

## Gli interventi di adeguamento statico-funzionale e di raddoppio del ponte sul Tevere per il G.R.A. in Roma

Nella primavera del 1988 l'ENTE NAZIONALE PER LE STRADE, Compartimento per il Lazio, costituitosi COORDINAMENTO "GIUBILEO 2000", appalta l'allargamento a tre corsie del tratto dell'Autostrada "Grande Raccordo Anulare" che attraversa il fiume Tevere a Sud in prossimità dello svincolo della Via Ostiense.

Nella situazione preesistente figurano due ponti:

- il primo, a monte, costruito negli anni trenta, si presenta come una sequenza di 11 campate a travata Gerber in c.a., con struttura a graticcio e profilo inferiore curvilineo: attraversa l'alveo di marcia con tre campate di 34 metri (comprendenti una trave tampone centrale in acciaio, inserita dopo l'ultima guerra in sostituzione di quella originaria in c.a. bombardata) e presenta due massicce pile in travertino e mattoni in acqua; seguono due campate sul lato sinistro e sei campate sul lato destro, tutte su pile massicce con interasse 34 metri, coprendo così l'intero alveo contenuto dagli argini maestri;
- il secondo costruito negli anni sessanta, non presenta alcuna pila in acqua: è composto da un ponte continuo interamente in acciaio con luce centrale di 102 metri e due campate laterali di 34 metri; completano l'opera una campata in c.a.p. di 34 metri sul lato sinistro ed un viadotto di accesso di cinque campate in c.a.p. sul lato destro, tutte semplicemente appoggiate.

Entrambi i ponti, i cui assi longitudinali distano 35 metri, ospitano, su di una larghezza complessiva di circa 12,30 metri, due corsie di marcia più la corsia di emergenza.

Dovendosi realizzare la terza corsia per ogni senso di marcia, adeguandone la larghezza alle normative vigenti (CNR 78/80), occorre prevedere una larghezza complessiva di 17,70 metri per ciascuna direzione ed assicurare inoltre idonee corsie di immissione ed uscita sul lato della sponda sinistra, dove i ponti sono a ridosso dello svincolo della Via Ostiense.

Tutte queste condizioni, insieme alla valutazione delle notevoli difficoltà connesse ad una ipotetica ristrutturazione del primo e più vecchio ponte e alla necessità di mantenere in esercizio almeno due corsie per ogni senso di marcia, hanno determinato la decisione di realizzare un terzo e nuovo attraversamento a valle (Nuovo ponte) e di adeguare invece con opere di allargamento delle pile e dell'impalcato il ponte degli anni sessanta. Il ponte di monte rimane in servizio con funzione di corsia di immissione dalla Ostiense verso la carreggiata interna, in direzione svincolo di Fiumicino; l'uscita dalla carreggiata esterna si realizza con un nuovo ramo di svincolo innestato sul Nuovo ponte, mentre le altre due funzioni di immissione ed uscita si realizzano più ad est, fuori dell'ambito di attraversamento del Tevere.

Il progetto di adeguamento a tre corsie del Grande Raccordo Anulare attorno a Roma ha richiesto alcuni importanti interventi in corrispondenza dell'attraversamento del Tevere. Fra essi, la realizzazione di un nuovo ponte in struttura mista acciaio-calcestruzzo, a cassone monocellulare con anime inclinate ed altezza variabile, continuo su tre luci rispettivamente di 67m, 102m e 67m, e l'allargamento di carreggiata di circa 5m di un ponte esistente interamente in acciaio, risalente agli anni '70, anch'esso caratterizzato da una luce massima di 102m. L'allargamento è risolto mediante l'affiancamento di un nuovo ponte di caratteristiche molto simili. Fra i problemi tecnici affrontati sono da segnalare la particolare connessione trasversale fra i due impalcati, tale da mantenere i ponti connessi funzionalmente ma indipendenti strutturalmente, lo studio di due impalcati metallici fortemente dissimmetrici ed i delicati interventi di diagnosi, riparazione e rinforzo localizzato del ponte esistente.

### The static and functional and capacity doubling work on the Tiber Bridge for the Rome Ring Road

*The project for the expansion to three lanes of the Ring Road around Rome required significant operations at the point where the road crosses the Tiber. These included the construction of a new bridge, a steel-concrete composite single cell box girder, with inclined webs and variable height, continuous over three spans of 67, 102 and 67 metres respectively, and the widening of the carriageway by roughly 5 metres in an existing bridge built entirely of steel in the Seventies, which also has a maximum span of 102 metres. The widening operation took place by placing a new bridge of very similar characteristics alongside the existing one. Among the technical problems that had to be dealt with were the special transverse connection between the two road surfaces, which had to take place in such a way that the bridges were connected in the functional sense but remained structurally independent, the study of two highly asymmetric steel decks and the delicate operations required for the diagnosis, repair and localised reinforcement of the existing bridge.*

### IL NUOVO PONTE

#### Il viadotto di attraversamento

Il nuovo viadotto di attraversamento del fiume Tevere si compone di due diverse tipologie di impalcato:

- l'attraversamento dell'alveo principale, progettato come un ponte a struttura mista acciaio-calcestruzzo, si presenta con sezione scatolare chiusa ad altezza variabile ed anime laterali inclinate, strutturalmente continuo su tre luci rispettivamente di 67m, 102m e 67m.
- le quattro campate di accesso in golena, aventi interasse pile di 34m, sono previste in c.a.p. composte da 5 elementi prefabbricati a V realizzate in uno stabilimento esterno, trasportate e varate nella loro posizione definitiva con l'ausilio di idonee autogru, senza l'occupazione permanente di grandi aree in golena, zona critica in quanto soggetta a possibili piene e ad interferenze con le altre lavorazioni previste; sopra le travi a V viene realizzata la soletta in c.a.

Le pile sono a sezione piena in c.a., rettangolari

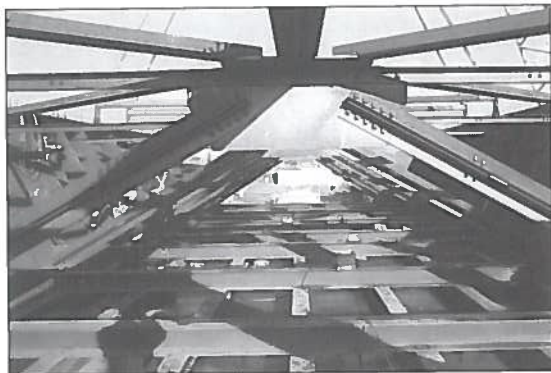
**Fig. 1**  
Vista d'insieme dei tre ponti dalla riva sinistra del Tevere. A sinistra il nuovo ponte, a destra il ponte allargato e sullo sfondo il primo ponte in c.a.



**Fig. 2**  
Vista del nuovo ponte dalla spalla in corrispondenza dell'allargamento per lo svincolo.



**Fig. 3**  
Interno del cassone metallico del nuovo ponte, in fase di montaggio. Si nota la particolare soluzione adottata per la stabilizzazione della controsoletta.



con i lati corti interamente arrotondati e di larghezza trasversale variabile, in maniera da descrivere un trapezio a base maggiore verso l'alto (campate di accesso) o verso il piano campagna (ponte principale). Le fondazioni sono su pali di grande diametro.

### **Il ponte principale a struttura mista acciaio-calcestruzzo**

La sezione scatolare varia in altezza da circa 6m sopra le pile a circa 3m in mezzeria e sopra gli appoggi terminali; a causa dell'inclinazione costante delle anime, la larghezza della controsoletta è variabile, raggiungendo i valori massimi dove l'altezza della sezione è minore. La notevole larghezza dell'impalcato, ed in particolare l'interasse superiore delle anime pari a 12,70m, ha richiesto l'introduzione di un profilato a doppio T piolato il quale funge da appoggio continuo intermedio alla soletta in c.a., essendo sostenuto dalla fitta diaframmatura reticolare.

L'impalcato, piuttosto impegnativo per quanto riguarda la luce principale, presenta comunque soluzioni strutturali convenzionali, se si fa eccezione per il sistema di stabilizzazione della controsoletta,

che fa ricorso esteso a giunzioni bullonate fra le nervature piuttosto che saldate. La scelta di adottare giunzioni bullonate, estesa anche alle giunzioni longitudinali correnti oltre che a quelle principali trasversali, eliminando per quanto possibile le saldature in cantiere, è stata dettata essenzialmente da ragioni di rapidità esecutiva e di montaggio, che era aspetto decisivo, visti i tempi a disposizione. La stabilità locale dei pannelli di controsoletta è assicurata da un insieme di nervature longitudinali alternativamente a T e a doppio T, essendo le prime saldate in stabilimento alla lamiera di controsoletta e le seconde bullonate in cantiere, fungendo con l'ala inferiore anche da coprigiunto interno della bullonatura longitudinale fra pannelli prefabbricati. Le nervature trasversali non sono saldate alla lamiera di controsoletta, come usualmente avviene; sono invece costituite da profilati tipo HE, passanti sopra le nervature longitudinali e connesse alle stesse da bullonatura nelle intersezioni, oltre che, sempre per bullonatura, alle nervature d'anima di tipo tradizionale (fig. 3).

La soluzione adottata non è inquadrabile in alcuno dei metodi di verifica, generalmente in termini di rigidità minima necessaria, usualmente reperibili in letteratura o nelle Normative; è stato necessario quindi approntare un modello di calcolo agli elementi finiti, che hanno consentito di trovare i principali modi di instabilità ed il coefficiente moltiplicativo minimo dei carichi [1].

### **Svincolo in uscita**

Dalla campata laterale del ponte metallico, lato spalla S1, si diparte un ramo di svincolo; la parte iniziale dello stesso è resa solidale con l'impalcato metallico principale, allo scopo di evitare giunti longitudinali sul piano viabile in presenza di deformabilità verticali fortemente differenziate. A tale scopo viene aggiunta un'anima al cassone metallico, divergente con un angolo di 40° rispetto all'asse generale, a sostegno della soletta che, in spalla, arriva ad una larghezza di circa 32m (fig. 2).

### **Il sistema di vincolamento orizzontale degli impalcati**

Il ponte principale è vincolato longitudinalmente su una pila intermedia e trasversalmente in corrispondenza di tutte le pile, con una disposizione isostatica di appoggi fissi e monodirezionali, del tipo a neoprene incapsulato. Le campate del viadotto di accesso sono semplicemente appoggiate per carichi verticali; si sono tuttavia eliminati i giunti di dilatazione intermedi (elementi di frequente manutenzione e comunque di interruzione della continuità della pavimentazione) rendendo assialmente continuo l'impalcato a livello di soletta; le azioni orizzontali relative (frenamento e forze generate dall'attrito) sono trasmesse alla spalla mediante appoggi fissi. In tal modo, si mantiene un solo giunto di dilatazione di una certa importanza ubicato sulla pila di passaggio fra ponte in c.a.p. e ponte metallico. La continuità assiale longitudinale viene realizzata mediante connessioni a barre pretese poste a cavallo delle testate delle solette, con interposizione di elementi in neoprene che consentono le rotazioni relative delle estremità di campate contigue pur mantenendo la catena assiale. Localmente la pavi-



mentazione viene mantenuta continua realizzando i cosiddetti "giunti-tampone" che prevedono una pavimentazione elastomerizzata che garantisce il massimo comfort.

### Il montaggio del ponte principale

Considerate le condizioni di accesso relativamente agevoli di entrambe le sponde, l'unica situazione che ha richiesto una attenta valutazione è quella riguardante il montaggio della campata in fiume dove esso presenta una larghezza in condizioni di magra di circa 75 metri: poiché per ragioni di economia generale di costruzione si erano previsti, per la campata in fiume, conci della lunghezza di 16,2 metri, ci si trovava a dover movimentare e varare elementi del peso singolo di circa 20 tonnellate, ovvero di multipli in caso di preassemblaggi a terra; si sono perciò prese in considerazione diverse possibili tecniche di montaggio:

- autovaro a spinta a partire dalle due campate laterali; complicazioni non piccole derivano dalla variabilità sia dell'altezza che della larghezza in pianta della travata; per contro si avrebbe il vantaggio di montare sempre da posizioni comode e vicinissime;
- montaggio con gru semoventi; scontata la comodità di montaggio delle campate laterali e dei conci di pila, il varo dei conci centrali impone l'impiego di gru capaci di garantire uno sbraaccio di circa 50 metri con un carico utile concomitante di 20 tonnellate (1000 tm);
- procedura mista con impiego di autogru più modeste per le campate laterali ed ausilio invece di natante per il varo dei conci centrali.

La scelta operata ha privilegiato la sicurezza, semplicità e rapidità consentite dall'impiego di gru semovente; considerata la disponibilità da parte della ditta costruttrice di una gru cingolata Demag CC 2000, capace di prestazioni appena inferiori a quelle sopra accennate, si sono previste su entrambe le sponde pontili provvisori su pali che consentissero di ridurre leggermente lo sbraaccio massimo.

Il montaggio si è svolto in sequenza a partire dalla pila-spalla della sponda destra, con ausilio di pile provvisorie sulla campata laterale, fino ai due conci successivi al concio di pila; l'identica sequenza si è seguita a partire dalla spalla di sinistra fino al varo dei conci di chiusura; naturalmente gli appoggi del ponte erano in questa fase delivellati in modo da consentire l'esatto incontro dei giunti di chiusura; una volta serrate tutte le giunzioni si è quindi provveduto all'abbassamento progressivo della travata con martinetti idraulici fino alle quote di contatto con gli appoggi definitivi. Questa operazione ha anche consentito il riacquisto dello stato di sollecitazione teorico tipico di una trave su tre appoggi, perdendo la memoria della fase di montaggio in cui la campata centrale era costituita da due sbalzi. La durata complessiva delle operazioni di montaggio è risultata pari a tre mesi.

### RIPRISTINO E ALLARGAMENTO DEL PONTE ESISTENTE

#### La soluzione adottata per l'allargamento

Come si è detto, scopo dell'intervento è di adeguare la larghezza dell'attuale carreggiata dagli attuali

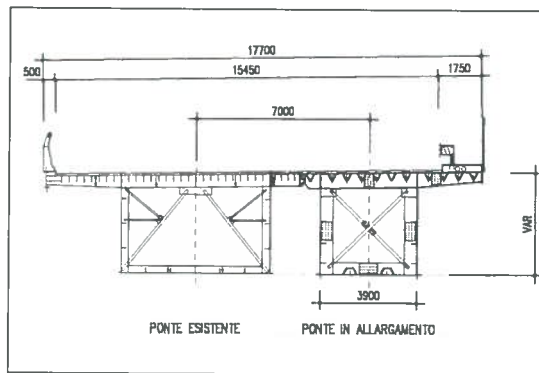


Fig. 4  
Sezione  
trasversale  
complessiva  
dell'impalcato  
dopo  
l'allargamento.

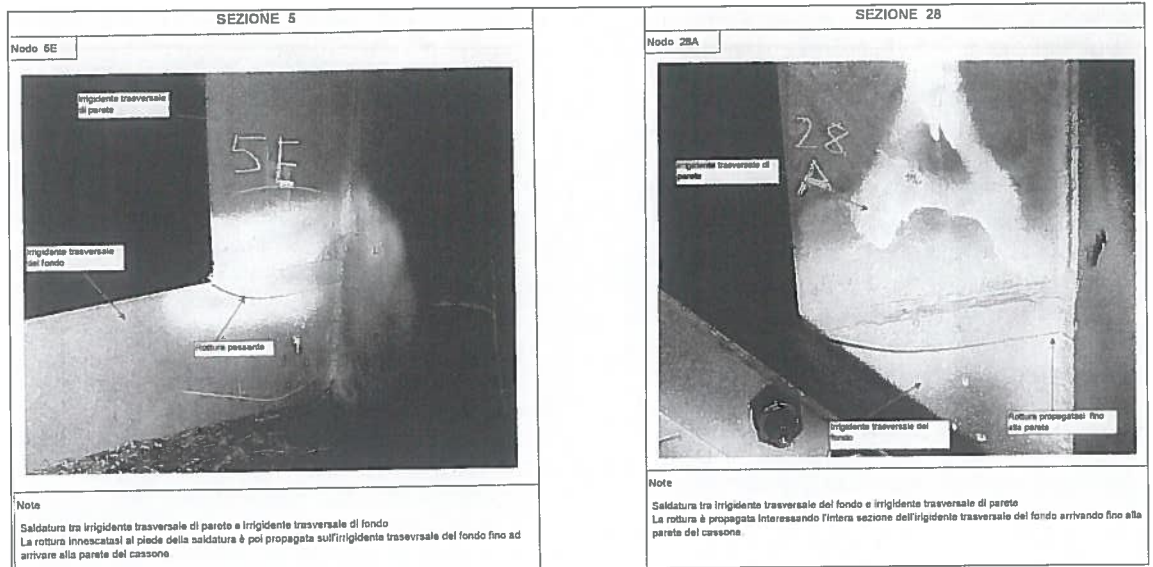
12.30m (due corsie) ai futuri 17.70m, che consentono di ospitare 3 corsie di marcia, più la corsia di emergenza ed un marciapiede di servizio.

Considerazioni legate sia alla necessità di mantenere la viabilità con almeno due corsie per senso di marcia anche durante la maggior parte dei lavori di allargamento, sia alla preferenza per una soluzione che assicurasse indipendenza strutturale nonché rapidità ed affidabilità costruttiva, hanno condotto ad adottare la soluzione che prevede l'affiancamento al ponte metallico esistente di un nuovo ponte con struttura e schema statico analoghi al primo, fino a raggiungere la larghezza complessiva desiderata. L'impalcato esistente ha sezione a cassone monocellulare ad anime verticali di altezza variabile da 1545 mm all'appoggio di riva fino a 5740 mm all'appoggio intermedio. Le nervature di irrigidimento della lastra ortotropa, così come tutti gli irrigidimenti longitudinali e trasversali, sono a sezione aperta (piatti). I traversi e gli irrigidimenti verticali d'anima sono posti ad interasse di circa 3000mm; la sezione è controventata trasversalmente da diaframmi reticolari posti ad interasse di circa 6000mm. Il ponte è in acciaio Corten con caratteristiche meccaniche equivalenti all'acciaio Fe 510. Dovendosi allargare il ponte solo dal lato interno, si è deciso di ridurre mediante un taglio longitudinale lo sbalzo di soletta da un solo lato, e di realizzare a fianco dell'esistente un nuovo impalcato a lastra ortotropa, a cassone monocellulare avente caratteristiche geometriche di profilo identiche all'esistente. Il collegamento con l'esistente viene assicurato da un "ponticello" trasversale in acciaio, connesso alle due strutture principali mediante cerniere, in maniera da mantenere pressoché indipendenti da un punto di vista strutturale i due impalcati (fig. 4). Nella soluzione adottata i carichi che gravano geometricamente su ciascuna delle due strutture sono assorbiti separatamente dalle stesse strutture direttamente caricate, senza mutua trasmissione di sollecitazioni; i carichi applicati al ponticello vengono ripartiti in maniera isostatica, e quindi senz'altro nota, fra le due strutture. Per quanto riguarda il ponte esistente, i carichi trasmessi dal ponticello sono globalmente minori di quelli trasmessi in precedenza dallo sbalzo, che viene ora rimosso.

#### Tipologie di ammaloramento rilevate sulla travata esistente

Dovendosi riutilizzare con modifiche una travata costruita quasi quarant'anni prima, sono state previste a carico dell'Impresa indagini ed approfondi-

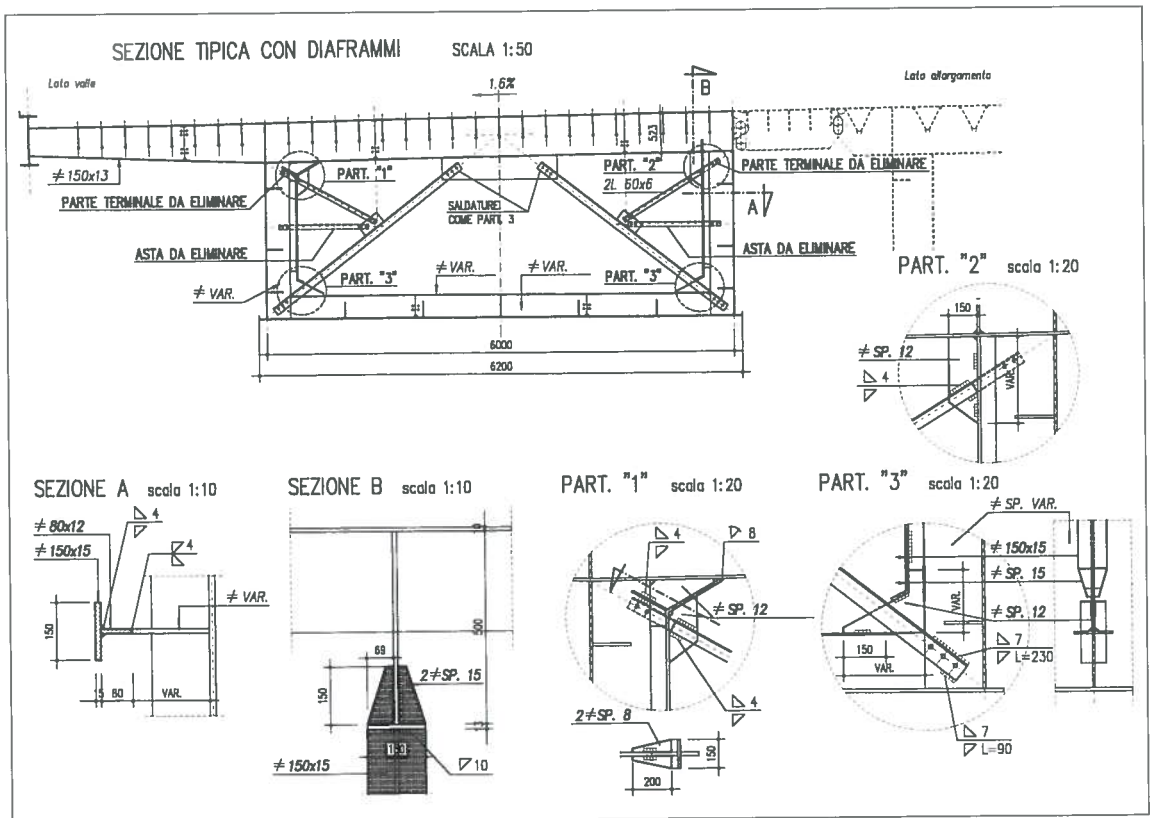
Fig. 5 e 6  
Rilevazione di rotture verificatesi sullo spigolo inferiore del cassone esistente, all'attacco fra gli irrigidimenti verticale d'anima e orizzontale di fondo.



Note  
Saldatura tra irrigidimento trasversale di parete e irrigidimento trasversale di fondo  
La rottura innescata al piede della saldatura è poi propagata sull'irrigidimento trasversale del fondo fino ad arrivare alla parete del cassone

Note  
Saldatura tra irrigidimento trasversale del fondo e irrigidimento trasversale di parete  
La rottura è propagata interessando l'intera sezione dell'irrigidimento trasversale del fondo arrivando fino alla parete del cassone

Fig. 7  
Interventi di irrobustimento del diaframma trasversale tipico.



menti finalizzati alla individuazione ed esecuzione degli interventi di ripristino ritenuti necessari. Durante le accurate ispezioni all'interno del cassone, sono stati rilevati alcuni importanti difetti (cricche sulle saldature, rotture sul materiale base, bulloni mancanti) che sono stati adeguatamente censiti e documentati fotograficamente [2]. Il problema di gran lunga più diffuso, che interessa circa il 40% dell'impalcato, riguarda cricche e rotture localizzate sugli elementi di irrigidimento verticale delle anime, sia in corrispondenza dei diaframmi trasversali che delle sezioni non diaframate, generalmente all'attacco con il traverso superiore, ma anche con l'irrigidimento trasversale di controsoletta (figure 5 e 6). Tali fessure, che si producono quasi sempre sul materiale base piuttosto che sulla saldatura, presentano l'innescò dall'interno, e non giungono quasi mai ad interessare l'ani-

ma; esse si presentano nelle configurazioni più varie nella sezione, talvolta interessando tutti i vertici della sezione rettangolare, talvolta coinvolgendo solo un vertice. La distribuzione delle cricche è più fitta nelle sezioni ad altezza minore, in prossimità degli appoggi di estremità e della mezzeria. Le altre problematiche individuate durante le ispezioni interne riguardavano:

- bulloni di giunzione delle aste dei diaframmi allentati o mancanti
- in un solo caso, la rottura della piattabanda inferiore e di parte dell'anima di un traverso di soletta, in prossimità del nodo di mezzeria con le aste del diaframma; in tale nodo, risultavano mancanti alcuni bulloni
- alcune lesioni sugli irrigidimenti longitudinali correnti, realizzati mediante piatti da 260mm di spessore 8mm; esse sono distribuite in maniera

casuale sull'impalcato ma sono concentrate sempre in prossimità delle saldature di giunzione longitudinale, generalmente sul materiale base e da entrambi i lati del cordone di saldatura.

In alcuni casi circoscritti si sono individuate lesioni che si estendevano alla lastra ortotropa (deck): data la loro particolare delicatezza si sono subito realizzati fori di arresto per impedirne l'evoluzione.

### **Analisi delle probabili cause degli ammaloramenti**

Successivamente al censimento delle cricche e degli altri difetti, si è tentata un'analisi anche numerica sulle probabili cause, per verificare se esse siano da ricondurre, oltre che a fenomeni di naturale deterioramento o di fatica, anche a prassi progettuali o esecutive localmente poco felici, e per fornire le indicazioni utili circa la necessità di eventuali interventi più impegnativi della sola riparazione.

Per quanto riguarda gli irrigidimenti verticali, sono stati condotti due ordini di valutazioni:

- a) di tipo numerico, finalizzate ad individuare lo stato tensionale probabile in esercizio sui diaframmi e sulle sezioni irrigidite trasversalmente, sia per effetti prodotti dai carichi locali sulla soletta, sia per gli effetti di "perdita di forma", prodotti dalla eccentricità complessiva dei carichi mobili
- b) di controllo formale sulla rispondenza alle prescrizioni attualmente vigenti fornite dalle normative nazionali e internazionali sull'argomento, e, quindi, sul livello di sicurezza riferibile alle strutture.

Le analisi numeriche muovono dalla considerazione che gli irrigidimenti verticali e di controsoletta formano, assieme al traverso di impalcato che esce lateralmente dalle anime a sostenere lo sbalzo, un telaio trasversale, diaframmato o meno, soggetto a sollecitazioni flettenti nel proprio piano per carichi locali e per perdita di forma della sezione.

Nell'ipotesi di un carico concentrato sullo sbalzo, si ha un forte momento negativo sul traverso, in corrispondenza dell'intersezione con l'anima; nel calcolo, tale momento si considera talvolta equilibrato solamente dalla sezione del traverso interno al cassone, mentre in realtà parte del momento si ripartisce anche sulla nervatura verticale, in funzione della rigidità relativa della stessa rispetto al traverso. Il momento è tale da esercitare una trazione proprio sul lembo interno, dove si sono verificate un certo numero di rotture ed una sua valutazione condotta per via teorica in alcune situazioni significative (la rigidità delle aste che convergono nei nodi anima-traverso è diversa sezione per sezione in funzione dell'altezza dell'anima e della presenza o meno del diaframma) ha condotto ad individuare, per i carichi di progetto richiesti dalla normativa vigente, tensioni di trazione molto elevate (400 MPa). A tali tensioni si aggiungono gli effetti degli ulteriori momenti del telaio trasversale dovuti a perdita di forma per la ridotta efficienza dei diaframmi, generata dall'allentamento o in qualche caso dalla mancanza di alcuni bulloni; se a tutto questo si associano effetti di fatica acuitizzati da situazioni di intaglio locale dovuto a difetti esecutivi si possono effettivamente giustificare rotture localizzate del tipo osservato.

Va precisato che la ridotta efficienza dei diaframmi (allentamento e/o mancanza di alcuni bulloni), anche se non quantificabile numericamente, può avere effettivamente amplificato i fenomeni di perdita di forma, che generalmente sono trascurabili in una struttura fittamente diaframmata; a tali fenomeni possono imputarsi le rotture verificatesi sugli irrigidimenti verticali in prossimità della controsoletta, altrimenti difficilmente spiegabili.

E' stata quindi controllata l'adeguatezza dei diaframmi contro la perdita di forma, con un approccio semplificato nello sviluppo numerico ma sufficientemente dettagliato (l'analogia con la trave su suolo elastico) che valuta l'interazione fra rigidità trasversale delle sezioni diaframmate, quella molto minore del telaio trasversale senza diaframma e la deformabilità delle anime del cassone in senso longitudinale. Alle aste inclinate del diaframma competono anche le sollecitazioni derivanti dal loro funzionamento come vincolo del rompitratta intermedio per azioni locali in soletta. Per entrambi gli effetti, i diaframmi attuali, una volta riportata alla primitiva efficienza le giunzioni bullonate, sono da ritenersi adeguati, anche se penalizzati dalla notevole snellezza delle aste.

Per quanto riguarda la verifica di compatibilità con le normative attuali, necessaria in fase di progettazione degli interventi di ripristino degli irrigidimenti in genere, è da segnalare che nella gran parte dei casi i valori dei rapporti spessore/larghezza, della snellezza e della rigidità convenzionale non soddisfano ai requisiti minimi richiesti; ancorché ciò non autorizzi una diretta correlazione con le rotture verificatesi, se ne può tuttavia ricavare qualche indicazione circa un certo sottodimensionamento di detti elementi.

Le altre rotture (irrigidimenti longitudinali di soletta, traverso) non sono riconducibili a stati tensionali teorici anomali, rientrando sicuramente tutte le sollecitazioni calcolate entro limiti ammissibili. Va piuttosto considerato che:

- la rottura verificatasi sul traverso potrebbe correlarsi sia con difetti iniziali del materiale base sia con l'anomalia, senz'altro presente, nel funzionamento della giunzione bullonata con gli elementi di diaframma, per la mancanza di parecchi bulloni
- le cricche sugli irrigidimenti longitudinali in prossimità delle saldature sono da riferire ad elevate autotensioni per apporto termico in prossimità delle saldature, e a concentrazioni locali di tensioni in prossimità di un intaglio di scarico malamente eseguito; il particolare strutturale è comunque soggetto ad elevate variazioni di tensioni ed è quindi sensibile a fenomeni di fatica.

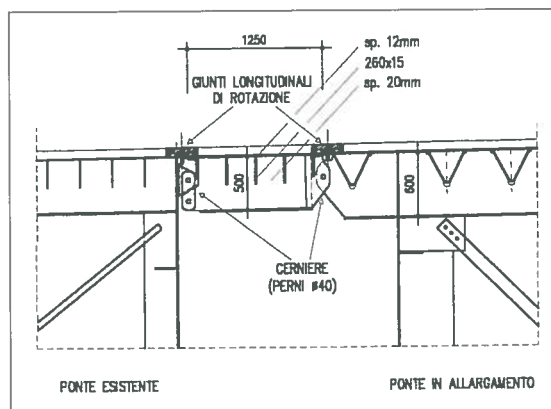
### **Gli interventi di ripristino**

Non si riferisce qui degli interventi di riparazione delle rotture, peraltro molto delicati e di importanza decisiva per impedire il proseguimento delle rotture alla soletta o all'anima; essi sono stati eseguiti su procedure curate dall'Istituto Italiano della Saldatura, che ha eseguito direttamente anche la supervisione dei lavori e i controlli relativi.

Gli interventi sui diaframmi, estesi alla loro totalità, sono stati progettati per ovviare completamente alle deficienze dimensionali originarie descritte.



Fig. 8  
Particolare del "ponticello" di compensazione degli abbassamenti dei due cassoni costituenti l'allargamento.



Dopo il controllo ed il ripristino dell'efficienza delle giunzioni delle aste del diaframma, avvenuto mediante saldatura successiva all'alesatura dei fori e serraggio dei nuovi bulloni, si è passati all'irrigidimento generalizzato delle nervature verticali mediante saldatura di un elemento a T preformato in officina, avente una parte in continuazione dell'anima (piatto 50mm, sp. 12mm) e una piattabanda di irrigidimento (piatto 150mmx15mm). In corrispondenza dei traversi superiori, l'irrigidimento è raccordato per evitare concentrazioni di tensioni, e la variazione di direzione della piattabanda è protetta da una nervatura di irrigidimento sull'anima. Tale provvedimento consente:

- di vincolare il bordo libero della nervatura, altrimenti potenzialmente instabile
- di aumentare la rigidità della nervatura, diminuendone la snellezza, con riflessi positivi circa l'efficacia della stessa come vincolo alla possibile instabilità dell'anima
- di aumentare la resistenza della sezione del diaframma ai momenti secondari dovuti alla flessione del traverso di soletta.

Lo stesso irrigidimento è necessario per la nervatura trasversale di controsoletta, soprattutto dove essa è compressa.

L'intervento descritto sopra è reso più complicato nella sezione diaframmata (fig. 7) dalla presenza degli attacchi degli elementi del diaframma. Di tali elementi, l'asta orizzontale serve unicamente a stabilizzare la nervatura; una volta che essa sia stata irrobustita, tale stabilizzazione non è più necessaria, e l'asta orizzontale può essere eliminata.

#### L'allargamento dell'impalcato

L'allargamento del ponte viene realizzato attraverso le seguenti fasi di costruzione, successive all'intervento di riparazione delle cricche e di rinforzo degli irrigidimenti:

- taglio longitudinale dello sbalzo in lastra ortotropa del ponte esistente dalla parte dell'allargamento previsto, a filo dell'anima;
- saldatura all'anima del ponte esistente di una serie di elementi di connessione a perno, appositamente studiati e sagomati, ad interasse di 300cm in corrispondenza dei traversi
- montaggio dell'impalcato del nuovo ponte in affiancamento, previo allargamento delle fondazioni e delle pile, di cui non si riferisce qui; fra i due impalcati rimane uno spazio di circa 120cm
- montaggio di un elemento "a ponticello" doppiamente incernierato ai due impalcati (fig. 8); esso

ha il compito di attenuare gli effetti degli abbassamenti relativi fra i due impalcati, i quali generano solamente una rotazione del ponticello stesso; in corrispondenza degli assi di rotazione, dunque, vengono montati dei giunti longitudinali di impalcato chiamati a garantire la continuità del piano viabile solo rispetto a modeste rotazioni relative. La superficie del giunto, che è del tipo in gomma armata, è opportunamente irruvidita mediante stesa di leganti epossidici miscelati a granuli di materiale inerte adatto, per renderla simile nelle prestazioni ad una pavimentazione normale.

Gli interventi sul ponte sono stati completati dalla sostituzione degli appoggi originali con altri di più moderna concezione; l'operazione, già in sé impegnativa per l'entità dei pesi in gioco, è stata particolarmente delicata per la necessità di decaricare e successivamente ripristinare i vincoli terminali in trazione; essi sono stati riutilizzati dopo un delicato intervento di allungamento, necessario per le modifiche alla livelletta dell'impalcato.

#### Gli effetti strutturali della dissimmetria della sezione

Le sezioni resistenti trasversali di entrambi i ponti non sono simmetriche rispetto ad un asse verticale a causa della diversa misura degli sbalzi; per il ponte esistente, tale dissimmetria è procurata mediante il taglio di uno sbalzo, mentre per il ponte nuovo in affiancamento, essa nasce in progetto per evitare un eccessivo allargamento delle pile.

La dissimmetria genera uno spostamento del baricentro verso l'esterno della sezione complessiva e una rotazione degli assi principali d'inerzia rispetto ad un sistema di coordinate con un asse orizzontale; a causa della variazione di altezza della sezione, sia la rotazione degli assi che la posizione del baricentro cambiano con continuità.

I principali effetti strutturali della dissimmetria sono:

- flessione deviata anche per carichi esclusivamente verticali; in altri termini, le tensioni rispettivamente su soletta e controsoletta non sono costanti in direzione trasversale, così che, per la completa descrizione dello stato tensionale sulla sezione è necessario analizzarne il valore su almeno tre spigoli
- rotazioni attorno all'asse longitudinale anche per carichi permanenti, la cui risultante non passa per il centro di torsione.

Il funzionamento dell'impalcato in ambito locale non subisce variazioni significative; è stato invece accuratamente indagato lo stato tensionale e deformativo relativo al comportamento globale del sistema strutturale e si è data una valutazione delle variazioni rispetto alla situazione originale. Le verifiche effettuate mettono in luce che:

- confrontando i valori massimi e minimi delle tensioni indotte dalle sollecitazioni flettenti totali, per la sezione resistente originale e la sezione modificata, si notano variazioni tensionali in aumento fra il picco di tensione ai lembi e le tensioni medie. Tali aumenti sono significativi comunque laddove le tensioni hanno valori bassi; le variazioni sono maggiormente sensibili sulla piattabanda superiore, per il maggior effetto delle rotazioni degli assi principali.

- Confrontando i valori della condizione originale con quelli medi sui lembi superiori ed inferiori, relativi alle condizioni di carico e di geometria modificate, per la piattabanda superiore si registra in media una diminuzione dei valori di tensione pari al -9,7% , mentre per la piattabanda inferiore in media risulta una riduzione del -23,72%.
- I valori di tensione tangenziale subiscono modifiche totalmente trascurabili.
- Le deformazioni dell'impalcato indotte dai carichi permanenti risultano pressoché invariate: si ha quindi che la diminuzione dell'entità dei carichi permanenti compensa, in ambito deformativo, il diminuire delle caratteristiche di inerzia causato dal taglio.
- La rotazione massima generata dall'azione dei carichi permanenti nella condizione in cui si è effettuato il taglio dello sbalzo (con caratteristiche di resistenza delle sezioni e carichi ridotti), induce un abbassamento relativo di circa 6mm fra le estremità della lastra ortotropa superiore.

esistente, il peso complessivo è risultato di circa 710 ton, per un'incidenza di 500kg/mq. Gli interventi di adeguamento statico del ponte esistente, eseguiti eminentemente mediante saldature in opera e sovente con l'inevitabile adattamento in sito degli elementi preformati in officina, hanno richiesto la messa in opera di circa 17,5 ton (11,5kg/mq, che rappresentano un incremento percentuale del peso dell'impalcato inferiore al 2,5%) per i soli diaframmi ed irrigidimenti trasversali; ad essi vanno aggiunti alcuni interventi di riparazione localizzata in soletta e sugli irrigidimenti longitudinali d'impalcato, con basso apporto di materiali ma di grande delicatezza esecutiva. Ovviamente, tali operazioni di "fine chirurgia" hanno comportato una produttività specifica (kg di acciaio effettivamente aggiunti / ora lavorativa) molto bassa (circa 3 kg/ora); esse però hanno consentito il controllo, il recupero integrale e l'adeguamento alle attuali normative di un ponte di notevole impegno costruttivo del peso di circa 900t, con costi e tempi ragionevolmente contenuti.

#### DATI RELATIVI ALLE STRUTTURE METALLICHE

Tutte le strutture metalliche, comprese quelle del ponte esistente, sono in acciaio auto-protettivo con caratteristiche meccaniche equivalenti all'acciaio Fe 510. Per il nuovo ponte, le strutture metalliche pesano complessivamente 1880 ton, con un'incidenza di 450 kg/mq. Per il ponte in allargamento, compreso il ponticello di collegamento con il ponte

#### BIBLIOGRAFIA

- [1] M. Organte: Two bridges over the Tevere River in Rome, SEI, Journal of IABSE, volume 10, nr. 4, nov. 2000.
- [2] I.I.S.: Rapporto sulle attività per la riparazione ed il consolidamento delle strutture metalliche del ponte sul Tevere per il GRA, dic. 1999.

#### PROGETTAZIONE E COSTRUZIONE

*Committente:*

ANAS – Compartimento della viabilità per il Lazio.

*Impresa aggiudicataria:*

A.T.I. GEPCO-SALC SpA – Giustino S.p.A

*Progettazione generale ed esecutiva:*

ANAS – Ufficio progetti / Raggruppamento TYPASA, RPA, Studio Valle

*Direzione dei Lavori:*

dr. Ing. Carlo Porta (ANAS Roma)

*Direzione del cantiere:*

dr. Ing. Francesco De Domenico (Gepco-Salc – Padova)

*Progetto costruttivo delle strutture e delle varianti:*

dr. Ing. Mario Organte (ICES – Padova).

*Costruzione e montaggio delle carpenterie metalliche:*

- nuovo ponte: OMBA Officine meccaniche (Torri di Quartesolo –VI)

- allargamento poste esistenti: LONARDI (S. Pietro in Cariano –VR)