

IL VIADOTTO SANTA MARIA SULLA “BRETELLA” DI URBINO

THE SANTA MARIA VIADUCT ON THE URBINO “BRETELLA”

Prof. Ing. Luigino Dezi¹ - Dott. Ing. Stefano Niccolini²

¹Facoltà di Ingegneria, Università Politecnica delle Marche, Via Brece Bianche - 60131 Ancona

²Libero Professionista, Piazza Cavour 13 - 60121 Ancona

SOMMARIO

La memoria presenta un viadotto realizzato nei pressi della città di Urbino, avente impalcato continuo di 5 campate (35+65+90+65+35 m) ad asse curvo e sezione bi-trave composta acciaio-calcestruzzo ad altezza variabile.

Si illustrano le caratteristiche generali del progetto, i criteri di calcolo utilizzati e le soluzioni tecniche adottate per la costruzione dell'impalcato metallico e il frazionamento dei getti della soletta.

ABSTRACT

The paper presents the Santa Maria viaduct built near Urbino, having curved continuous twin-girder deck (35+65+90+65+35 m) and steel-concrete composite cross section with variable depth.

The general design criteria and the technical solutions adopted for the steel deck construction and the slab casting are briefly described.

1. INTRODUZIONE

La “Bretella di Urbino” è una variante alla SS 73 bis che collega la città di Urbino alla viabilità principale costituita dalla E 78 Fano-Grosseto; ha uno sviluppo di circa 3300 m e comprende quattro viadotti per una lunghezza complessiva di 1350 m e una galleria di 890 m. Il primo lotto, appena ultimato, ha una lunghezza di 1970 m e contiene i viadotti Ca ‘Raniero I e II (Dezi e Niccolini 2001) e il viadotto Santa Maria.

I lavori di costruzione, iniziati nel 1995 con la realizzazione dei pozzi di fondazione del viadotto Ca ‘Raniero, furono sospesi dal Ministero dell’Ambiente dopo circa un anno per problemi di compatibilità ambientale. Nel 1997 il Compartimento per la Viabilità delle Marche rielaborò il progetto stradale proponendo un abbassamento della livelletta, una carreggiata unica a due corsie e una nuova soluzione strutturale per i viadotti. Il nuovo tracciato, sviluppandosi a quota più bassa, consentiva al viadotto Ca ‘Raniero di raggiungere per un tratto intermedio la quota del terreno e dividersi in due tronconi, che si affiancavano alla strada esistente senza porre particolari problemi di inserimento ambientale. L’opera principale era costituita dal viadotto Santa Maria che attraversava una vallata superando il fosso S. Maria degli Angeli a 35 m circa di altezza e la sede stradale della SS 73 bis. Il viadotto si inseriva su un tracciato stradale in clotoide con raggio minimo di circa 500 m e pendenza longitudinale costante pari al 3,679 % per uno sviluppo complessivo di 290,00 m.

Nella fase preliminare di valutazione di impatto ambientale, su richiesta del Committente furono proposte varie tipologie strutturali:

- a) arco in c.a. con impalcato superiore a sezione composta;
- b) impalcato a cassone trapezoidale in cap ad altezza variabile con campata centrale di 90,00 m;
- c) impalcato continuo a sezione composta ed altezza costante con campate interne di 70 m;
- d) impalcato continuo a sezione composta ed altezza variabile con campata centrale di 90,00 m.

Le soluzioni b) e d) furono giudicate più idonee alla conformazione dei luoghi, sia per il proporzionamento delle campate a luci crescenti con la quota del profilo stradale, sia per la scelta di un impalcato a sezione variabile, che conferiva maggiore leggerezza alla campata centrale e nel contempo consentiva lo scavalco della SS 73 bis in corrispondenza della prima campata con uno spessore d’impalcato molto contenuto. Tra le due tipologie fu scelta infine la soluzione con impalcato composto acciaio-calcestruzzo, ritenuta di miglior inserimento ambientale, per le potenzialità offerte dall’acciaio di conseguire maggiore snellezza e pregio nelle finiture superficiali. L’impalcato metallico, interamente saldato e verniciato, è stato realizzato con la stessa curvatura del tracciato stradale. I controventi di costruzione sono stati smontati al fine di migliorare l’aspetto estetico dell’opera e semplificarne le operazioni di manutenzione.

La soletta è stata realizzata in opera con casseri mobili e sequenze ottimizzate di getto, in modo da prevenire la fessurazione durante la costruzione e garantire una maggiore durabilità dell’opera.

Per lo smaltimento delle acque piovane e dei liquidi da sversamenti accidentali è stata prevista sul lato interno della soletta e lungo tutto l'impalcato, una canaletta in alluminio verniciato (Fig. 3, Foto 10).

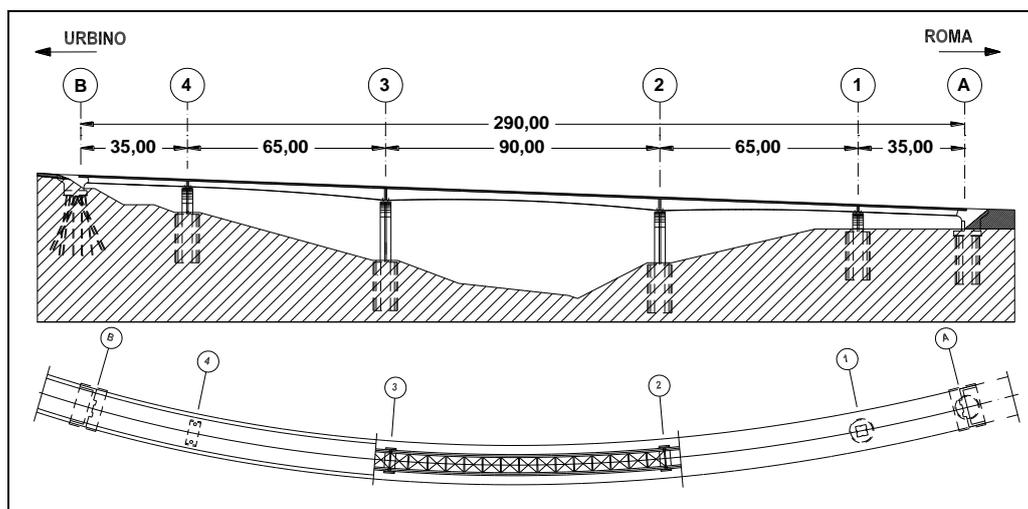


Fig. 1 - Prospetto e planimetria del viadotto

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il viadotto presenta un impalcato ad asse curvo, continuo su cinque campate (35+65+90+65+35m), con sezione composta acciaio-calcestruzzo costituita da due travi ad altezza variabile e da una soletta in c.a.. Le travi metalliche hanno interasse di 6,10 m e sezione a doppio T, con altezza di 2 m nelle sezioni di spalla, 4 m nelle sezioni di massima altezza sulle pile 2 e 3 e 2,50 m nel tratto centrale della campata principale. Le travi sono irrigidite da telai trasversali, ad interasse variabile da 5 a 6 m, costituiti da montanti a T saldati alle anime delle travi e da traversi a doppio T collegati ai montanti con giunto saldato.

In questo tipo di impalcato i telai trasversali, unitamente al controvento orizzontale, hanno la doppia funzione di contenere le spinte a vuoto che si manifestano nelle piattabande per effetto della curvatura in esercizio e nelle fasi transitorie di montaggio e getto della soletta e di garantire la stabilità delle piattabande compresse. In esercizio, grazie alla presenza della soletta, i telai trasversali sono in grado da soli di contenere le spinte a vuoto e stabilizzare le piattabande inferiori: il controvento non è più necessario e può quindi essere smontato.

I montanti di pila e di spalla sono realizzati con 3+3 piatti disposti simmetricamente rispetto all'anima ad un interasse di 0,30 m in modo da garantire il corretto trasferimento delle reazioni vincolari all'impalcato anche in presenza di dilatazioni termiche longitudinali. Due ulteriori irrigidimenti posti nella parte inferiore dell'anima consentono il sollevamento dell'intero impalcato. In corrispondenza del ritegno sismico all'estremità fissa dell'impalcato è stato previsto l'irrigidimento delle anime delle travi mediante tre piatti longitudinali saldati su entrambi i lati delle

anime, al fine di favorire la diffusione delle forze trasmesse dal ritegno stesso in caso di sisma.

La soletta ha una sezione corrente di 13 m di larghezza con pendenza trasversale massima del 5,036 % e spessore variabile da 35 cm in corrispondenza degli appoggi sulle travi metalliche, a 25 cm nella sezione di mezzeria e 20 cm all'estremità degli sbalzi laterali. Nei due tratti terminali dell'impalcato, in prossimità dei giunti, la soletta presenta spessore costante pari a 35 cm.

La connessione alle travi è realizzata con pioli tipo "Nelson" di diametro 22 mm ed altezza 200 mm. All'estremità fissa dell'impalcato, per garantire la diffusione del carico trasmesso dal ritegno sull'intera trave composta, la connessione trave-soletta è stata rinforzata su un tratto di 3.60 m.

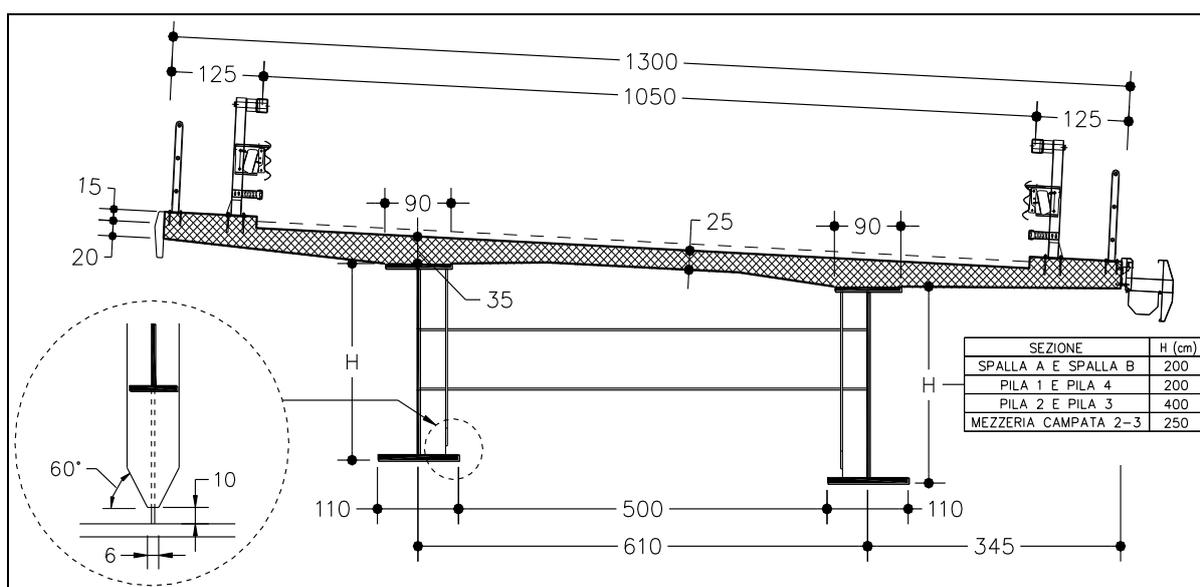


Fig 2 - Sezione corrente dell'impalcato

Gli impalcato sono vincolati alle sottostrutture con coppie di appoggi in acciaio-teflon (uno di tipo unidirezionale, l'altro multidirezionale), in grado di consentire le dilatazioni termiche longitudinali e nel contempo fronteggiare le azioni sismiche trasversali.

I ritegni sismici sono posizionati sulla spalla lato Roma (spalla A) (n° 2 ritegni da 5000 KN); l'altra spalla accoglie invece l'estremità mobile dell'impalcato ed è sede del giunto di dilatazione.

Le pile hanno altezza variabile da 6,00 a 20,00 m circa e sono costituite da un fusto a sezione costante inscritto in un quadrato di lato 3,50 m e da un pulvino a sezione variabile, di 5,00 m di altezza, che si allarga con un raccordo circolare fino ad accogliere gli appoggi delle due travi dell'impalcato (Fig. 3). I due baggioli presenti alla sommità del pulvino consentono di realizzare la pendenza trasversale dell'impalcato differenziando la quota di imposta degli appoggi delle travi. La forma del pulvino è tale da agevolare il passaggio dei carrelli di servizio che corrono sulle piattabande inferiori delle travi.

Le fondazioni sono costituite da pozzi pieni di 8 m di diametro, irrigiditi in sommità da una corona di micropali Φ 200 mm, inclinati di 30° rispetto alla verticale.

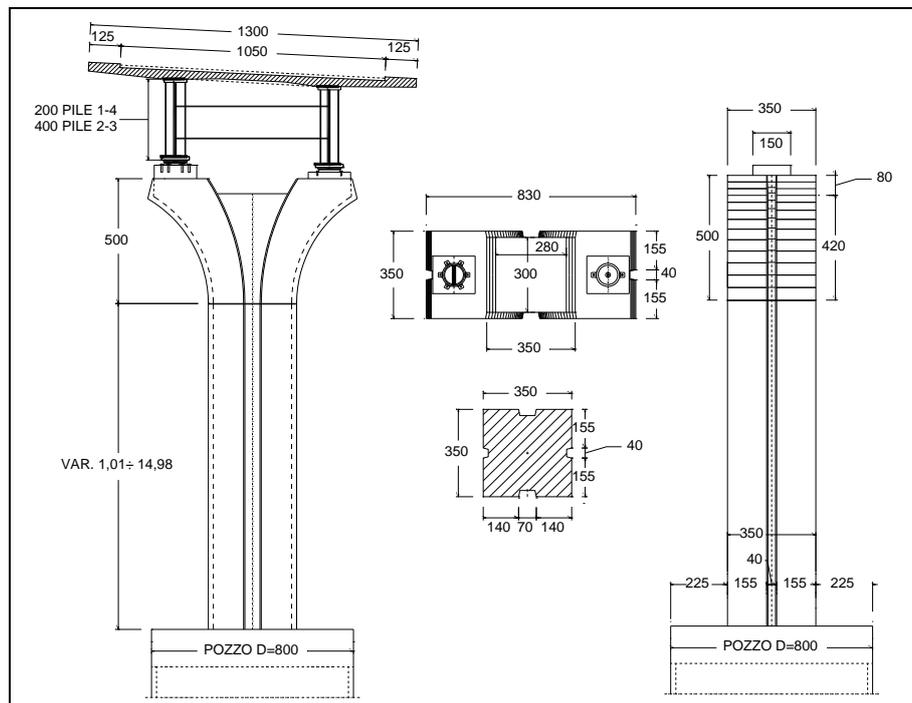


Fig. 3 – Pila

La *spalla* sede dei ritegni sismici è fondata su un pozzo di 8 m di diametro longitudinalmente irrigidito da 40 micropali. I due ritegni sismici sono collegati alla parete verticale, di spessore 3,25 m, mediante 8 barre di acciaio fissate a due piastre contrapposte alla parete frontale. La spalla sede degli appoggi mobili è invece fondata su micropali.

3. CRITERI DI VERIFICA

Le analisi strutturali sono state condotte con un metodo semplificato (*V-load method*), che riconduce il calcolo di un impalcato bi-trave curvo allo studio di due travi ad asse rettilineo aventi lo stesso sviluppo delle travi curve e tiene conto della curvatura della linea d'asse con azioni statiche equivalenti costituite da forze verticali contrapposte applicate alle due travi in corrispondenza dei traversi (Clemente, Dezi e Leoni 2003). In Fig. 4 sono evidenziate le spinte orizzontali H_1 e H_2 trasmesse dalle piattabande ai montanti e le forze verticali V che il traverso trasmette alle travi, in un tratto di trave sottoposta a momento positivo. Tali forze, inversamente proporzionali al raggio di curvatura, aumentano le sollecitazioni della trave esterna e diminuiscono quelle della trave interna. Il metodo è stato utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni, sia nelle fasi transitorie di montaggio e getto della soletta, sia in quelle di esercizio (impalcato completo di soletta). Il confronto con modelli agli elementi finiti ha mostrato risultati soddisfacenti in entrambi i

casi. In Tab. 1 sono riportati gli incrementi percentuali del momento flettente, nelle due sezioni maggiormente sollecitate (appoggio e mezzeria della campata centrale), per le principali condizioni di carico. Per il calcolo degli spostamenti si è fatto invece ricorso a modelli agli elementi finiti.

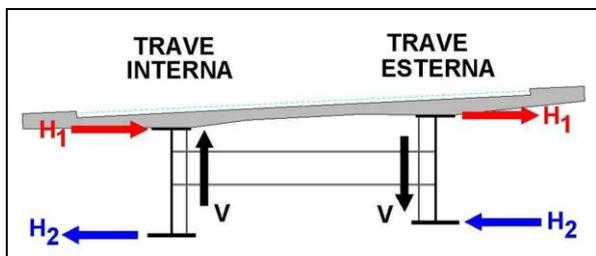


Fig. 4 – Forze prodotte dalla curvatura

Azione	Appoggio	Mezzeria
Peso proprio soletta	8,35%	12,15%
Carichi permanenti	10,20%	15,0%
Vento	10,20%	15,0%
Carichi mobili	7,63%	11,57%

Tab. 1

Per la definizione della sezione composta per le analisi a lungo termine sono stati utilizzati i rapporti modulari suggeriti dalle ENV 1994-2:

- $n=(1+1,1\phi)E_a/E_c$, per le azioni statiche, con coefficiente di viscosità ϕ calcolato per un istante di applicazione del carico $t_0=28$ gg;
- $n=(1+0,55\phi)E_a/E_c$, per gli effetti indotti dal ritiro da essiccamento, con coefficiente di viscosità calcolato per un istante di inizio ritiro di 1 g.

Nella verifica a *fessurazione* si è tenuto conto del frazionamento dei getti, che porta ad una sensibile riduzione delle tensioni di trazione in soletta durante le fasi costruttive, quando il calcestruzzo non ha ancora raggiunto un'adeguata resistenza a trazione. L'analisi è stata condotta con un programma agli elementi finiti dedicato a questo tipo di problema, tenendo conto del ritiro del calcestruzzo alle brevi stagionature (ritiro termico), delle fasi di getto e del comportamento a lungo termine del calcestruzzo (viscosità e ritiro da essiccamento).

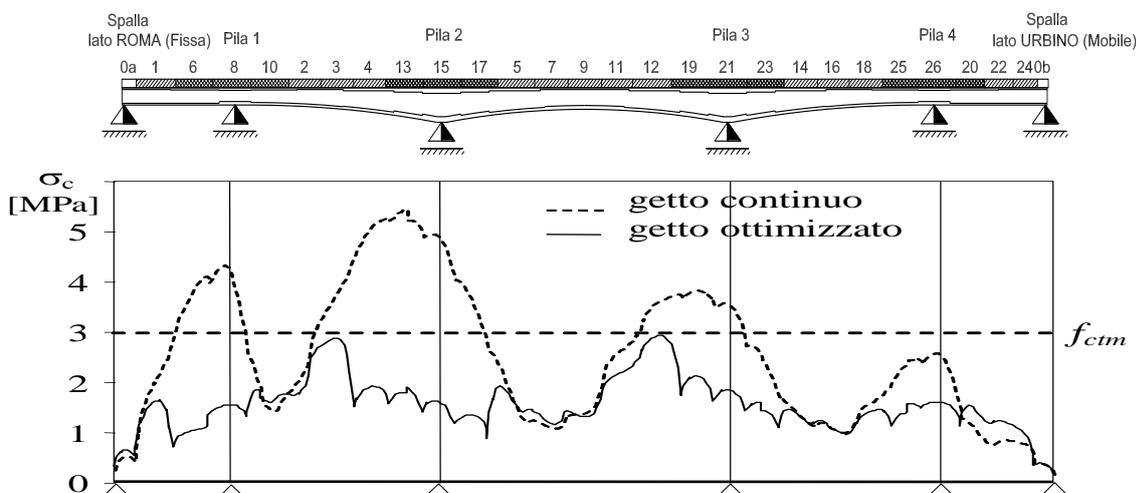


Fig. 5 - Frazionamento dei getti e involuppo delle tensioni in soletta

Nel grafico di figura 5 è mostrato l'inviluppo delle tensioni massime che si registrano in soletta

durante le fasi costruttive. La curva tratteggiata rappresenta l'andamento delle tensioni nell'ipotesi di getto effettuato con continuità da un estremo all'altro del viadotto, quella continua rappresenta l'andamento che si ottiene con la sequenza effettivamente utilizzata. Il vantaggio offerto dal frazionamento dei getti è molto evidente, in quanto la riduzione delle tensioni di trazione risulta particolarmente significativa proprio nei tratti vicini agli appoggi, dove si registreranno i valori più elevati delle tensioni di trazione, per effetto delle azioni permanenti e dei carichi mobili.

E' tuttavia da osservare che per prevenire la fessurazione della soletta, al frazionamento dei getti si deve sempre affiancare l'impiego di un calcestruzzo di elevate caratteristiche meccaniche e di una adeguata armatura longitudinale in soletta (Dezi, Gara e Leoni 2003). Nel caso in esame è stata disposta un'armatura pari all'1% circa dell'area della soletta in campata e al 2% agli appoggi.

Particolare attenzione è stata posta nella *verifica a fatica* della struttura metallica, nella quale sono stati utilizzati i criteri suggeriti dalle ENV 1994-2 per tener conto della fessurazione nel calcolo delle tensioni prodotte dai momenti massimi e minimi. La verifica è stata condotta confrontando la variazione di tensione ($\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$) con la resistenza a fatica ($\Delta\sigma_{\text{amm}}$) del particolare costruttivo considerato, valutata a 2×10^6 cicli di ampiezza costante. Per le piattabande sono stati considerati i seguenti dettagli costruttivi:

- saldatura anima del montante $\Delta\sigma_{\text{amm}}=71$ MPa
- saldatura d'angolo interrotta da uno scarico $\Delta\sigma_{\text{amm}}=71$ MPa
- saldatura flangia del montante $\Delta\sigma_{\text{amm}}=56$ MPa
- saldatura connettori a piolo $\Delta\sigma_{\text{amm}}=80$ MPa
- saldatura testa a testa delle piattabande $\Delta\sigma_{\text{amm}}=90$ MPa
- saldatura all'estremità della sovrapposizione dei piatti e delle piastre di compensazione agli appoggi $\Delta\sigma_{\text{amm}}=56$ MPa

Per quanto concerne l'ultimo dettaglio, l'assemblaggio è stato effettuato mediante smusso delle estremità del piatto di ricoprimento e rastrematura della saldatura come consigliato dalle DIN 18800 ed il relativo $\Delta\sigma_{\text{amm}}$ è stato desunto dalle norme ENV 1993-2.

I valori di resistenza $\Delta\sigma_{\text{amm}}$ sono stati ridotti con il coefficiente $(25/t)^{0,25}$, funzione dello spessore t del piatto su cui si effettua il collegamento, e con il coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_m=1,3$.

In Fig. 6 è riportata a titolo di esempio la verifica della piattabanda inferiore, eseguita con un codice di calcolo automatico, appositamente predisposto per questo tipo di verifica. Le curve grigio scuro rappresentano il $\Delta\sigma$ sollecitante, le spezzate grigio chiaro rappresentano il $\Delta\sigma_{\text{amm}}$ ridotto in funzione dello spessore e del coefficiente γ_m .

Per quanto riguarda gli elementi secondari, traversi e montanti, la verifica è stata condotta su uno schema semplificato di telaio trasversale.

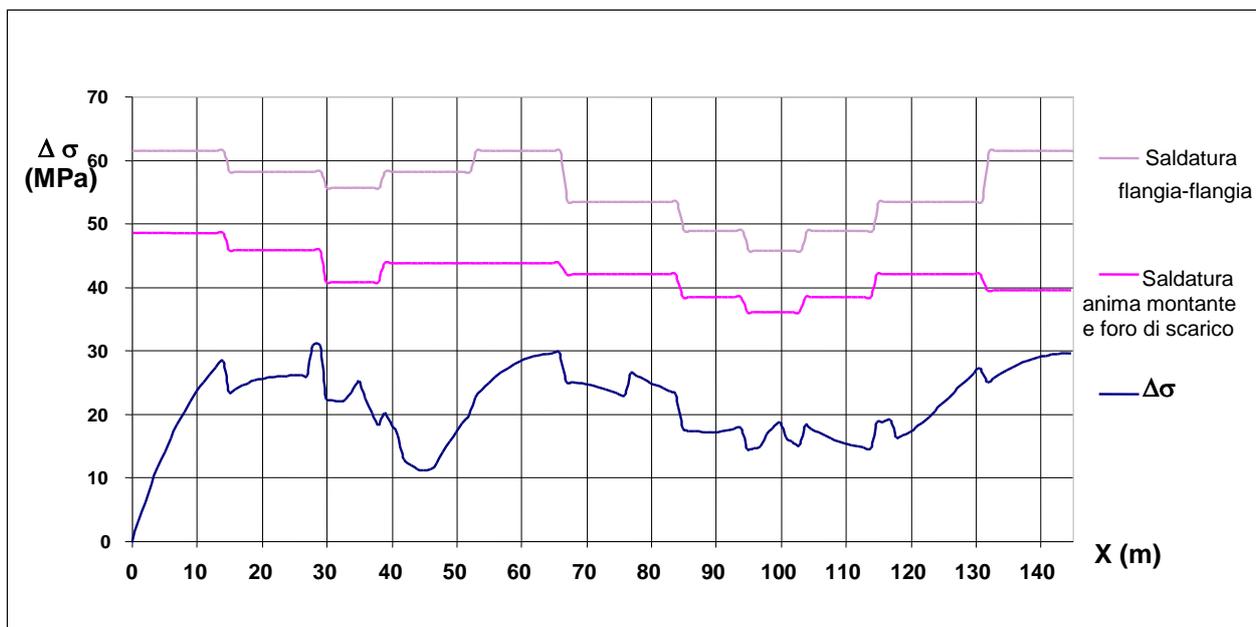


Fig. 6 - Verifica a fatica piattabanda inferiore

La verifica di *stabilità delle piattabande* compresse è stata condotta utilizzando un modello semplificato di trave ad asse rettilineo vincolata con molle, aventi costante elastica coincidente con la rigidezza traslazionale dei telai di irrigidimento trasversali costituiti dai traversi e dai montanti. I valori più bassi della rigidezza dei telai trasversali sono stati ottenuti, in fase di varo per “sbandamento simmetrico”, mentre in esercizio per “sbandamento emisimmetrico” (Fig. 7).

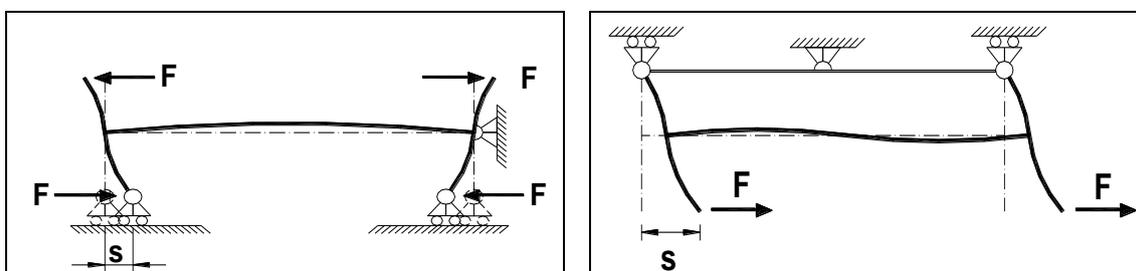


Fig. 7 - Schemi di calcolo delle rigidezze dei traversi in fase di varo e in esercizio

Questo metodo, pur risultando molto efficace in esercizio, non è sufficientemente approssimato per le fasi transitorie di varo e getto della soletta; in questo caso, soprattutto se le campate sono molto lunghe, per la verifica della stabilità delle piattabande si deve mettere in conto la deformabilità dell’intera struttura. Nel caso in esame la verifica è stata condotta con il metodo descritto in (Dezi, Formica e Niccolini 2003), ed i risultati ottenuti hanno portato al raddoppio del controvento nei campi vicini agli appoggi sulle due pile centrali (pile 2 e 3).

Il dimensionamento dei *traversi* è stato effettuato tenendo conto delle sollecitazioni prodotte dal vento, delle azioni necessarie per fronteggiare le spinte a vuoto prodotte dalla curvatura e di quelle derivanti dalla condizione di stabilità delle piattabande. Particolare attenzione è stata posta nella

verifica dei traversi e montanti di pila, al fine di garantire il corretto trasferimento agli appoggi delle azioni orizzontali dovute al sisma e al vento. I traversi di spalla sono stati dimensionati anche per il sollevamento dell'impalcato.

Per il calcolo delle *controfrecce* sono stati utilizzati tre differenti modelli: con il primo sono stati valutati gli spostamenti delle due travi durante il varo a spinta della carpenteria metallica, con il secondo le frecce prodotte dal peso proprio del calcestruzzo tenendo conto del frazionamento dei getti e del ritiro (a tempo infinito) e con il terzo gli spostamenti a lungo termine prodotti dai carichi permanenti. In figura sono riportate le controfrecce delle due travi che differiscono di circa 5 cm.

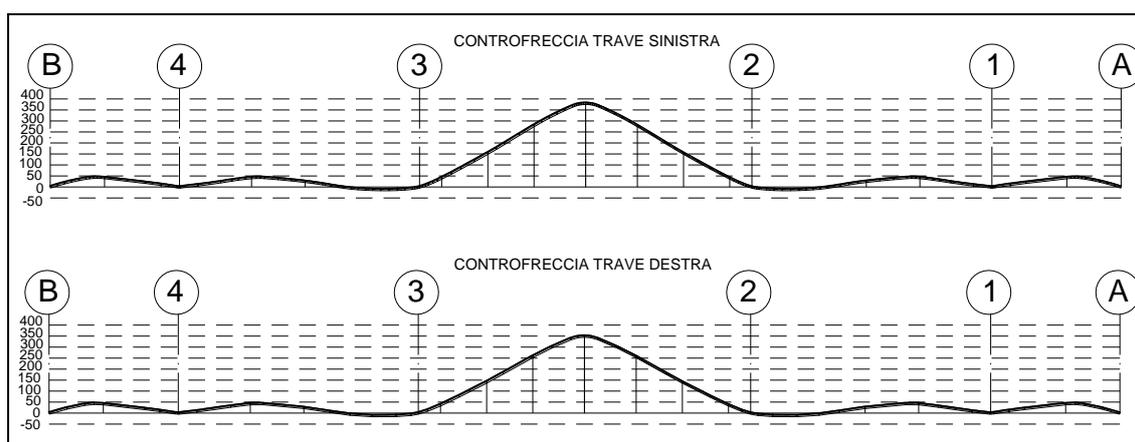


Fig. 8 – Controfrecce

4. ASPETTI COSTRUTTIVI

L'impalcato metallico è stato realizzato per assemblaggio successivo, mediante saldatura in opera, di conci prefabbricati in officina aventi lunghezze variabili da 10 m a 15.30 m (Fig. 9). Il concio in testa alle pile 2 e 3 e i due adiacenti hanno richiesto anche una saldatura orizzontale in corrispondenza dell'anima. Le piattabande hanno uno spessore variabile tra 40 e 130 mm; per la formazione dei piatti aventi spessore superiore a 80 mm si è fatto ricorso alla sovrapposizione di due spessori.

La posa in opera della carpenteria metallica, considerata la complessità geometrica dell'impalcato, ha richiesto un doppio varo a spinta (Foto 1-4): l'impalcato, suddiviso in due tronconi, è stato spinto dalle due spalle fino a far combaciare le sezioni finali degli sbalzi, per poi realizzare la continuità strutturale nella mezzeria della campata centrale mediante saldatura. Con questa soluzione è stato superato brillantemente il problema della curvatura variabile, in quanto le due porzioni di impalcato durante le fasi di spinta appoggiavano solo su due coppie di rulliere, mantenendo sempre uno schema isostatico in grado di consentire il movimento lungo una curva a raggio variabile.

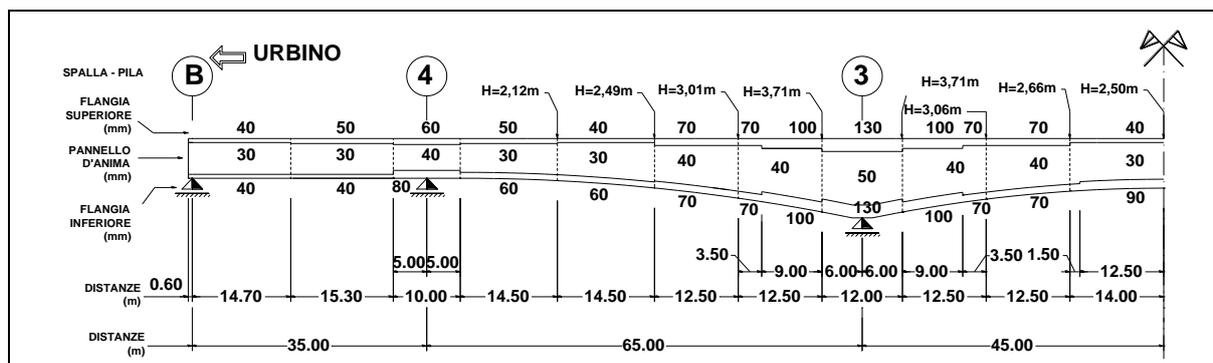


Fig. 9 – Spessori delle piattabande e suddivisione in conci

Il getto della soletta è stato effettuato con l'ausilio di due casseri mobili che hanno consentito la realizzazione di tratti di lunghezza variabile da 7 a 12 m; con il primo cassero è stato eseguito il getto dei conci in campata e con il secondo quelli a cavallo degli appoggi, ciascuno con frequenza di due conci per settimana (Foto 7-9). Per rispettare questa sequenza il calcestruzzo doveva maturare una resistenza di circa 20 MPa a 24 ore. Le armature della soletta sono state pre-assemblate in gabbie di 12 m di lunghezza, opportunamente irrigidite con tralicci, e varate con un argano che ne consentiva la movimentazione orizzontale e la posa in opera su tutto l'impalcato (Foto 5-6).

Le operazioni di varo delle armature e di movimentazione delle attrezzature di getto della soletta, hanno richiesto numerosi accorgimenti. Tra questi si ricordano la posizione dei traversi e dei controventi ad un'altezza tale da consentire il passaggio superiormente del cassero mobile ed inferiormente dei carrelli di servizio e la spaziatura minima tra i pioli di 20 cm in asse alla trave per il passaggio dei carrelli di varo delle armature (Foto 6).

5. BIBLIOGRAFIA

Clemente P., Dezi L. e Leoni G. Modellazione di impalcato bi-trave composti ad asse curvo. III Settimana delle Costruzioni in Acciaio - Genova, Settembre 2003.

Dezi L. e Niccolini S. I viadotti Ca 'Raniero sulla Bretella di Urbino. Congresso CTA Venezia, Ottobre 2001.

Dezi L., Formica M. e Niccolini S. Verifica di stabilità delle piattabande negli impalcato bi-trave composti con traversi flessibili. III Settimana delle Costruzioni in Acciaio - Genova, Settembre 2003.

Dezi L., Gara F. e Leoni G. Il controllo della fessurazione negli impalcato continui composti. III Settimana delle Costruzioni in Acciaio - Genova, Settembre 2003.

ENV 1993-2. Progettazione delle strutture in acciaio. Parte 2: Ponti.

ENV 1994-2. Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo. Parte 2: Ponti.



1



2



3



4



5



6



7



8



9



10



11



12

Committente: Ente Nazionale per le Strade, Comp.to della Viabilità per le Marche
Impresa esecutrice: VINCI Construction Grands Projects NANTERRE Cedex FRANCE
Carpenteria metallica: CIMOLAI SpA - Pordenone
Progetto Definitivo: Prof. Ing. Luigino Dezi (Assistenza alla progettazione)
Progetto Esecutivo: Dott. Ing. Sergio Tremi Proietti - Roma
Progetto esecutivo di dettaglio ed assistenza all'esecuzione dei lavori: Prof. Ing. Luigino Dezi - Dott. Ing. Stefano Niccolini - Ancona
Progetto montaggio: Prof. Ing. Giorgio Romaro - Padova
Direttore del Progetto: Dott. Ing. Sébastien Bliaut Impresa VINCI
Direttore dei Lavori: Dott. Ing. Tullio Caraffa, Comp.to della Viabilità per le Marche
Responsabile Procedimento: Dott. Ing. Oriele Fagioli, Comp.to della Viabilità per le Marche