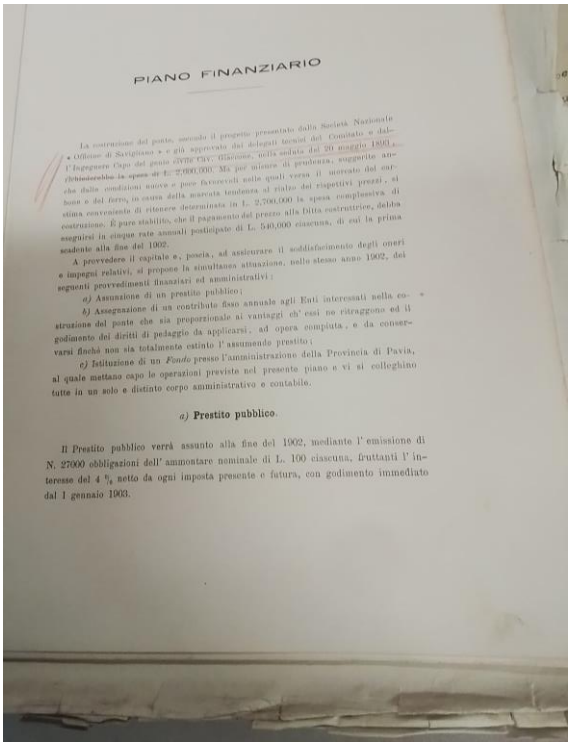
## 3.3 Il piano finanziario per la costruzione del ponte

La costruzione del nuovo ponte sul fiume Po in località Becca e Stella, progettata dalla Società Nazionale Officine di Savigliano, rappresentò uno dei momenti più significativi nella storia delle infrastrutture del territorio pavese. Il progetto, approvato dai delegati tecnici del Comitato, nella seduta

del 20 maggio 1903, prevedeva un costo iniziale stimato di 1.200.000 lire. Tuttavia, a causa delle condizioni sfavorevoli del mercato e del forte rialzo dei prezzi del carbone e del ferro, il costo complessivo fu prudenzialmente elevato a 2.700.000 lire, cifra che venne assunta come riferimento ufficiale per l'intera operazione finanziaria.

Il pagamento alla ditta costruttrice fu programmato in cinque rate annuali posticipate da 540.000 lire ciascuna, la prima delle quali doveva essere versata al termine del 1902.

Per garantire la disponibilità del capitale e assicurare la sostenibilità dell'opera, il piano finanziario prevedeva un insieme di provvedimenti coordinati, da attuarsi nello stesso anno:



PIANO FINANZIARIO

La costruzione del ponte, secondo il progetto presentato dalla Società Nazionale « Officine di Savigliano » e già approvato dai delegati tecnici del Comitato e dall'Ispettore Capo del genio civile Cav. Giacosa, nella seduta del 20 maggio 1903, richiederebbe la spesa di L. 2.000.000. Ma per ulteriori di prudenza, suggerite anche dalle condizioni attuali e pure favorevoli sulle quali versa il mercato del carbone e del ferro, in causa della marcata tendenza al rialzo dei rispettivi prezzi, si stima conveniente di ritenere determinata in L. 2.700.000 la spesa complessiva di costruzione. È pure stabilito, che il pagamento del prezzo alla ditta costruttrice, debba seguirsi in cinque rate annuali posticipate di L. 540.000 ciascuna, di cui la prima scadente alla fine del 1902.

A provvedere il capitale e, poscia, ad assicurare il soddisfacimento degli oneri e impegni relativi, si propone la simultanea attuazione, nello stesso anno 1902, dei seguenti provvedimenti finanziari ed amministrativi:

*a)* Assunzione di un prestito pubblico;

*b)* Assegnazione di un contributo fisso annuale agli Enti interessati nella costruzione del ponte che sia proporzionale ai vantaggi ch' essi ne ritraggono ed il godimento dei diritti di pedaggio da applicarsi, ad opera compiuta, e da conservarsi finchè non sia totalmente estinto l' assumendo prestito;

*c)* Istituzione di un *Fondo* presso l'amministrazione della Provincia di Pavia, al quale mettano capo le operazioni previste nel presente piano e vi si colleghino tutte in un solo e distinto corpo amministrativo e contabile.

*a)* **Prestito pubblico.**

Il Prestito pubblico verrà assunto alla fine del 1902, mediante l' emissione di N. 27000 obbligazioni dell' ammontare nominale di L. 100 ciascuna, fruttanti l' interesse del 4 % netto da ogni imposta presente e futura, con godimento immediato dal 1 gennaio 1903.

***Figura 16, il piano finanziario per realizzare il ponte della Becca, documento conservato nell'archivio storico di Pavia***

1. Assunzione di un prestito pubblico;
2. Assegnazione di contributi fissi annuali agli enti e ai Comuni interessati, in proporzione ai benefici ottenuti dalla costruzione del ponte;
3. Istituzione di un Fondo speciale provinciale per la gestione delle operazioni economiche e contabili;
4. Applicazione di diritti di pedaggio, da introdurre dopo l'apertura al traffico e da mantenere fino all'estinzione del prestito.

**Il prestito pubblico**

Il prestito pubblico doveva essere emesso alla fine del 1902, con 27.000 obbligazioni[19] del valore di 100 lire l'una e un interesse annuo del 4% netto da imposte, con inizio il 1° gennaio 1903 (Archivio, 1850/1955). Le obbligazioni sarebbero state collocate al prezzo di 95 lire, pagabili in due rate uguali a fine 1902 e a fine 1903. Nel 1903 gli interessi sarebbero stati ricambiati solo sulla metà del capitale, mentre negli anni successivi sarebbero stati pagati sull'intero importo in due scadenze semestrali (30 giugno e 31 dicembre).

Le obbligazioni, suddivise in 540 serie da 50 titoli ciascuna, sarebbero state rimborsate alla pari per sorteggio annuale a partire dal 1907, cioè dal primo anno successivo al completamento dei pagamenti di costruzione. L'estinzione complessiva era fissata in 35 anni, con termine previsto nel 1941. I titoli,

[19] Titoli di credito rappresentativi di un prestito concesso dall'investitore a un emittente per finanziarsi

al portatore o nominativi, sarebbero stati liberamente convertibili e riscattabili negli uffici autorizzati mediante presentazione dei tagliandi di cedola.

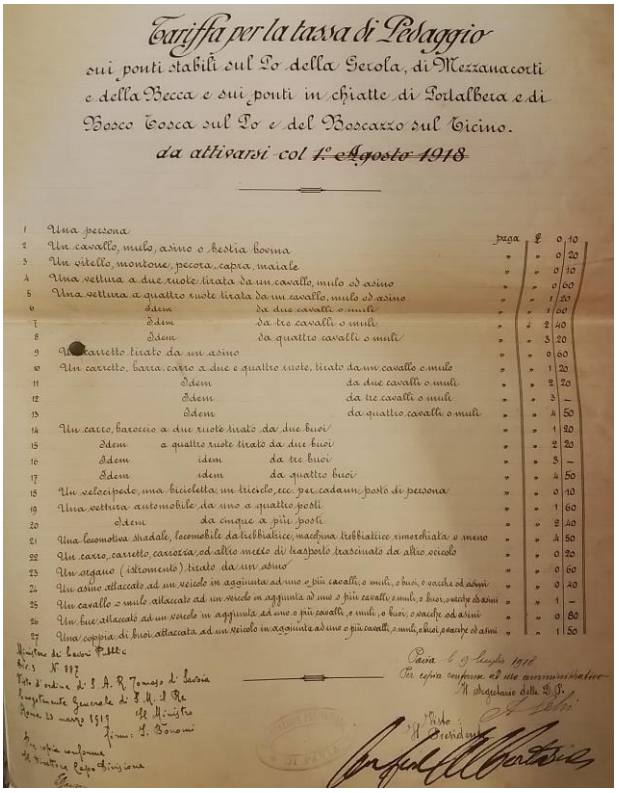
**Contributi degli enti locali e diritti di pedaggio**

Una volta determinato il costo complessivo e stabilite le condizioni di pagamento (1902–1906), il Comitato fece una previsione dettagliata degli impegni economici complessivi, includendo interessi e spese straordinarie. Le uscite totali ammontavano a 3.210.000 lire (calcolando l'inflazione e il potere d'acquisto dell'epoca oggi sarebbero circa 144.000.000 euro), mentre il capitale effettivamente ricavato dal prestito (al 95%) risultava di 2.565.000 lire, andando a creare una perdita di circa 450.000 lire.

Per compensare tale disavanzo, si decise di:

- assegnare contributi fissi annuali agli enti interessati, pari a 50.000 lire annue (per un totale di 245.000 lire nei cinque anni 1902–1906);
- introdurre diritti di pedaggio a partire dal 1905, con un ricavo stimato di 82.000 lire annue, equivalenti a 164.000 lire nei primi due anni di attività.

A queste entrate si sommavano i ricavi derivanti gli investimenti effettuati con le somme di denaro disponibili, calcolate 76.000 lire, per un totale di 685.000 lire (Archivio, 1850/1955), cifra superiore di 140.000 lire al fabbisogno complessivo, garantendo così un margine di sicurezza per eventuali imprevisti.



Tariffa per la tassa di Pedaggio
sui ponti stabili sul Po della Gerola, di Mezzanacotti e della Becca e sui ponti in chiatte di Portalbera e di Bosco Tosca sul Po e del Boscazzo sul Ticino.
da attivarsi col 1° Agosto 1918

| | | paga | £ | s | d |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Una persona | » | » | 0 | 10 |
| 2 | Un cavallo, mulo, asino o bestia bovina | » | » | 0 | 20 |
| 3 | Un vitello, montone, pecora, capra, maiale | » | » | 0 | 10 |
| 4 | Una vettura a due ruote tirata da un cavallo, mulo od asino | » | » | 0 | 60 |
| 5 | Una vettura a quattro ruote tirata da un cavallo, mulo od asino | » | » | 1 | 20 |
| 6 | Idem da due cavalli o muli | » | » | 1 | 60 |
| 7 | Idem da tre cavalli o muli | » | » | 2 | 40 |
| 8 | Idem da quattro cavalli o muli | » | » | 3 | 20 |
| 9 | Un carretto tirato da un asino | » | » | 0 | 60 |
| 10 | Un carretto, barra, carro a due e quattro ruote, tirato da un cavallo o mulo | » | » | 1 | 20 |
| 11 | Idem da due cavalli o muli | » | » | 2 | 20 |
| 12 | Idem da tre cavalli o muli | » | » | 3 | – |
| 13 | Idem da quattro cavalli o muli | » | » | 4 | 50 |
| 14 | Un carro, baroccio a due ruote tirato da due buoi | » | » | 1 | 20 |
| 15 | Idem a quattro ruote tirato da due buoi | » | » | 2 | 20 |
| 16 | Idem idem da tre buoi | » | » | 3 | – |
| 17 | Idem idem da quattro buoi | » | » | 4 | 50 |
| 18 | Un velocipede, una bicicletta, un triciclo, ecc. per cadauno posto di persona | » | » | 0 | 10 |
| 19 | Una vettura automobile da uno a quattro posti | » | » | 1 | 60 |
| 20 | Idem da cinque a più posti | » | » | 2 | 40 |
| 21 | Una locomotiva stradale, locomobile da trebbiatrice, macchina trebbiatrice rimorchiata o meno | » | » | 4 | 50 |
| 22 | Un carro, carretto, carrozza od altro mezzo di trasporto trascinato da altro veicolo | » | » | 0 | 20 |
| 23 | Un organo (istromento) tirato da un asino | » | » | 0 | 60 |
| 24 | Un asino attaccato ad un veicolo in aggiunta ad uno o più cavalli o muli, o buoi, o vacche od asini | » | » | 0 | 40 |
| 25 | Un cavallo o mulo attaccato ad un veicolo in aggiunta ad uno o più cavalli o muli, o buoi, o vacche od asini | » | » | 1 | – |
| 26 | Un bue attaccato ad un veicolo in aggiunta ad uno o più cavalli, o muli, o buoi, o vacche od asini | » | » | 0 | 80 |
| 27 | Una coppia di buoi attaccata ad un veicolo in aggiunta ad uno o più cavalli, o muli, o buoi, o vacche od asini | » | » | 1 | 50 |

Pavia li 9 luglio 1918
Per copia conforme ad uso amministrativo
Il Segretario della R. P.

Ministero dei Lavori Pubblici
Div. 1 N. 917
Vista e ordinata la R. Patente del Regno
Luogotenenza Generale di S. M. il Re
Roma 13 maggio 1919
Il Ministro
Firmato: L. Bonomi

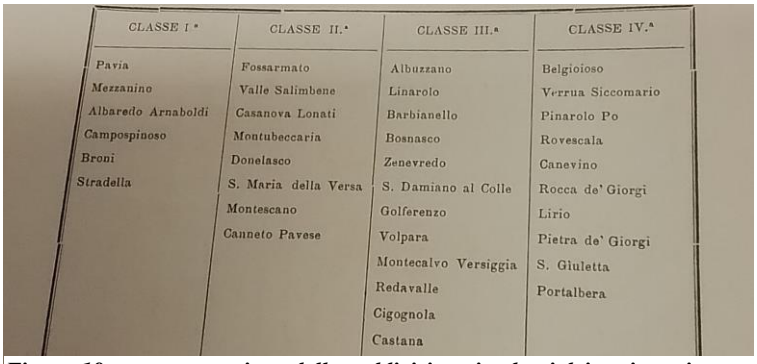
*Figura 17,Tariffa per la tassa del pedaggio sul ponte della Becca, documento conservato nell'archivio storico di Pavia.*

**Criteri di riparto dei contributi comunali**

Il contributo complessivo di 80.000 lire annue fu ripartito tra 37 Comuni delle due sponde del Po, secondo quanto stabilito dall'Allegato del Piano finanziario, redatto dall'Ingegnere Pino Pellegrini nella sua relazione del 27 luglio 1887. In tale documento, Pellegrini analizzava le difficoltà economiche che avevano fin lì ostacolato la costruzione di un ponte stabile alla Becca, ricordando i numerosi studi e progetti elaborati dal Comitato di Pavia fin dal 1856. (Archivio, 1850/1955) Egli sottolineava come, dopo decenni di dibattiti, fosse ormai maturata la consapevolezza collettiva della necessità dell'opera e della sua concreta fattibilità anche dal punto di vista finanziario.

Per definire i criteri di riparto tra i Comuni, Pellegrini si allontana dalle regole generali adottate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, scegliendo un modello più flessibile e adatto alla particolarità di questo caso. Il principio era che i contribuenti dovessero essere proporzionali alle loro forze economiche e ai vantaggi diretti che ciascun Comune avrebbe tratto dalla costruzione del nuovo ponte. Sulla base di questo criterio, i Comuni furono suddivisi in quattro classi, in funzione a questi tre parametri principali:

1. Densità della popolazione, rapportata alla superficie territoriale;
2. Distanza media del Comune dal ponte, calcolata lungo la direttrice della Strada
3. Produzione vinicola, stimata in base alla "Monografia sull'Ampelografia del Circondario di Voghera" di Carlo Giulietti, aggiornata con i dati catastali del 1902.



| CLASSE I.ª | CLASSE II.ª | CLASSE III.ª | CLASSE IV.ª |
|---|---|---|---|
| Pavia | Fossarmato | Albuzzano | Belgioioso |
| Mezzanino | Valle Salimbene | Linarolo | Verrua Siccomario |
| Albaredo Arnaboldi | Casanova Lonati | Barbianello | Pinarolo Po |
| Campospinoso | Montubeccaria | Bosnasco | Rovescala |
| Broni | Donelasco | Zenevredo | Canevino |
| Stradella | S. Maria della Versa | S. Damiano al Colle | Rocca de' Giorgi |
| | Montescano | Golferenzo | Lirio |
| | Canneto Pavese | Volpara | Pietra de' Giorgi |
| | | Montecalvo Versiggia | S. Giuletta |
| | | Redavalle | Portalbera |
| | | Cigognola | |
| | | Castana | |

***Figura 18, rappresentazione della suddivisione in classi dei vari paesi, documento conservato nell'archivio storico di Pavia.***

Le quote assegnate alle quattro classi erano calcolate secondo un rapporto 1000 : 500 : 250 : 143, in proporzione alla popolazione e alla produttività del territorio. Tali contributi dovevano essere versati per 40 anni, dal 1902 al 1941, generando un apporto complessivo di 34.000 lire annue da parte dei Comuni. (Archivio, 1850/1955)

**Il fondo provinciale per la gestione economica**

Alla Provincia di Pavia fu lasciata la gestione amministrativa e contabile del Piano finanziario, con la creazione di un Fondo destinato esclusivamente alla costruzione e alla manutenzione del ponte. Il fondo era alimentato da entrate straordinarie (il capitale del prestito) e ordinarie (contributi e pedaggi), secondo la seguente struttura:

- Capitale del prestito pubblico
- Contributi fissi annuali dei Comuni, pari a 80.000 lire
- Entrate dei pedaggi, pari a 12.000 lire per la Società Ferrovie del Ticino e 70.000 lire per la Provincia di Pavia
- Rendite finanziarie derivanti dall'impiego dei capitali disponibili, con un rendimento medio del 2%.

Le spese si distinguevano in:

- Straordinarie, comprendono la perdita sull'emissione dei titoli (5%), le spese di stampa e distribuzione e il pagamento della costruzione
- Ordinarie, sono gli interessi, le imposte, le spese di amministrazione e la manutenzione dell'infrastruttura.

## 3.4 Dalla ricostruzione postbellica agli interventi contemporanei

### I bombardamenti e la ricostruzione postbellica

Durante la Seconda guerra mondiale, il ponte della Becca divenne un bersaglio strategico di primaria importanza. La sua posizione, nel punto di confluenza tra Po e Ticino, rappresentava infatti un collegamento vitale tra la Lombardia e l'Emilia, lungo l'asse viario Pavia, Stradella, Piacenza. Per questo motivo tra il 1944 e il 1945, il ponte fu colpito più volte dai bombardamenti [20]aerei alleati, l'intento era quello di interrompere le vie di comunicazione utilizzate dalle truppe tedesche in ritirata e a ostacolare i movimenti lungo la pianura padana. Gli attacchi provocarono gravi danni, diverse campate centrali della struttura metallica furono distrutte, molte travate crollarono nel fiume e alcune pile in muratura riportarono gravi lesioni. La forza esplosiva delle bombe deformò le parti residue dell'impalcato e rese il ponte completamente inagibile. Il collegamento tra le due sponde fu quindi interrotto, isolando temporaneamente i centri abitati dell'Oltrepò pavese e creando pesanti disagi al traffico civile e militare. Al termine del conflitto, la necessità di ripristinare un attraversamento stabile divenne immediata. Già nel 1946 il Genio Civile di Pavia avviò i



***Figura 20, foto storica post-bombardamento del ponte della Becca,1944.***



***Figura 19, foto storica, ricolorata, che ritrae il ponte della Becca dopo la ricostruzione,1950.***

[20] A bombardare il Ponte della Becca furono gli aerei delle truppe anglo-americane

primi interventi di emergenza, predisponendo strutture provvisorie in legno e acciaio leggero per consentire il transito dei mezzi essenziali. Si trattava di soluzioni temporanee, fragili e soggette a frequenti manutenzioni, ma indispensabili per ristabilire un minimo di continuità tra le due rive.



*Figura 21, foto storica post-bombardamento del ponte della Becca,1944.*

Negli anni successivi, tra il 1947 e il 1950, il ponte fu oggetto di una ricostruzione complessiva. L'obiettivo era quello di recuperare la struttura originaria Larini-Nathan del 1912. Le travate metalliche danneggiate vennero in parte sostituite e in parte ripristinate, con l'impiego di elementi recuperati e rinforzati. Le pile in muratura furono consolidate o ricostruite ex novo nei punti maggiormente compromessi, mentre la sovrastruttura stradale venne ridisegnata con una maggiore attenzione alla portanza e alla durabilità dei materiali. Il ponte della Becca tornò pienamente operativo nel 1950, restituendo al territorio pavese un'infrastruttura fondamentale per la mobilità e il commercio locale.

**La messa in sicurezza del Ponte della Becca (2010-2012)**

Nel novembre 2010, a quasi un secolo dalla sua inaugurazione, il Ponte della Becca si trovò ad affrontare una delle crisi strutturali più gravi della sua storia. Il ponte manifestò un improvviso cedimento localizzato in corrispondenza della pila numero 9, numerata a partire dalla sponda pavese. L'episodio, avvenuto in occasione di normali controlli ai giunti di dilatazione, evidenziò un abbassamento anomalo del piano viario, segno di un potenziale dissesto della pila stessa. Le verifiche condotte immediatamente dopo misero in luce un preoccupante fenomeno di rotazione e traslazione della pila, con conseguente disallineamento rispetto all'asse verticale originario. Le cause apparivano riconducibili a processi di erosione del fondo dell'alveo e a turbolenze idrauliche, fenomeni che avrebbero potuto compromettere l'intera stabilità dell'impalcato. La situazione impose la chiusura immediata del ponte e l'avvio di un intervento di somma urgenza affidato allo Studio Calvi Srl, sotto la direzione del prof. ing. Gian Michele Calvi e dell'ing. Matteo Moratti, su incarico della Provincia di Pavia.



***Figura 22, foto d'archivio dello Studio Calvi, Incipiente perdita di equilibrio per dissesto fondazionale della pila***

Il progetto, sviluppato tra il 2010 e il 2012, riguardò tre ambiti principali: la realizzazione di opere sostitutive per la pila collassata, il consolidamento delle fondazioni della pila adiacente e il rinforzo della struttura metallica dell'impalcato.
Le operazioni, di notevole complessità tecnica, furono condotte mantenendo l'esercizio parziale dell'infrastruttura e adottando misure di sicurezza specifiche per ogni fase esecutiva.

**Opere sostitutive della pila n.9**

Per prevenire il crollo dell'impalcato si decise di realizzare due nuove pile di sostegno, poste a 16 metri di distanza dalla pila originaria, una verso Pavia e l'altra verso Broni.



***Figura 23, foto d'archivio dello Studio Calvi, dettaglio del dispositivo d'appoggio della pila n°9***

Ognuna delle nuove strutture fu fondata su due triplette di pali di grande diametro (1,2 m), lunghi 45 metri e infissi nel letto del fiume (Ing.Calvi, 2012). I pali, disposti a monte e a valle, vennero collegati in sommità da pulvini[21] trapezoidali e da un traverso misto acciaio-calcestruzzo, capace di sostenere i nuovi appoggi unidirezionali posti sotto le travi reticolari principali dell'impalcato.
Il sistema garantì un'azione di sostegno alternativa, tale da scongiurare il collasso del ponte anche in caso di cedimento completo della pila originale. A completamento, furono realizzati interventi di rinforzo delle travi reticolari e installati presidi idraulici per ridurre l'accumulo di materiale di trasporto e le spinte dinamiche durante le piene del fiume.

**Rinforzo della struttura metallica dell'impalcato**

A partire dal gennaio 2011 furono avviati i lavori di consolidamento della struttura in acciaio e subito dopo estesi alle tredici campate del ponte. Le operazioni comprendevano il trattamento superficiale degli elementi metallici, il rinforzo allo sforzo di taglio delle connessioni dei traversi alla riparazione dei nodi reticolari e al consolidamento dei correnti inferiori in particolare nelle zone danneggiate o prossime ai balconi di sosta rimossi. In aggiunta alcune pile furono rinforzate grazie a tessuti



***Figura 24,Vista di insieme dell'intradosso del ponte a fine lavori***

[21] Elementi strutturali in cls armato posizionati sulla sommità delle pile

in fibra di carbonio mentre i traversi più danneggiati vennero ripristinati con getti di calcestruzzo armato. Gli interventi si conclusero nell'agosto del 2012 restituendo al ponte la piena efficienza statica e funzionale.

**Consolidamento delle fondazioni della pila n.8**

Parallelamente, tra agosto e ottobre 2011, fu eseguito il consolidamento della pila n.8, situata in prossimità di quella collassata. Le indagini condotte tramite ecoscandaglio[22] avevano infatti rivelato un significativo fenomeno di scalzamento[23], aggravato dal continuo movimento dei sedimenti dell'alveo del Po. Per assicurare la stabilità della struttura si realizzò un anello in calcestruzzo armato attorno alla base della pila esistente, funzionante come trave di collegamento per una serie di 62 micropali in acciaio del diametro di 300 mm e profondi circa 30 metri. (Ing.Calvi, 2012) I lavori furono condotti interamente da un pontone galleggiante attrezzato con le macchine di perforazione, data la posizione in alveo della pila.



***Figura 25, foto d'archivio dello Studio Calvi, lavorazione in alveo sulla pila n°8***

# 4. Il Ponte della Becca oggi

il ponte è composto da tredici campate metalliche a travata reticolare, impostate su pile in muratura e calcestruzzo fondate su pali profondi. La struttura portante è interamente in acciaio chiodato, tipica delle costruzioni metalliche di inizio Novecento. Le travi principali a via inferiore sostengono l'impalcato, originariamente pensato per il transito dei veicoli e per una linea tranviaria che collegava Pavia con Broni. L'opera raggiunge una lunghezza totale di circa mille metri con una larghezza della carreggiata poco superiore ai sei metri, oggi la larghezza della carreggiata non è più sufficiente alla circolazione moderna. L'aspetto del ponte è fortemente



***Figura 26, ponte della Becca oggi***

[22] Strumento ad ultrasuoni utilizzato per misurare la profondità dell'acqua e visualizzare la conformazione del terreno
[23] Erosione causata dalla corrente che avviene attorno alle fondazioni dei ponti

caratterizzato dalla ripetizione regolare delle campate e dal profilo orizzontale che si inserisce nel paesaggio circostante. Le pile in laterizio si alternano alle travature in acciaio creando un equilibrio tra materiale e forma. Rappresentando anche per l'epoca una soluzione tecnologicamente avanzata. Nonostante la semplicità dell'impostazione, il ponte ha una presenza forte nel paesaggio e nel tempo è diventato un riferimento visivo riconoscibile anche da lontano. A più di un secolo dalla sua costruzione, però, la struttura mostra limiti e segni di invecchiamento evidenti. Le travi metalliche presentano fenomeni di corrosione diffusa, soprattutto nei punti di giunzione e nelle zone soggette a ristagni d'acqua. Le pile in muratura, pur risultando complessivamente stabili, mostrano erosioni alla base dovute all'azione continua delle correnti del Po. Gli appoggi metallici e i giunti sono stati più volte oggetto di manutenzione, ma l'usura complessiva è ormai inevitabile.

Dal punto di vista funzionale, la carreggiata stretta rappresenta una criticità rilevante. Il traffico quotidiano è intenso e il transito contemporaneo di due veicoli pesanti è possibile solo con estrema cautela. Mancano marciapiedi e corsie riservate a pedoni e ciclisti, e questo limita fortemente l'uso del ponte da parte degli utenti deboli della strada. L'illuminazione e le barriere laterali non rispondono più agli standard di sicurezza attuali, così come la portanza complessiva della struttura non è adeguata ai carichi generati dai mezzi moderni.

Negli ultimi decenni sono stati condotti diversi interventi di manutenzione straordinaria, volti principalmente a contenere il degrado dell'acciaio e a migliorare la sicurezza. Tuttavia, questi lavori hanno avuto un effetto limitato nel tempo. La gestione dell'opera risulta sempre più complessa, sia dal punto di vista tecnico sia economico. Le verifiche statiche e le ispezioni visive indicano che, pur essendo ancora utilizzabile, il ponte si trova in una condizione di progressivo esaurimento della vita utile (Comitato ponte della Becca, 2022).

Nonostante queste criticità, il Ponte della Becca continua a essere una parte essenziale della rete viaria pavese. È attraversato ogni giorno da migliaia di veicoli e rimane l'unico collegamento diretto tra le due sponde in un tratto di circa trenta chilometri. La chiusura anche temporanea ha conseguenze significative sulla mobilità locale proprio per questo la discussione sulla realizzazione di un nuovo ponte è oggi più attuale che mai. Al di fuori degli aspetti tecnici il ponte mantiene un valore storico identitario, Rappresenta un segno tangibile della capacità costruttiva del primo Novecento e della storia ingegneristica italiana. Per la popolazione del posto non è una semplice infrastruttura ma un punto di riferimento che fa parte del paesaggio e della memoria collettiva. Ogni intervento futuro dovrà quindi tenere conto non solo della necessità di migliorare sicurezza e funzionalità, ma anche del rispetto di questa eredità storica.

## 4.1 Iter amministrativo e istituzionale del nuovo ponte

L'ipotesi di realizzazione di un nuovo attraversamento del fiume Po in affiancamento al Ponte della Becca si inserisce all'interno di un processo amministrativo articolato e di lunga durata, che ha visto il coinvolgimento di diversi livelli istituzionali e l'alternarsi di differenti strategie progettuali.
L'evoluzione dell'iter può essere letta attraverso due fasi principali: una prima fase, compresa tra i primi anni Duemila e il 2016, in cui il nuovo ponte è concepito come parte integrante di un sistema infrastrutturale più ampio; e una seconda fase, avviata a partire dal 2017–2018, in cui l'intervento viene ridefinito come opera autonoma, finalizzata alla risoluzione delle criticità specifiche del Ponte della Becca.

**Prima fase (2000–2016): il ponte come parte della direttrice Broni–Pavia–Mortara**

Nei primi anni del Duemila il bisogno di potenziare il sistema stradale del territorio pavese porta all'elaborazione di nuove strategie di sviluppo viabilistico su vasta scala dove il superamento del nodo della Becca viene affrontato non come intervento puntuale, ma come parte di un sistema infrastrutturale più grande. In questo modo si inserisce il progetto del tracciato stradale promosso nell'ambito della pianificazione territoriale della Provincia di Pavia e della Regione Lombardia.




***Figura 27, Progetto per la nuova viabilità Broni-Pavia-Mortara, immagine estrapolata da ARIA Lombardia.***

Il primo passo significativo si registra nel 2006 quando viene avviata la verifica sul progetto preliminare dell'infrastruttura. Questa fase rappresenta un momento fondamentale dell'iter amministrativo, in quanto consente di raccogliere le prime valutazioni da parte degli enti coinvolti e di consolidare l'impostazione progettuale generale.
Nel 2007, a seguito dell'approvazione del progetto preliminare, viene introdotta una fascia di salvaguardia lungo il tracciato previsto per la nuova infrastruttura. Questo vincolo urbanistico assume

carattere vincolante per la pianificazione comunale e provinciale, determinando di fatto un blocco della previsione progettuale sul territorio, pur in assenza di una successiva realizzazione dell'opera.
Nel 2011 viene redatto il progetto definitivo dell'intervento, sviluppato nell'ambito dell'"Integrazione del Sistema Infrastrutturale Direttrice Broni–Pavia–Mortara". In questa fase il nuovo attraversamento del Po in corrispondenza della Becca è parte integrante del sistema viario complessivo e non costituisce ancora un'opera autonoma. Il progetto, promosso da soggetti attuatori regionali, si configura come infrastruttura strategica a scala sovralocale, con l'obiettivo di migliorare l'accessibilità e la connessione tra diverse aree del territorio lombardo. (A.R.I.A. Regione Lombardia, 2017)[24]
Tra il 2012 e il 2016 l'iter entra nella fase di valutazione ambientale, con l'attivazione della procedura di Valutazione di Impatto Ambientale ai sensi della normativa vigente. Durante questa fase emergono numerose criticità, legate in particolare all'attraversamento di ambiti fluviali e agricoli di elevato valore ambientale e paesaggistico. Il punto di vista proveniente dagli enti locali e dalle associazioni evidenzia però una forte opposizione al progetto, specialmente per quanto riguarda l'impatto ambientale e territoriale dell'infrastruttura. Il punto determinante arriva nel 2016 quando la procedura si conclude con un esito negativo. Il decreto ministeriale stabilisce l'incompatibilità ambientale dell'opera nella configurazione che è stata proposta, determinando così il termine dell'intero progetto. Questo evento segna la fine della prima fase dell'iter e apre la necessità di una revisione radicale dell'approccio progettuale. (Legambiente Lombardia, 2024)

**Seconda fase dell'iter: dalla ridefinizione dell'intervento al progetto di fattibilità (2017–oggi)**

A seguito dell'esito negativo della procedura di Valutazione di Impatto Ambientale del 2016 relativa al progetto Broni–Pavia–Mortara, il tema del nuovo attraversamento del fiume Po in corrispondenza della Becca viene riconsiderato all'interno di un quadro strategico differente. A partire dal 2017, infatti, l'intervento viene svincolato dalla logica della grande infrastruttura autostradale e ridefinito come opera autonoma, finalizzata alla risoluzione delle criticità specifiche dell'attraversamento esistente.

**Avvio del nuovo percorso programmatorio (2017–2018):**

Un primo passaggio formale è rappresentato dalla Deliberazione della Giunta Regionale X/7246 del 17 ottobre 2017, con cui la Regione Lombardia inserisce tra gli interventi finanziati dal Fondo Sviluppo e Coesione il Documento di fattibilità del nuovo Ponte della Becca. Tale atto segna l'avvio di una nuova fase dell'iter, caratterizzata da un approccio mirato e specifico rispetto al nodo infrastrutturale.

[24] A.R.I.A. Azienda Regionale per l'Innovazione e gli Acquisti.

Il percorso viene consolidato con la DGR XI/322 del 10 luglio 2018, attraverso la quale la Regione stanzia 800.000 euro destinati alla redazione del documento di fattibilità delle alternative progettuali.

Infrastrutture Lombarde

INFRASTRUTTURE LOMBARDE - PIANO PLURIENNALE DELLE ATTIVITA' 2019-2021

Allegato 1

| N. | MODALITA' INCARICO | DESCRIZIONE ATTIVITA' | ID COMMESSA | ID NOME COMMESSA | CUP | RESP. AREA | RUP | DATA CONFERIMENTO E TERMINE | DG COMPETENTE / ALTRO COMMITTENTE | QTE (solo Contributo Pubblico) | 2019 | 2020 | 2021 | ANNI SUCCESSIVI | NOTE |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| F17 | DGR. 204-11.06.2018 Approvazione schema di conv. + Convenzione del 26.07.2018 | Convenzione per la redazione del documento di fattibilità per il **Ponte "della Becca"** | F04418 | Becca | **H92C18000060001** | Calosi | Cirelli | Conferimento 26.07.2018 Termine 31.12.2019 | DG Infrastrutture, Trasporti e Mobilità sostenibile | € 800.000,00 | € 470.000,00 | € 273.000,00 | € - | € - | |

***Figura 28,Stanziamento denaro da parte della Regione Lombardia. immagine estrapolata da Infrastrutture Lombardia.***

(Regione Lombardia la giunta, 2017)

L'intervento viene affidato operativamente ad ARIA S.p.A. (già Infrastrutture Lombarde), che agisce come soggetto attuatore tecnico nell'ambito della programmazione regionale.

## Il Documento di fattibilità delle alternative (2018–2020)

Il documento di fattibilità[25], sviluppato tra il 2019 e il 2020 con il grosso contributo del gruppo Net Engineering costituisce il primo vero approfondimento tecnico nella nuova fase progettuale.
L'obiettivo dello studio è quello di individuare una soluzione progettuale in grado di garantire la continuità della S.P. ex S.S. 617 "Bronese" attraverso un nuovo attraversamento sul Po così assicurando allo stesso tempo la funzionalità per tutte le categorie di traffico e valutando possibili scenari di riutilizzo del ponte esistente.
Dal punto di vista metodologico, il documento è articolato in due fasi:

- una prima fase (Prodotto P1), dedicata all'individuazione e al confronto tra diverse alternative progettuali.
- una seconda fase (Prodotto P2), finalizzata all'approfondimento della soluzione ritenuta preferibile.

La cronologia operativa è documentata con precisione: il contratto per lo sviluppo dello studio viene sottoscritto l'11 ottobre 2019; il Prodotto P1 viene approvato il 23 marzo 2020; il Prodotto P2 viene avviato il 27 marzo 2020 e successivamente completato nello stesso anno.
L'analisi comparativa condotta in questa fase prende in considerazione differenti localizzazioni e configurazioni strutturali, valutate secondo criteri di natura economica, ambientale, idraulica e trasportistica. L'esito dello studio, presentato ufficialmente il 22 luglio 2020 agli stakeholder istituzionali, individua come soluzione preferibile l'opzione localizzata a valle del ponte esistente.

[25] Analisi preliminare tecnica ed economica che valuta se un progetto è realizzabile

Nel corso della stessa presentazione viene inoltre esplicitata la possibilità di destinare il ponte storico a usi diversi da quello veicolare ordinario, in particolare alla mobilità ciclopedonale, e vengono sviluppati approfondimenti specifici relativi al comportamento idraulico del fiume, agli impatti ambientali e alla configurazione della viabilità di accesso. (A.R.I.A Regione Lombardia, 2021)

**Passaggio alla fase progettuale: il PFTE (2021–2023)**

Terminata la fase di fattibilità la responsabilità dello sviluppo progettuale passa alla provincia di Pavia, essa è stata individuata come il giusto soggetto per la redazione del Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica (PFTE). [26]Questo passaggio è accompagnato da un finanziamento statale del 3 gennaio 2020, che assegna alla provincia di Pavia 1,5 milioni di euro per la predisposizione del PFTE del nuovo ponte della Becca.
Nel frattempo, il quadro istituzionale subisce un'evoluzione significativa: la tratta della ex S.S. 617 "Bronese" viene trasferita alla competenza di ANAS[27] a partire da aprile 2021, determinando un progressivo coinvolgimento del livello statale nella gestione dell'intervento.
Nel 2023 il progetto raggiunge un ulteriore livello di maturazione. In una comunicazione ufficiale al Senato del 26 gennaio 2023, il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti conferma che la Provincia di Pavia ha completato il PFTE e ha avviato la conferenza dei servizi preliminare, primo passaggio fondamentale per l'acquisizione dei pareri degli enti competenti.

**Inserimento nella programmazione nazionale e stato attuale (2024–oggi)**

Negli anni successivi il nuovo ponte della Becca entra nella programmazione infrastrutturale nazionale in particolare l'intervento compare nel contratto di programma 2021-2025 tra il ministero delle infrastrutture e dei trasporti ANAS, con una previsione economica iniziale di 168,75 milioni di euro mentre attualmente le ultime stime parlano di una previsione economica intorno ai 120 milioni di euro. (Provincia Pavese, 2026). Parallelamente, fonti parlamentari del 2024 evidenziano che ANAS ha avviato un'attività di aggiornamento del PFTE precedentemente redatto dalla Provincia di Pavia, in vista del passaggio alle successive fasi progettuali.
Allo stato attuale, non risulta ancora avviata la fase realizzativa dell'opera. L'intervento si trova in una fase avanzata sotto il profilo progettuale e programmatorio, ma non risultano ancora completati tutti i

[26] Il primo livello di progettazione obbligatorio per le opere pubbliche in Italia introdotto per trovare la soluzione migliore tra le varie alternative
[27] Azienda Nazionale Autonoma delle Strade

passaggi necessari all'avvio dei lavori, in particolare quelli relativi alla progettazione definitiva, alla valutazione ambientale e all'effettivo finanziamento dell'opera.

## 4.2 Definizione delle alternative progettuali

A seguito della ridefinizione dell'intervento come opera autonoma, il processo progettuale del nuovo Ponte della Becca si sviluppa attraverso una fase preliminare di analisi comparativa delle possibili soluzioni, formalizzata nel Documento di fattibilità delle alternative progettuali. Questa fase non ha l'obiettivo di definire un progetto definitivo, ma di costruire un quadro decisionale attraverso il confronto tra scenari alternativi, finalizzato all'individuazione della soluzione più coerente rispetto ai vincoli tecnici, ambientali e funzionali del sito.

**Impostazione metodologica**

Lo studio è impostato secondo un approccio comparativo multicriterio, nel quale le diverse alternative vengono valutate sulla base di parametri integrati, tra cui:

- funzionalità trasportistica e continuità della ex S.S. 617 "Bronese";
- comportamento idraulico del sistema fluviale;
- impatto ambientale e inserimento paesaggistico;
- sostenibilità economica e complessità realizzativa.

L'analisi non riguarda esclusivamente l'opera principale, ma considera il sistema infrastrutturale nel suo complesso, includendo le connessioni alla viabilità esistente e le interferenze con il contesto territoriale.

**Ruolo di Net Engineering:**

All'interno di questa fase, il contributo del gruppo guidato da Net Engineering [28]si colloca nella definizione del quadro esigenziale e nella costruzione delle alternative progettuali.
Il ruolo del gruppo non è quello di sviluppare un progetto esecutivo, ma di individuare scenari alternativi di attraversamento, confrontarli secondi i criteri tecnici e prestazionali e in fine selezionare una soluzione da trasferire alle fasi successive, si può dire che l'attività svolta assume carattere strategico più che progettuale in senso stretto.
Articolazione delle alternative
Le alternative si distinguono principalmente per:

[28] Società italiana di ingegneria e architettura specializzata nella progettazione di infrastrutture di trasporto

- localizzazione rispetto al ponte esistente (soluzioni a monte e a valle)
- configurazione dell'attraversamento
- modalità di connessione alla rete viaria;
- grado di interferenza con il sistema fluviale e le aree esondabili.

Le fonti disponibili indicano un grande insieme di soluzioni tutte riconducibili a più configurazioni progettuali tra loro ma allo stesso tempo molto differenti. In assenza della documentazione tecnica integrale il confronto dettagliata tra le singole alternative non risulta purtroppo accessibile però con la documentazione ottenuta possiamo dire che la soluzione ritenuta preferibile è quella dove la nuova opera viene collocata a valle rispetto al ponte esistente. Tale scelta deriva da una valutazione fatta rispettando questi criteri:

- Migliore compatibilità idraulica rispetto al regime delle piene
- Maggiore efficacia nel collegamento con la viabilità esistente
- Minore impatto ambientale
- Equilibrio tra prestazioni e costi dell'intervento

La selezione non assume la forma di una bocciatura formale delle alternative escluse, ma rappresenta l'esito di un processo di confronto che individua la soluzione più coerente nel bilanciamento complessivo dei fattori considerati. (Net Engineering, 2021)

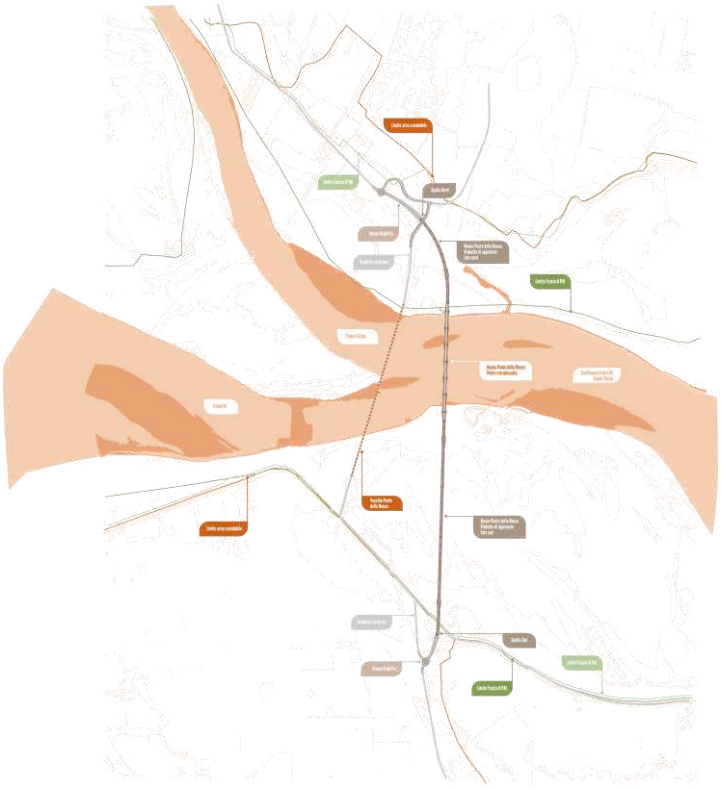


***Figura 29, La nuova viabilità nel progetto realizzato da Net Engineering, immagine estrapolata dall'archivio di Net Engineering***

**Il significato della fase di fattibilità:**

La fase di definizione delle alternative progettuali svolge un ruolo determinante nell'iter complessivo, in quanto consente di fissare i presupposti fondamentali per lo sviluppo successivo del progetto.

In particolare, essa definisce:

- la localizzazione dell'intervento;
- l'impostazione tipologica dell'attraversamento;
- i criteri progettuali di riferimento;

- il quadro delle criticità da affrontare nelle fasi successive.

Il Documento di fattibilità non produce quindi il progetto del nuovo ponte, ma stabilisce le condizioni entro cui tale progetto può essere sviluppato in modo coerente con il contesto.

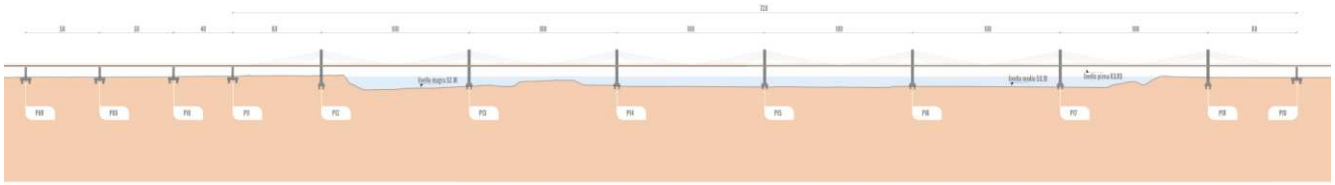


***Figura 30, Studio dello schema di posizionamento delle pile realizzato da Net Engineering***

## 4.3 Sviluppo del progetto ufficiale (PFTE – Studio Calvi)

Il passaggio alla fase di progettazione si concretizza con la redazione del Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica (PFTE), primo livello progettuale finalizzato alla definizione tecnica dell'intervento sulla base della soluzione selezionata nella fase di fattibilità.
L'incarico viene affidato il 30 aprile 2021 allo Studio Calvi, in raggruppamento con Fhecor Ingenieros Consultores, Geodata Engineering e Crew Cremonesi Workshop, a seguito di procedura di gara indetta dalla Provincia di Pavia. Il finanziamento della progettazione, pari a circa 1,5 milioni di euro, è coperto da risorse statali, mentre il costo dell'intervento viene stimato in questa fase in circa 168 milioni di euro.
Il PFTE assume come riferimento la soluzione individuata nel Documento di fattibilità e ne sviluppa i contenuti sotto il profilo tecnico, strutturale ed economico. In questa fase vengono definite le principali caratteristiche dell'opera, il quadro delle interferenze, le modalità di inserimento nel contesto territoriale e gli elementi necessari per l'avvio del procedimento autorizzativo.
Una volta completata la stesura il progetto nel 2022 fu inviato alla Conferenza dei servizi preliminare[29], con l'obiettivo di acquisire le prime indicazioni da parte delle amministrazioni competenti in merito alle autorizzazioni richieste nelle fasi successive. Questo passaggio consente di verificare la coerenza del progetto rispetto ai vincoli normativi territoriali. Nel 2023 il PFTE viene inviato al Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici [30]che esprime un parere favorevole riguardo all'adeguamento del progetto al nuovo schema normativo. (VIII COMMISSIONE PERMANENTE,

[29] Strumento di semplificazione amministrativa convocato prima del progetto definitivo per progetti complessi
[30] Organo tecnico consultivo del ministero delle infrastrutture e dei trasporti

2024) Il parere conferma la validità dell'impostazione progettuale ma sottolinea la necessità di una revisione per garantirne la piena conformità. Successivamente il progetto entra nella fase di aggiornamento tecnico da parte di ANAS, finalizzata al recepimento delle prescrizioni e all'allineamento degli standard progettuali. Nello stesso tempo questo intervento viene inserito nel contratto di programma 2021-2025 tra il Ministero delle Infrastrutture e ANAS con un costo aggiornato pari a 120 milioni di euro. Il PFTE è il livello più avanzato raggiunto dal progetto del nuovo ponte della Becca. La necessità di adeguamenti successivi e l'assenza di una copertura finanziaria impediscono allo stato attuale il passaggio alle fasi di progettazione definitiva ed esecutiva. (ANAS, 2025)

## 4.4 Criticità del progetto ufficiale e ragioni del mancato avanzamento

Lo studio dell'evoluzione progettuale del nuovo ponte della Becca mette in mostra come il mancato passaggio alla fase realizzativa non sia riconducibile aa una singola causa, ma a una combinazione di criticità di natura differente emerse nelle diverse fasi dell'iter.

**Rigetto del progetto Broni–Pavia–Mortara.**

L'unico caso di bocciatura formale riguarda il progetto Broni–Pavia–Mortara, sottoposto a procedura di Valutazione di Impatto Ambientale conclusa con esito negativo nel 2016. La criticità principale è riconducibile alla scala dell'intervento, che configurava il nuovo attraversamento come parte di un sistema infrastrutturale esteso, con impatti rilevanti sul contesto territoriale e agricolo. La valutazione ambientale ha messo in mostra effetti importanti sia in fase di realizzazione sia in esercizio, determinando un giudizio di incompatibilità, a questo problema si aggiunge un forte livello di contrasto con il territorio, questo ha portato a respingere il progetto anche nelle fasi successive. L'esito negativo non ha quindi evidenziato una sospensione, ma una chiusura definitiva del primo ciclo progettuale.

**Selezione delle alternative nella fase di fattibilità**

Nella fase successiva, il problema viene affrontato attraverso un processo comparativo tra diverse soluzioni, senza che si verifichi una bocciatura formale delle singole alternative.

Le ipotesi progettuali vengono valutate sulla base di criteri integrati e conducono alla selezione della soluzione localizzata a valle del ponte esistente. Le alternative non selezionate non risultano oggetto di atti di esclusione autonomi, ma vengono superate all'interno del processo decisionale.

Ne deriva che il limite di questa fase non risiede nella qualità delle singole soluzioni, quanto nella difficoltà di rendere trasparente e completamente verificabile il confronto tra le alternative, in assenza di una documentazione tecnica integralmente accessibile.

**Criticità del progetto ufficiale (PFTE)**

Il Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica fatto dalla Provincia di Pavia con lo Studio Calvi rappresenta il livello più avanzato dell'iter progettuale, ma non è riuscito a trasformarsi in una fase attuativa.

Le criticità emerse possono essere ricondotte a quattro ambiti principali:

**Criticità tecnico-normative**

Il parere a favore espresso nel 2023 dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici è vincolato all'adeguamento del progetto alla nuova normativa. Questo mette in mostra come il PFTE, pur tecnicamente valido, non fosse immediatamente conforme alle disposizioni attuali, rendendo necessaria una revisione progettuale.

**Criticità funzionali e di sistema**

Le osservazioni emerse nelle fasi successive riguardano in modo significativo il sistema delle connessioni e della viabilità interferente. L'efficacia dell'infrastruttura non dipende esclusivamente dall'attraversamento del fiume, ma dalla capacità di integrarsi con la rete esistente.

In questo senso, il progetto evidenzia una criticità ricorrente: la complessità delle opere accessorie incide in modo determinante sia sull'impatto territoriale sia sulla fattibilità complessiva dell'intervento.

**Criticità ambientali e territoriali**

A differenza del progetto Broni–Mortara, non emerge una nuova incompatibilità ambientale formale; tuttavia, persistono elementi di criticità legati all'inserimento dell'opera nel contesto fluviale e agricolo.

In particolare, le interferenze generate dalle infrastrutture di accesso rappresentano un fattore sensibile, che richiede continui adeguamenti progettuali e contribuisce a rallentare il processo decisionale.

**Criticità procedurali e finanziarie**

Il passaggio di competenze tra enti e il successivo coinvolgimento di ANAS hanno determinato un ulteriore allungamento dei tempi, legato alla necessità di aggiornare il progetto agli standard del nuovo soggetto gestore.

A questo si aggiunge una criticità decisiva: l'assenza di una copertura finanziaria completa. Nonostante l'inserimento dell'opera nella programmazione nazionale, la mancanza di risorse pienamente disponibili impedisce l'avvio delle fasi successive di progettazione e realizzazione. Sostanzialmente Le ragioni del mancato avanzamento del nuovo Ponte della Becca possono essere ricondotte a tre livelli principali:

- incompatibilità ambientale nel primo ciclo progettuale;
- selezione comparativa senza sviluppo delle alternative non preferite;
- difficoltà di consolidamento tecnico, procedurale ed economico del progetto ufficiale.

Questa sequenza evidenzia come il limite non sia riconducibile a una singola scelta progettuale, ma a una progressiva difficoltà di stabilizzare l'intervento all'interno di un quadro coerente sotto il profilo tecnico, normativo e finanziario. Il caso del Ponte della Becca mostra come la realizzazione di un'infrastruttura complessa richieda non solo qualità progettuale, ma anche coerenza tra scala dell'intervento, inserimento territoriale e sostenibilità attuativa. Il mancato avvio dei lavori non deriva dal rigetto di un'unica soluzione, ma dall'accumularsi di criticità che, nelle diverse fasi, hanno impedito il passaggio da progetto a opera realizzata.

# 5. Obiettivi del progetto alternativo

## 5.1 Necessità tecniche: sicurezza, portata, durabilità

La definizione dei requisiti tecnici della proposta progettuale si fonda sui principi stabiliti dalla normativa strutturale vigente, in particolare dagli Eurocodici[31] e dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018)[32]. Tali riferimenti individuano come obiettivi fondamentali della progettazione la sicurezza, la capacità portante e la durabilità dell'opera, da garantire lungo l'intero ciclo di vita della struttura.

[31] Norme tecniche a livello europeo che definiscono i criteri per la progettazione di opere ed edifici.
[32] Norme Tecniche per la Costruzione.

**Sicurezza strutturale**

Il requisito primario è rappresentato dalla sicurezza, intesa come capacità della struttura di resistere alle azioni previste senza raggiungere condizioni di collasso o di danneggiamento non accettabile. Secondo l'impostazione dell'Eurocodice 0[33], una struttura deve essere progettata in modo da sopportare, con adeguato livello di affidabilità, tutte le azioni che possono verificarsi durante la costruzione e l'esercizio, garantendo condizioni di utilizzo sicure per gli utenti.

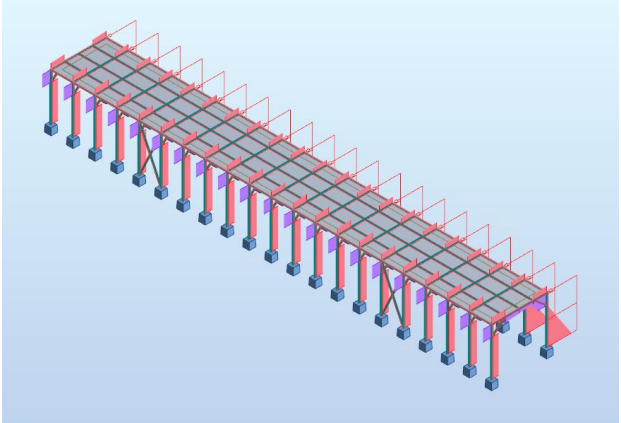


***Figura 31,Immagine elaborata con il software Robot Structural Analysis, elaborazione personale.***

Nel caso di un ponte stradale, le principali azioni da considerare comprendono:

- carichi permanenti, legati al peso proprio della struttura e degli elementi non strutturali;
- carichi variabili, connessi al traffico veicolare;
- azioni ambientali, quali vento, variazioni termiche e possibili eventi eccezionali;
- azioni accidentali, tra cui urti o incendi.

La verifica della sicurezza avviene attraverso il metodo degli stati limite, che distingue tra:

- stati limite ultimi (SLU[34]), associati al collasso strutturale;
- stati limite di esercizio (SLE[35]), relativi a deformazioni, vibrazioni e fessurazioni che possono compromettere la funzionalità dell'opera. (Eurocodice 0 )

Un ulteriore aspetto rilevante è rappresentato dalla robustezza strutturale, ovvero la capacità della struttura di evitare collassi sproporzionati in seguito a danneggiamenti locali. La progettazione deve quindi garantire un comportamento globale stabile e prevedibile anche in presenza di eventi eccezionali. In questo contesto, si precisa che gli effetti dinamici legati alla risonanza [36]e l'azione sismica non sono stati trattati analiticamente nel presente lavoro in quanto richiedono modellazioni avanzate e analisi specifiche di fasi progettuali di maggiore dettaglio. Questi aspetti sono stati pertanto considerati in maniera qualitativa e cautelativa, senza sviluppi numerici dedicati.

[33] L'eurocodice 0 parla delle basi della progettazione strutturale
[34] La condizione oltre la quale la struttura raggiunge la capacità massima subendo cedimenti permanenti
[35] Condizione progettuale che garantisce le funzionalità e la durabilità di una struttura durante il suo normale utilizzo
[36] Fenomeno fisico critico che si verifica quando un edificio viene sollecitato da vibrazioni esterne

**Portata e capacità funzionale:**

La portata rappresenta la capacità dell'infrastruttura di sostenere i carichi di traffico previsti e di garantire la continuità del servizio nel tempo. In ambito normativo, essa è definita attraverso modelli di carico che simulano le condizioni di esercizio più gravose, assicurando un livello adeguato di sicurezza e affidabilità.

Nel caso dei ponti stradali, questo si traduce in:

- dimensionamento dell'impalcato e degli elementi strutturali in funzione delle combinazioni di carico;
- verifica delle sollecitazioni interne e delle deformazioni;
- controllo del comportamento dinamico, in particolare in relazione alle vibrazioni indotte dal traffico.

La portata non deve essere intesa esclusivamente in termini statici, ma anche come capacità funzionale nel tempo, ovvero come attitudine dell'infrastruttura a mantenere livelli di servizio adeguati rispetto alla domanda di traffico prevista. Ciò implica la necessità di progettare una struttura in grado di garantire prestazioni stabili senza richiedere interventi strutturali significativi nel breve periodo. (Eurocodice 1 )

**Durabilità:**

La durabilità costituisce il terzo requisito fondamentale e riguarda la capacità della struttura di mantenere nel tempo le proprie prestazioni, limitando il degrado dovuto agli agenti ambientali e all'uso.

Secondo quanto previsto dalle normative europee e nazionali, la progettazione deve garantire che, durante la vita utile dell'opera, il livello di prestazione non si riduca al di sotto di quello richiesto per la sicurezza e la funzionalità. Questo obiettivo si traduce in:

- scelta appropriata dei materiali in funzione delle condizioni ambientali;
- definizione di dettagli costruttivi che limitino l'ingresso di agenti aggressivi;
- protezione delle parti strutturali più esposte.

Nel caso delle strutture in calcestruzzo come, ad esempio, nel nostro ponte i piloni, la durabilità è strettamente legata alla protezione delle armature attraverso adeguati spessori di copriferro e alla qualità del materiale impiegato. Nello stesso modo per le strutture in acciaio risulta fondamentale la protezione contro la corrosione questo si può prevenire con verniciature o trattamenti specifici. La durabilità è direttamente connessa alla manutenzione dell'opera, influenzando costi di gestione e gli interventi necessari nel corso del tempo. (NTC 2018 )

## 5.2 Obiettivi funzionali: Il flusso veicolare

Definire gli obiettivi funzionali del nuovo attraversamento è basato sulla necessità di garantire la continuità e garantire l'efficienza del traffico veicolare. L'attuale Ponte della Becca, concepito per un traffico estremamente ridotto, non risulta più adeguato alle condizioni di esercizio contemporanee, caratterizzate da un'intensità di traffico significativamente superiore.

**Continuità e regolarità del flusso**

L'infrastruttura esistente è oggi interessata da un traffico stimato in circa 18.000 veicoli al giorno, con funzione di collegamento tra l'area di Pavia–Milano, l'Oltrepò pavese orientale e la direttrice dell'autostrada A21. Il ponte svolge quindi un ruolo fondamentale all'interno di un bacino territoriale ampio, che coinvolge circa 126 comuni e 360.000 abitanti.

Tuttavia, la configurazione attuale non è in grado di garantire condizioni di flusso regolari. Le frequenti operazioni di manutenzione e messa in sicurezza comportano interruzioni della circolazione, con chiusure totali che, ad esempio, nel 2018 hanno raggiunto complessivamente circa 20 giorni all'anno. Questa discontinuità rappresenta una criticità rilevante, in quanto compromette l'affidabilità del collegamento.

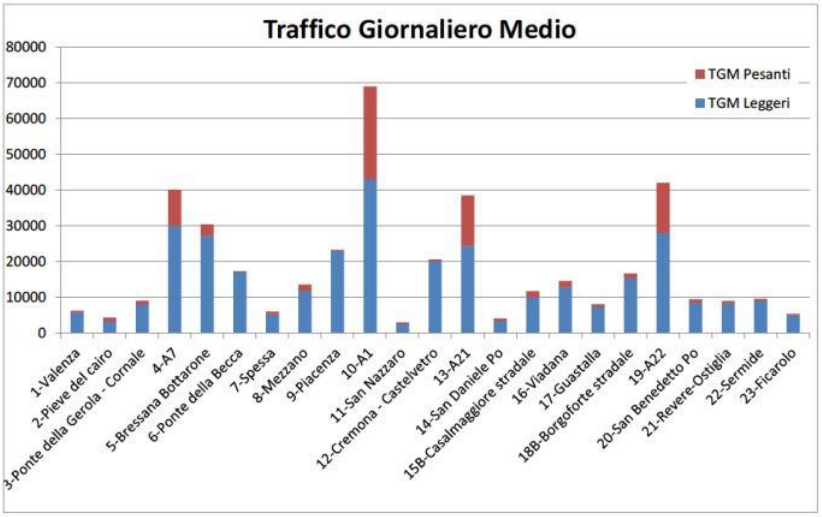


*Figura 32, grafico del traffico giornaliero medio, Immagine elaborata da Confindustria Lombardia.*

In questo contesto, uno degli obiettivi principali del nuovo ponte è assicurare la continuità del traffico, riducendo al minimo le interruzioni e garantendo condizioni di esercizio stabili nel tempo.

Adeguatezza funzionale e accessibilità del traffico pesante

Dal 2010 [37]il ponte esistente è soggetto a limitazioni al traffico, con divieto di transito per i mezzi pesanti. Tale condizione genera una significativa inefficienza del sistema viario, costringendo i veicoli a percorsi alternativi più lunghi.

[37] A causa dei problemi di cedimento precedentemente analizzati

Le principali alternative attualmente utilizzate sono:

- il ponte di Spessa Po, che comporta un incremento di percorrenza di circa 12 km (+60%) per il collegamento Broni–Pavia;
- il ponte di Bressana, con un incremento di circa 19 km (+92%);
- percorsi alternativi verso la rete autostradale, con incrementi variabili tra 11 km e 29 km, a seconda dell'itinerario scelto.

Queste deviazioni determinano un aumento dei tempi di percorrenza, dei costi di trasporto e dell'impatto ambientale complessivo. Inoltre, la presenza del divieto genera situazioni di criticità operativa, con veicoli che, non rilevando tempestivamente la limitazione, sono costretti a effettuare manovre di inversione o rimangono bloccati in prossimità dell'infrastruttura.

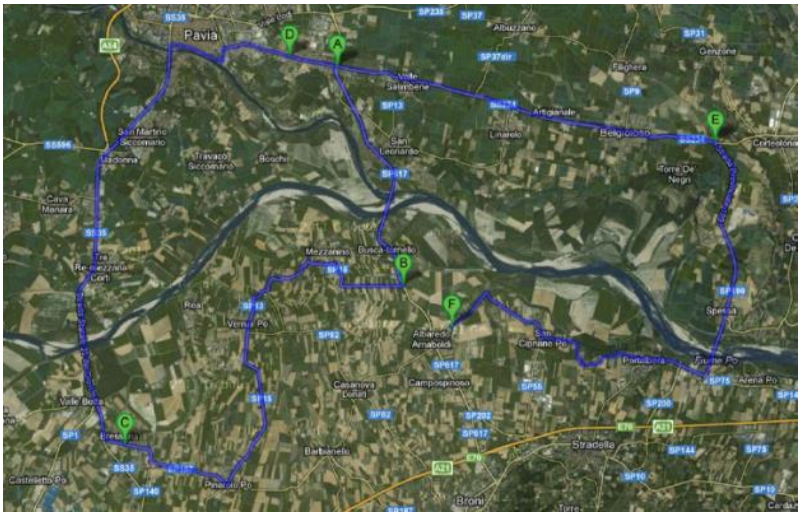


*Figura 33, Vie alternative al ponte della Becca, Google Maps.*

Alla luce di queste condizioni, uno degli obiettivi funzionali fondamentali del nuovo attraversamento è il ripristino della piena accessibilità per tutte le categorie di traffico, inclusi i mezzi pesanti, eliminando le attuali limitazioni e le inefficienze ad esse associate. (Confindustria Lombardia, 2018)

**Efficienza del sistema viario**

Il ponte deve essere concepito come parte integrante del sistema infrastrutturale esistente, evitando che l'attraversamento costituisca un elemento di discontinuità.

In questo senso, l'efficienza funzionale si traduce in:

- coerenza tra la sezione del ponte e quella della viabilità di accesso;
- configurazione delle connessioni in grado di garantire flussi regolari;
- riduzione dei punti di conflitto e delle manovre complesse.

L'obiettivo è quello di garantire un'infrastruttura in grado di assorbire il traffico esistente senza generare congestioni o criticità locali.

**Affidabilità nel tempo**

Un ulteriore obiettivo funzionale riguarda la continuità operativa dell'infrastruttura nel lungo periodo. Le criticità attuali evidenziano come la necessità di frequenti interventi manutentivi possa incidere in modo significativo sulla funzionalità complessiva.

Il nuovo ponte deve quindi essere progettato per:

- ridurre la frequenza e l'impatto delle operazioni di manutenzione;
- garantire livelli di servizio costanti nel tempo;
- evitare interruzioni prolungate della circolazione.

In questo senso, la funzionalità non è limitata alla fase di esercizio iniziale, ma si estende all'intero ciclo di vita dell'opera

## 5.3 Obiettivi paesaggistici e ambientali

L'area di intervento del nuovo Ponte della Becca si colloca in un contesto territoriale di elevata sensibilità paesaggistica e ambientale, caratterizzato dalla confluenza tra i fiumi Ticino e Po e dall'inserimento all'interno del Parco Lombardo della Valle del Ticino. L'intero ambito è sottoposto a vincolo paesaggistico ai sensi del D.Lgs. 42/2004[38], condizione che impone una progettazione orientata fin dalle fasi iniziali alla compatibilità con il contesto.




*Figura 34, Strade verdi lungo il Ticino, fonte Vie Verdi Ticino.*

In questo quadro, gli obiettivi paesaggistici e ambientali non si limitano alla mitigazione degli impatti, ma costituiscono un criterio guida nella definizione stessa dell'infrastruttura.

**Riduzione dell'impatto percettivo e riconoscibilità dell'opera**

Un primo obiettivo riguarda la definizione dell'immagine dell'infrastruttura in rapporto al contesto paesaggistico. Il paesaggio fluviale della valle del Ticino è caratterizzato da un'elevata qualità

[38] noto come Codice dei beni culturali e del paesaggio o "Codice Urbani", è la principale norma italiana che disciplina la protezione, la conservazione e la valorizzazione del patrimonio storico, artistico e paesaggistico.

ambientale e percettiva, all'interno della quale l'inserimento di nuove opere deve avvenire in modo coerente con i caratteri del luogo.
In questo quadro, la proposta non si limita a una logica di minimizzazione dell'impatto visivo, ma mira a definire un'infrastruttura riconoscibile e leggibile, capace di assumere un ruolo nel paesaggio senza comprometterne l'equilibrio complessivo. Lo scopo è quello di realizzare un elemento che pur essendo dotato di una propria identità formale deve mantenere un rapporto proporzionato con la scala del contesto e con la percezione del paesaggio circostante. La riconoscibilità dell'opera non è ricercata in forme "strane" o in contrasto ma nasce da una progettazione attenta e coerente con l'ambiente circostante.

**Contenimento del consumo di suolo**

Un secondo obiettivo riguarda la limitazione delle trasformazioni territoriali, in particolare in relazione alle aree agricole che caratterizzano il territorio del Parco.
La compatibilità ambientale dell'intervento dipende in larga misura dalla capacità di contenere:

- l'estensione delle rampe di accesso;
- l'occupazione permanente di suolo;
- la dispersione delle opere nel territorio aperto.

Ne deriva l'esigenza di una progettazione orientata alla concentrazione dell'intervento, riducendo l'ingombro complessivo e limitando le trasformazioni non strettamente necessarie.

**La Compatibilità con il sistema fluviale ed ecologico**

Il sistema della valle del Ticino e della confluenza con il Po è caratterizzato da un equilibrio tra componenti naturali e antropiche, in cui fiumi, aree boscate, superfici agricole e reticolo idrico costituiscono un insieme integrato.
In questo contesto, il nuovo ponte deve garantire una compatibilità con il sistema ecologico, evitando interferenze significative con:

- l'alveo e le dinamiche fluviali;
- le aree di esondazione;
- la continuità degli habitat naturali.

L'obiettivo progettuale consiste quindi nel ridurre le alterazioni permanenti del sistema fluviale e limitare la frammentazione del territorio. (Parco del Ticino, 2025)

**Tutela del valore identitario del contesto**

Un ulteriore obiettivo riguarda la conservazione del valore storico e paesaggistico del ponte esistente e dell'area della confluenza.

Le indicazioni emerse nella fase di fattibilità suggeriscono una distinzione funzionale tra nuova infrastruttura e manufatto storico, prevedendo per quest'ultimo un possibile riuso ciclopedonale. In questa prospettiva, il nuovo ponte deve affiancarsi al contesto esistente senza comprometterne la leggibilità, mantenendo il valore testimoniale e paesaggistico del ponte storico.

**Integrazione con il contesto insediativo**

La qualità ambientale dell'intervento è inoltre legata alla sua capacità di integrarsi con il sistema insediativo locale.

Il progetto deve evitare la creazione di nuove discontinuità tra infrastruttura, paesaggio agricolo e nuclei abitati, garantendo:

- un corretto posizionamento delle opere di accesso;
- la limitazione delle barriere fisiche e percettive;
- una relazione equilibrata tra infrastruttura e contesto.

## 5.4 Vincoli progettuali: morfologia del sito, idraulica, traffico

La definizione della proposta progettuale per il nuovo Ponte della Becca è fortemente condizionata da una serie di vincoli oggettivi legati alle caratteristiche fisiche e funzionali del sito. Tali vincoli non rappresentano elementi accessori, ma costituiscono condizioni determinanti che orientano in modo diretto le scelte progettuali.

**Vincoli morfologici e geotecnici**

L'area di intervento si colloca nella pianura alluvionale della valle del Po, in corrispondenza della confluenza con il Ticino. Si tratta di un contesto caratterizzato da terreni di origine alluvionale, generalmente costituiti da depositi sciolti con variabilità stratigrafica e proprietà meccaniche non uniformi.

Queste condizioni comportano specifiche implicazioni progettuali:

- necessità di sistemi di fondazione profondi, in grado di trasferire i carichi agli strati più competenti;
- attenzione ai fenomeni di cedimento differenziale;

- valutazione delle condizioni di stabilità in relazione alla presenza della falda.

La morfologia pianeggiante e la natura dei terreni impongono quindi una progettazione attenta delle fondazioni e delle opere di sostegno, con particolare riguardo alla sicurezza e alla durabilità nel tempo.

**Vincoli idraulici**

Il principale vincolo del sito è rappresentato dal sistema fluviale del Po e del Ticino, caratterizzato da dinamiche idrauliche complesse e da un regime di piena significativo.

La progettazione deve tenere conto di:

- variazioni del livello idrico legate agli eventi di piena;
- presenza di aree esondabili;
- necessità di garantire il libero deflusso delle acque.

In questo contesto, la normativa e la pratica progettuale richiedono di limitare le interferenze con l'alveo, in particolare riducendo il numero di pile in acqua e evitando ostacoli che possano alterare il regime di corrente o favorire fenomeni di erosione localizzata.

Il vincolo idraulico rappresenta quindi uno dei principali fattori nella definizione dello schema strutturale e della localizzazione degli appoggi. (AIPo)

**Vincoli infrastrutturali e di traffico**

Il nuovo attraversamento si inserisce lungo l'asse della ex S.S. 617 "Bronese", che rappresenta un collegamento strategico tra l'area pavese, l'Oltrepò orientale e il sistema autostradale.

L'attuale configurazione del traffico è caratterizzata da:

- una percorrenza stimata di circa 18.000 veicoli al giorno;
- limitazioni al traffico pesante sul ponte esistente;
- deviazioni obbligate verso altri attraversamenti, con incremento significativo delle distanze percorse.

Queste condizioni determinano un vincolo funzionale preciso: il nuovo ponte deve garantire continuità di traffico e piena accessibilità per tutte le categorie veicolari, integrandosi con la rete esistente senza generare discontinuità o criticità nei flussi.

Inoltre, la progettazione deve considerare la necessità di mantenere in esercizio il sistema viario durante le fasi di realizzazione, evitando interruzioni prolungate del collegamento

# 6.La proposta del nuovo ponte

## 6.1 Descrizione generale del concept

La proposta progettuale nasce dalla volontà di affiancare al Ponte della Becca una nuova infrastruttura capace di rispondere alle esigenze funzionali contemporanee senza limitarsi a una mera replica tipologica, ma introducendo un linguaggio strutturale e formale coerente con il contesto attuale.
Il ponte esistente si caratterizza per una chiara espressione della struttura, resa evidente attraverso la maglia reticolare metallica, che costituisce al tempo stesso elemento portante e segno riconoscibile nel paesaggio. La nuova proposta si pone in dialogo con tale impostazione, ma ne rielabora i principi secondo una logica differente, fondata sull'integrazione tra comportamento strutturale e configurazione architettonica.

Il progetto si sviluppa a partire da un impalcato lineare pensato secondo una logica strutturale razionale, sul quale successivamente viene introdotto un sistema di copertura che richiama il principio del ponte Coperto di Pavia, non è vista come una replica formale, ma come schema di riferimento. Questa scelta consente di stabilire un legame diretto con la tradizione, reinterpretandola attraverso un linguaggio architettonico contemporaneo.
Il progetto vuole introdurre una rielaborazione formale basata sull'inserimento di archi ribassati nella geometria dell'involucro. Questi elementi pur non svolgendo funzione strutturale primaria contribuiscono a definire il ritmo e la scansione dello spazio interno, reinterpretando in una nuova chiave le forme tradizionali.
Un altro elemento caratterizzante è rappresentato dalla configurazione degli ingressi, concepiti come dispositivi spaziali capaci di accentuare il carattere dinamico dell'opera. Le estremità del ponte si sviluppano infatti attraverso elementi che si vogliono protendere in avanti, generando una modifica della geometria e aggiungendo una percezione di movimento già nelle fasi di ingresso.

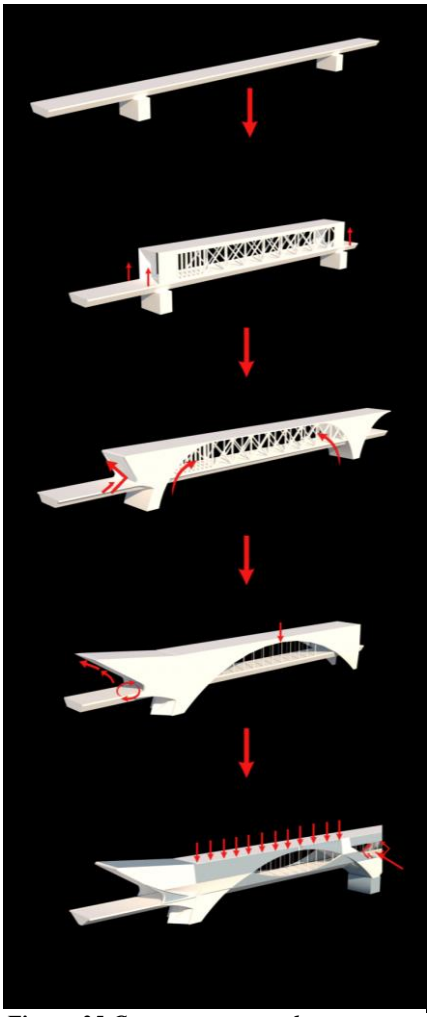


***Figura 35,Concept progettuale, elaborazione personale.***

Il tema del movimento è un principio guida del progetto. Il ponte per sua natura è un'infrastruttura attraversata quotidianamente da flussi continui di veicoli e persone,

tale dinamica viene tradotta in forma architettonica attraverso una configurazione che evita la staticità e introduce variazioni geometriche lungo lo sviluppo dell'opera.
Il progetto si vuole configurare come una sintesi tra memoria e innovazione, da un lato il richiamo alla tradizione del ponte coperto e alla presenza storica del ponte esistente, dall'altro l'introduzione di un linguaggio contemporaneo basato sulla leggerezza e la permeabilità.
Proprio nel discorso di leggerezza e permeabilità l'involucro esterno n'è fa da padrona, è costituito da una lamiera stirata caratterizzata da una percentuale di vuoto pari al 56%, (Fratelli Mariani, 2026)soluzione che consente di ridurre l'azione del vento evitando effetti di sovrappressione [39]e contribuendo al contenimento dei carichi permanenti. Questa scelta non risponde solo a esigenze tecniche, ma prende un ruolo fondamentale nella definizione del linguaggio architettonico del ponte. La permeabilità visiva della pelle metallica permette infatti una lettura filtrata della struttura interna, instaurando un rapporto di continuità percettiva con il ponte esistente, nel quale la struttura è invece completamente esposta.
Il progetto non si vuole limitare a risolvere un problema funzionale, ma si propone come un nuovo elemento identitario, in grado di reinterpretare il ruolo del ponte come dispositivo tecnico e, al contempo, come presenza significativa nel territorio.

## 6.2 Inquadramento territoriale e posizionamento



***Figura 36, Masterplan del nuovo Ponte della Becca, elaborazione personale.***

[39] Il vento urtando una costruzione genera una sovrapressione sulla parete sopravento (quella esposta) e una depressione sulle pareti sottovento e sul tetto

La definizione del posizionamento del nuovo attraversamento sul fiume Po non è stata affrontata come una scelta arbitraria, ma deriva da un processo di analisi già avviato nell'ambito degli studi di fattibilità precedenti, in particolare quelli sviluppati da Net Engineering per la realizzazione di un nuovo ponte in affiancamento al Ponte della Becca.

Questi studi hanno individuato un corridoio infrastrutturale in grado di garantire il miglior equilibrio tra le diverse esigenze, tra cui quelle viabilistiche, compatibilità ambientale e fattibilità tecnica. La scelta progettuale proposta in questo lavoro si inserisce in continuità con questa impostazione, confermando il carattere strategico dell'attraversamento in prossimità dell'attuale ponte e valorizzandone la funzione di connessione tra il territorio pavese e l'Oltrepò. Dal punto di vista del territorio l'area d'intervento è caratterizzata dalla presenza della confluenza tra il fiume Ticino e il fiume Po, questo comporta una configurazione morfologica complessa con un alveo del fiume ampio e soggetto a grosse variazioni stagionali. La presenza di isole fluviali e barre[40] sabbiose impone un'attenta valutazione del posizionamento delle pile e delle luci strutturali, cercando di minimizzare al massimo l'interferenza con il regime idraulico garantendo adeguate condizioni di scorrimento delle acque anche in condizione di piena. La scelta di mantenere il nuovo ponte affiancato all'infrastruttura esistente risponde a delle precise di continuità territoriale. L'attuale ponte della Becca rappresenta un nodo fondamentale della

rete viaria locale. Realizzare un nuovo attraversamento nello stesso ambito preserva il ruolo strategico di esso e riduce allo stesso tempo le criticità legate alla limitata capacità portante. Dal punto di vista infrastrutturale il tracciato si sviluppa in continuità con la viabilità esistente, così da riuscire a limitare la necessità di realizzare nuove opere di raccordo limitando ulteriore uso di suolo contenendo l'impatto sul territorio. Particolare attenzione è stata inoltre posta tra il nuovo manufatto e il contesto paesaggistico, l'area fluviale del Po è caratterizzato da ampi spazi aperti e da una percezione visiva fortemente orizzontale, il posizionamento del ponte in affiancamento a quello esistente consente di concentrare l'impatto infrastrutturale in un unico punto così evitando la frammentazione del paesaggio. Inoltre, la presenza di un'infrastruttura esistente fornisce infatti indicazioni consolidate in merito alle caratteristiche geotecniche dei terreni, alle condizioni idrauliche e alle modalità costruttive già sperimentate nel contesto specifico così da ridurre i margini di incertezza progettuale e contribuendo alla definizione di una soluzione più controllabile e realizzabile.

[40] Accumuli di sabbia sommersi o parzialmente emersi.

## 6.3 Geometria e configurazione dell'opera

La configurazione geometrica del ponte si sviluppa su una lunghezza complessiva di 860 metri articolata in una successione di 11 campate esse definite in relazione alle caratteristiche morfologiche e idrauliche del' area di interesse. Lo schema adottato è quello di un ponte a travata continua con impalcato a cassone con una distribuzione non uniforme delle luci, questo è stato fatto per ottimizzare il comportamento strutturale e per ridurre l'interferenza con il bacino idrico presente.
Nel dettaglio, la sequenza delle campate è così definita:
**50 + 50 + 40 + 60 + 100 + 100 + 100 + 100 + 100 + 100 + 60 m**



***Figura 37,Prospetto del nuovo ponte, elaborazione personale.***

La definizione di tale schema non deriva da una scelta arbitraria, ma si basa sulle indicazioni emerse nell'ambito degli studi di fattibilità sviluppati da Net Engineering. (Net Engineering, 2021) In particolare, la distribuzione delle luci è stata assunta come riferimento progettuale, in quanto già calibrata rispetto alle condizioni morfologiche e idrauliche del sito. Questo approccio consente di mantenere coerenza con le analisi fatte precedentemente garantendo allo stesso tempo una configurazione strutturale ottimizzata in relazione alla presenza dell'alveo principale.
Le campate di maggiore luce sono pari a 100 m e sono concentrate nella porzione centrale del ponte in corrispondenza dell'attraversamento del bacino principale del fiume Po. Questa configurazione consente di limitare il numero di pile in acqua in totale pari a cinque riducendo l'impatto sul regime idraulico [41]e migliorando le condizioni di deflusso in caso di piena. Le campate di luce minore, comprese tra 40 m e 60 m vengono posizionate nelle aree di raccordo a terra, dove l'assenza di interferenze con l'alveo del fiume consente di mantenere luci più contenute. In questi tratti le pile risultano impostate sul terreno naturale e non sono soggette alle criticità idrauliche delle campate principali. La progettazione dell'impalcato è stata scelta in modo da garantire una luce libera di navigazione pari a 8 m, misurata tra l'intradosso della struttura e il livello idrico di riferimento. Questo è un vincolo fondamentale nella definizione delle quote del ponte e nella disposizione delle pile, assicurando la compatibilità dell'opera con le esigenze di navigabilità del corso d'acqua.

[41] L'insieme delle caratteristiche di deflusso delle acque superficiali e sotterranee

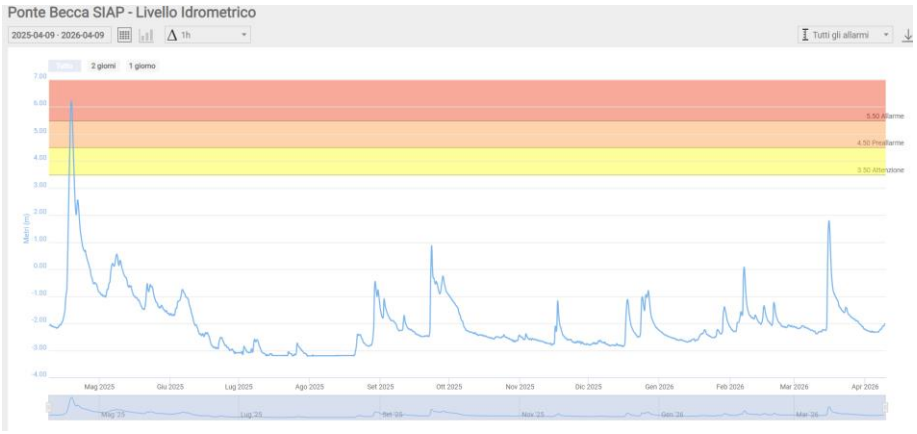



***Figura 38, livello idrometrico ponte della Becca, fonte SIAP.***

Per comprendere in modo corretto le condizioni idrauliche del sito è stato analizzato l'andamento dei livelli idrometrici registrati presso la stazione di monitoraggio del Ponte della Becca. I dati sono espressi rispetto allo zero idrometrico [42]locale ovvero una quota di riferimento convenzionale associata alla specifica stazione e utilizzata per misurare le variazioni del livello dell'acqua.

In questo caso, la documentazione ufficiale indica per la stazione del Ponte della Becca una quota dello zero idrometrico pari a 55.10 m s.l.m., valore che consente di ricondurre direttamente i livelli registrati a quote altimetriche reali.

L'analisi delle serie storiche mostra come, in condizioni ordinarie, il livello del fiume si collochi frequentemente al di sotto dello zero idrometrico, con valori tipici compresi tra -2.5 m e -3.0 m. Al contrario, durante gli eventi di piena più rilevanti, si registrano valori compresi tra +7.60 m e +7.88 m, come evidenziato dalle principali piene storiche del 1926, 1951, 1994 e 2000.

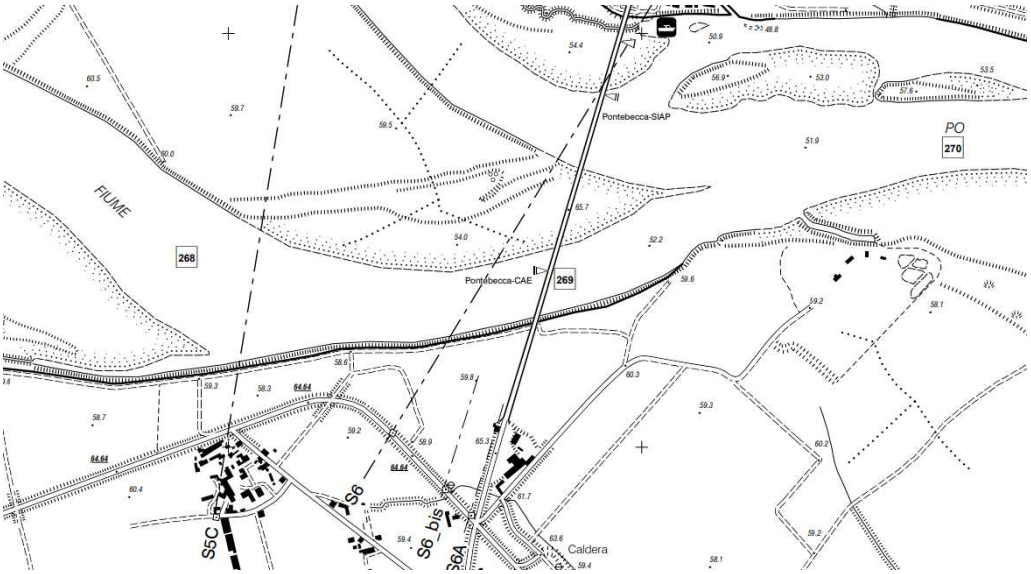



***Figura 39, carta topografica, foce del Ticino, Fonte AiPo.***

La conversione di tali valori in quote assolute permette di individuare livelli idrici ordinari intorno ai 52–53 m s.l.m., mentre le piene più significative raggiungono quote prossime ai 63 m s.l.m. Un riferimento particolarmente importante è rappresentato dal livello di guardia[43], fissato a +4.50 m

[42] Quota altimetrica convenzionale e fissa utilizzata per misurare l'altezza del livello dell'acqua. Non è una quota universale ma cambia da punto a punto a seconda della convenzione utilizzata.

[43] Soglio idrometrica che indica una criticità moderata. Solitamente identificato come "soglia 2"

rispetto allo zero idrometrico, corrispondente a circa 59.6 m s.l.m., oltre il quale si entra in condizioni di criticità idraulica. (Ing. Piergiorgio Malerba)

Il confronto con le quote altimetriche del contesto territoriale evidenzia come le aree di sponda e le porzioni arginali in prossimità dell'attraversamento si collochino attorno ai 59–60 m s.l.m., in linea con il livello di guardia ma inferiori rispetto ai livelli raggiunti durante gli eventi di piena più intensi.

Livelli di piena negli anni 1926, 1951, 1994 e 2000

| | Zero idrometrico | 1926 | 1951 | 1994 | 2000 | Livello di guardia |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Stazione | | [m] s.z.i. | [m] s.z.i. | [m] s.z.i. | [m] s.z.i. | [m] s.z.i. |
| Cardè | 250.780 | - | - | 4.10 | 6.04 | 2.00 |
| Carignano | - | - | - | 4.61 | 6.29 | 2.50 |
| Torino Murazzi | 210.000 | - | - | 5.19 | 5.72 | 2.70 |
| Crescentino | 146.080 | - | - | - | 6.45 | 4.00 |
| Casale Monferrato | 107.220 | - | - | 4.15 | 5.39 | 2.50 |
| Ponte Valenza | 84.650 | - | 6.74 | 5.90 | 5.56 | 3.50 |
| Isola S. Antonio | 68.540 | - | - | 12.00 | 9.30 | 6.50 |
| Ponte Becca | 55.100 | 7.88 | 7.85 | 7.60 | 7.81 | 4.50 |

***Figura 40, livello di piena e zero idrometrico, Fonte SIAP.***

Nel complesso, l'escursione del livello idrico risulta dell'ordine di circa 8 m, delineando un contesto caratterizzato da variazioni significative del battente[44]. Questo aspetto assume un ruolo centrale nella definizione del progetto, rendendo necessario un attento dimensionamento delle quote dell'opera, in particolare per quanto riguarda il franco [45]idraulico e la progettazione delle pile in alveo, al fine di garantire adeguati livelli di sicurezza e durabilità nel tempo. (AIPo)

Dal punto di vista plano-altimetrico, l'asse del ponte si sviluppa in maniera rettilinea, garantendo continuità con il tracciato viario esistente e semplificando il comportamento strutturale dell'impalcato, evitando effetti torsionali legati alle curvature. La sezione trasversale dell'impalcato presenta una larghezza complessiva di 12,85 m ed è organizzata per accogliere due corsie destinate al traffico veicolare di 3,50 m ciascuna, destinate a sensi di marcia opposti. Ai lati delle corsie sono previste fasce di sicurezza da 0,50 m, delimitate da sistemi di ritenuta, mentre esternamente sono collocati due percorsi ciclabili, ciascuno di larghezza pari a 1,30 m, rendendo così il ponte un infrastruttura che possa integrare al meglio sia la mobilità veloce che quella lenta.

Dal punto di vista strutturale, l'impalcato è configurato come un sistema a cassone in acciaio–calcestruzzo, che costituisce l'elemento resistente principale della travata continua. Il cassone presenta un'altezza pari a circa 3,00 m, alla quale si sovrappone una soletta in calcestruzzo di spessore complessivo pari a 0,50 m. Quest'ultima è costituita da una stratigrafia funzionale composta da sottofondo in calcestruzzo, primer, membrana impermeabilizzante e strato di usura in conglomerato bituminoso, garantendo adeguate prestazioni in termini di durabilità, impermeabilità e comfort di esercizio.

A tale sistema principale si affianca una struttura secondaria superiore, disposta con passo regolare lungo lo sviluppo longitudinale, che ha il compito di sostenere l'involucro architettonico.

[44] Il livello dell'acqua

[45] Distanza minima di sicurezza tra il livello massimo previsto di piena e l'intradosso del ponte

La configurazione dell'opera è ulteriormente definita dalla presenza di un involucro continuo superiore, realizzato con pannelli in lamiera stirata. Questo elemento anche se non svolge funzione portante primaria, assume un ruolo fondamentale nella definizione della percezione volumetrica del ponte. La geometria dell'involucro non è uniforme ma si modifica lungo lo sviluppo longitudinale attraverso una variazione controllata della superficie, che genera una configurazione leggermente rigonfiata, riconducibile a una "pancia" laterale.
Questa deformazione non altera il comportamento della struttura principale, ma consente di introdurre una variazione percettiva della sezione, contribuendo a ridurre la rigidità visiva dell'impalcato e a conferire maggiore dinamismo all'opera. La separazione tra sistema resistente e involucro permette quindi di mantenere una struttura efficiente e razionale, affidando all'involucro il ruolo di definire il linguaggio architettonico del ponte.
Le pile complessivamente pari a dodici sono distribuite secondo lo schema delle campate e presentano una configurazione sagomata coerente con il linguaggio dell'opera. La loro geometria caratterizzata da un progressivo allargamento verso l'impalcato consente di accompagnare visivamente e strutturalmente la trasmissione dei carichi al terreno, contribuendo al tempo stesso alla definizione dell'immagine complessiva dell'infrastruttura.
Nel complesso, la configurazione geometrica del ponte si fonda su un equilibrio tra esigenze strutturali, funzionali e paesaggistiche: la distribuzione delle luci risponde alle condizioni del sito, la sezione integra diverse modalità di mobilità, mentre l'involucro architettonico costruisce una forma riconoscibile senza interferire con l'efficienza del sistema resistente.

## 6.4 Scelte strutturali e costruttive

La definizione del sistema strutturale del ponte deriva dalla necessità di coniugare efficienza statica e coerenza con il concept architettonico. La soluzione adottata si basa su una chiara distinzione tra struttura principale portante e sistema secondario di supporto all'involucro, garantendo al tempo stesso un'elevata integrazione tra comportamento strutturale e configurazione spaziale dell'opera.

### 6.4.1 Sistema strutturale principale

L'impalcato è configurato come una travata continua in sistema misto acciaio–calcestruzzo, scelta particolarmente adatta per ponti caratterizzati da luci medio-grandi e da uno sviluppo longitudinale esteso. La presenza di campate centrali di lunghezza pari a 100 m richiede un sistema in grado di garantire adeguata rigidezza flessionale e continuità delle sollecitazioni lungo tutta la struttura.

La sezione resistente è costituita da un cassone in acciaio configurato come elemento scatolare chiuso, realizzato in acciaio strutturale S355, con altezza di circa 3,00 m. La sezione resistente principale è formata da travi superiori e inferiori collegate da dei controventi verticali e da dei controventi orizzontali superiori, dal punto di vista costruttivo i profili sono dei profili speciali[46], cioè dei profili che vengono realizzati su misura attraverso saldature. il fondo del cassone è una lamiera curvilinea con uno spessore di 40 mm. L'assemblaggio del cassone è stato ovviamente previsto mediante saldatura mentre per le strutture laterali sono stati implementati giunti bullonati.

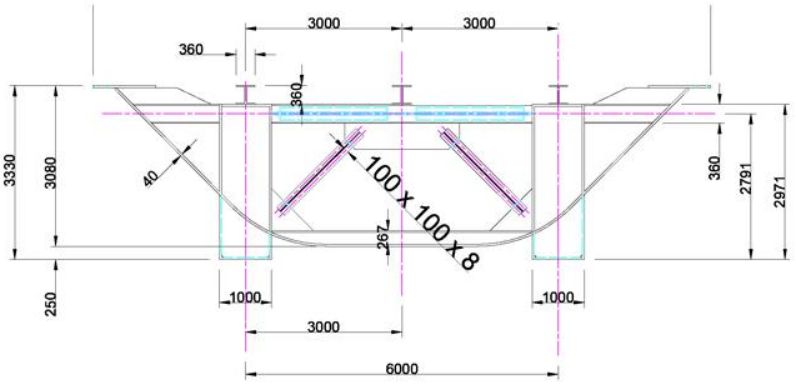



*Figura 41,Cassone del nuovo ponte della Becca, elaborato personale.*

Al di sopra del cassone è prevista una soletta collaborante in calcestruzzo armato di spessore complessivo pari a 0,50 m, che contribuisce alla rigidezza della sezione composta e consente una migliore ripartizione dei carichi dei veicoli. La stratigrafia della soletta è costituita da un sottofondo in calcestruzzo C30/37[47], uno strato di primer[48], una membrana impermeabilizzante e uno strato di usura in conglomerato bituminoso. La continuità della travata lungo l'intero sviluppo del ponte consente una riduzione dei momenti flettenti massimi rispetto a soluzioni isostatiche, migliorando l'efficienza complessiva del sistema e ottimizzando l'impiego dei materiali.

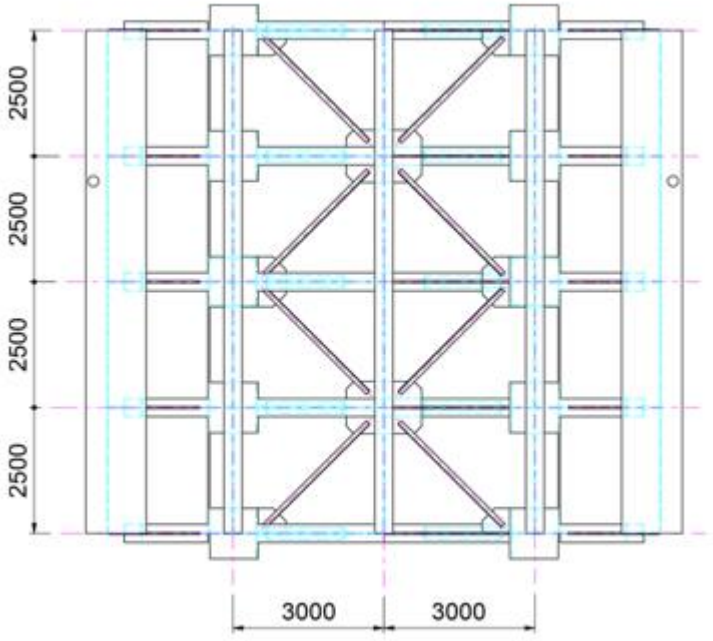



*Figura 42,Sezione verticale del cassone*

[46] Profili che non sono tabellati ma saldati su misura
[47] Conglomerato cementizio ad alta resistenza
[48] Promotore di adesione liquido a base di bitume o resine, applicato direttamente sulla superficie in cls dell'impalcato prima della stesa del sistema di impermeabilizzazione

### 6.4.2 Materiali e criteri progettuali

L'intera struttura metallica è realizzata in acciaio S355 steel, scelto per le sue caratteristiche di resistenza, duttilità e affidabilità, nonché per la sua ampia diffusione nelle costruzioni metalliche. In particolare, questa tipologia di acciaio garantisce un giusto compromesso tra prestazioni meccaniche e lavorabilità risultando idoneo sia per gli elementi principali dell'impalcato sia per le componenti secondarie. La scelta di adottare un'unica classe di acciaio per gli elementi principali è utile ai fini di semplificare il processo costruttivo riducendo la complessità organizzativa del cantiere e facilitando le operazioni di fornitura, saldatura e controllo qualità. L'utilizzo di acciai con caratteristiche omogenee permette di limitare problematiche legate alla diversa risposta plastica dei materiali, migliorando il comportamento globale della struttura anche in condizioni non lineari.

Dal punto di vista prestazionale, l'acciaio S355 risulta particolarmente adatto in relazione alle luci considerate e al sistema strutturale adottato, garantendo:

- adeguata resistenza a flessione e taglio;
- buona tenacità[49], fondamentale per evitare fenomeni fragili;
- idonea saldabilità, elemento chiave per la realizzazione di giunti a piena penetrazione e connessioni complesse;
- comportamento favorevole a fatica, rilevante per un'infrastruttura soggetta a carichi ciclici di traffico. (SIDERTICINO, 2025)



***Figura 43, connettori a taglio, pioli Nelson, fonte Edil Steel.***

Il sistema strutturale misto acciaio–calcestruzzo consente di sfruttare in maniera sinergica le proprietà dei due materiali: l'acciaio per la resistenza a trazione e la leggerezza strutturale, il calcestruzzo per la resistenza a compressione. La collaborazione tra i due materiali è garantita mediante l'impiego di connettori a taglio (pioli tipo Nelson), che assicurano il comportamento solidale della sezione e permettono un incremento significativo della rigidezza flessionale dell'impalcato. (Promozione acciaio, 2023)

Tale configurazione risulta particolarmente efficace in quanto consente di:

- ridurre le deformazioni sotto carico;
- migliorare il comportamento dinamico dell'impalcato;
- ottimizzare il rapporto tra peso proprio e capacità portante;
- incrementare la durabilità complessiva della struttura.

[49] Capacità del materiale di assorbire energia prima di rompersi

In relazione al contesto ambientale fluviale, caratterizzato da elevata umidità, presenza di agenti aggressivi e cicli di bagnato–asciutto, la durabilità rappresenta un aspetto progettuale prioritario. A tal fine, la carpenteria metallica è protetta mediante cicli di verniciatura ad alte prestazioni (classe C4–C5 secondo norma EN ISO 12944[50]), in grado di garantire una lunga vita utile anche in ambienti aggressivi.

Ulteriori accorgimenti progettuali includono:

- definizione di dettagli costruttivi atti a evitare ristagni d'acqua;
- predisposizione di sistemi di drenaggio efficienti;
- scelta di geometrie che favoriscano l'ispezionabilità e la manutenzione;
- protezione delle zone maggiormente esposte, quali cordoli e elementi di bordo.

Infine, la scelta dei materiali è stata effettuata in coerenza con le prescrizioni normative vigenti, in particolare con le NTC 2018 e gli Eurocodice 3[51] e Eurocodice 4[52], garantendo il rispetto dei requisiti di sicurezza, resistenza e durabilità richiesti per opere infrastrutturali di tale rilevanza.

### 6.4.3 Struttura secondaria superiore

Al di sopra dell'impalcato principale è previsto un sistema strutturale secondario, finalizzato al sostegno dell'involucro architettonico e alla definizione della configurazione spaziale dell'opera.

Tale sistema è costituito da telai trasversali disposti con passo costante pari a 5 m lungo lo sviluppo del ponte. Gli elementi verticali sono realizzati mediante colonne in profili HEB 360, vincolate alla



***Figura 44, render del nuovo ponte della struttura secondaria, elaborazione personale.***

[50] Principale standard internazionale per la protezione dalla corrosione di strutture in acciaio.
[51] Definisce le regole europee armonizzate per la progettazione e la verifica di edifici e opere di ingegneria
[52] Definisce i principi e i requisiti di sicurezza esercizio e durabilità per la progettazione di strutture composte in cls e acciaio

soletta in calcestruzzo mediante tirafondi, garantendo un adeguato trasferimento delle azioni alla struttura principale.
Le colonne sostengono le travi principali in profili HEA 240 che hanno luce pari a 11,87 m, queste costituiscono l'ossatura portante del sistema superiore. Lungo ogni trave principale sono disposte tre travi secondarie con interasse di circa 3 m, che contribuiscono alla ripartizione dei carichi e alla definizione della maglia strutturale.
Su questi elementi secondari è impostato un sistema di tubolari metallici di sezione rettangolare 100×50 mm e spessore 3 mm, ai quali sono fissati i binari destinati al sostegno dell'involucro.
La configurazione così definita consente di ottenere una struttura modulare e facile da realizzare.

### 6.4.4 Involucro architettonico

L'involucro esterno è realizzato mediante pannelli in lamiera stirata di spessore 3 mm, caratterizzati da una percentuale di vuoto pari al 56%. In particolare, è stata adottata una lamiera stirata modello "Manhattan", prodotta dall'azienda Fratelli Mariani, selezionata per le sue caratteristiche di leggerezza, resistenza e permeabilità visiva.
Dal punto di vista strutturale, l'involucro non svolge funzione portante primaria, ma è sostenuto dal sistema secondario. Tuttavia, esso contribuisce in maniera significativa al comportamento complessivo dell'opera sotto il profilo aerodinamico e percettivo.
La presenza di una percentuale elevata di vuoto consente di ridurre l'azione del vento, evitando effetti di sovrappressione e limitando i carichi trasmessi alla struttura di supporto. La permeabilità visiva della lamiera permette una lettura filtrata della struttura interna così facendo aiuta a costruire un dialogo con il Ponte della Becca nel quale la struttura è invece completamente esposta.
Dal punto di vista geometrico invece l'involucro assume una leggera deformazione lungo la parte laterale questo introduce una variazione percettiva della sezione e contribuisce a ridurre la rigidità visiva dell'impalcato. Questa variazione non incide sul comportamento della struttura principale, ma consente di definire in modo più marcato il linguaggio architettonico dell'opera in modo indipendente dal sistema resistente.

### 6.4.5 Modalità di assemblaggio, varo e costruzione in opera

La realizzazione dell'impalcato è stata concepita secondo una logica di prefabbricazione e montaggio per conci così facendo si vanno ad ottimizzare i tempi di costruzione, ridurre le lavorazioni in quota e si garantire un elevato livello di controllo qualitativo.
I principali elementi strutturali, in particolare il cassone metallico in acciaio S355, sono realizzati in officina sotto forma di conci prefabbricati, completi di diaframmi interni e irrigidimenti longitudinali.

Tale scelta consente di eseguire le lavorazioni più complesse in ambiente controllato, migliorando la qualità delle saldature. I conci vengono successivamente trasportati in cantiere grazie mezzi speciali e assemblati a terra in macro-elementi di dimensioni compatibili con le operazioni di sollevamento. Le giunzioni tra i conci principali sono realizzate tramite saldature a piena penetrazione [53]questo per garantire la continuità strutturale della travata, mentre per gli elementi secondari si adottano collegamenti bullonati ad attrito, che consentono maggiore rapidità di montaggio e facilità di ispezione. Per quanto riguarda la realizzazione delle pile in alveo questa è una delle fasi più delicate dell'intero processo costruttivo, poiché avviene in un contesto fortemente condizionato dalla presenza dell'acqua, dalle variazioni del livello idrometrico e dalle possibili azioni erosive esercitate dalla corrente. In questo caso la costruzione delle pile previste all'interno dell'alveo può essere ipotizzata attraverso una sequenza esecutiva articolata in più fasi. si procede con la predisposizione del cantiere fluviale individuando l'area di intervento, sulla base delle indagini geotecniche e idrauliche preliminari. Successivamente viene realizzato un sistema provvisionale di confinamento generalmente costituito da un palancolato metallico infisso nel terreno (cofferdam), [54]con la funzione di isolare la zona di lavoro dal corso d'acqua e creare un ambiente temporaneamente protetto. Una volta completato il perimetro di contenimento si procede con il prosciugamento dell'area interna mediante pompaggio, in modo da consentire le lavorazioni in condizioni controllate.



***Figura 45, Immagine che ritrae lavorazioni in alveo***

Raggiunte condizioni operative idonee, si esegue lo scavo fino alla quota prevista per l'imposta delle fondazioni. In questa fase particolare attenzione deve essere posta alla stabilità dello scavo, al controllo delle infiltrazioni e alla verifica delle condizioni del terreno di base. Si procede quindi con la realizzazione delle fondazioni profonde, costituite da pali trivellati in calcestruzzo armato, scelti per la loro capacità di trasferire i carichi agli strati più resistenti del sottosuolo e di garantire un adeguato comportamento nei confronti dei fenomeni di scalzamento, grazie all'analisi fatta dallo studio Calvi

[53] Metodo di saldatura dove il metallo fuso attraversa l'intero spessore dei pezzi da unire garantendo continuità strutturale.
[54] Tecnologia che permette di lavorare in alveo in un ambiento asciutto

quando è stata fatto l'intervento di consolidamento del ponte della Becca possiamo dire che i pali di fondazione dovranno essere profondi 45 metri per garantire le prestazioni statiche adeguate al ponte. I pali vengono successivamente collegati tramite un plinto di fondazione, anch'esso in calcestruzzo armato, che ha la funzione di ripartire i carichi trasmessi dalla pila e di assicurare il comportamento unitario del sistema di base.

Completata la fondazione si passa alla realizzazione del fusto della pila, eseguito mediante casseratura e getto in opera. Una volta ultimata l'elevazione della pila si procede con le opere di protezione al piede, indispensabili per contrastare i fenomeni erosivi indotti dal moto dell'acqua. Tali protezioni possono essere realizzate mediante scogliere in massi, rivestimenti o altri dispositivi di difesa dell'alveo, in funzione delle caratteristiche idrauliche del sito. Terminata questa fase, il sistema provvisionale di confinamento viene rimosso e la pila resta definitivamente in esercizio all'interno dell'alveo. Per quanto riguarda invece la movimentazione dei macro-elementi in cantiere può avvenire tramite a carrelli modulari semoventi (SPMT) che offrono elevata flessibilità operativa e consentono lo spostamento di elementi di grande peso con grande precisione. Tale sistema risulta particolarmente efficace in contesti fluviali, dove le aree di manovra possono essere limitate e soggette a vincoli ambientali.



***Figura 46, carrello modulare semovente SPMT.***

Il montaggio dell'impalcato avviene progressivamente per campate, secondo una sequenza che prevede il posizionamento degli elementi sulle pile e la successiva realizzazione dei collegamenti strutturali. Per le campate di lunghezza inferiore (40–60 m) è possibile prevedere sollevamenti mediante gru di grande portata, anche in configurazione tandem, mentre per le campate principali da 100 m si può ricorrere al montaggio per sotto-conci o macro-elementi, al fine di ridurre i pesi da sollevare e aumentare la controllabilità delle operazioni.



***Figura 47, gru in configurazione tandem***

Per le parti centrali dell'impalcato può essere scelta una logica di montaggio progressivo a sbalzo, agendo in questa maniera la struttura viene realizzata

avanzando simmetricamente rispetto alle pile, riducendo il bisogno di appoggi provvisori in alveo e diminuendo l'interferenza con il corso d'acqua.
Le operazioni di montaggio devono essere assolutamente pianificate in funzione delle condizioni idrologiche stagionali, evitando i periodi di maggiore rischio di piena.
Per quanto riguarda la sicurezza la riduzione delle lavorazioni in quota e l'assemblaggio preliminare a terra rappresentano elementi fondamentali per la riduzione dei rischi. Le operazioni di sollevamento devono essere accompagnate da un'attenta pianificazione delle fasi di cantiere, con particolare riferimento alla stabilità temporanea delle strutture e al controllo delle deformazioni durante il montaggio.
Il controllo qualitativo delle lavorazioni riveste un ruolo centrale nel processo costruttivo. Le saldature degli elementi principali devono essere sottoposte a controlli non distruttivi, quali esami visivi, magnetoscopici[55] e ultrasonori, al fine di verificare la corretta esecuzione dei giunti e garantire la durabilità dell'opera nel tempo.
Una volta completato il montaggio dell'impalcato metallico, si procede alla realizzazione della soletta in calcestruzzo e degli strati superiori fino al completamento della piattaforma stradale.

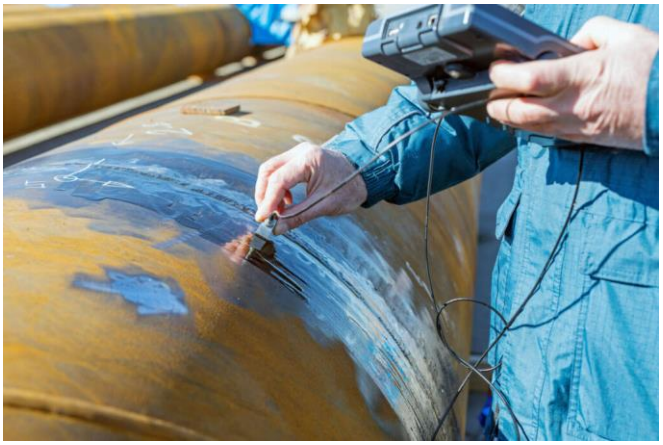


***Figura 48, test ad ultrasuoni su saldatura. fonte Meccanica news.***

Successivamente verranno installati gli elementi della struttura secondaria e l'involucro in lamiera stirata, completando così la configurazione architettonica del ponte. In fine verrà fatto il collaudo del ponte, che consiste in prove di carico con camion zavorrati che servono appunto a simulare delle situazioni di traffico. Simultaneamente con specifiche attrezzature verranno analizzati i dati, tra cui le deformazioni e deflessioni massime sotto carico e del ritorno alla posizione originale dopo la rimozione del carico.

[55] Prova non distruttiva che permette di individuare difetti superficiali e sub-superficiali

# 7. **Relazione tecnica, analisi e carichi**

## 7.1 Dati del progetto

Il progetto è localizzato nella città di Pavia (PV), situata ad un'altitudine di 77 m s.l.m. Il modulo della struttura, interamente realizzata in acciaio S355, prevede 3 arcarecci per campata di lunghezza 5000 mm poggianti su due travi principali lunghe 12000 mm, connesse a due pilastri di altezza 10,75 m.

Di seguito si riportano schemi descrittivi della struttura.

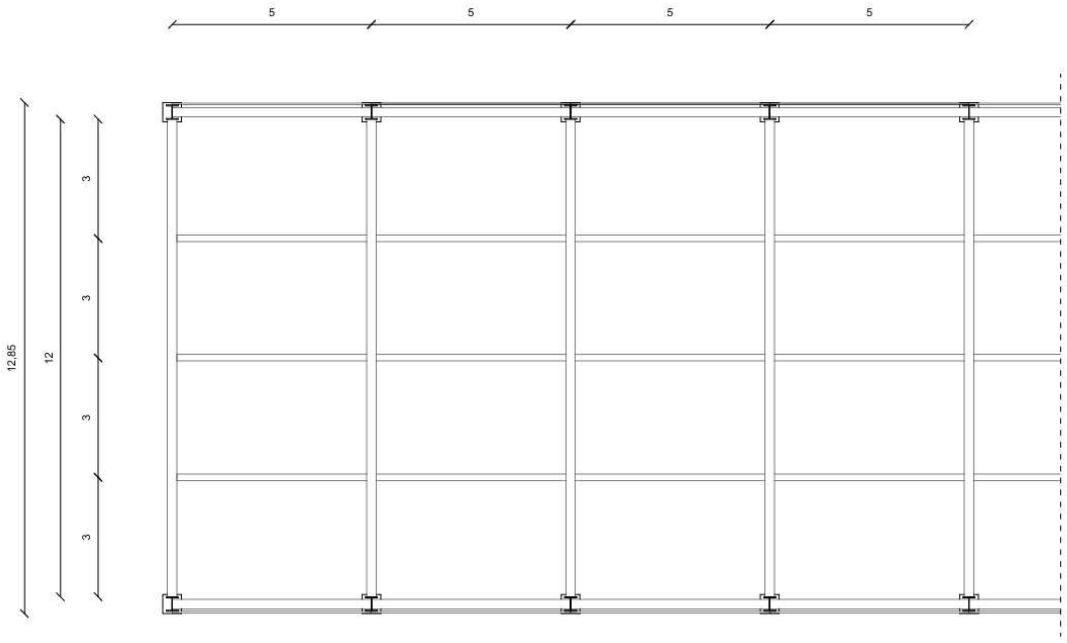



***Figura 49,Schema strutturale, elaborato personale.***

## 7.2 Normativa di riferimento

Per i dimensionamenti e le verifiche strutturali si fa riferimento alle seguenti normative:

Normativa di riferimento nazionale:

- Decreto Ministeriale 17/01/2018 Norme tecniche per le Costruzioni (NTC18)

Normativa di riferimento Paesi UE:

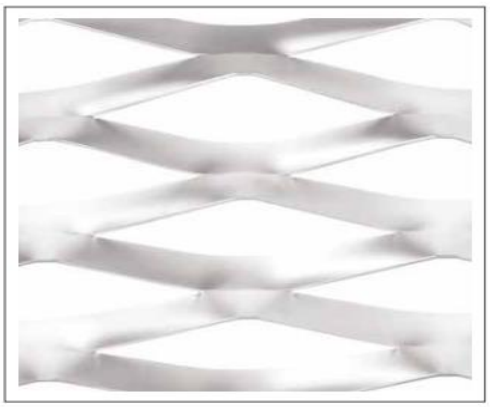
- Eurocodice 3: Progettazione delle Strutture in acciaio (UNI EN 1993-1-1)

# 7.3Analisi dei carichi

## 7.3.1 Carichi non strutturali

I carichi non strutturali che gravano sulla struttura sono costituiti da pannelli di alluminio forato di cui si riportano di seguito le caratteristiche tecniche.

G2 (peso proprio non strutturale) è pari a 14,20 Kg/m, ovvero 0,142 kN/m per spessore di 3 mm.



[1:3]

Manhattan

Con la sua singolare eleganza, imprime agli edifici un'immagine di personalità; la sua grande maglia facilmente lavorabile definisce i volumi senza appesantirli, l'effetto generale è quasi evanescente pur garantendo il corretto equilibrio di trasparenza e luce.

*With its unique elegance it gives the building a "personal look". Easy to be worked this large mesh defines the volume without weighing it down; the overall effect is almost evanescent while ensuring the proper protection from air and light.*

| Maglia Mesh DL LWD | Spessore | Spessore Totale | Formato Hmax//DL Dimension Hmax//LWD | Peso Weight □ | Peso Weight ■ | Vuoto/Pieno Frontale Front Open Area |
|---|---|---|---|---|---|---|
| [mm] | [mm] | [mm] | [mm] | [Kg/m2] | [Kg/m2] | [%] |
| 250 | 1,5 | ~ 34 | 3000 | 2,5 | 7,4 | 56 |
| 250 | 2 | ~ 34 | 3000 | 3,4 | 9,8 | 56 |
| 250 | 3 | ~ 34 | 3000 | 5,1 | 14,7 | 56 |

***Figura 50, lamiera stirato modello Manhattan prodotta dall'azienda Fratelli Mariani***

## 7.3.2 Carico neve

Il carico da neve è stato calcolato seguendo le indicazioni normative riportate nei testi di seguito citati:

- D.M. 17/01/2018 Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»
- Supplemento Ordinario della Gazzetta Ufficiale n. 42 del 20/02/2018

In particolare, facendo riferimento al §3.4.1 di NTC18, il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato secondo la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} * \mu * C_E * C_t$$

dove:

$q_{sk}$: è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, determinato considerando la località di costruzione (Pavia) classificata in Zona I – Mediterranea; il valore di riferimento per il carico neve è:

$q_{sk}$ = 1,5 kNm2

μ: è il coefficiente di forma della copertura, determinato assumendo l'angolo α formato dalla falda con l'orizzontale; essendo la copertura della costruzione in esame piana, dunque 0°< α<30°, si assume il valore:

μ = 0,8

$C_t$: è il coefficiente termico, che viene utilizzato per tenere conto dello scioglimento della neve che può ridurre il carico neve di calcolo; in assenza di uno studio specifico questo fattore è preso pari a 1.

$C_t$ = 1

$C_E$: è il coefficiente di esposizione che considera nel calcolo le caratteristiche del sito di costruzione; si considera il sito con topografia ''battuta dai venti'' (riferimento alla tabella Tab. 3.4.I – Valori di CE per diverse classi di esposizione) e dunque si assume il fattore unitario:

$C_E$ = 0,9

Risulta in conclusione:

$$q_s = q_{sk} * \mu * C_E * C_t = 1{,}5 * 0{,}8 * 1 * 0{,}9 = 1{,}08\ kN/m^2$$

### 7.3.3 Pressione del vento

Il calcolo dell'azione del vento si basa sulla determinazione della velocità base di riferimento $V_b$ [m/s] definita come il valore caratteristico della velocità del vento misurata a 10 m dal suolo su un sito con categoria di esposizione II, in una località pianeggiante e priva di ostacoli, mediata su un intervallo di tempo di 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di $T_R$ = 50 anni.

La velocità $v_b$ in assenza di specifiche e adeguate indagini statistiche è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} * c_a$$

dove:

$v_{b,0}$: velocità base di riferimento al livello del mare assegnata in funzione della zona in cui sorge la costruzione.

$c_a$: coefficiente di altitudine pari a:

$c_a = 1$ per $a_s < a_0$

$a_0$, $k_s$: parametri forniti in funzione della zona in cui sorge la costruzione.

$a_s$: altitudine sul livello del mare del sito dove sorge la costruzione.

I parametri $v_{b,0}$, $a_0$ e $k_s$ sono forniti nella Tab. 3.3.I (ref. §3.3.1 di NTC18) riportata di seguito.



| Zona | Descrizione | $v_{b,0}$ [m/s] | $a_0$ [m] | $k_s$ |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste) | 25 | 1000 | 0,40 |
| 2 | Emilia Romagna | 25 | 750 | 0,45 |
| 3 | Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria) | 27 | 500 | 0,37 |
| 4 | Sicilia e provincia di Reggio Calabria | 28 | 500 | 0,36 |
| 5 | Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 750 | 0,40 |
| 6 | Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena) | 28 | 500 | 0,36 |
| 7 | Liguria | 28 | 1000 | 0,54 |
| 8 | Provincia di Trieste | 30 | 1500 | 0,50 |
| 9 | Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto | 31 | 500 | 0,32 |

***Figura 51, Tab 3.3.1 NTC18***

Il sito di progetto si trova a Pavia, definiamo quindi i valori di riferimento in relazione alla macro-zona 1 – Lombardia:

$v_{b,0} = 25$ m/s

$a_0 = 1000$ m

$k_s = 0{,}40$

$a_s = 77$ m

Risulta $a_s < a_0$ e quindi $c_a = 1$, dunque il calcolo della velocità base di riferimento è pari a quanto riportato di seguito:

$$v_b = v_{b,0} * c_a = 25\ m/s * 1 = 25\ m/s$$

Una volta calcolata la velocità base di riferimento $v_b$ è possibile definire la velocità di riferimento $v_r$ [ms] dipendente dallo specifico periodo di ritorno grazie alla seguente espressione:

$$v_r = v_b * c_r$$

dove $c_r$ è il coefficiente di ritorno in funzione del periodo di ritorno di progetto $T_R$.

In generale, per costruzioni ordinarie (classi d'uso I e II) si considera $T_R$ = 50 anni e $c_r$ = 1,0, come si può evincere dal grafico riportata di seguito (ref. §3.3.2 di NTC18 e §3.2.2 di CNR).

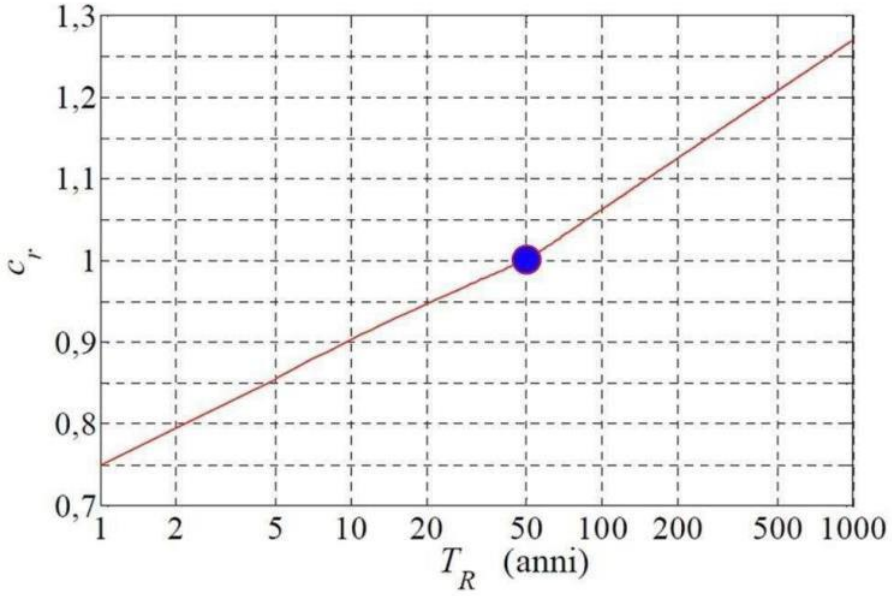



***Figura 52, ref 3.3.2, NTC18.***

Risulta quindi:

$$v_r = v_{b,0} * c_r = 25\ m/s * 1 = 25\ m/s$$

Per il calcolo della pressione del vento, si utilizza la seguente espressione:

$$p_w(z) = q_r * c_e * c_p * c_d$$

dove:

$q_r$: pressione cinetica di riferimento

$c_e$ (z): coefficiente di esposizione

$c_p$: coefficiente di pressione

$c_d$: coefficiente dinamico

In particolare, la pressione cinetica di riferimento $q_r$ è pari a:

$$q_r = \frac{1}{} * \rho * v^2$$

dove:

$v_r$: velocità di riferimento del vento

ρ: densità dell'aria assunta pari a 1,25 kg/m$^3$

Risulta quindi:

$$q_r = \frac{1}{2} * \rho * v_r^2 = \frac{1}{2} * 1.25 * 25 = 390{,}63\ N/m^2 = 0{,}391\ kN/m^2$$

Il coefficiente di esposizione $c_e$ (z) dipende dai seguenti fattori (ref. §3.3.7 di NTC18), ovvero dall' altezza z dal suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito di costruzione. Il calcolo del coefficiente e è stato eseguito con le seguenti espressioni:

$$C_e(z) = K_r^2 C_t \log\left(\frac{z}{z_0}\right)\left[7 + C_t log\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] e(z) = C_e(z_{min}) \quad per\ z < z_{min}$$

Per poter definire $k_r$, $z_0$ e $z_{min}$, assegnati in Tab. 3.3.II, è necessario definire la categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione; $c_t$ è il coefficiente di topografia assunto come unitario. Per ciascuna delle 9 macro-zone individuate dalla normativa, la categoria di esposizione del sito è identificata in funzione della classe di rugosità del terreno (A, B, C, D), della distanza dalla costa e della quota altimetrica.

**Tab. 3.3.III** - *Classi di rugosità del terreno*

| Classe di rugosità del terreno | Descrizione |
|---|---|
| A | Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m |
| B | Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive |
| C | Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D |
| D | a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa);<br>b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa)<br>c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ....) |

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

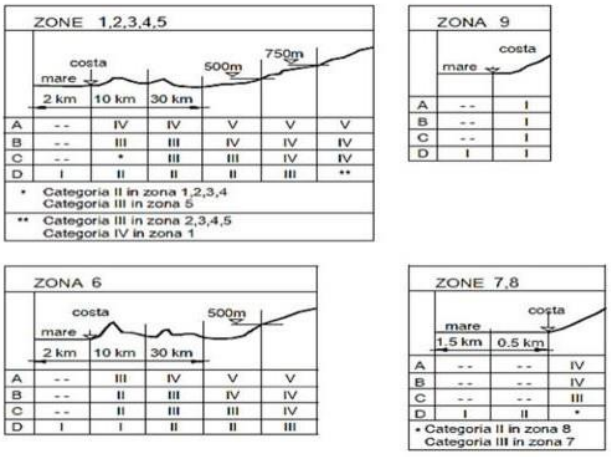



***Figura 53, TAB, 3.3.III, classi di rugosità del terreno, NTC18.***

Il sito di costruzione si ipotizza con classe di rugosità D e considerando la località di

Costruzione (Pavia) inquadrata nella Zona 1, con una distanza dal mare maggiore di 30 km, si identifica la categoria di esposizione V, che prevede i valori di $k_r$, $z_0$ e $z_{min}$ assegnati in tabella:

| Categoria di esposizione del sito | $k_r$ | $z_0$ [m] | $z_{min}$ [m] |
|---|---|---|---|
| I | 0,17 | 0,01 | 2 |
| II | 0,19 | 0,05 | 4 |
| III | 0,20 | 0,10 | 5 |
| IV | 0,22 | 0,30 | 8 |
| V | 0,23 | 0,70 | 12 |

***Figura 54, categoria di esposizione del sito, NTC18.***

Il progetto prevede una quota massima di Z = 20 m ed essendo quindi $z \geq z_{min} = 12$ m, si utilizza per il calcolo del coefficiente di esposizione l'espressione rigorosa a $c_e(z_{min})$:

$$C_e(z) = K_r^2 C_t \log\left(\frac{z}{z_0}\right)\left[7 + C_t log\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] = 0.23^2 * 1 * \log\left(\frac{20}{0.7}\right) * \left[7 + 1 * log\left(\frac{20}{0.7}\right)\right] = 1.83$$

Si determina ora il coefficiente di pressione $c_p$ che dipende dalla forma dell'edificio e da altri fattori di natura aerodinamica; il coefficiente di pressione $c_p$ viene assunto pari a 0,8. Solitamente si assume pari a 1 per superfici piatte e ortogonali al vento ma utilizzando una lamiera forata con un vuoto in percentuale al 40% possiamo utilizzare appunto come valore 0,8. Si determina infine il coefficiente dinamico $c_d$ che tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e risposta della struttura all'azione del vento; $c_p$ viene cautelativamente assunto pari a 1.

È possibile ora calcolare la pressione del vento:

$$P = q_r * c_e * c_p * c_d = 0{,}5724\ kN/m^2$$

# 7.4 Combinazioni di carico

Per l'analisi dei carichi si fa riferimento alla seguente combinazione di calcolo:

$$Q = \gamma_{g1} G_1 + \gamma_{g2G2} G_2 + \gamma_p P + \gamma_{q1} Q_{k1} + \gamma_{q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{q3} \psi_{03} Q_{k3} + \cdots$$

dove:

$G_1$: valore nominale delle azioni permanenti dovute al peso proprio degli elementi strutturali;

$G_2$: valore nominale delle azioni permanenti dovute al peso proprio degli elementi non strutturali;

P: valore nominale dell'eventuale azione di pretensione o precompressione;

$Q_{k1}$: valore caratteristico dell'azione variabile dominante;

$Q_{k2}$ e $Q_{k3}$: valori caratteristici delle azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante;

$\gamma_i$ : coefficienti parziali di sicurezza;

$\psi_{0i}$: coefficienti di combinazione.

I coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione di calcolo allo stato limite ultimo SLU valgono:

$\gamma_{g1} = 1{,}3$
$\gamma_{g2} = 1{,}3$

$\gamma_{q1} = 1{,}5$

I coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione di calcolo allo stato limite di esercizio SLE valgono:

$\gamma_{g1} = 1$

$\gamma_{g2} = 1$

$\gamma_{q1} = 1$

(

# 8. Dimensionamento

## 8.1 Dimensionamento arcarecci

**Stato limite ultimo**

Per il progetto allo stato limite ultimo SLU degli arcarecci, i carichi di riferimento sono i seguenti:

$G_1$ = 0,304 kN/m carico permanente strutturale (HEA 160)

$G_2$ = 0,142 kN/m carico permanente non strutturale (Lamiera stirata forata)

$G_{k1}$ = 1,080 kN/m azione variabile principale (carico neve)

Considerando tali valori, il carico di riferimento allo stato limite ultimo risulta come segue:

$$q_{SLU} = \gamma_{g1}G_1 + \gamma_{g2}G_2 + \gamma_{q1}Q_{k1} = (1{,}3 * 0{,}304) + (1{,}3 * 0{,}142) + (1{,}5 * 1{,}080) = 2{,}20\ kN/m$$

Poiché la lunghezza degli arcarecci è L = 5000 mm, il taglio $V_{ed}$ agente sugli arcarecci è calcolato come segue, tanto per gli arcarecci di bordo, che per quelli interni alla struttura:

$$V_{ed} = R_a = R_b = \frac{q * L}{2} = \frac{2{,}20 * 5}{2} = 5{,}50\ kN$$

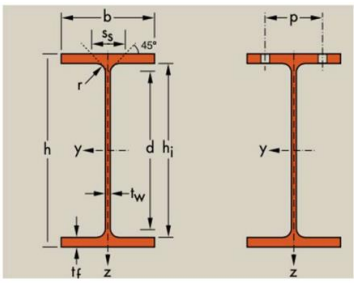
Il momento agente sugli arcarecci $M_{ed}$ è calcolato con la relazione seguente, considerando uno schema statico di tipo appoggio-appoggio che fornisce un momento massimo in campata:

$$M_{ed} = \frac{q_{SLU} * L^2}{8} = \frac{2{,}20 * 5^2}{8} = 6{,}87\ kNm$$

Calcolato il momento massimo $M_{ed}$ agente sulla struttura, è possibile calcolare il modulo resistente che la sezione deve garantire:

$$W_{min} = \frac{M_{ed} * \gamma_{m0}}{f_{yk}} = \frac{6{,}87 * 10^6 * 1{,}05}{355} = 20332{,}7mm^3$$

È stato scelto un profilo HEA 160 per la sezione degli arcarecci, che presenta le seguenti caratteristiche:




G = 0,30 kN/m

h = 152 mm

b = 160 mm

$t_w$ = 6 mm

$t_f$ = 9 mm

I = 1673x$10^4$ $mm^4$

$W_{pl}$ = 245,1x$10^3$ $mm^3$

$A_y$ = 13,21x$10^2$ $mm^2$

A = 38,77x$10^2$ $mm^2$

Per la verifica del profilo è necessario calcolare il momento resistente $M_{rd}$ che la sezione è in grado di fornire; per il calcolo di $M_{rd}$, poiché il profilo HEA 160 con acciaio S355 è classificato
in Classe 1, è possibile utilizzare il modulo resistente plastico $W_{pl}$. Le verifiche sono riferite al momento massimo, al taglio massimo e all'interazione tra taglio e momento:

- Verifica al momento massimo resistente:

$$M_{rd} = \frac{W_{pl} * f_{yk}}{\gamma_{m0}} > M_{ed}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{pl} * f_{yk}}{\gamma_{m0}} = \frac{245{,}1 * 10^3 * 355}{1{,}05} = 82{,}87\ kNm > M_{ed} = 6{,}87\ kNm$$

- Verifica del taglio massimo resistente:

$$V_{rd} = \frac{A_v * f_{yk}}{\sqrt{3} * \gamma_{m0}} > V_{ed}$$

Dove l'area resistente a taglio per la sezione HEA 160 è $A_v$ = 1321 mm$^2$

$$V_{rd} = \frac{A_v * f_{yk}}{\sqrt{3} * \gamma_{m0}} = \frac{1321 * 355}{\sqrt{3} * 1{,}05} = 257{,}86\ kN > V_{ed} = 5{,}50\ kN$$

- Verifica interazione tra momento e taglio:

$$V_{rd} > 2V_{ed}$$

257,86 kN > 11 kN

l'interazione tra taglio e momento è trascurabile, pertanto la sezione è verificata.

## Stato limite di esercizio

Lo stato limite di esercizio riguarda il calcolo e la verifica della deformazione massima dell'arcareccio, considerando i seguenti carichi:

$G_1$ = 0,30 kN/m carico permanente strutturale (HEA 140)
$G_2$ = 0,141 kN/m carico permanente non strutturale (Lamiera forata stirata)
$Q_{k1}$ = 1,08 kN/m azione variabile principale (carico neve)

La combinazione di carico allo stato limite di esercizio (SLE) risulta quindi:

$$q_{SLE} = G_1 + G_2 + Q_{k1} = 0{,}3 + 0{,}141 + 1{,}08 = 1{,}53\ kN/m$$

La verifica consiste nel controllare che la freccia massima sia minore di un valore limite pari a 1/250 della luce degli arcarecci. Il massimo spostamento verticale in campata, per una trave appoggio - appoggio con carico distribuito, è calcolato come segue:

$$\delta = \frac{q_{SLE} * L^4}{E * J} * \frac{5}{384} = \frac{5000^4 * 1{,}53}{2{,}1 * 10^5 * 1673 * 10^4} * \frac{5}{384} = 3{,}53\ mm$$

$$\delta_{max} = \frac{L_{arc}}{250} = \frac{5000\ mm}{250} = 20\ mm$$

Poiché lo spostamento verticale massimo della trave è minore di quello limite massimo, il profilo è verificato allo stato limite di esercizio.

## Instabilità flesso-torsionale

La verifica dell'instabilità flesso-torsionale consiste nel verificare che il momento resistente ridotto per via degli effetti dell'instabilità sia comunque maggiore del momento massimo agente. La verifica è stata condotta con metodo analitico per il calcolo del coefficiente riduttivo *X*.

Si considerano:

$L_0 = L = 5000$ mm  lunghezza critica di inflessione, dato lo schema statico appoggio-appoggio, pari alla lunghezza dell'arcareccio.

$i_y = \rho_{yy}$ = asse forte = 5,73 * 10 = 57,3 mm

$i_z = \rho_{zz}$ = asse debole = 3,52 * 10 = 35,2 mm

$I = 1673 * 10^4$ mm$^4$

b = 160 mm

$t_f = 9$ mm

$\lambda_1 = 76.41$  considerando acciaio S355

Si calcola la snellezza adimensionalizzata:

$$\lambda_{segnato} = \frac{L_0}{i * \lambda_1} = \frac{5000}{40{,}64 * 76.41} = 1{,}61$$

La normativa fornisce come curva di imperfezione la curva C, con fattore di imperfezione $\alpha = 0{,}49$

Si calcola il coefficiente φ con la seguente relazione:

$$\phi = 0{,}5 * [1 + \alpha * (\lambda_{segnato} - 0{,}2) + \lambda^2_{segnato} = 0{,}5 * [1 + 0{,}49 * (1{,}61 - 0{,}2) + 1{,}61^2] = 2{,}14$$

Si calcola il fattore riduttivo $\chi$ con la seguente formula:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2} - \lambda^2_{segnato}} = \frac{1}{2{,}14 + \sqrt{2{,}14^2} - 1{,}61^2} = 0{,}28$$

Il momento resistente ridotto $M_{rd}$ risulta:

$$M_{rd} = \chi * \frac{W_{pl} * f_{yk}}{\gamma_{m0}} = 0{,}28 * \frac{245{,}1 * 10^3 * 355}{1{,}05} = 23{,}32\ kNm > M_{ed}$$

Dunque, essendo il momento massimo resistente ridotto maggiore del momento massimo agente, il profilo risulta verificato per l'instabilità flesso torsionale.

# 8.2 Dimensionamento travi principali

## Stato limite ultimo

Per il dimensionamento allo stato limite ultimo si calcolano i carichi dovuti agli arcarecci che graveranno sulla trave principale; Il carico di riferimento per tutti gli arcarecci centrali risulta come segue:

$q_{SLU} = \gamma_{g1} G_1 + \gamma_{g2} G_2 + \gamma_{q1} Q_{k1} = (1{,}3 * 0{,}304) + (1{,}3 * 0{,}142) + (1{,}5 * 1{,}080) = 2{,}20\ kN/m$

Il carico della neve $Q_{k1}$ ed il peso dei pannelli fotovoltaici $G_2$ gravano per intero sugli arcarecci centrali.

Per il carico concentrato dovuto agli arcarecci centrali, ovvero il taglio V, il carico di riferimento viene moltiplicato per la larghezza dell'area di influenza associata, pari alla lunghezza dell'arcareccio ovvero 5 m:

$$V_{ed} = \frac{q * L}{2} = \frac{2{,}20 * 5}{2} = 5{,}50\ kN$$

Poiché su ogni trave gravano due arcarecci per lato, la forza concentrata risultante è pari al doppio del taglio Ved del singolo arcareccio: $F_{ac} = 2*V_{ed} = 11$ kN

Considerando la trave principale, vincolata con uno schema statico appoggio-appoggio, è sottoposta ad un taglio massimo agente Ved max=22,54 kN; il momento massimo agente sulla trave principale Med, è Med max=30,52 kNm.




*Diagramma dei momenti della trave principale.*

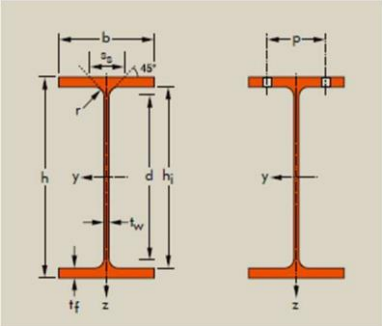



*Diagramma del taglio della trave principale.*

Calcolato il momento massimo $M_{ed}$ agente sulla struttura, è possibile calcolare il modulo resistente che la sezione deve garantire:

$$W_{min} = \frac{M_{ed} * \Upsilon_{m0}}{f_{yk}} = \frac{30{,}52 * 10^6 * 1{,}05}{355} = 90270{,}42\ mm^3$$

Per la trave principale è stata scelta una sezione HEA 240 che presenta le seguenti caratteristiche:




G = 0,60 kN/m

h = 230 mm

b = 240 mm

$t_w$ = 7,5 mm

$t_f$ = 12 mm

l = 7763x$10^4$ $mm^4$

$W_{pl}$ = 744,6x$10^3$ $mm^3$

$A_y$ = 25,18x$10^2$ $mm^2$

A = 76,84x$10^2$ $mm^2$

Per la verifica del profilo è necessario calcolare il momento resistente $M_{rd}$ che la sezione è in grado di fornire; per il calcolo di Mrd, poiché il profilo HEA 240 con acciaio S355 è classificato in Classe 1 in flessione pura, è possibile utilizzare il modulo resistente plastico $W_{pl}$.

Le verifiche sono riferite al momento massimo, al taglio massimo e all'interazione tra taglio e momento:

impone che vengano verificate le seguenti ipotesi:

- Verifica del momento massimo resistente:

$$M_{rd} = \frac{W_{pl} * f_{yk}}{\gamma_{m0}} = \frac{744{,}6 * 10^3 * 355}{1{,}05} = 251{,}75\ kNm > M_{ed}$$

- Verifica del taglio massimo resistente, con l'area resistente a taglio per la sezione HEA 240 è

  Av =2518 mm2:

$$V_{rd} = \frac{A_v * f_{yk}}{\sqrt{3} * \gamma_{m0}} = \frac{2518 * 355}{\sqrt{3} * 1{,}05} = 491{,}51\ kN > V_{ed}$$

- Verifica interazione tra momento e taglio: Vrd > 2Ved interazione tra taglio e momento trascurabile, pertanto la sezione è verificata.

## Stato limite di esercizio

Lo stato limite di esercizio riguarda il calcolo e la verifica della deformazione massima

Della trave principale, considerando i seguenti carichi:

$G_1$ = 0,60 kN/m carico permanente strutturale (HEA 240)
$G_2$ = 0,141 kN/m carico permanente non strutturale (Lamiera stirata forata)
$Q_{k1}$ = 1,08 kN/m azione variabile principale (carico neve)

La combinazione di carico allo stato limite di esercizio (SLE) risulta quindi:

$$q_{SLE} = G_1 + G_2 + Q_{k1} = 0{,}6 + 0{,}141 + 1{,}08 = 1{,}83\ kN/m$$

La verifica consiste nel controllare che la freccia massima sia minore di un valore limite pari a 1/250 della luce della trave principale:

$$\delta = \frac{q_{SLE} * L^4}{E * J} * \frac{5}{384} = \frac{12000^4 * 1{,}83}{2{,}1 * 10^5 * 7763 * 10^4} * \frac{5}{384} = 30{,}23\ mm$$

$$\delta_{max} = \frac{L_{arc}}{250} = \frac{12000\ mm}{250} = 48\ mm$$

## Instabilità flesso-torsionale

La verifica dell'instabilità flesso-torsionale consiste nel verificare che il momento resistente ridotto per via degli effetti dell'instabilità sia comunque maggiore del momento massimo agente. La verifica è stata condotta con metodo analitico per il calcolo del coefficiente riduttivo *X*.

Si considerano:

$L_0 = L = 12000$ mm

$i_y = \rho_{yy}$ = asse forte = 9,17 * 10 = 91,7 mm

$i_z = \rho_{zz}$ = asse debole = 6 * 10 = 60 mm

$I = 7763 * 10^4$ mm$^4$

b = 240 mm

$t_f = 12$ mm

$\lambda_1 = 76.41$ considerando acciaio S355

i= 69,17 mm

Si calcola la snellezza adimensionalizzata:

$$\lambda_{segnato} = \frac{L_0}{i * \lambda_1} = \frac{12000}{69{,}17 * 76.41} = 2{,}27$$

La normativa fornisce come curva di imperfezione la curva C, con fattore di imperfezione $\alpha$ = 0,49

Si calcola il coefficiente $\varphi$ con la seguente relazione:

$$\phi = 0{,}5 * [1 + \alpha * (\lambda_{segnato} - 0{,}2) + \lambda^2_{segnato} = 0{,}5 * [1 + 0{,}49 * (2{,}27 - 0{,}2) + 2{,}27^2] = 3{,}58$$

Si calcola il fattore riduttivo $\chi$ con la seguente formula:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2_{segnato}}} = \frac{1}{3{,}58 + \sqrt{3{,}58^2 - 2{,}27^2}} = 0{,}16$$

Il momento resistente ridotto $M_{rd}$ risulta:

$$M_{rd} = \chi * \frac{W_{pl} * f_{yk}}{\gamma_{m0}} = 0{,}16 * \frac{744{,}6 * 10^3 * 355}{1{,}05} = 39{,}59\ kNm > M_{ed} = 30{,}52\ kNm$$

Dunque, essendo il momento massimo resistente ridotto maggiore del momento massimo agente, il profilo risulta verificato per l'instabilità flesso torsionale.

# 8.3 Dimensionamento pilastri

## Stato limite ultimo

Per il dimensionamento allo stato limite ultimo dei pilastri, oltre alle azioni trasmesse dalle travi e dagli arcarecci, è significativo il carico del vento che è stato schematizzato come un carico distribuito agente sul pilastro, collocato dalla parte della struttura chiusa dalla pannellatura che costituisce una superficie contro cui il vento esercita pressione. Il carico del vento è stato calcolato come segue:

$$q_w = P_w * (C_{p1} + C_{p2}) * h = 0{,}5724 * (0{,}8 + 0{,}4) * 10{,}75 = 7{,}38\ kN/m$$

All'interno della combinazione di calcolo l'azione del vento è considerata come segue:

$$Q_w = \Upsilon_{q1} * \psi_{02} * q_w = 1{,}5 * 0{,}6 * 7{,}38 = 6{,}65\ kN/m$$

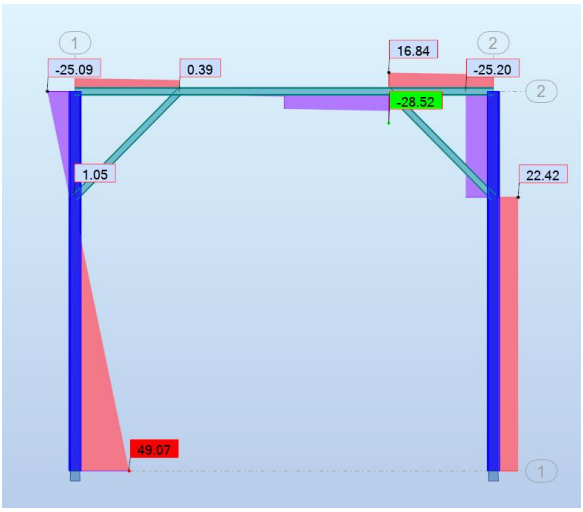



*Diagramma della forza di compressione della struttura principale.*

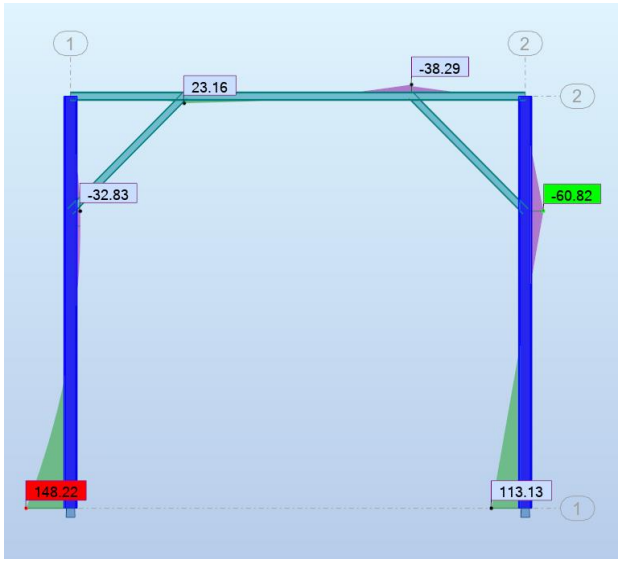



*Diagramma dei momenti della struttura principale.*

Il pilastro 1 (consideriamo pilastro 1 il pilastro di sinistra soggetto direttamente alla forza del vento) risulta sollecitato da un carico assiale Ned=49,07 kN e da un momento massimo Med=148,2 KNm, alla base del pilastro stesso; pertanto, si richiede un progetto a pressoflessione.

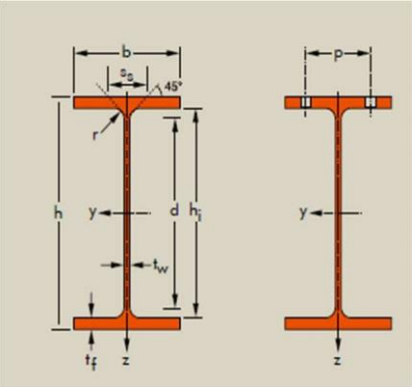
Stabiliti i carichi agenti, si definisce una possibile sezione a partire della seguente formula:

$$\frac{N_{ed}}{\chi * A} + \frac{M_{ed}}{W * (1 - \frac{N_{ed}}{N_{cr}})} \leq \frac{f_{yk}}{\Upsilon_{M1}}$$

Si assegna un valore $\chi_{tent} = 0,3$ e con la seguente relazione è possibile calcolare l'area richiesta della sezione:

$$A = \frac{N_{ed}}{\chi_{tent} * \frac{f_{yk}}{\Upsilon_{M1}}} = \frac{49070}{0,3 * \frac{355}{1,05}} = 4,84\ cm^2$$

la sezione ipotizzata per il pilastro è una HEB 360, che presenta le seguenti caratteristiche:




- G = 142,0 kg/m
- h = 360 mm
- b = 300 mm
- $t_w$ = 12,5 mm
- $t_f$ = 22,5 mm
- $i_y$ = 15,46 x10 mm
- $i_z$ = 7,49 x10 mm
- $W_{pl}$ = 2683 x$10^3$ $mm^3$
- A = 180,6 x$10^2$ $mm^2$

**Verifica a pressoflessione**

Si procede alla verifica del profilo a presso flessione, come segue:

Si calcolano i valori di snellezza del pilastro nelle due direzioni y e z:

$$\lambda y = \frac{L}{\rho} = \frac{2 * 10750}{154,6} = 1390,69$$

$$\lambda z = \frac{L}{\rho} = \frac{2 * 10750}{74,9} = 2870,49$$

poiché la lunghezza di libera inflessione è uguale per ambo le direzioni, la condizione critica riguarda l'asse debole, per cui si considera per le verifiche successive $\lambda_{max} = \lambda_z = 2870{,}49$; è necessario procedere con il calcolo dell'azione assiale critica Ncr calcolata come segue:

$$N_{cr} = A * \frac{\pi^2 * E}{\lambda^2} = 18060 * \frac{\pi^2 * 2{,}1 * 10^5}{2870{,}49^2} = 1445{,}28\ kN$$

Si calcola ora il valore $\lambda$segnato necessario per procedere con le verifiche di instabilità:

$$\lambda_{segnato} = \sqrt{\frac{A * f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{18060 * 355}{1445{,}28}} = 6{,}66$$

Si procede all'identificazione della curva di imperfezione da normativa per la verifica dell'instabilità; poiché la sezione è una HEB 360 in acciaio S355, con spessore dell'ala tf = 22,5 mm e l'inflessione avviene attorno all'asse debole, la curva di imperfezione da normativa è la curva d, con fattore di imperfezione associato α=0,76.

Per il calcolo analitico del fattore riduttivo $\chi$ si procede calcolando il coefficiente Φ:

$$\phi = 0{,}5 * [1 + \alpha * (\lambda_{segnato} - 0{,}2) + \lambda_{segnato}^2 = 0{,}5 * [1 + 0{,}76 * (6{,}66 - 0{,}2) + 6{,}66^2] = 25{,}13$$

Si calcola il fattore riduttivo χ con la seguente formula:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_{segnato}^2}} = \frac{1}{25{,}13 + \sqrt{25{,}13^2 - 6{,}66^2}} = 0{,}02$$

Una volta definito il valore effettivo di $\chi$, si verifica la sezione:

$$\frac{N_{ed}}{\chi * A} + \frac{M_{ed}}{W * (1 - \frac{N_{ed}}{N_{cr}})} \leq \frac{f_{yk}}{\Upsilon_{M1}}$$

$$\frac{49{,}07}{0{,}02 * 18060} + \frac{148{,}22}{2683 * (1 - \frac{49{,}07}{1445{,}28})} = 216{,}73\ kNm\ \leq\ 308{,}70\ kNm$$

# 8.4 Dimensionamento della Piastra di ancoraggio a terra:

## Bullonature

Il pilastro HEB 360 ha una larghezza b = 300 mm
Si ipotizza una distanza minima dai bordi pari a *e* = 40 mm, che corrisponde al valore minimo per i tirafondi M30 da normativa.
*a* (dimensione piastra) = 300 + 4*e* = 460 mm
*d* (braccio piastra) = 300 + *e* = 340 mm

| Filettatura * | Sezione resistente nominale ($As_{nom}$) [$mm^2$] | Classe di resistenza | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 3.6 | 4.6 | 4.8 | 5.6 | 5.8 | 6.8 | 8.8 | 9.8 | 10.9 | 12.9 |
| | | Carico di prova [N] | | | | | | | | | |
| M 3 | 5.03 | 910 | 1'130 | 1'560 | 1'410 | 1'910 | 2'210 | 2'920 | 3'270 | 4'180 | 4'880 |
| M 3.5 | 6.78 | 1'220 | 1'530 | 2'100 | 1'900 | 2'580 | 2'980 | 3'940 | 4'410 | 5'630 | 6'580 |
| M 4 | 8.78 | 1'580 | 1'980 | 2'720 | 2'460 | 3'340 | 3'860 | 5'100 | 5'710 | 7'290 | 8'520 |
| M 5 | 14.2 | 2'560 | 3'200 | 4'400 | 3'980 | 5'400 | 6'250 | 8'230 | 9'230 | 11'800 | 13'800 |
| M 6 | 20.1 | 3'620 | 4'520 | 6'230 | 5'630 | 7'640 | 8'840 | 11'600 | 13'100 | 16'700 | 19'500 |
| M 7 | 28.9 | 5'200 | 6'500 | 8'960 | 8'090 | 11'000 | 12'700 | 16'800 | 18'800 | 24'000 | 28'000 |
| M 8 | 36.6 | 6'590 | 8'240 | 11'400 | 10'200 | 13'900 | 16'100 | 21'200 | 23'800 | 30'400 | 35'500 |
| M 10 | 58 | 10'400 | 13'000 | 18'000 | 16'200 | 22'000 | 25'500 | 33'700 | 37'700 | 48'100 | 56'300 |
| M 12 | 84.3 | 15'200 | 19'000 | 26'100 | 23'600 | 32'000 | 37'100 | 48'900† | 54'800 | 70'000 | 81'800 |
| M 14 | 115 | 20'700 | 25'900 | 35'600 | 32'200 | 43'700 | 50'600 | 66'700† | 74'800 | 95'500 | 112'000 |
| M 16 | 157 | 28'300 | 35'300 | 48'700 | 44'000 | 59'700 | 69'100 | 91'000† | 102'000 | 130'000 | 152'000 |
| M 18 | 192 | 34'600 | 43'200 | 59'500 | 53'800 | 73'000 | 84'500 | 115'000 | - | 159'000 | 186'000 |
| M 20 | 245 | 44'100 | 55'100 | 76'000 | 68'600 | 93'100 | 108'000 | 147'000 | - | 203'000 | 238'000 |
| M 22 | 303 | 54'500 | 68'200 | 93'900 | 84'800 | 115'000 | 133'000 | 182'000 | - | 252'000 | 294'000 |
| M 24 | 353 | 63'500 | 79'400 | 109'000 | 98'800 | 134'000 | 155'000 | 212'000 | - | 293'000 | 342'000 |
| M 27 | 459 | 82'600 | 103'000 | 142'000 | 128'000 | 174'000 | 202'000 | 275'000 | - | 381'000 | 445'000 |
| M 30 | 561 | 101'000 | 126'000 | 174'000 | 157'000 | 213'000 | 247'000 | 337'000 | - | 466'000 | 544'000 |
| M 33 | 694 | 125'000 | 156'000 | 215'000 | 194'000 | 264'000 | 305'000 | 416'000 | - | 570'000 | 673'000 |
| M 36 | 817 | 147'000 | 184'000 | 253'000 | 229'000 | 310'000 | 359'000 | 490'000 | - | 678'000 | 792'000 |
| M 39 | 976 | 176'000 | 220'000 | 303'000 | 273'000 | 371'000 | 429'000 | 586'000 | - | 810000 | 947'000 |

***Figura 55, filettatura bullonature, sezione resistente. Norma EN 20898/1 (ISO 898/1)***

$$T_b = \frac{M_{Ed}}{d} = \frac{148{,}22 * 10^6}{340} = 435{,}94\ kN$$

$T_b$ = forza di trazione dovuta al momento alla base del pilastro

$$T_{1b} = \frac{T_b}{3} = \frac{435{,}94}{3} = 145{,}31\ kN$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0{,}9 * F_t * A_{res}}{\gamma_{M1}} = T_{1b}$$

$$A_{res} = \frac{T_{1b} * \gamma_{M1}}{0{,}9 * F_{ub}} = \frac{435{,}94 * 10^3 * 1{,}25}{0{,}9 * 800} = 252{,}28\ mm^2$$

Scelgo 3M24 con fori di diametro φ25; $A_{res}$ = 353 mm$^2$

$$F_{t,Rd} = \frac{0{,}9 * F_{ub} * A_{res}}{\gamma_{M1}} = \frac{0{,}9 * 800 * 353}{1{,}25} = 203{,}33\ kN$$

Sono necessari quindi 3 tirafondi M24, classe 8.8, sui due lati della piastra. Si ipotizzano dei diametri dei fori pari a $d_0$ = 25 mm per garantire l'agio necessario in fase di montaggio.

Il dimensionamento dei tirafondi ha evidenziato la sufficienza di bulloni di diametro M24, si è scelto però di adottare bulloni di diametro M30 al fine di incrementare la robustezza del collegamento. Tale scelta è motivata dalla presenza di possibili azioni cicliche e dinamiche, non esplicitamente considerate nel modello di calcolo, che possono influenzare il comportamento a fatica dell'unione. L'incremento del diametro consente pertanto di ridurre le tensioni agenti nei bulloni, migliorando la durabilità e l'affidabilità complessiva del nodo, anche in presenza di incertezze modellistiche

## Dimensionamento piastra

d = 24 mm
$d_0$ = 25 mm
$e_{1,min} = 1{,}2 * d_0 = 1{,}2 * 25 = 30\ mm \quad - \ e_1 = 90\ mm$
$e_{2,min} = 1{,}2 * d_0 = 1{,}2 * 25 = 30\ mm \quad - \ e_2 = 50\ mm$
$P_{1,min} = 2{,}2 * d_0 = 2{,}2 * 25 = 55\ mm \quad - \ P_1 = 105\ mm$

L'eccentricità di carico è 50 mm, perciò:

$$M_{Ed} = \left(F_{t,Rd} * 3\right) * e = (203{,}33 * 10^3 * 3) * 50 = 30{,}50\ kNm$$

$$t = \sqrt{30{,}50 * 10^6 * \frac{1{,}05}{355} * \frac{1}{380} * 6} \quad \longrightarrow \quad t = 33\ mm$$

## Saldature

$M_{Ed}$ = 148,22 kNm
$V_{Ed}$ = 66,4 kN
$N_{Ed}$ = 49,07 kN

$$N = N_P + N_M = 33{,}2 + 411{,}72 = 444{,}92\ kN$$
$$N_P = \frac{V_{Ed}}{2} = \frac{66{,}4}{2} = 33{,}2\ kN$$
$$N_M = \frac{M_{Ed}}{h_{HEB360}} = \frac{148{,}22 * 10^6}{360} = 411{,}72\ kN$$
$$L_{max} = b + (b - 2r - t_w) = 300 + (300 - 2 * 27 - 12{,}5) = 641{,}5\ mm$$
$$d = \frac{\sqrt{2} * N}{\beta_1 * F_{yk} * L_s} = \frac{\sqrt{2} * 444{,}92 * 10^3}{0{,}85 * 355 * 250} = 8{,}34\ mm$$

Assumiamo $d$ = 9 mm

$$n_{perpend.} = \frac{\sqrt{2} * N}{d * L_s} = \frac{\sqrt{2} * 444{,}92 * 10^3}{9 * 250} = 279{,}65\ MPa$$

$$t_{parallelo} = \frac{\sqrt{2} * V_{Ed}}{n * d * L_s} = \frac{\sqrt{2} * 66{,}4 * 10^3}{2 * 9 * 250} = 20{,}87\ MPa$$

$$\sqrt{t_{parallelo}^2 + n_{perpend.}^2} = \sqrt{20{,}87^2 + 279{,}65^2} = 280{,}42\ MPa < \beta_1 * F_{yk} = 301{,}75\ MPa$$

$$\left|n_{perpend.}\right| + \left|t_{parallelo}\right| = 20{,}87 + 279{,}65 = 300{,}52\ MPa < \beta_2 * F_{yk} = 355\ MPa$$

Dove:
$b$ = 300 mm, base del pilastro HEB360
$r$ = 27 mm, curvatura del pilastro HEB360
$t_w$ = 12,5 mm, spessore anima pilastro HEB360
$n$ = 2, numero di cordoni di saldatura
$d$ = 9 mm, larghezza della saldatura
$L_s$ = 250 mm, lunghezza della saldatura

$\beta_1 = 0{,}85$  $\beta_2 = 1$

# 8.5 Dimensionamento piastra (nodo HEA240,5000 mm, HEB360):

$V_{Ed} = 66{,}4$ kN

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v * F_{ub} * A_{rid}}{\gamma_{M2}}$$

$$A_{rid} = \frac{F_{v,Rd} * \gamma_{M2}}{\alpha_v * F_{ub}} = \frac{6{,}64 * 10^3 * 1{,}25}{0{,}9 * 800} = 11{,}53\ mm^2$$

Scelgo 10 M20 con fori di diametro φ22

Dove:
$F_{v,Rd} \geq \frac{V_{Ed}}{n} = \frac{66{,}4}{10} = 6{,}64\ kN$ con *n* numero di bulloni per sezione
$\alpha_v = 0{,}9$
$F_{vb} = 800$ MPa, classe di bulloni M8.8
$F_{yb} = 800*0{,}8 = 640$ MPa, classe di bulloni M8.8
$\gamma_{M2} = 1{,}25$

## Dimensionamento piastra

d = 20 mm
$d_0 = 22$ mm
$d_m = 1{,}5*d = 1{,}5*20 = 30$ mm
Si stabiliscono i calori di $e_1$ e $e_2$ come da normativa:
$e_{1,min} = 1{,}2 * d_0 = 1{,}2 * 13 = 26{,}4\ mm$ $-\ e_1 = 40\ mm$
$e_{2,min} = 1{,}2 * d_0 = 1{,}2 * 13 = 26{,}4\ mm$ $-\ e_2 = 60\ mm$
$P_{1,min} = 2{,}2 * d_0 = 2{,}2 * 13 = 48{,}4\ mm$ $-\ P_1 = 60\ mm$

h = 350 mm
b = 240 mm
s = 20 mm

## Verifica a punzonamento

$$B_{P,Rd} = \frac{0{,}6 * \pi * d_m * s * F_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0{,}6 * \pi * 30 * 20 * 510 * 10^{-3}}{1{,}25} = 461{,}20\ kN > V_{Ed}$$

## Saldature

$N = N_P + N_M = 33{,}2 + 644{,}43 = 677{,}63\ kN$

$N_P = \frac{Ved}{2} = \frac{66{,}4}{2} = 33{,}2\ kN$

$N_M = \frac{M_{Ed}}{h_{HEA240}} = \frac{148{,}22 * 10^6}{230} = 644{,}43\ kN$

$L_{max} = b + (b - 2r - t_w) = 240 + (240 - 2 * 21 - 7{,}5) = 514{,}5\ mm$

$d = \frac{\sqrt{2} * N}{\beta_1 * F_{yk} * L_s} = \frac{\sqrt{2} * 677{,}63 * 10^3}{0{,}85 * 355 * 300} = 10{,}59\ mm$

Assumiamo $d$ = 11 mm

$n_{perpend.} = \frac{\sqrt{2} * N}{d * L_s} = \frac{\sqrt{2} * 677{,}63 * 10^3}{11 * 300} = 290{,}40\ MPa$

$t_{parallelo} = \frac{\sqrt{2} * V_{Ed}}{n * d * L_s} = \frac{\sqrt{2} * 66{,}4 * 10^3}{2 * 11 * 300} = 14{,}23\ MPa$

$\sqrt{t_{parallelo}^2 + n_{perpend.}^2} = \sqrt{14{,}23^2 + 290{,}40^2} = 290{,}74\ MPa < \beta_1 * F_{yk} = 301{,}75\ MPa$

$|n_{perpend.}| + |t_{parallelo}| = 290{,}40 + 14{,}23 = 304{,}63\ MPa < \beta_2 * F_{yk} = 355\ MPa$

Dove:
$b$ = 240 mm, base del pilastro HEA240
$r$ = 21 mm, curvatura del pilastro HEA240
$t_w$ = 7,5 mm, spessore animapilastro HEA240

$n$ = 2, numero di cordoni di saldatura
$d$ = 11 mm, larghezza della saldatura
$L_s$ = 300 mm, lunghezza della saldatura
$\beta_1$ = 0,85
$\beta_2$ = 1

# 8.6 Dimensionamento piastra (nodo HEA240,12000 mm, HEA160):

## Bullonature

$V_{Ed}$ = 11,4 kN valore del taglio agente sulla trave principale

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v * F_{ub} * A_{rid}}{\gamma_{M2}}$$

$$A_{rid} = \frac{F_{v,Rd} * \gamma_{M2}}{\alpha_v * F_{ub}} = \frac{1{,}42 * 10^3 * 1{,}25}{0{,}9 * 800} = 2{,}47\ mm^2$$

Scelgo 6M14 con fori di diametro φ16
Dove:
$F_{v,Rd} \geq \frac{V_{Ed}}{n} = \frac{11{,}4}{6} = 1{,}42\ kN$ con $n$ numero di bulloni per sezione
$\alpha_v$ = 0,9
$F_{vb}$ = 800 MPa, classe di bulloni M8.8
$F_{yb}$ = 800*0,8 = 640 MPa, classe di bulloni M8.8
$\gamma_{M2}$ = 1,25

## Dimensionamento piastra

d = 14 mm
$d_0$ = 16 mm
$d_m$ = 1,5*d = 1,5*12 = 24 mm
Si stabiliscono i calori di $e_1$ e $e_2$ come da normativa:
$e_{1,min} = 1{,}2 * d_0 = 1{,}2 * 16 = 19{,}2\ mm$ $-\ e_1 = 40\ mm$
$e_{2,min} = 1{,}2 * d_0 = 1{,}2 * 16 = 19{,}2\ mm$ $-\ e_2 = 40\ mm$
$P_{1,min} = 2{,}2 * d_0 = 2{,}2 * 16 = 35{,}2\ mm$ $-\ P_1 = 70\ mm$
h = 290 mm
b = 160 mm
s = 20 mm

## Verifica a punzonamento

$$B_{P,Rd} = \frac{0{,}6 * \pi * d_m * s * F_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0{,}6 * \pi * 24 * 20 * 510 * 10^{-3}}{1{,}25} = 322{,}84\ kN > V_{Ed}$$

## Saldature

$V_{Ed}$ = 11,4 kN

$$t_{parallelo} = \frac{\sqrt{2} * V_{Ed}}{n * d * L_s} = \frac{\sqrt{2} * 11{,}4 * 10^{-3}}{2 * 4 * 150} = 53{,}74\ MPa$$

$$\sqrt{t^2_{parallelo}} = \sqrt{53{,}74^2} = 53{,}74\ MPa < \beta_1 * F_{yk} = 301{,}75\ MPa$$

$$\left|t_{parallelo}\right| = 53{,}74\ MPa < \beta_2 * F_{yk} = 355\ MPa$$

Dove:

*n* = 2, numero di cordoni di saldatura

d = 4 mm, larghezza della saldatura

$L_s$ = 150 mm, lunghezza della saldatura

$\beta_1$ = 0,85

$\beta_2$ = 1

## 8.7 Dimensionamento preliminare dell'impalcato a cassone

Il dimensionamento dell'impalcato è stato impostato scegliendo una soluzione a cassone monocellulare in acciaio-calcestruzzo, scelta per la sua elevata efficienza strutturale e per la capacità di garantire una significativa rigidezza sia a flessione che a torsione. Nella fase di predimensionamento l'altezza del cassone è stata determinata facendo riferimento alle indicazioni riportate nelle linee guida della letteratura per ponti a travata con sezione a cassone essi propongono la seguente relazione:

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{36} * \left(\frac{B}{12}\right)^{0.7}$$

Dove $h$ rappresenta l'altezza della sezione, $L$ invece rappresenta la luce della campata e $B$ la larghezza dell'impalcato. Questa espressione consente di tener conto in maniera semplificata dell'influenza della larghezza della piattaforma stradale facendo un particolare riferimento alla rigidezza torsionale e alla deformabilità trasversale. In questo caso specifico andremo ad avere una larghezza dell'impalcato pari a $B = 12.85m$, una luce della campata principale, (andremo a scegliere la campata più lunga) pari a $L = 100\,m$, risolvendo l'equazione si ottiene un rapporto $h/L \approx 1/34.3$ a cui deriva un'altezza del cassone pari a circa $h \approx 2.9\,m$. Questo valore è coerente con i rapporti luce/altezza solitamente adottati nella pratica progettuali per ponti a travata continua in struttura mista, generalmente compresi nell'intervallo $L/30 \div L/40$. Considerando il valore ottenuto rispetto alla tipologia strutturale scelta l'altezza del cassone è stata presa al valore derivante del predimensionamento. (Fondazione Promozione acciaio, 2021)

### 8.7.1 Riferimenti tipologici e confronto con casi studio

A supporto del dimensionamento scelto è stato preso come riferimento il Ponte San Giorgio a Genova progettato da Renzo Piano che rappresenta un esempio recente e importante di ponte a travata continua con impalcato a cassone in struttura mista.

Il ponte presenta campate di circa 100 m, una larghezza dell'impalcato di circa 25 m e un'altezza del cassone pari a circa 4.7 m. Questi valori risultano coerenti con quelli ottenuti

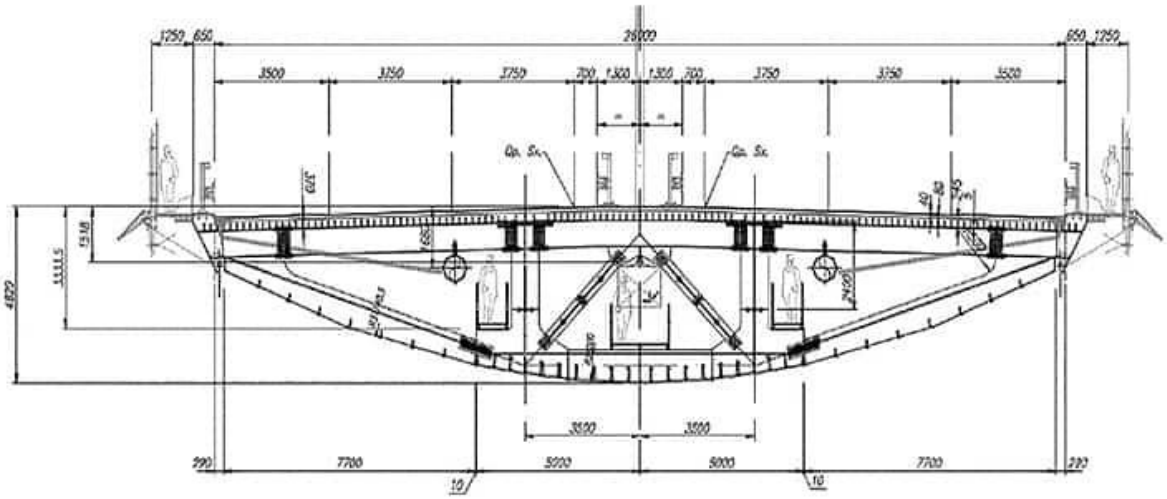


***Figura 56, Sezione del cassone del ponte San Giorgio a Genova***

con la relazione di predimensionamento utilizzata che nelle stesse condizioni geometriche ($L = 100\,m$, $B = 25\,m$), restituisce un'altezza del cassone di circa 4.6 m.
Il confronto con questo caso reale conferma quindi la validità del dimensionamento adottato, mostrando come i risultati ottenuti siano in linea con soluzioni effettivamente realizzata. Il riferimento a un'opera esistente permette dunque di rafforzare la coerenza tra il modello teorico utilizzato e la pratica progettuale. (Strade e autostrade, 2021)

## 8.8 Computo materiali

| Computo materiali per una campata della struttura superiore al cassone (5000 mm) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Nome | Descrizione | Dimensione/lunghezza (mm) | Qn.ta | peso (kg) | tot: |
| Colonna | HEB360 | 10720 | 4 | 1658 | 6632 |
| Saetta | IPE 220 | 3000 | 4 | 88 | 352 |
| Trave | HEA 240 | 11830 | 2 | 759 | 1518 |
| Trave | HEA 240 | 4730 | 2 | 315 | 630 |
| Trave | HEA 160 | 4730 | 3 | 157 | 471 |
| Piastra di base | / | 480X560X30 | 4 | 62 | 248 |
| Contropiastra | / | / | 4 | 16 | 64 |
| Tubolare | / | 100X50X4 | 18 | 108 | 1944 |
| Piastre | / | Spessore 20 mm | 6 | 4 | 24 |
| Piastre | / | Spessore 20 mm | 8 | 13 | 104 |
| Vite a testa esagonale | M 10 | / | 4 | / | / |
| Vite a testa esagonale | M 10 | / | 24 | / | / |
| Bullone a testa esagonale | M12 | / | 48 | / | / |
| Bullone a testa esagonale | M20 | / | 128 | / | / |
| Dado esagonale | M10 | / | 28 | / | / |
| Dadi esagonali | M12 | / | 48 | / | / |
| Dadi esagonali | M20 | / | 128 | / | / |
| Dadi esagonali | M30 | / | 48 | / | / |
| Anello di supporto | ST 10 - 100 HV | / | 28 | / | / |
| Rondelle piatte | ST 12 - 100 HV | / | 96 | / | / |
| Rondelle piatte | ST 20 - 100 HV | / | 256 | / | / |
| Rondelle piatte | ST 30 - 100 HV | / | 24 | / | / |
| | | | | TOT: | 9132 |

| Computo materiali per cassone (per una cellula di lunghezza di 10000 mm) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Nome | Descrizione | Dimensione/lunghezza (mm) | Qn.ta | peso (kg) | tot: |
| Pezzi speciali saldati | / | / | / | 18394 | 18394 |
| Controvento | L100X100X8-2900 | 2900 | 16 | 52 | 832 |
| Controvento | L100X100X8-2150 | 2150 | 40 | 38 | 1520 |
| Lamiere Sp.40 e Sp. 20 | / | / | / | 103421 | 103421 |
| | | | | TOT: | 124167 |

# Conclusioni

Questo progetto è nato dal bisogno di affrontare in modo concreto il tema di un nuovo attraversamento sul fiume Po, un nuovo attraversamento che posso affiancare l'attuale ponte della Becca. Il percorso sviluppato ha messo insieme più livelli di analisi: dalla lettura storica dell'infrastruttura esistente allo studio delle tipologie strutturali, fino ad arrivare alla definizione di una proposta progettuale alternativa. Lo studio e l'approfondimento dei ponti a travata ha confermato come questa tipologia sia ancora oggi una delle più efficaci, la scelta di una travata continua si è rivelata coerente con il contesto, perché grazie a questa si riesce ad ottenere un buon equilibrio tra resistenza e rigidezza, soprattutto in un ambiente complesso come quello del Po dove entrano in gioco vincoli idraulici e geotecnici importanti. Allo stesso tempo l'analisi del ponte esistente ha fatto emergere chiaramente un doppio aspetto: da un lato il suo grande impatto storico e il suo forte valore identitario, dall'altro i suoi limiti. Il ponte della Becca è un'infrastruttura che ha attraversato più di un secolo di storia ma che oggi non riesce più a rispondere in modo adeguato alle esigenze di traffico e sicurezza. Proprio da qui nasce l'esigenza di un nuovo intervento. Un punto importante emerso nella tesi riguarda l'iter amministrativo. Non è un tema secondario, la difficoltà nel realizzare il nuovo ponte non è legata solo alla progettazione ma anche da fattori procedurali ed economici. Il fatto che il progetto ufficiale non sia ancora arrivato non sia ancora arrivato alla fase realizzativa dimostra quanto sia complesso trasformare un'idea progettuale in un'opera concreta, specialmente quando manca equilibrio tra tutti questi diversi fattori. Dentro questo quadro si inserisce la proposta sviluppata che prova a tenere insieme due esigenze:
garantire il corretto funzionamento dell'infrastruttura assicurando la continuità e la regolarità del flusso veicolare e avere un senso nel luogo in cui si inserisce. Dal punto di vista tecnico la scelta di un impalcato a cassone continuo in struttura mista permette di rispondere in modo efficace ai requisiti principali. Anche la configurazione delle campate con luci maggiori in alveo e minori verso terra segue una logica precisa legata ai vincoli del sito. Il progetto non si ferma solo alla parte tecnica. Introduce anche una riflessione sul ruolo del ponte nel paesaggio. L'involucro architettonico, pur non essendo portante, diventa e vuole essere un elemento fondamentale per costruire un linguaggio contemporaneo e diventare un landmark

nel paesaggio pavese. Il riferimento concettuale al ponte coperto non vuole essere una copia ma uno schema reinterpretato, una memoria che viene trasformata. La pelle permeabile, leggera e dinamica, permette di creare e realizzare un'identità riconoscibile e distinguibile. Dal punto di vista ingegneristico le verifiche svolte hanno mostrato la coerenza nelle scelte progettuali rispetto alle azioni considerate e alla normativa. Allo stesso tempo è chiaro che si tratta di un livello preliminare, aspetti come il comportamento dinamico, la fatica o l'interazione con effetti di risonanza richiedono approfondimenti più avanzati nelle fasi successive. In definitiva questo progetto non vuole risolvere solo un problema infrastrutturale, prova a fare qualcosa in più. Ridefinire il ruolo del ponte nel territorio. Non sostituire il ponte esistente ma affiancarlo instaurando un rapporto con quello che oggi è ancora un riferimento per il paesaggio e per chi lo attraversa ogni giorno. Il nuovo ponte è un ponte di connessione su più livelli, tra due sponde, certo, ma anche tra passato e futuro, tra ingegneria e architettura, tra funzione e significato.

# Bibliografia


*A.R.I.A. (2019).* PIANO PLURIENNALE DELLE ATTIVITÀ 2019-2021 – BUDGET 2019. *Tratto da https://trasparenza.ariaspa.it/wps/wcm/connect/1aca70a0-64da-467b-bae8-a64b97f867e7/4.Programma%2BPluriennale%2Bdelle%2Battivit%C3%A0%2B2019%2B-%2B2021%2B-%2BBudget%2B2019.pdf?CACHEID=ROOTWORKSPACE-1aca70a0-64da-467b-bae8-a64b97f867e7-o7XMBlS&CONVERT_TO=U*

*A.R.I.A Regione Lombardia. (2021).* Ponte della Becca. *Tratto da https://www.ariaspa.it/wps/portal/Aria/Home/cosa-facciamo/infrastrutture/infrastrutture-viarie-concessioni/ponte-della-becca*

*A.R.I.A. Regione Lombardia. (2017).* Autostrada Regionale Broni-Mortara. *Tratto da https://www.ariaspa.it/wps/portal/Aria/Home/cosa-facciamo/infrastrutture/infrastrutture-viarie-concessioni/autostrada-regionale-broni-mortara*

*AIPo. (s.d.).* Agenzia Interregionale per il fiume Po. *Tratto da https://www.agenziapo.it/documentazione/69*

*ANAS. (2025).* STRADE ANAS. *Tratto da https://www.stradeanas.it/it*

*Archivio. (1850/1955).* Ponte della Becca. *Pavia: Archivio storico della Provincia di Pavia.*

*Comitato ponte della Becca. (2022).* Promozione nuovo Ponte Becca. *Tratto da https://comitatopontebecca.jimdofree.com/*

*Confindustria Lombardia. (2018).* Indagine 2018 sulle infrastrutture di mobilità in provincia di Pavia. *Tratto da https://confindustria.lombardia.it/comunicazione/comunicati-stampa-e-dichiarazioni/le-infrastrutture-del-territorio-essere-connessi-per-essere-competitivi/report-progetto-infrastrutture-v3.pdf*

*Costruzioni metalliche. (2020).* Speciale Ponte di Genova. *Tratto da https://www.collegiotecniciacciaio.it/digitalsales/CM_2020_04.pdf*

*EN ISO 12944. (s.d.). Tratto da https://www.octima.it/wp-content/uploads/2016/01/25Giu1_Bonora.pdf*

*Eurocodice 0 . (s.d.).* EN 1990; D.M. 17/01/2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni.

*Eurocodice 1 . (s.d.).* Eurocodice 1 – EN 1991, Azioni sulle strutture.

*Fondazione Promozione acciaio. (2021).* SOLUZIONI DI IMPALCATO PER PONTI IN ACCIAIO. *Tratto da https://www.promozioneacciaio.it/UserFiles/File/pdf/pubblicazioni/Impalcati%20ponti%20in%20acciaio_WEB.pdf*

*Fratelli Mariani. (2026).* Manhattan lamiera stirata. *Tratto da https://www.fratellimariani.it/architettura/lamiere-stirate/manhattan/#1546517162500-a6880c74-4fc9*

*Ing. Adda. (2022).* Ponti a travata. *Fondazione Promozione acciaio. Tratto da https://www.promozioneacciaio.it/aree-tematiche/ponti-a-travata/*

*Ing. Piergiorgio Malerba. (s.d.).* ISPEZIONE MANUTENZIONE E RIABILITAZIONE DEI PONTI CON PILE IN ALVEO. *Politecnico di Milano. Tratto da https://www.adbpo.it/download/SAFE%20II%20GIORNATA/PRESENTAZIONI/Prof%20Piergiorgio%20Malerba%20(Politecnico%20di%20Milano).pdf*

*Ing.Calvi. (2012).* Messa in sicurezza del ponte della Becca. *Studio Calvi. Tratto da https://www.studiocalvi.eu/attachments/article/22/Ponte%20della%20Becca.pdf*

*Ing.Raffaele. (2020).* Teoria e progetto dei ponti. *Politecnico di Bari. Tratto da https://docs.dicatechpoliba.it/filemanager/221/T&P%20Ponti/09_Impalcati_MISTI.pdf*

*Ingenio. (2022).* Ingegneria e metodi costruttivi del Ponte Genova – San Giorgio. *Tratto da https://www.ingenio-web.it/articoli/ingegneria-e-metodi-costruttivi-del-ponte-genova-san-giorgio/*

*Legambiente Lombardia. (2024).* Autostrada Broni-Mortara: salvo il suolo di Lomellina e Oltrepò. *Tratto da https://www.legambientelombardia.it/autostrada-broni-mortara-salvo-il-suolo-di-lomellina-e-oltrepo/?utm_source=chatgpt.com*

*Net Engineering. (2021). Il ponte della Becca. Tratto da https://www.net-e.it/it/portfolio/ponti-connessioni-non-solo-fisiche/*

*Nord Lock group. (2021). Tratto da https://www.nord-lock.com/it-it/learnings/customer-cases/2021/Rebuilding-Genoa-bridge/*

*NTC 2018 . (s.d.).* NTC 2018 (D.M. 17/01/2018).

*Parco del Ticino. (2025).* La tutela del paesaggio. *Tratto da https://ente.parcoticino.it/il-parco/la-tutela-del-paesaggio/*

*Promozione acciaio. (2023).* CONNETTORI PER LE STRUTTURE COMPOSTE ACCIAIOCALCESTRUZZO. *Tratto da https://www.promozioneacciaio.it/UserFiles/File/pdf/pubblicazioni/WEB_Connettori_a_taglio.pdf*

*Provincia di Pavia. (s.d.).* Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (PTCP). *Tratto da https://www.provincia.pv.it/it/page/piano-territoriale-di-coordinamento-provinciale-ptc*

*Provincia Pavese. (2026). Becca, il progetto del nuovo ponte tra pochi giorni arriva al ministero. Tratto da https://laprovinciapavese.gelocal.it/pavia/cronaca/2025/12/02/news/becca_nuovo_ponte_progetto_ministero-15419164/*

*Regione Lombardia la giunta. (2017).* DELIBERAZIONE N° X / 7246. *Tratto da https://fsc.regione.lombardia.it/attachments/file/view?canCache=0&hash=0e1d985c1c4f90aa260601b6ea3bb09c17543d21e0732e5cecccd47892a0ed98&utm_source=chatgpt.com*

*Regione Lombardia la giunta. (2018).* DELIBERAZIONE N° XI / 322. *Tratto da file:///C:/Users/Amministratore/Downloads/dgr_322_2018.pdf*

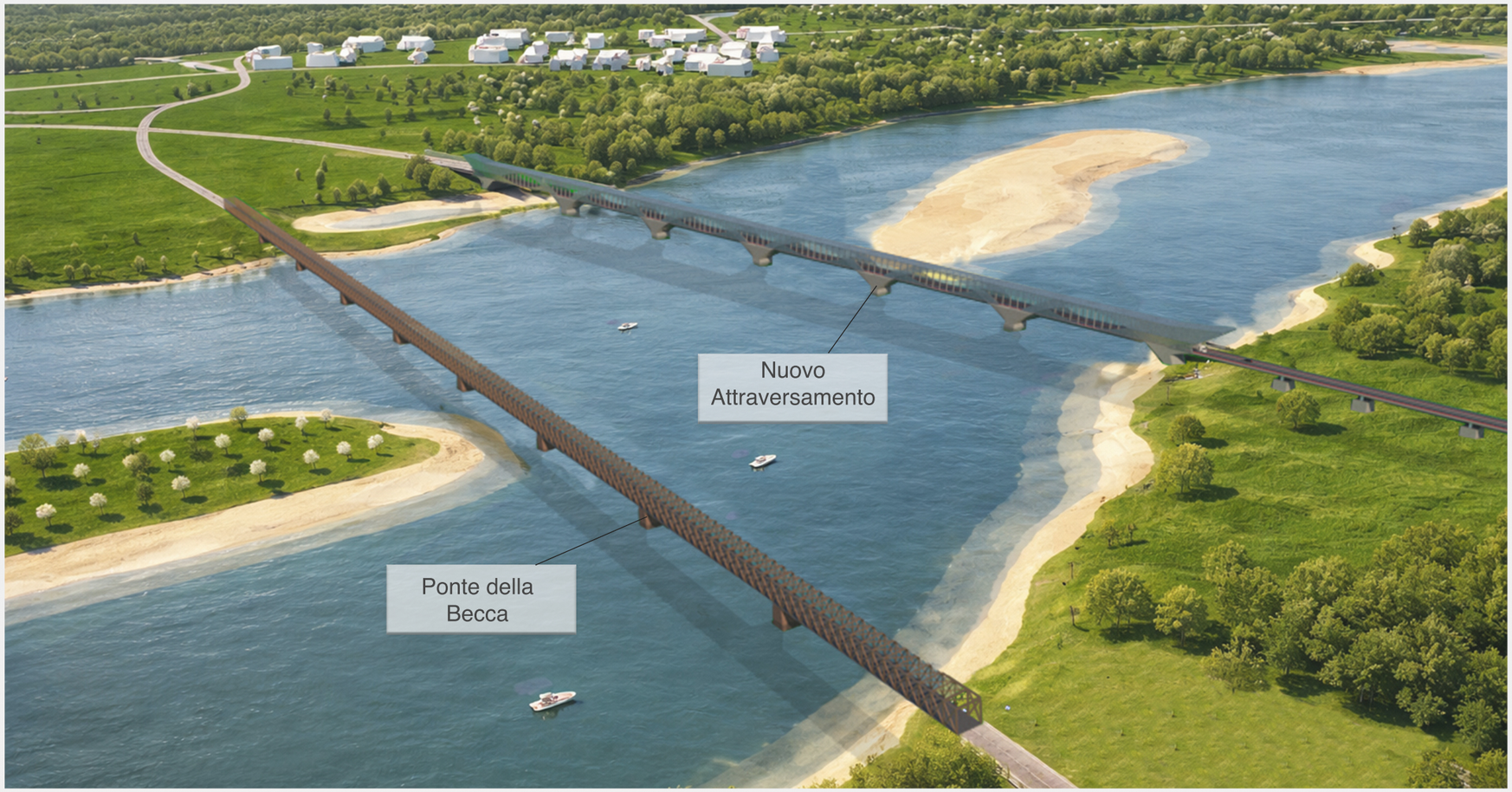
*SIDERTICINO. (2025). Tratto da https://siderticino.it/specifiche-tecniche-acciai/s355/?srsltid=AfmBOooaX1qm-nJqBIPg2TyU_MNhcAhYUBG85B_Ndv-Bfk0R4QqS9MMY*

*Strade e autostrade. (2021).* Ponte Genova San Giorgio: le fasi costruttive e la loro analisi numerica. *Tratto da https://www.stradeeautostrade.it/ponti-e-viadotti/ponte-genova-san-giorgio-le-fasi-costruttive-e-la-loro-analisi-numerica/*

*VIII COMMISSIONE PERMANENTE. (2024). (Ambiente, territorio e lavori pubblici). Tratto da https://documenti.camera.it/leg19/resoconti/commissioni/bollettini/pdf/2024/05/28/leg.19.bol0316.data20240528.com08.pdf?utm_source=chatgpt.com*

# Inquadramento generale

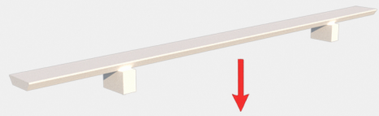
## Contesto territoriale e infrastrutturale



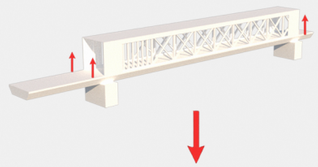

L’area di intervento si colloca nel punto di confluenza tra il fiume Po e il ticino in un contesto paesaggistico di elevato valore ambientale. Possiamo vedere come il nuovo attraversamento si relazionerebbe con l’attuale ponte della Beccca

## Processo creativo

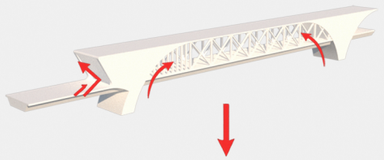
1



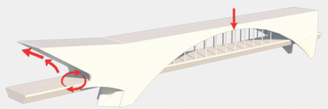
2



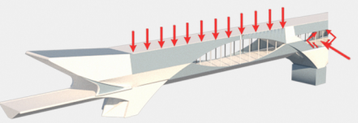
3



4



5



## Prospetto longitudinale



1:2500

# Localizzazione e collegamenti

## Contesto dell’area e la nuova viabilità

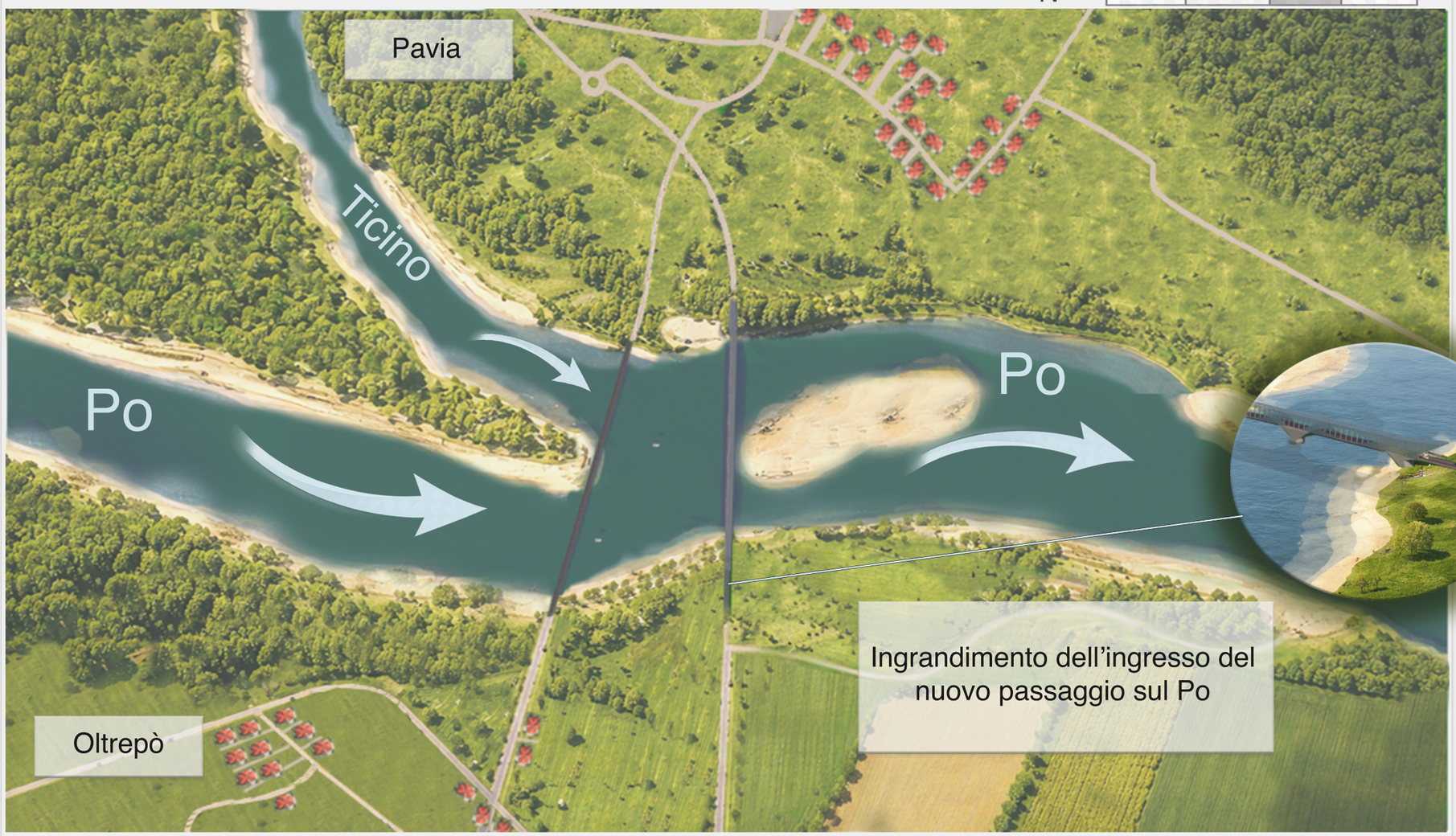
Piste ciclabili

Viabilità dedicata ad automezzi

Viabilità mista (Ciclabile,automezzi)




## Masterplan del territorio




## Viabilità attuale



## Nuova viabilità

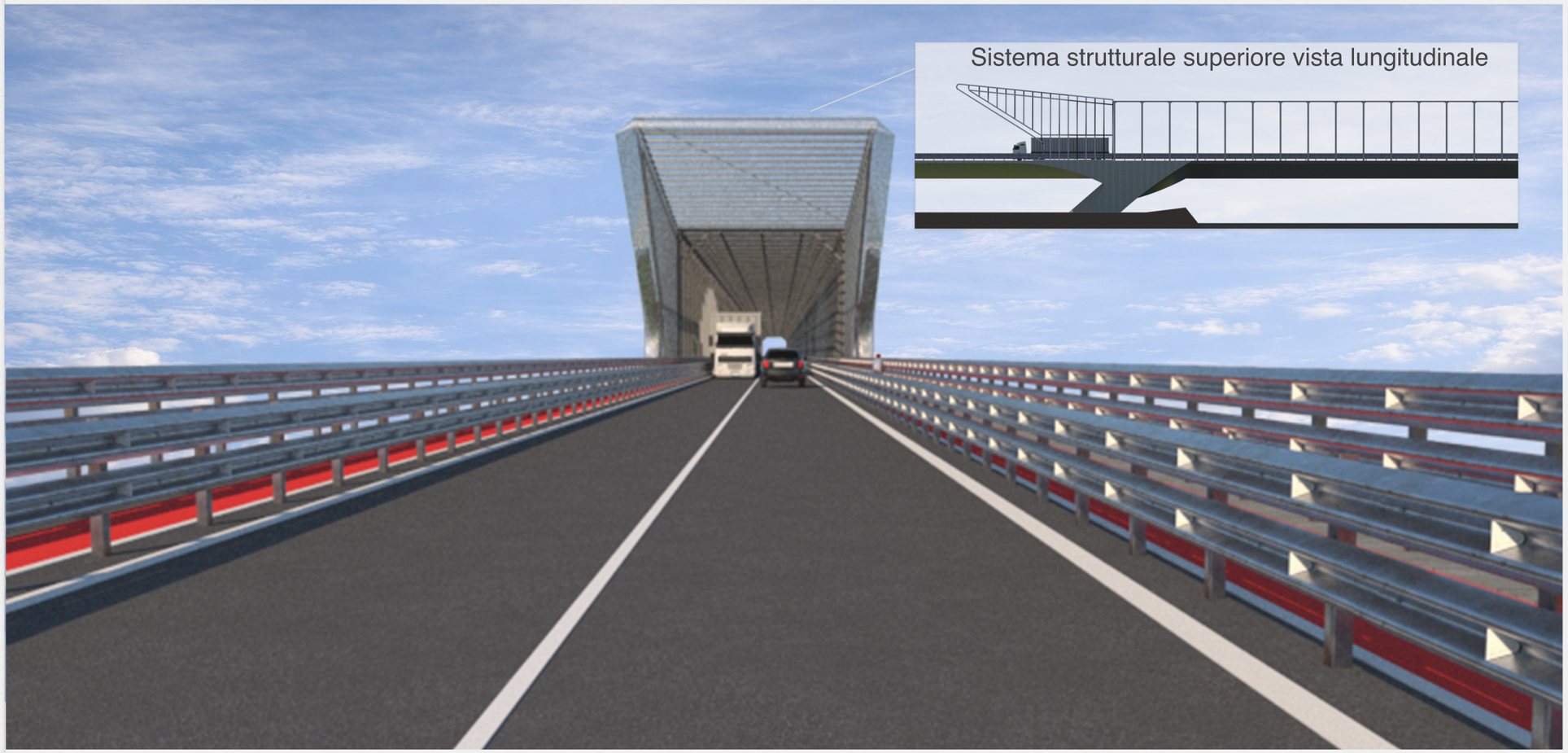


Nel quadro generale della mobilità territoriale il progetto non si limita alla realizzazione di un nuovo attraversamento carrabile ma si vuole inserire in una visione di riorganizzazione dei flussi cercando di valorizzare maggiormente le forme di mobilità sostenibile

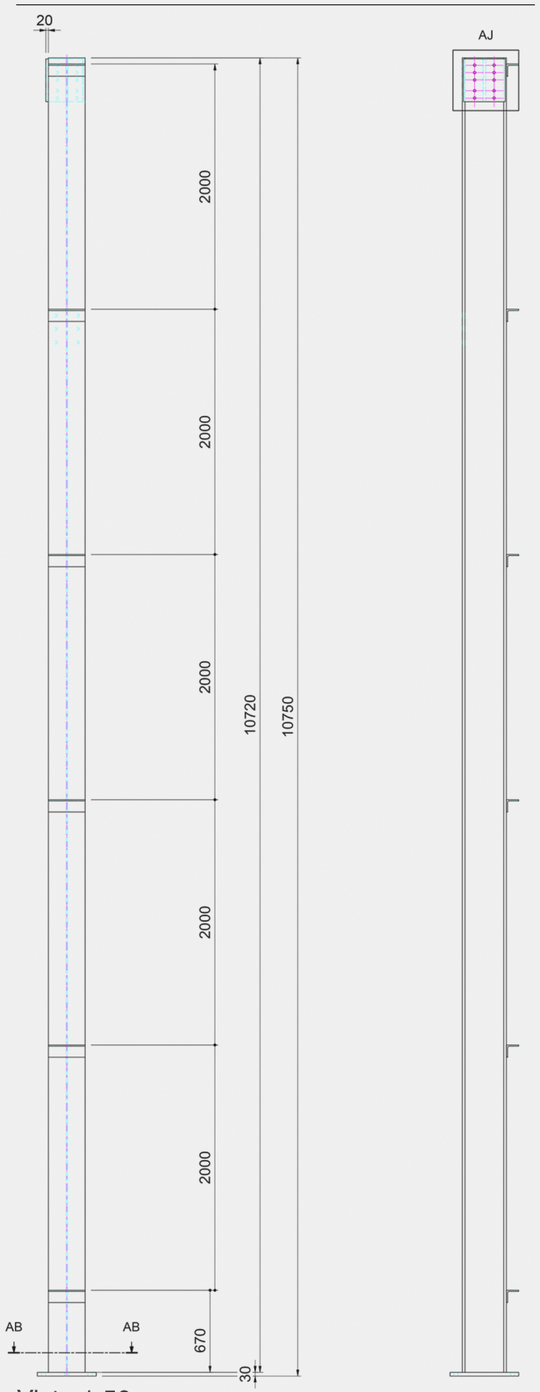
1:50000

# Sistema strutturale superiore

## Nodo colonna impalcato

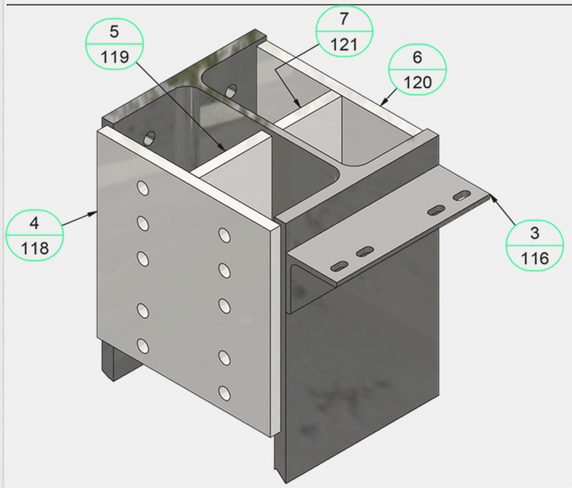


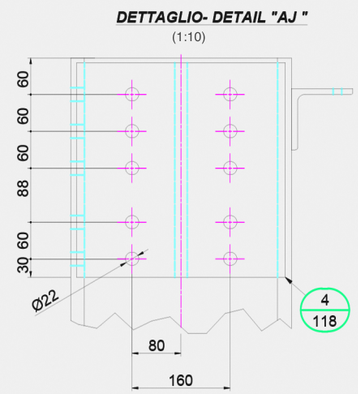

## Colonna HEB 360

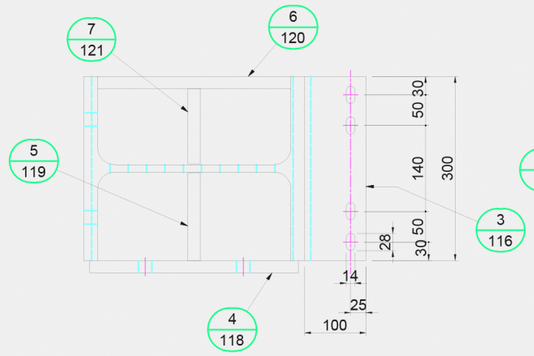


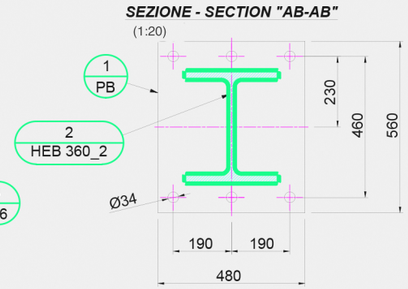

Vista 1:50

## Dettaglio piastra di testa-Colonna HEB 360



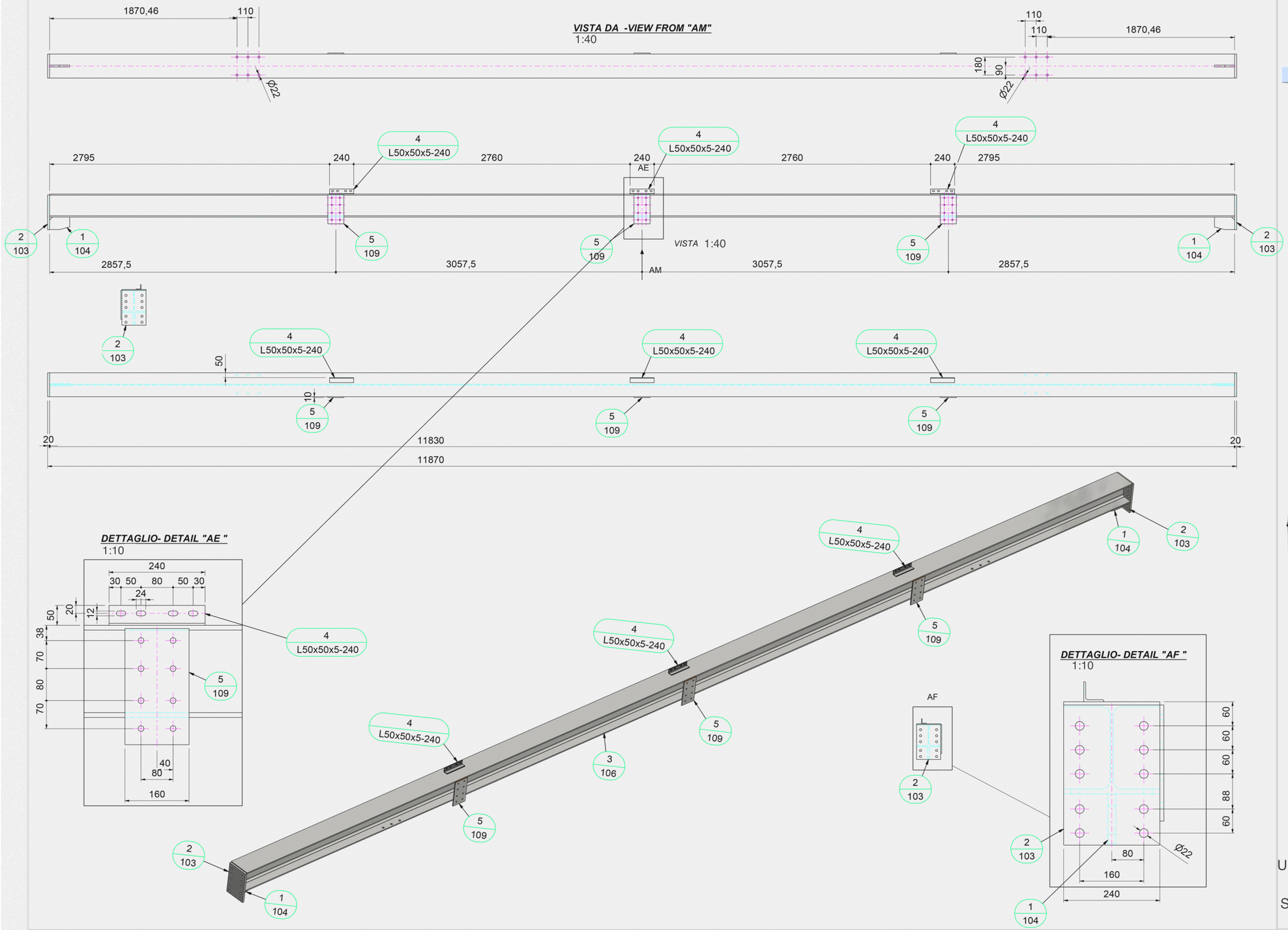



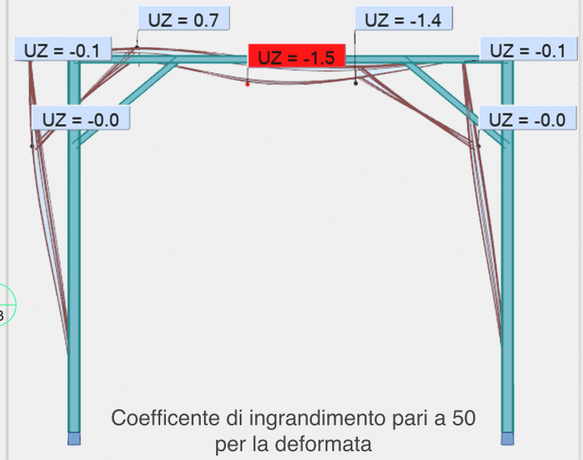
# Sistema strutturale superiore

## Trave principale HEA 240

### Viste e dettagli Trave HEA 240

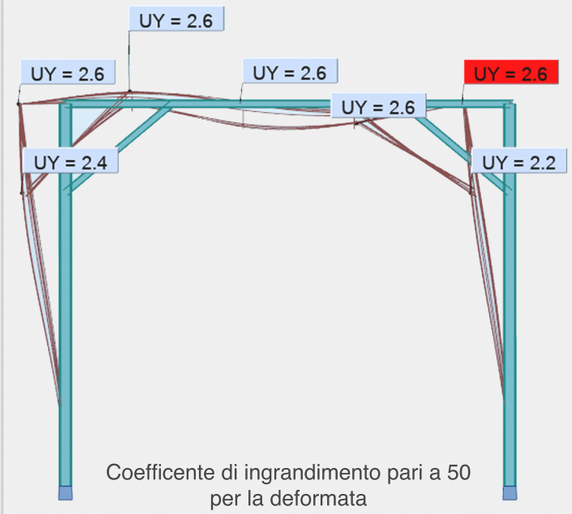



### Deformazione spostamento nodale Uz




Coefficente di ingrandimento pari a 50 per la deformata

### Deformazione spostamento nodale Uy




Coefficente di ingrandimento pari a 50 per la deformata

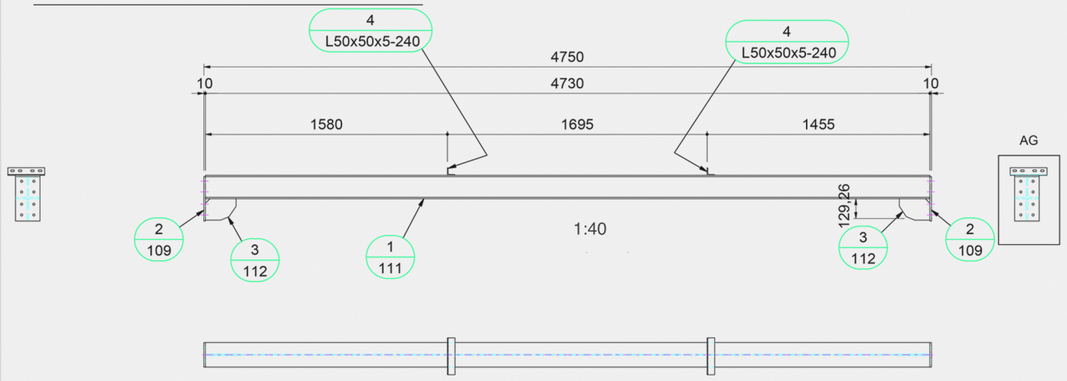
Unità di riferimento cm, Stato ultimo di esercizio (S.L.E)
verso del vento: da est verso ovest

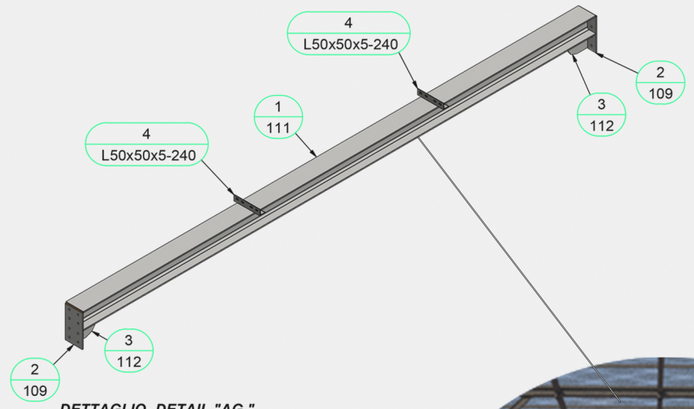
Struttura realiazzata con Robot Structural Analysis

# Sistema strutturale superiore

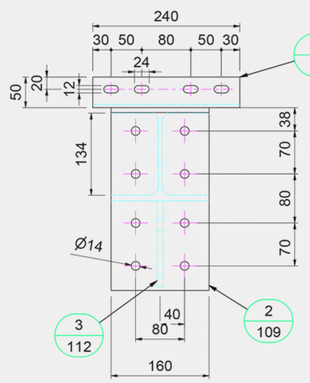
## Dettagli costruttivi degli arcarecci e delle saette

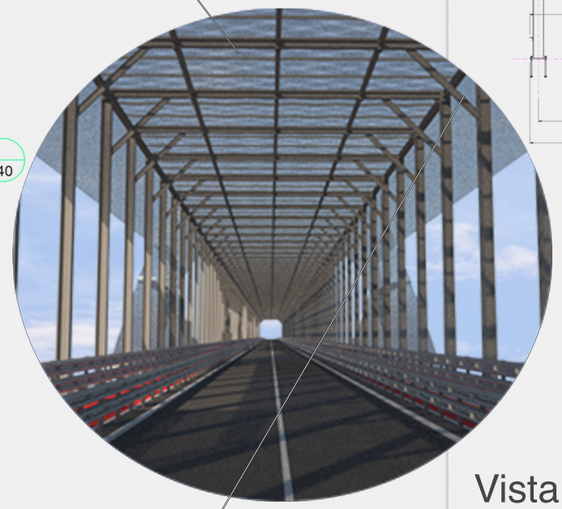
### Trave HEA 160



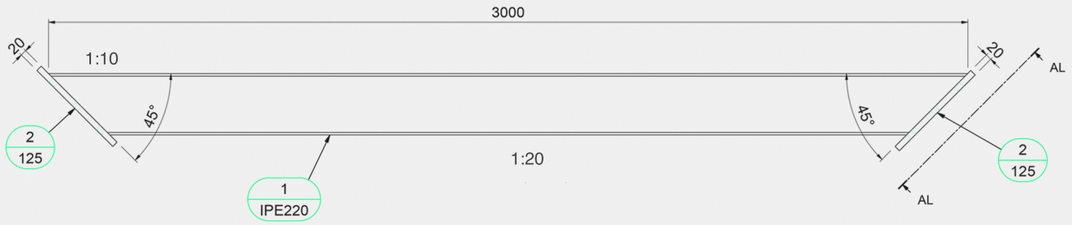



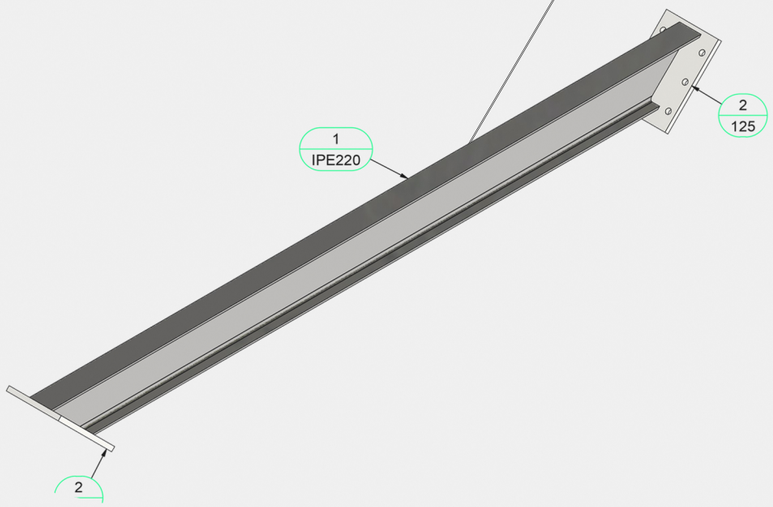

***DETTAGLIO- DETAIL "AG "***
1:10



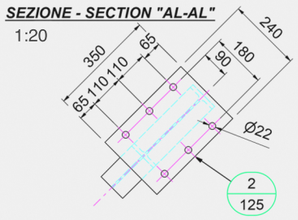



### Saetta IPE 220

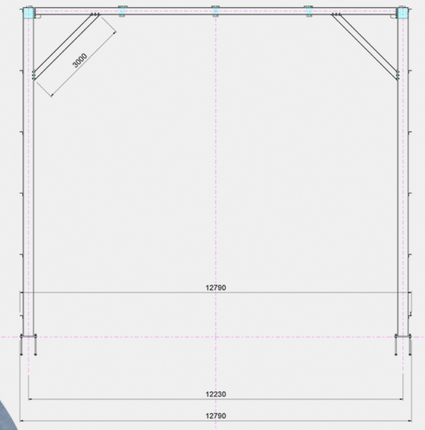


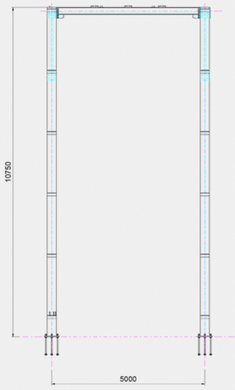

***SEZIONE - SECTION "AL-AL"***
1:20



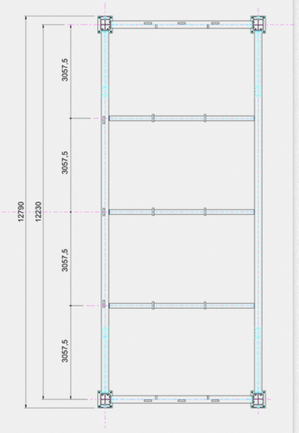

### Vista frontale




### Vista laterale




### Vista dall'alto

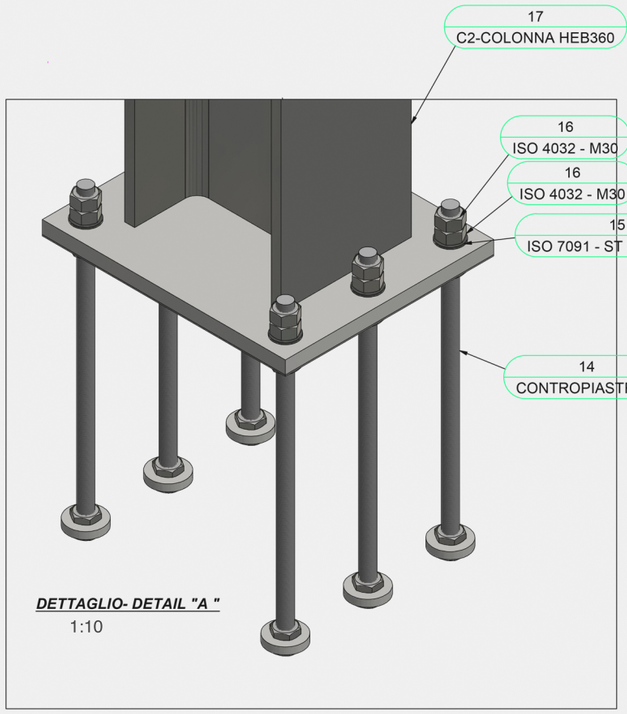


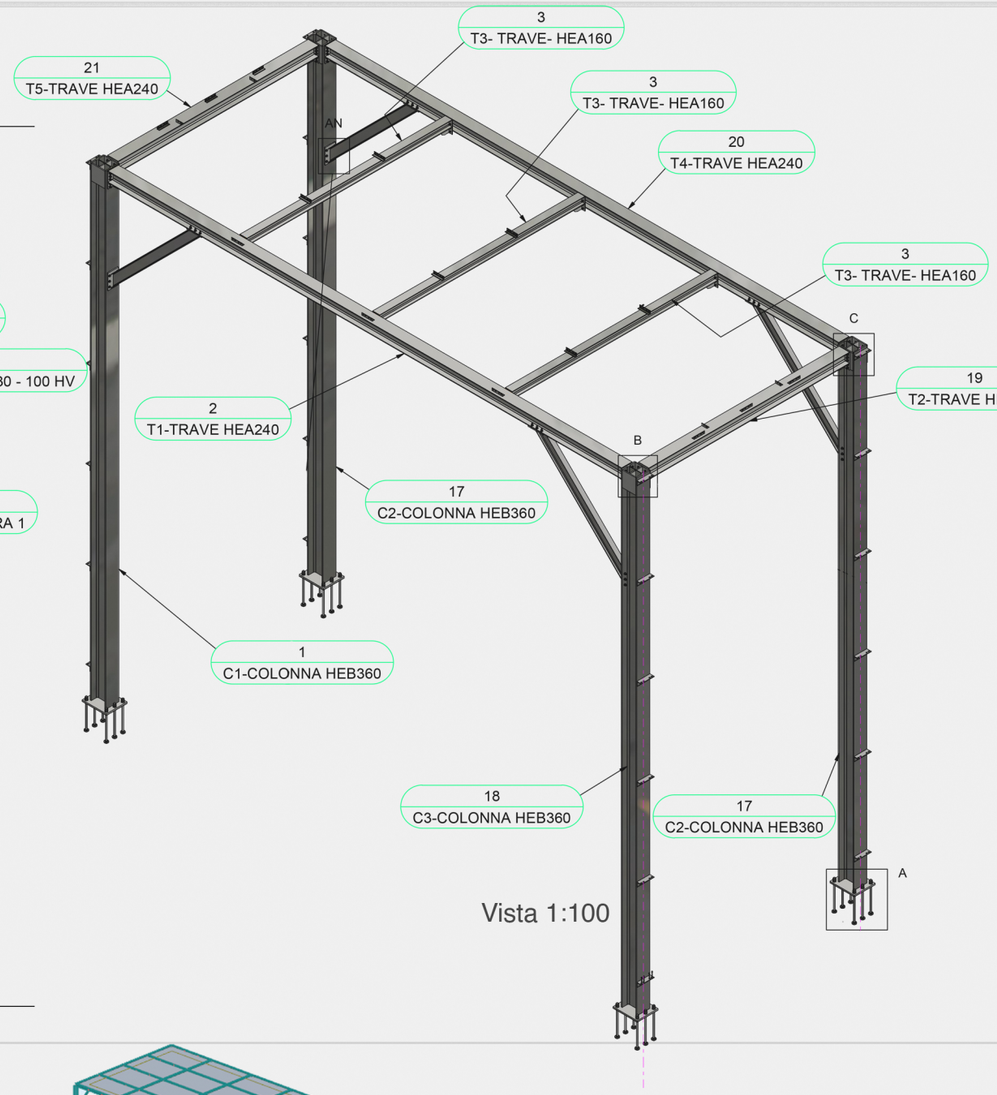

1:100

# Sistema strutturale superiore

## Dettagli costruttivi

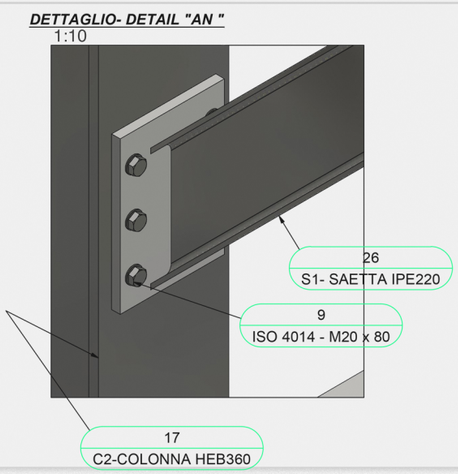
### Nodo colonna,Piastra di base

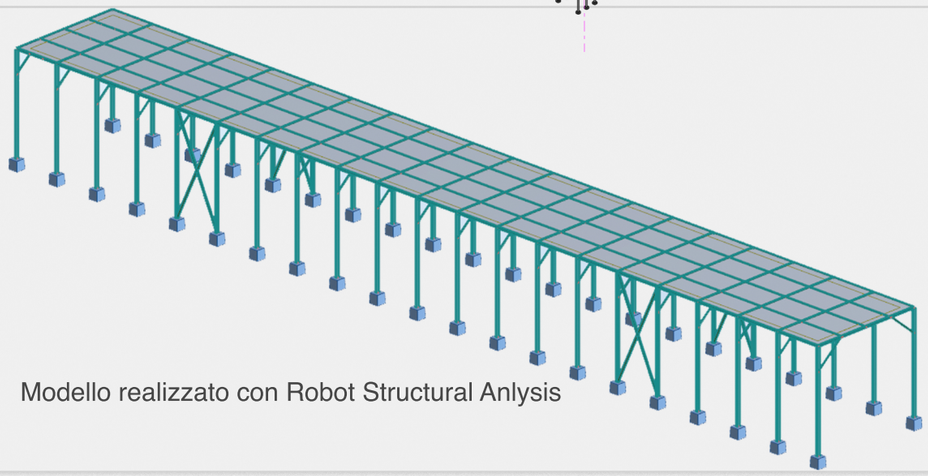



Vista 1:100

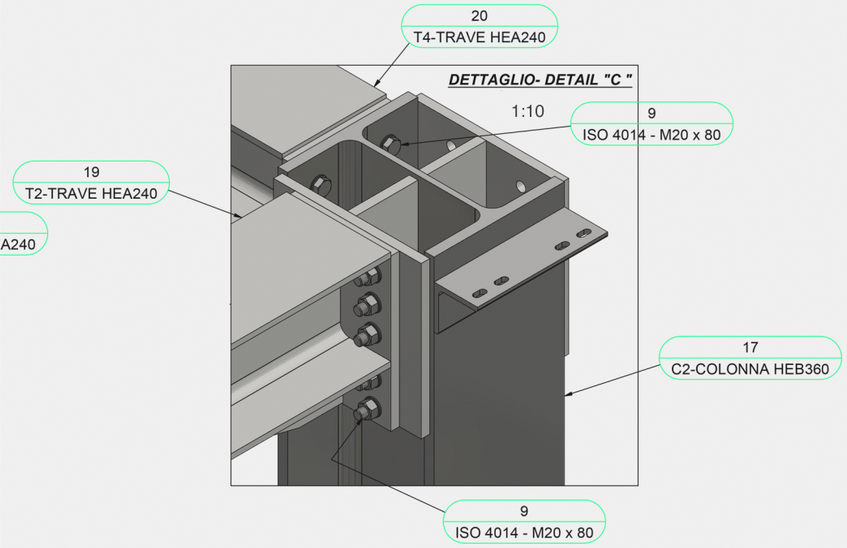
### Nodo colonna,saetta IPE 220



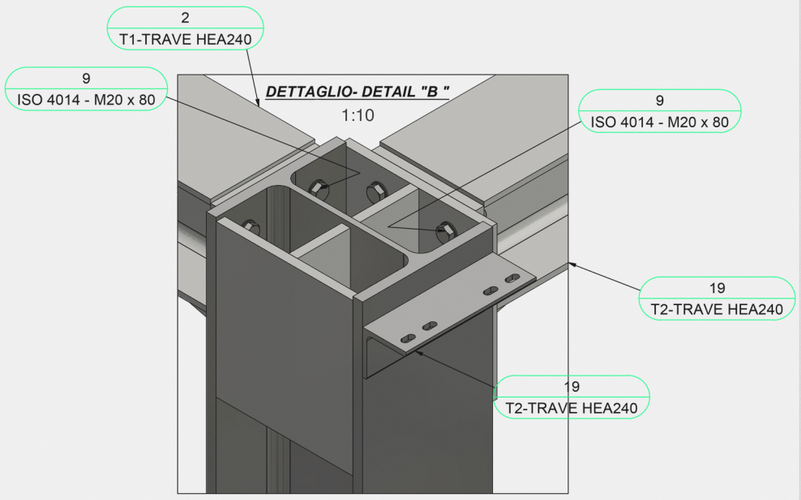



Modello realizzato con Robot Structural Anlysis

### Nodo colonna HEB360,HEA240 5000mm,HEA24012000mm

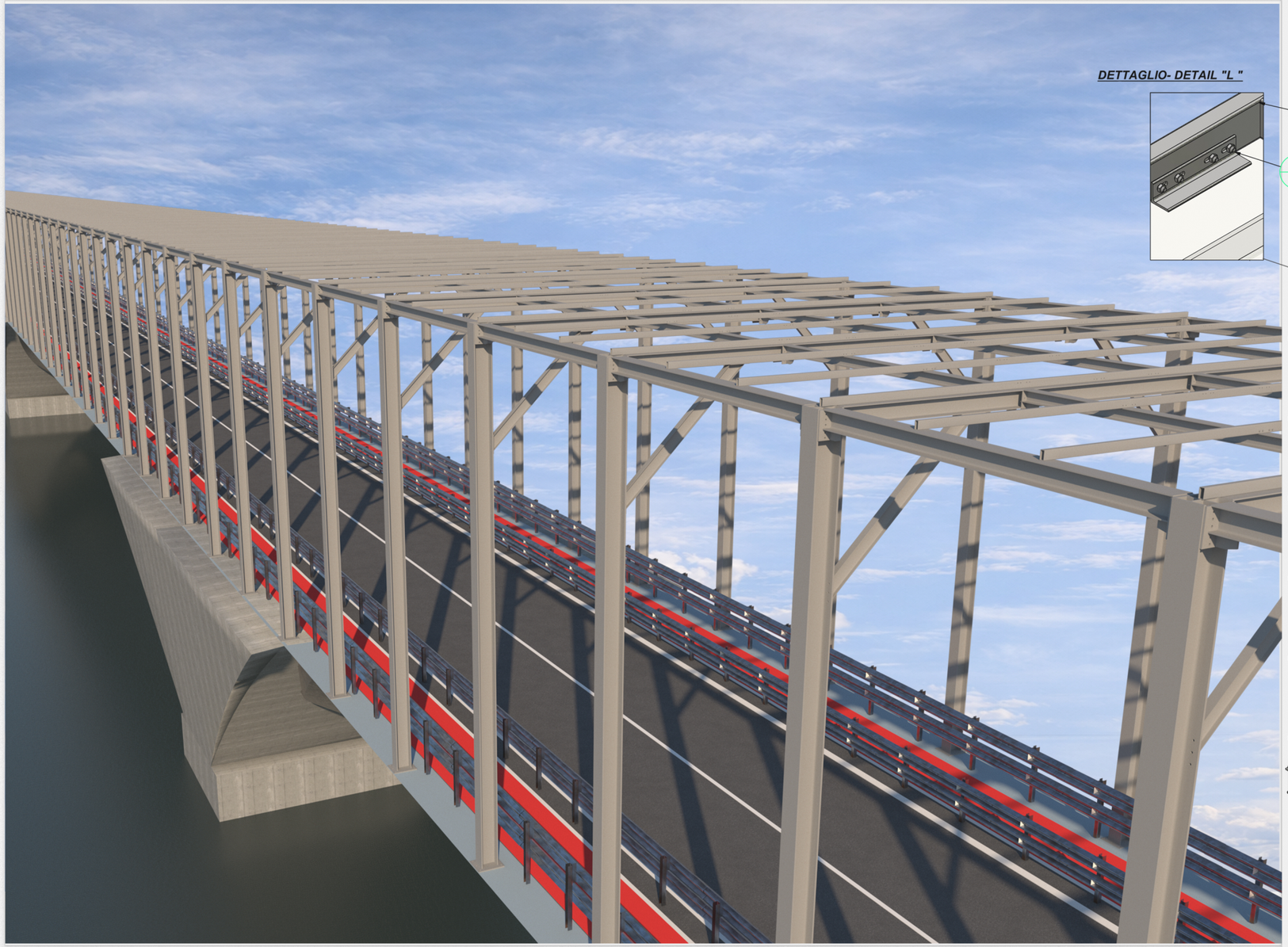



### Nodo colonna HEB360,HEA240 5000mm,HEA240 12000mm

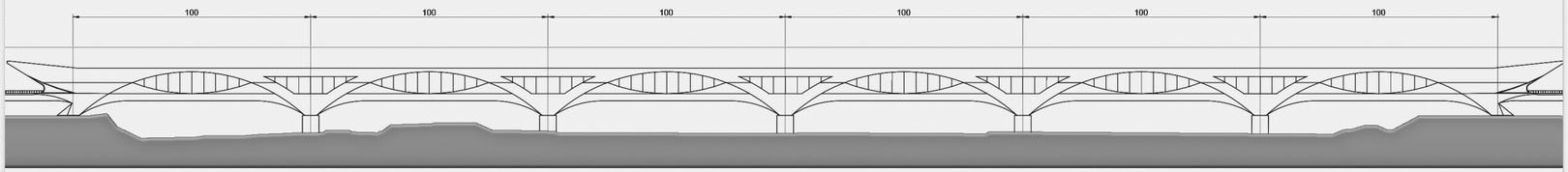


# Sistema strutturale superiore

Zoom sulla struttura in tubolari

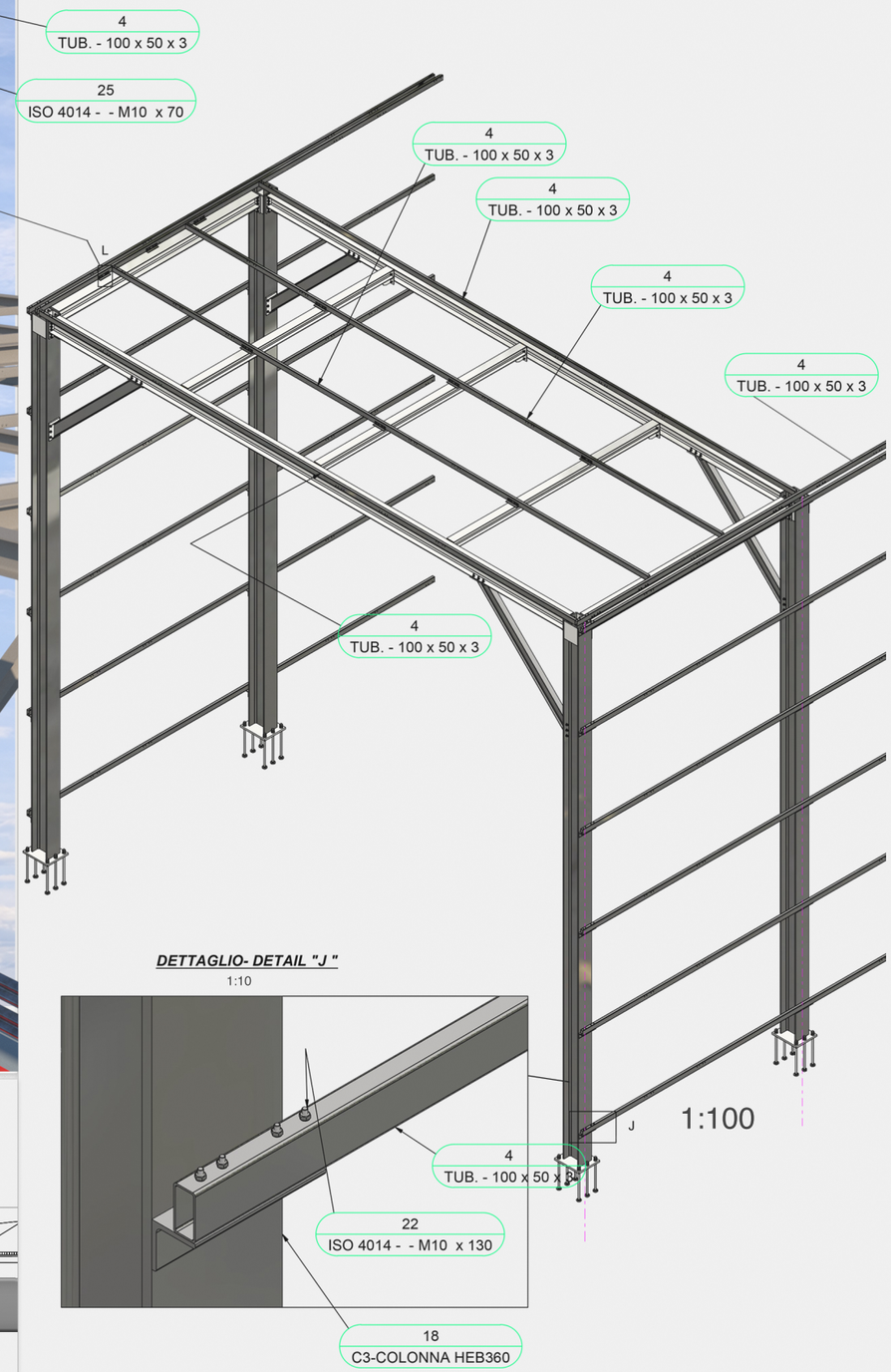


## Prospetto delle campate in alveo




1:2500

## Vista assonometrica di un modulo della struttura, senza lamiera stirata




***DETTAGLIO- DETAIL "L "***

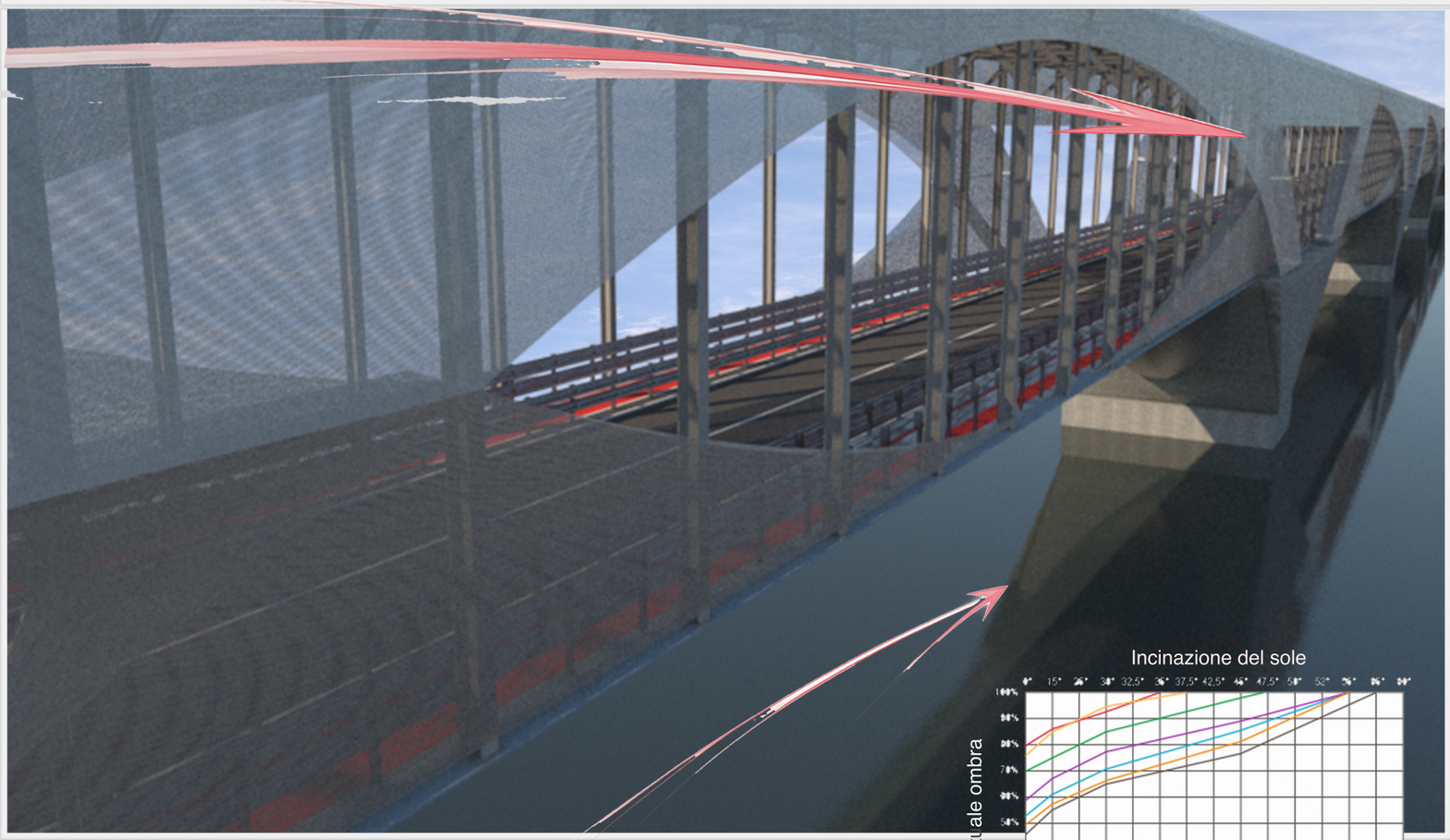
1:100

***DETTAGLIO- DETAIL "J "***

1:10

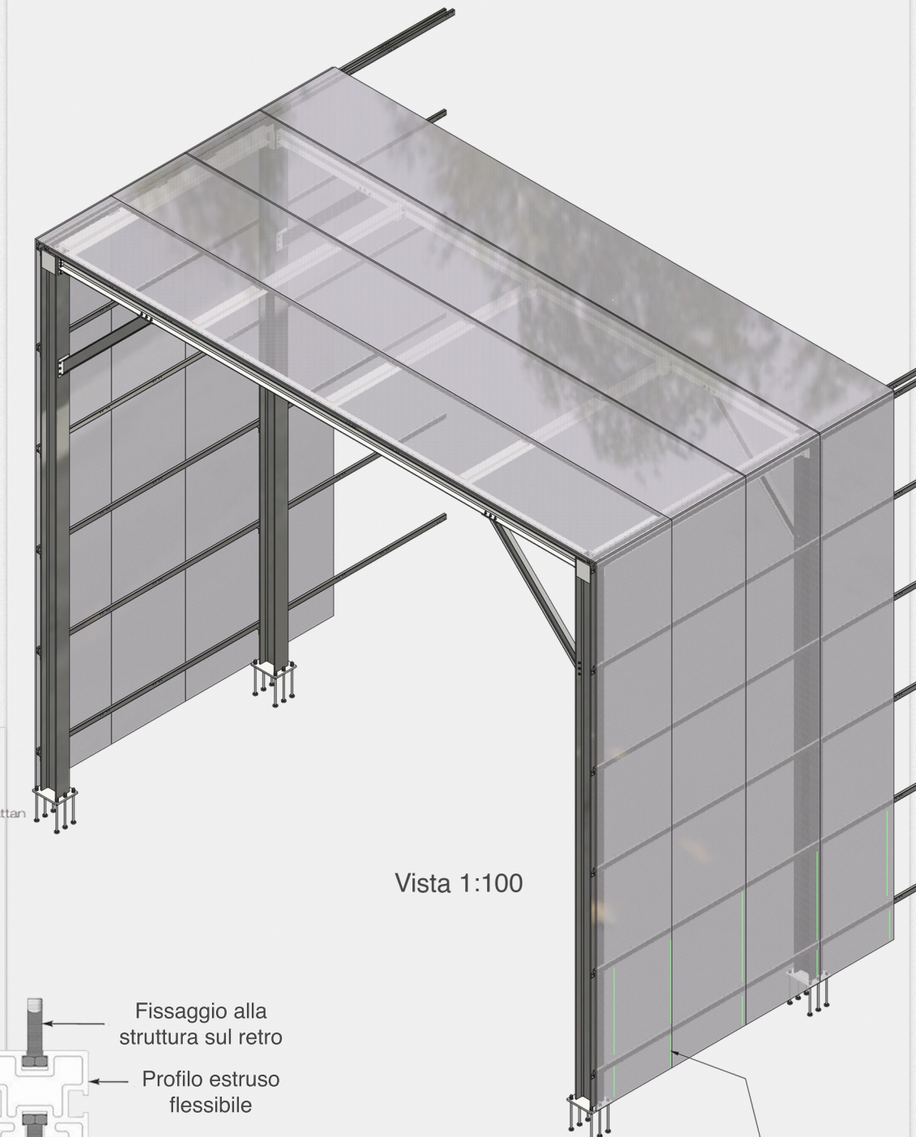
# L’involucro del ponte

## La lamiera stirata

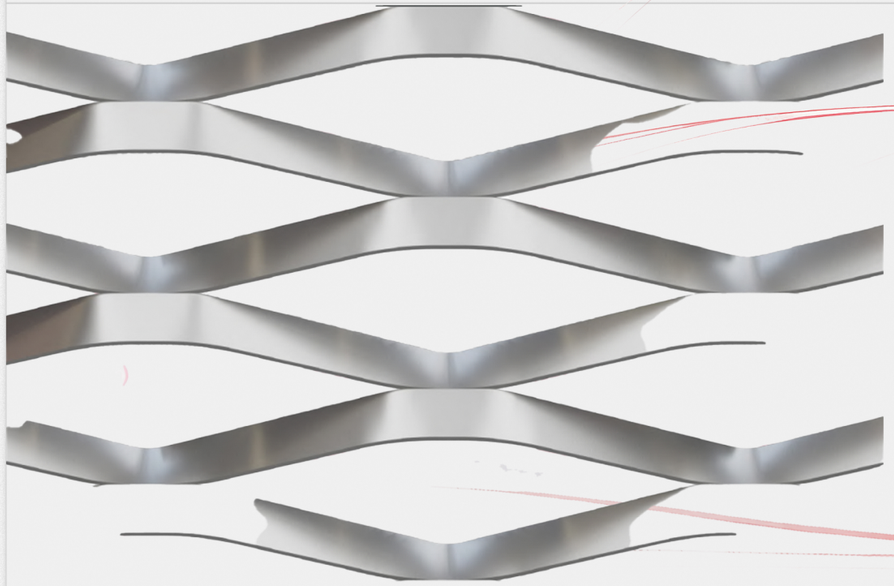




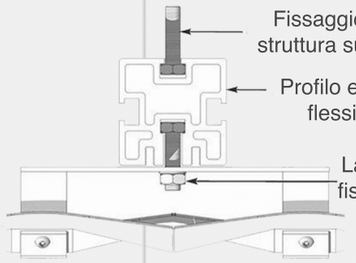

Vista asssonometrica di un modulo della struttura soprastante l’impalcato



Vista 1:100



Lamiera stirata modello Manhattan

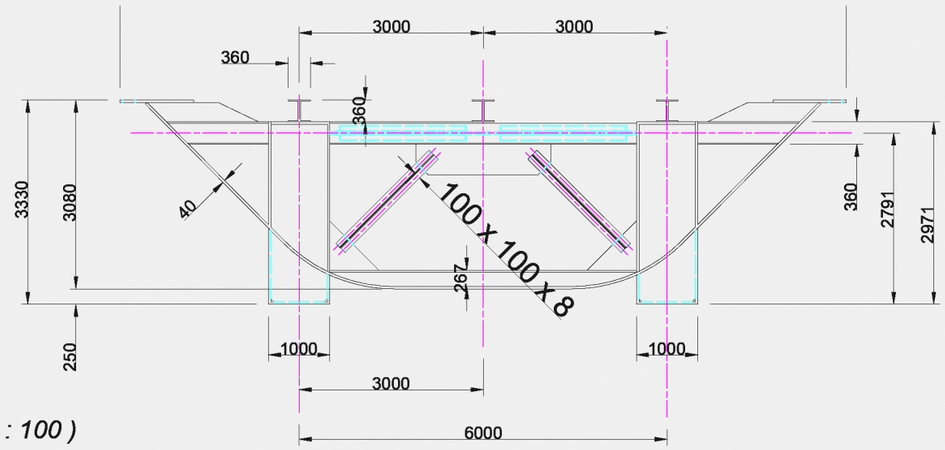



DISPOSIZIONE PROFILO FERMA PANNELLI

# Schema strutturale dell’impalcato

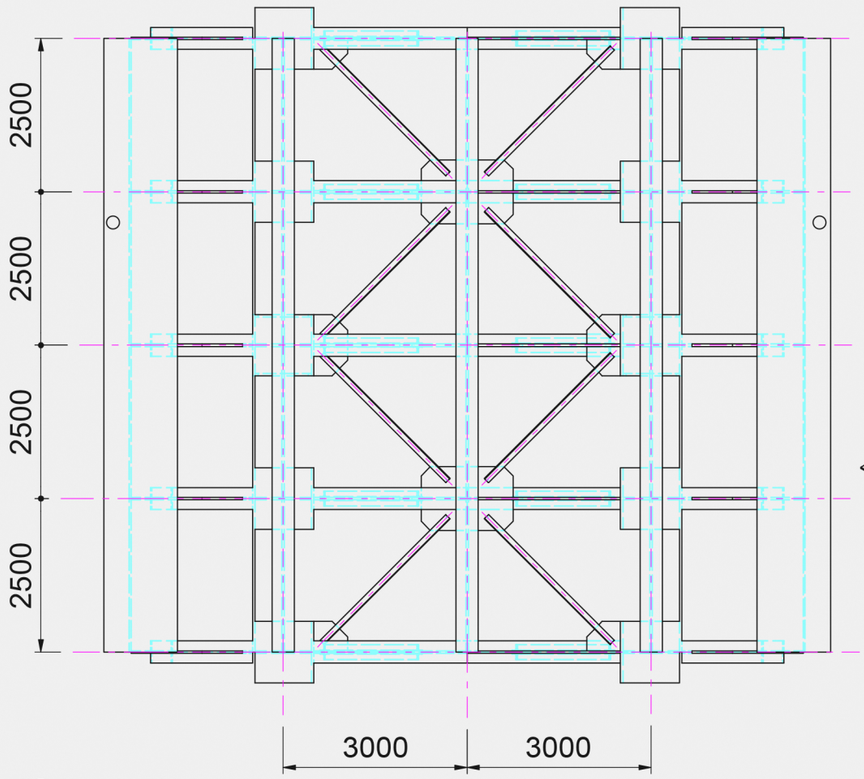
Dettagli costruttivi

## Sezione tipica dell’impalcato principale



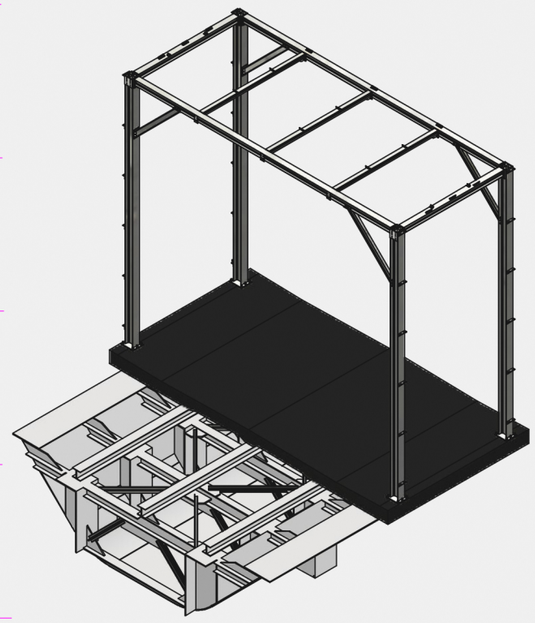

*VISTA- VIEW ( 1 : 100 )*

## Sezione in pianta dell’impalcato

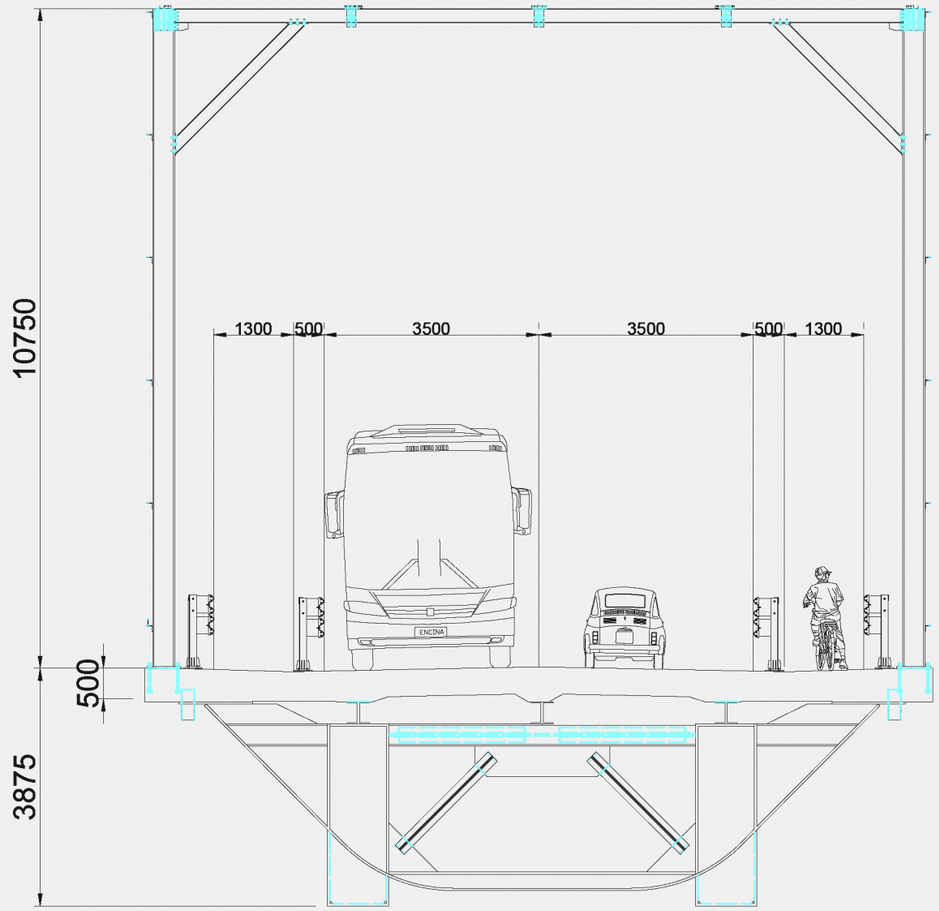



*VISTA- VIEW ( 1 : 100 )*

## Assonometria generale



## Sezione dell’impalcato e distribuzione veicolare




*VISTA- VIEW ( 1 : 100 )*

## Assonometria impalcato

