XVIII CONGRESSO C.T.A.
NUOVE SFIDE PER L'ACCIAIO
Isola di San Giorgio Maggiore - Venezia: 26 - 27 - 28 Settembre 2001

I VIADOTTI CA 'RANIERO SULLA "BRETELLA" DI URBINO

THE CA 'RANIERO VIADUCTS ON THE URBINO "BRETELLA"

Prof. Ing. Luigino Dezi[1]- Dott. Ing. Stefano Niccolini[2]

[1]Professore Ordinario di Tecnica delle Costruzioni nell'Università di Ancona
[2]Libero Professionista in Ancona

SOMMARIO

La memoria presenta due viadotti in corso di realizzazione nei pressi della città di Urbino, aventi impalcato continuo di 10 e 13 campate e sezione bitrave composta acciaio-calcestruzzo.
Si illustrano i criteri generali di progetto e le soluzioni tecniche adottate per l'impalcato metallico e il frazionamento dei getti della soletta.

ABSTRACT

The paper presents two viaducts under construction near Urbino, having steel-concrete composite continuous twin-girder deck (10 and 13 spans).
The general design criteria and the technical solutions adopted for steel deck and slab casting are briefly described.

1.INTRODUZIONE

La “Bretella di Urbino” è una variante alla SS 73bis che collega la città di Urbino alla viabilità principale costituita dalla SS 78 Fano-Grosseto; ha uno sviluppo di circa 3300 m e contiene quattro viadotti per una lunghezza complessiva di 1350 m e una galleria di 890 m.

I lavori di costruzione ebbero inizio nel 1995 con la realizzazione dei pozzi di fondazione del viadotto Ca Raniero e furono sospesi dal Ministero dell’Ambiente nell’anno successivo.

Nel 1997 il Compartimento per la Viabilità delle Marche, al fine di risolvere i problemi di inserimento ambientale, rielaborò il progetto stradale proponendo una carreggiata ridotta a due corsie con livelletta abbassata e una nuova soluzione strutturale per i viadotti. Il nuovo tracciato, sviluppandosi a quota più bassa, inseriva un tratto in galleria e riduceva l’altezza del viadotto Ca ‘Raniero, che raggiungeva per un tratto la quota del terreno e si spezzava in due, il Ca ‘Raniero I di 13 campate e il Ca ‘Raniero II di 10 campate. Le luci delle campate dei nuovi viadotti erano imposte dalla posizione dei pozzi di fondazione già realizzati ad un interasse di circa 42.50 m.

Il viadotto Ca ‘Raniero I ha una lunghezza complessiva di 555.58 m e si inserisce su un tracciato stradale in clotoide con raggio minimo di circa 500 m sulle ultime campate lato Urbino.

Il viadotto Ca ‘Raniero. II ha uno sviluppo di 423,62 m, andamento rettilineo nelle prime otto campate ed in clotoide nelle restanti due (Fig. 1).

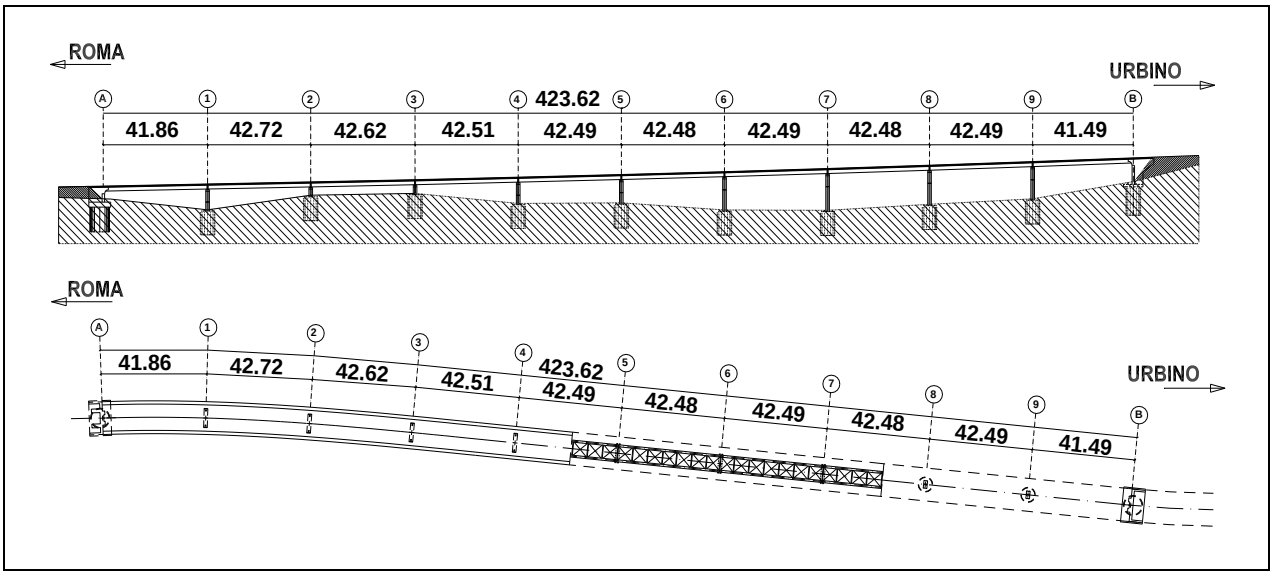


Fig. 1 - Prospetto e planimetria del viadotto Ca Raniero II

La sezione corrente dell’impalcato ha una larghezza complessiva di 13 m e contiene la sede stradale di 10.50 m e due marciapiedi di 1.25 m ciascuno; la pendenza trasversale, variabile dal 2,5 al 5,0 %, è ottenuta differenziando le quote di imposta degli appoggi sulle pile (Fig. 2).

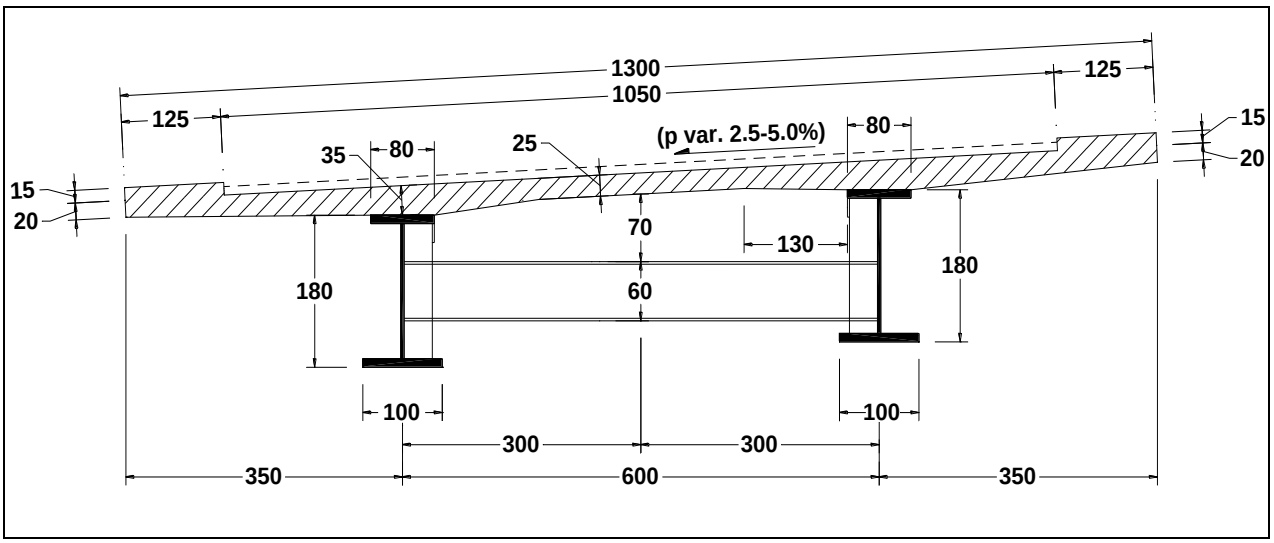


Fig. 2 - Sezione trasversale dell'impalcato

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

2.1.Impalcato

L'impalcato è a sezione composta acciaio-calcestruzzo ed è costituito da due travi a doppio T, poste ad interasse di 6 m, e da una soletta collaborante in cemento armato a spessore variabile. Le travi metalliche hanno altezza costante di 1,80 m e sono irrigidite da telai trasversali, disposti con interasse di circa 6 m, costituiti da montanti in semplice piatto saldati alle travi e da traversi a doppio T collegati ortogonalmente ai montanti con giunto bullonato.

Il collegamento del montante alla piattabanda superiore della trave è stato realizzato con cordoni d'angolo ed aggiunta di un fazzoletto per il soddisfacimento della verifica a fatica (Fig. 3a); tale soluzione è stata ritenuta di più semplice esecuzione rispetto a quella che prevedeva il solo montante con saldatura a completa penetrazione.

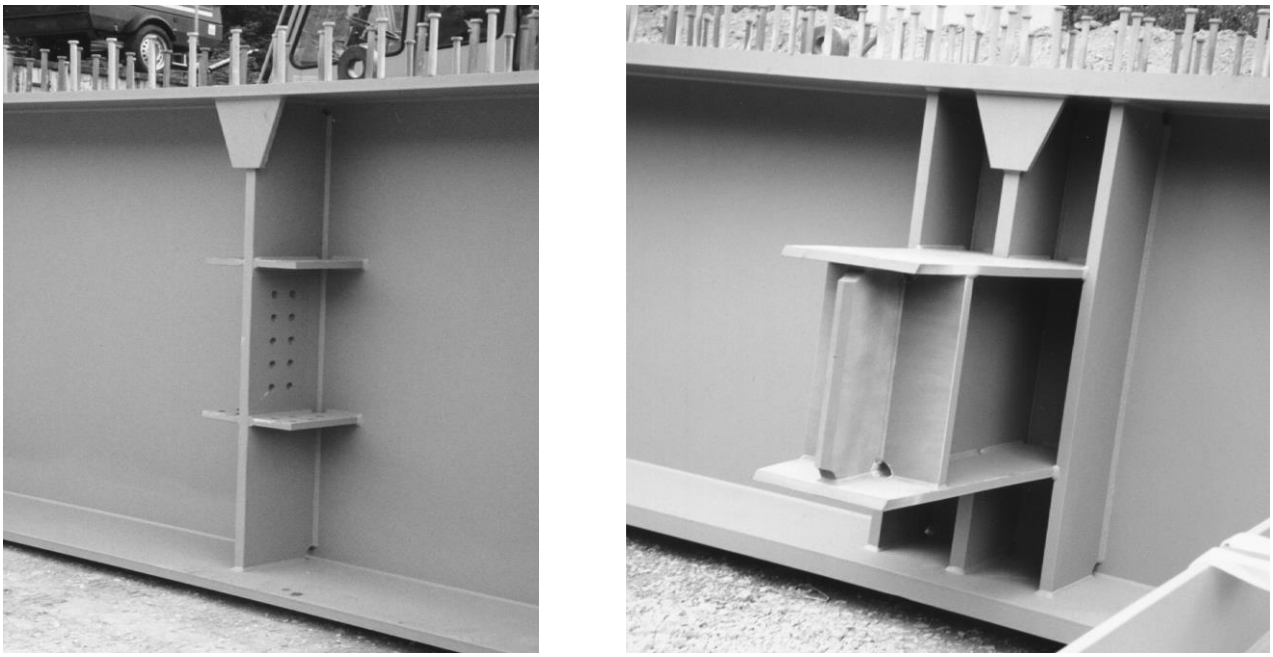
I telai trasversali, unitamente al controvento orizzontale, sono stati dimensionati per garantire la stabilità delle piattabande compresse nelle fasi transitorie di montaggio e getto della soletta.

In esercizio, grazie alla presenza della soletta, i telai trasversali sono in grado di stabilizzare le piattabande inferiori compresse senza l'ausilio del controvento, che può quindi essere smontato.

Nelle campate in curva i suddetti telai assolvono l'ulteriore funzione di garantire il contenimento delle spinte a vuoto delle piattabande.

I traversi di pila e spalla sono collegati alle travi con un giunto saldato e sono dimensionati per il sollevamento dell'impalcato e per il trasferimento dell'azione sismica trasversale dall'impalcato all'appoggio. Per facilitare le operazioni di saldatura in opera, la parte più sollecitata del traverso è

stata saldata alla trave in officina, mentre il giunto da eseguire in opera è stato spostato in una sezione a 1.15 m di distanza dall'anima della trave (Fig. 3b).



a) b)

Fig. 3 – Irrigidimento d'anima (a) e traverso di pila (b)

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.

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.

Soletta

La soletta ha una sezione corrente a 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 sismico sull'intera trave composta, la connessione trave-soletta è stata rinforzata su un tratto di 3.60 m.

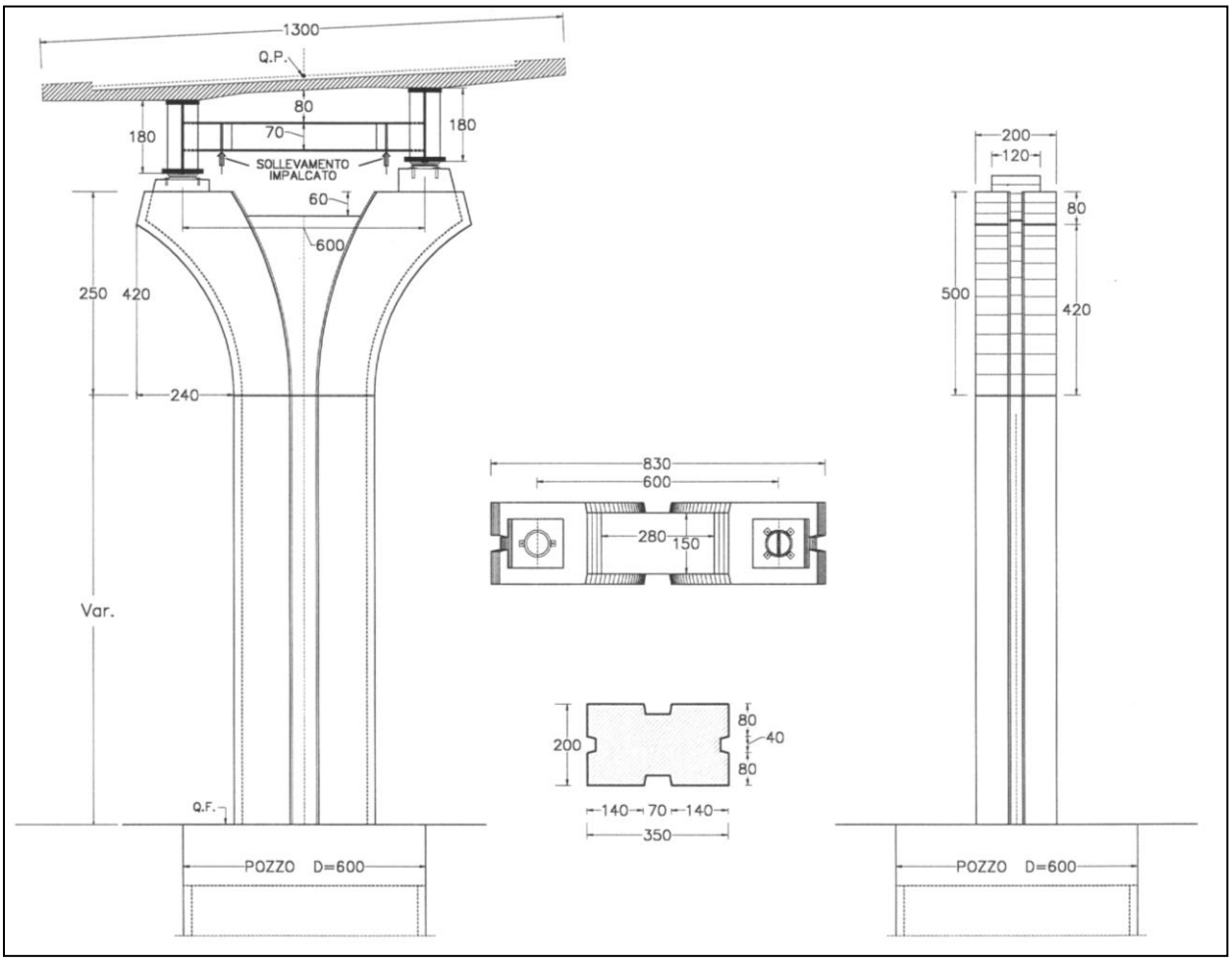


Fig. 4 – Geometria delle pile

Vincoli

Gli impalcati 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 Urbino (spalla B) per il Ca Raniero I (N. 2 ritegni elastici da 8500 KN) e sulla spalla lato Roma (spalla A) per il Ca Raniero II (N. 2 ritegni elastici da 7000 KN); le altre due spalle accolgono invece le estremità mobili degli impalcati e sono sede dei giunti di dilatazione.

Sottostrutture

Le pile hanno un'altezza variabile da 2,73 a 15,11 m e sono realizzate a sezione piena in calcestruzzo. Il solido che costituisce le pile è formato da un fusto a sezione costante, inscritto in un rettangolo di lati 3,50 x 2,00 m, e da un pulvino a sezione variabile, di altezza a pari a 5,00 m,

che si allarga seguendo una curva circolare sino a raggiungere una larghezza tale da poter accogliere le due travi dell'impalcato. La sezione di massima larghezza del pulvino è inscritta in un rettangolo di lati 8,30 x 2,00 m (Fig. 4).

Le fondazioni esistenti sono costituite da pozzi pieni con diametro di 6 o 8 m; per le armature di attesa delle nuove pile si è fatto ricorso all'inghisaggio di barre ϕ 26-30 mm su fori di diametro ϕ 41 mm e lunghezza 120 cm.

Fig. 5 - Pile

Le *spalle* fisse, sedi dei ritegni sismici, sono fondate su pozzi pieni di 6.0 m di diametro; per il contenimento dell'azione sismica trasmessa dall'impalcato il pozzo esistente è stato irrigidito da 46 micropali ϕ 300, armati con tubo valvolato ϕ 168 mm, disposti con inclinazione di 15°, 20°, 30° e 40° rispetto alla verticale. I ritegni sismici sono collegati ad una parete verticale di 350 cm di spessore mediante 14/16 barre di acciaio fissate alle due piastre contrapposte alla parete frontale.

3. CRITERI DI VERIFICA

L'analisi strutturale è stata condotta su uno schema strutturale semplificato ad asse rettilineo, tenendo conto degli effetti connessi alla curvatura dell'impalcato con azioni statiche equivalenti. Sono stati utilizzati i seguenti modelli (cfr. EC4.2):

Modello 1: ottenuto considerando le proprietà inerziali delle sole travi metalliche ed utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dal peso proprio della carpenteria metallica e della soletta: Dell'effettivo frazionamento dei getti si è tenuto conto nella verifica a fessurazione e nel calcolo delle controfrecce.

Modello 2: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione composta con coefficiente di omogeneizzazione $n=E_a/E_c$ ed utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni di breve durata.

Modello 3: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione composta con coefficiente di omogeneizzazione $n=(1+\phi)E_a/E_c$, utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dalle azioni statiche di lunga durata. Per il coefficiente di viscosità è stato assunto il valore corrispondente ad un istante di applicazione del carico t_o=28gg.

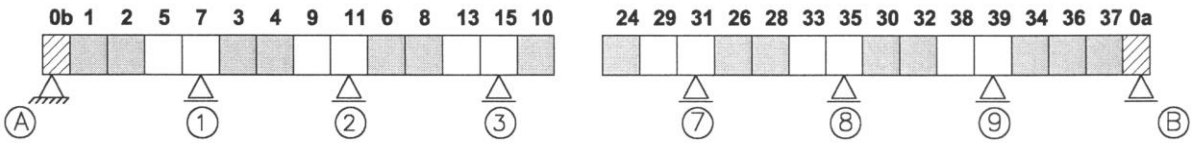
Modello 4: ottenuto considerando le proprietà inerziali ideali della sezione composta con coefficiente di omogeneizzazione $n=(1+0.55\phi)E_a/E_c$, utilizzato per la valutazione degli effetti indotti dal ritiro. Per il coefficiente di viscosità è stato assunto il valore corrispondente ad un istante di inizio ritiro di 3 gg.

Nei modelli 2, 3 e 4, per tener conto dei fenomeni di riduzione di rigidezza indotti dalla fessurazione del calcestruzzo, in prossimità degli appoggi interni è stato escluso il contributo del calcestruzzo teso per un tratto pari al 15% della lunghezza delle due campate interessate.

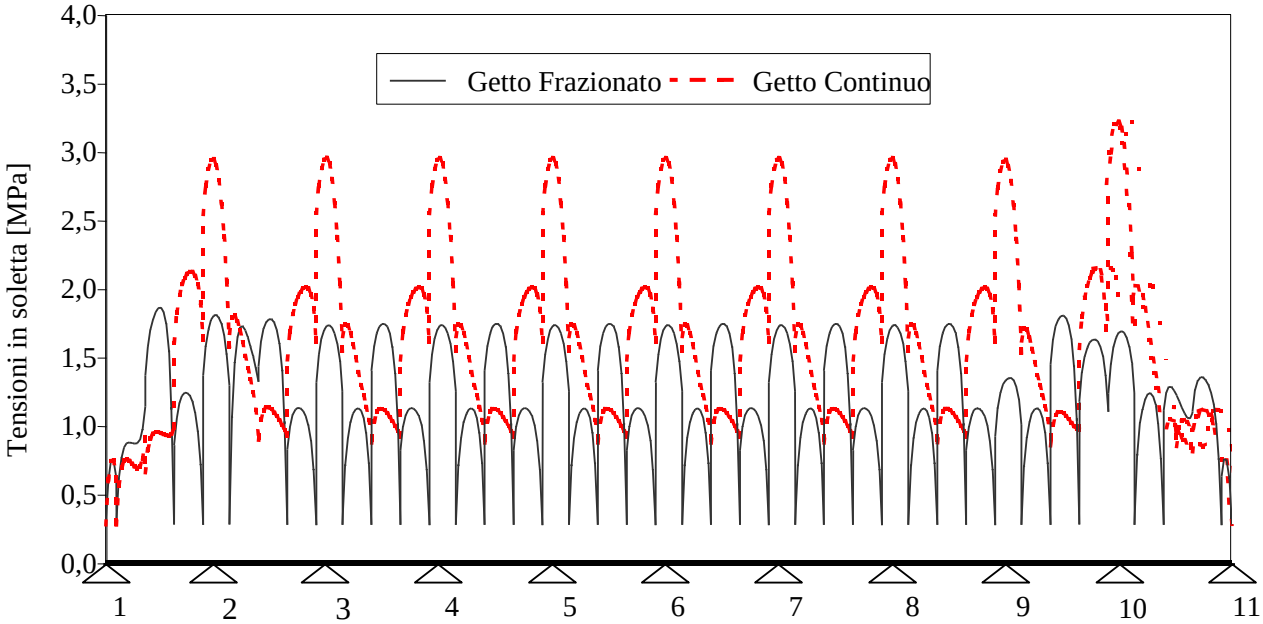
Per quanto riguarda la valutazione degli effetti del *ritiro*, si è tenuto conto della fessurazione della soletta solo per l'effetto primario (isostatico), mentre per l'effetto secondario (iperstatico) si è proceduto a vantaggio di statica considerando la soletta non fessurata.

Per fronteggiare le tensioni di trazione presenti su tutto lo sviluppo della soletta e per contenere l'ampiezza delle fessure è stata disposta un'armatura minima pari all'1% della sezione di calcestruzzo.

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. In Fig. 6 sono riportati i diagrammi inviluppo delle tensioni massime in soletta a 6 giorni dal getto, sia per la sequenza ottimizzata sia per un getto eseguito in avanzamento continuo.



a)



b)

Fig.6 - Frazionamento dei getti (a), Inviluppo delle tensioni in soletta a 6 gg dal getto (b)

Particolare attenzione è stata posta infine nella *verifica a fatica* della struttura metallica, che è stata condotta con i carichi previsti dalle norme tecniche italiane ed utilizzando i criteri suggeriti dall'EC4.2 per tener conto della fessurazione nel calcolo delle tensioni prodotte dai momenti massimi e minimi.

La verifica viene eseguita confrontando la differenza $\Delta\sigma=\sigma_{max}-\sigma_{minx}$ calcolata sulle fibre estreme delle flange, con i valori di resistenza a fatica ($\Delta\sigma_{amm}$) valutati a 2 x 10^6 cicli di ampiezza costante.

A titolo di esempio in Fig. 7 si riportano i risultati della verifica a fatica della flangia inferiore con riferimento ai seguenti due particolari costruttivi:

- saldatura testa a testa delle flange: $\Delta\sigma_{amm}$=90 MPa
- saldatura piatto di irrigidimento dell'anima: $\Delta\sigma_{amm}$=71 MPa

I precedenti valori di resistenza vanno ridotti moltiplicando per il coefficiente $(25/t)^{0,25}$ (t espresso in mm) in funzione dello spessore t della flangia su cui si effettua il collegamento e dividendo per il coefficiente parziale di sicurezza γ_m=1,3.

Nel grafico di Fig. 7 sono riportate sia le curve Δσ resistente di progetto per i due particolari considerati (la prima curva in alto è relativa al giunto saldato testa a testa, la seconda al collegamento del montante verticale), sia la curve Δσ sollecitante di progetto (curva in basso).

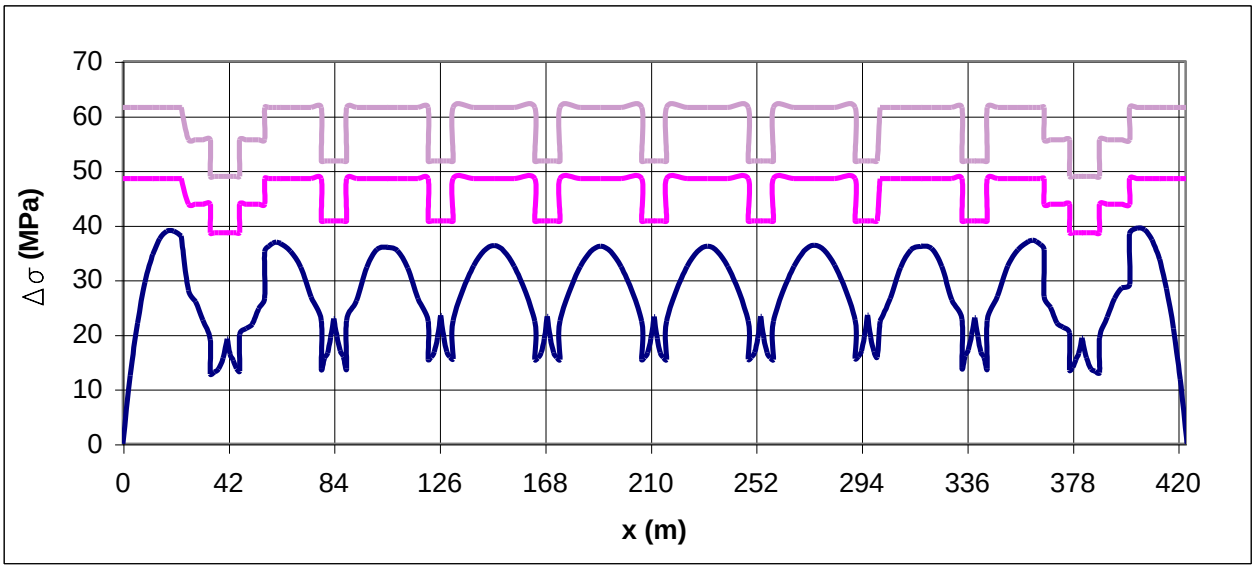


Fig. 7 - Verifica a fatica della flangia inferiore.

Il dimensionamento dei *traversi* è stato effettuato su schemi semplificati che hanno consentito la valutazione della rigidezza necessaria per sfruttare l'intera resistenza a compressione delle piattabande compresse, sia nelle fasi transitorie che in quelle di esercizio. Per il calcolo della rigidezza in esercizio è stato assunto uno schema a telaio vincolato con cerniere alla soletta.

Per i traversi di pila è stato predisposto un modello agli elementi finiti (tipo shell), mirato alla valutazione dello stato tensionale prodotto dal sollevamento dell'impalcato; dovendo cogliere il comportamento locale della struttura il modello è stato circoscritto ad un solo tratto di impalcato.

3. ASPETTI COSTRUTTIVI

L'impalcato metallico è stato realizzato per assemblaggio successivo, mediante saldatura in opera, di conci prefabbricati in officina aventi lunghezze di 12m circa per i conci di pila e 15m circa per quelli di campata (Fig. 8). Le flange hanno uno spessore variabile tra 40 e 100 mm; per la formazione dei piatti aventi spessore superiore a 80 mm si è fatto ricorso alla sovrapposizione di due spessori.

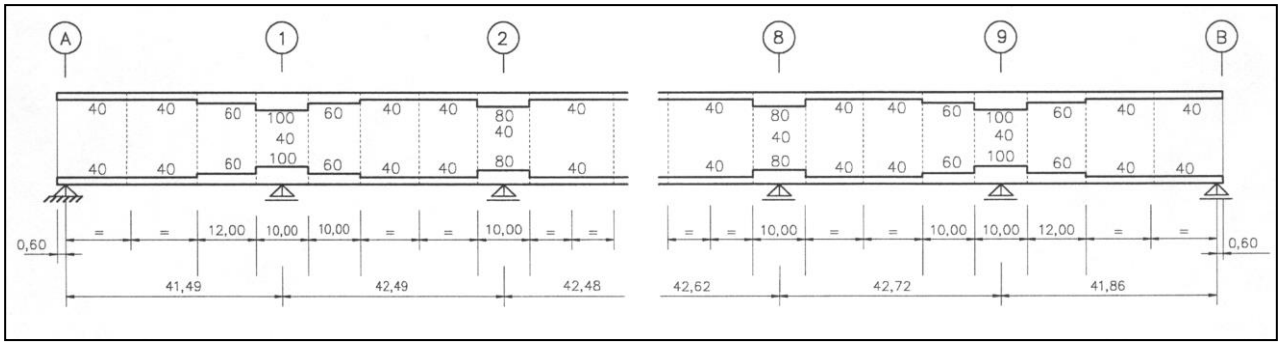


Fig. 8 – Spessori delle flange e suddivisione in conci

Per la costruzione di una campata tipo, si procede alla formazione delle travi assemblando i due conci di campata e quello di pila, ed al varo delle singole travi con autogrù. Le travi sono appoggiate da un lato alla pila, dall'altro all'estremità dello sbalzo già realizzato con l'ausilio di un elemento metallico provvisoriamente saldato alla piattabanda superiore della trave. Successivamente si eseguono le saldature delle travi e si procede al montaggio dei traversi e dei controventi. In Fig. 9 sono evidenziati i particolari della preparazione dei lembi delle due flange.

Fig. 9 - Particolari preparazione dei lembi

L'esecuzione della soletta richiede la messa a punto di procedimenti costruttivi per il montaggio delle armature ed il getto del calcestruzzo. Le armature sono preassemblate in gabbie di 12 m di lunghezza, opportunamente irrigidite con tralicci, e varate con un argano che ne consente la movimentazione orizzontale e la posa in opera a partire dalle campate centrali dei viadotti fino ad arrivare alle due spalle.

Il getto della soletta è effettuato con l'ausilio di due casseri mobili che consentono la realizzazione di tratti non consecutivi, di lunghezza pari a circa 10 m; con il primo cassero si esegue il getto dei conci in campata e con il secondo quelli a cavallo degli appoggi, ciascuno con frequenza di due conci per settimana (Fig. 6a). Per rispettare questa sequenza il calcestruzzo deve raggiungere la

resistenza di 22 MPa a 24 ore. Le due attrezzature di getto operano a distanza tale da contenere le tensioni di trazione sugli appoggi prodotte dal peso del cassero e del calcestruzzo durante il getto dei conci di campata. Il secondo cassero mobile è azionato dopo che il primo ha ultimato il getto dei conci della seconda campata.

Per consentire le operazioni di varo delle armature e di movimentazione delle attrezzature di getto della soletta, è stato necessario prevedere una spaziatura minima tra i pioli di 20 cm in asse alla trave.

Committente: Ente Nazionale per le Strade, Comp.to della Viabilità per le Marche

Impresa esecutrice: DUMEZ GTM S.A. - 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

Direttore del Progetto: Dott. Ing. Sébastien Bliaut, Impresa Dumez GTM

Direttore dei Lavori: Dott. Ing. Tullio Caraffa, Comp.to della Viabilità per le Marche

Responsabile del Procedimento: Dott. Ing. Oriele Fagioli, Comp.to della Viabilità per le Marche

Fig. 10

Fig. 11

Fig. 12

Fig. 13

Fig. 14

Fig. 15