



*L'omogeneità e la qualità architettonica ottenute, anche grazie all'industrializzazione di molte lavorazioni, nella progettazione e realizzazione delle opere di scavalco della linea AC e dell'Autostrada A4 costituiscono oggi un segno distintivo del corridoio multimodale Torino-Milano*

## LE OPERE DI SCAVALCO A STRUTTURA MISTA DELLA NUOVA LINEA ALTA CAPACITÀ TO-MI

Marco Petrangeli\*  
Camillo Andreocci\*\*  
Francesco Magnorfi\*\*\*

Armando Leoncini\*\*\*\*  
Marco Orlandini\*\*\*\*\*  
Giulio Maria Scotto\*\*\*\*\*

La nuova tratta AC Torino-Milano (Figura 2), che si sviluppa per 124,5 km, è composta di due sub-tratte attigue: la Torino-Novara (86,5 km) e la Novara-Milano (38 km).

La linea è stata concepita e progettata - per quanto possibile - in stretta aderenza all'autostrada A4, inserendosi nel cosiddetto "Corridoio di collegamento tecnologico Torino-Milano".



Figura 1



Figura 2 - Il tracciato della tratta AC Torino-Milano

La conformazione pianeggiante del territorio ha permesso al tracciato di svilupparsi per l'80% (circa 100 km) in rilevato, con limitatissimi tratti in trincea, per il 15% (20 km circa) in viadotto e solo per il 5% (5 km circa) in galleria artificiale.

I lavori sono stati affidati al General Contractor FIAT SpA che, per la loro realizzazione, si avvale del Consorzio CAV.To.Mi., mentre la progettazione è stata affidata alla FiatEngineering, successivamente rinominata Maire Engineering e ora Tecnimont.

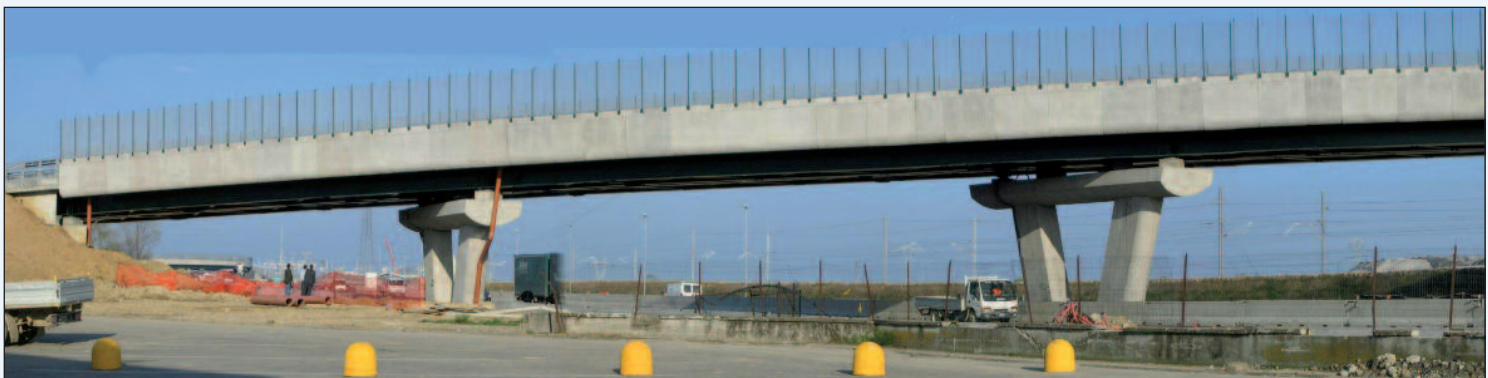


Figura 3 - Il sovrappasso obliquo della Santhià-Buronzio



Per quanto riguarda la tratta Torino-Novara, essa è entrata in funzione il 10 Febbraio 2006, mentre i lavori sulla tratta Novara-Milano sono terminati il 31 Agosto 2009; l'apertura della linea è prevista per Dicembre.

La realizzazione della nuova linea ha richiesto la demolizione di tutte le opere di attraversamento preesistenti della A4.

Questo si è reso necessario sia in quanto la ferrovia si trova a una quota più alta rispetto all'autostrada e ha bisogno di un franco altimetrico maggiore, sia perché in concomitanza ai lavori di costruzione della linea AC è stata adeguata la piattaforma della A4 che ha ora tre corsie e banchina a norma per senso di marcia, con una predisposizione per la quarta corsia (Figura 4).

## Le opere di scavalco

Le opere a struttura mista di attraversamento del fascio costituito dalla A4 e/o dalla nuova linea AC sono complessivamente 68, suddivise nelle seguenti tre tipologie:

- ◆ 49 opere a servizio della viabilità interferita (attraversamenti in retto e in obliquo);
- ◆ 17 opere di svincolo;
- ◆ due passerelle ciclo-pedonali.

Tutte e tre le tipologie hanno le campate principali di attraversamento delle suddette infrastrutture in carpenteria metallica tipo S355J2 verniciata, per un peso complessivo dell'acciaio utilizzato pari a circa 31.000 t.

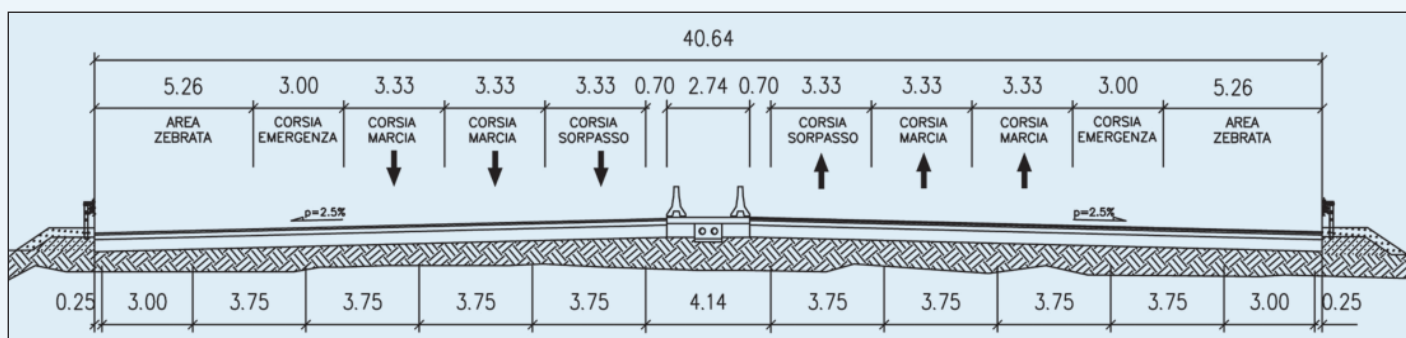
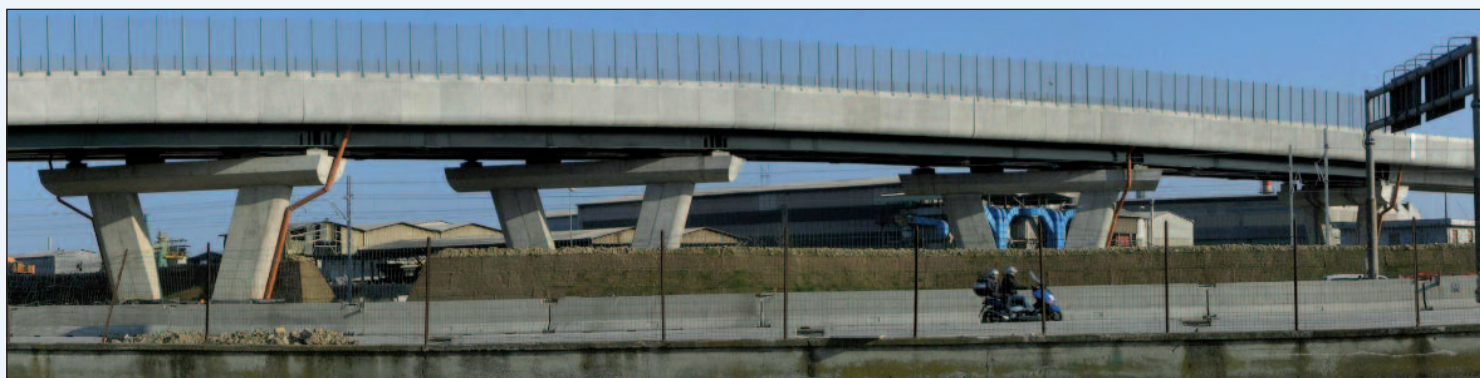


Figura 4 - La nuova piattaforma della A4



Figura 5 - Un nuovo cavalcavia durante la costruzione e sullo sfondo l'opera preesistente

Lo studio di queste opere si è svolto in più fasi a partire dalla seconda metà degli anni Novanta fino ad arrivare alla progettazione definitiva di dettaglio dei tipologici nei primi anni Duemila. Tale progettazione è stata quindi applicata, con le necessarie modifiche del caso, a tutte le opere di scavalco e sviluppata a livello costruttivo da Maire Engineering (ex Fiat Engineering, oggi Tecnimont) che si è avvalsa della collaborazione di diversi fornitori di ingegneria. L'operazione, concettualmente semplice e perfino ovvia è in effetti tra le prime a essere stata realizzata su scala così vasta e in tempi molto ristretti. L'uniformità e la qualità ottenuta, anche grazie alla industrializzazione di molte lavorazioni, costituiscono oggi un segno distintivo del corridoio multimodale Torino-Milano, il quale, correndo in un'area completamente pianeggiante, non presenta opere d'arte di particolare rilievo a eccezione di alcuni attraversamenti fluviali e di nodi infrastrutturali.







La progettazione delle opere di scavalco ha fornito diversi spunti di approfondimento strutturale, soprattutto per le opere in carpenteria metallica. Questi temi, richiamati nei paragrafi seguenti, ancorché non nuovi, hanno trovato maggiore attenzione nella Committenza e nei Progettisti in quanto le luci di queste opere sono diventate di una certa importanza. L'attraversamento perpendicolare di una autostrada da quattro corsie più banchina per senso di marcia senza posizionare una pila tra le due carreggiate richiede infatti una luce libera di 46 m. Questa misura cresce ulteriormente se l'attraversamento è obliquo, come capita il più delle volte. Sulla TO-MI si è arrivati infatti fino a 52 m netti, ricorrendo invece a una pila in asse per gli attraversamenti di obliquità molto forte per i quali si sarebbe dovuto ricorrere a luci di oltre 60 m.

L'aspetto più sorprendente delle nuove opere di scavalco è senz'altro la loro quota. Rispetto alle strutture preesistenti questi nuovi attraversamenti si trovano diversi metri più in alto. Due sono le cause di questo innalzamento, la prima è che la linea AC corre più alta dell'autostrada adiacente, generalmente da 2 a 3 m, la seconda è che il franco minimo richiesto dalla linea AC, pari a 7,20 m, è molto maggiore sia di quello autostradale odierno (5,50 m) che di quello precedente, spesso inferiore ai 5 m.

Un altro fattore che ha condizionato la progettazione è la richiesta da parte della Committenza di considerare l'eventualità del crollo di una delle due pile adiacenti alla linea ferroviaria, indipendentemente dalla loro distanza dall'asse ferroviario e/o di eventuali protezioni specifiche atte a scongiurare tale evenienza.

## Gli attraversamenti in retto

In definitiva, la configurazione di questi attraversamenti ha richiesto, nella maggioranza dei casi, il posizionamento di due pile tra l'autostrada e la ferrovia (Figura 6), nonostante la distanza tra le due infrastrutture consentisse la realizzazione di una sola pila. Quest'ultima infatti, ipotizzando il crollo in caso di deragliamento del treno, avrebbe richiesto il dimensionamento dell'impalcato, per auto-portarsi, sui 50 m di luce sull'autostrada più ulteriori 40 m circa dati dalla distanza tra le due infrastrutture e dalla luce libera necessaria allo scavalco della ferrovia.

Stante le condizioni al contorno esposte sopra, ci si è concentrati sul contenimento degli spessori strutturali dell'impalcato sopra la ferrovia in modo da ridurre l'altezza complessiva e quindi i costi e l'impatto di queste opere. L'impalcato presenta in definitiva delle travi di altezza molto ridotta, un metro circa, sopra la ferrovia. Le stesse per ovvi motivi di statica ed economia costruttiva si elevano fino a circa 2,5 m per scavalcare l'autostrada.

A rimarcare la preponderanza degli aspetti tecnologici e funzionali sopra i criteri architettonico-strutturali sta la decisione di operare la variazione di altezza delle travi in conci di lunghezza contenuta mantenendo nella restante parte l'altezza costante.

La soluzione, ovviamente meno elegante rispetto a una variazione continua di intradosso si confà però alla situazione specifica e ha costi-

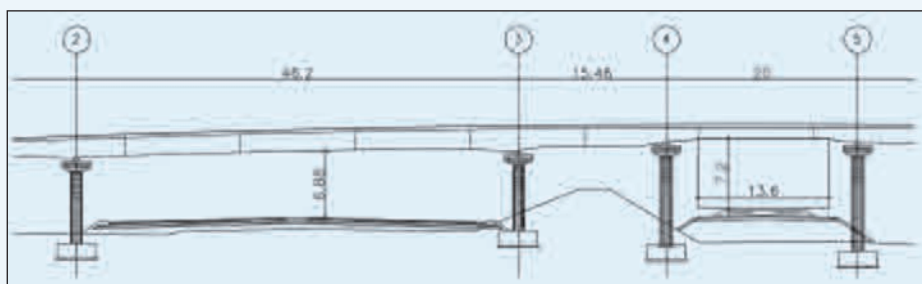


Figura 6 - Il prospetto tipo degli attraversamenti della A4

tuito una grande semplificazione sia nella fase di progettazione costruttiva dei singoli attraversamenti sia nella fase di realizzazione in officina. Inoltre le lunghezze dei conci, contenute entro i 13 m, hanno consentito di evitare trasporti eccezionali e con scorta dalle officine di produzione ai siti costruttivi.



Figura 7 - Il sovrappasso sulla A4 e AC, Strada Comunale di Gargarengo nel comune di Vicolungo: in evidenza la campata di spessore ridotto sulla linea AC

Per quanto riguarda l'organizzazione della sezione trasversale di impalcato, vale la seguente considerazione. Per una piattaforma di circa 10 m carrabili più i relativi marciapiedi di servizio, realizzata con soletta di spessore costante gettata in opera su predalles, è necessario prevedere almeno tre travi ovvero due travi e una rompitratta.

Considerata la morfologia delle aree e la loro accessibilità, si è ritenuto che la soluzione migliore per il varo fosse quella dal basso con autogrù. Con le grandi gru gommate oggi disponibili sarebbe per altro stato possibile varare l'intero impalcato con un unico sollevamento, dato che si trattava di pesi non molto superiori alle 100 t.

I fattori che hanno sconsigliato il varo in un'unica soluzione sono stati lo spazio ridotto per l'assemblaggio a piè d'opera - accanto all'autostrada in esercizio - e la necessità di limitare i tempi di chiusura dell'autostrada stessa durante il varo. Questo ultimo aspetto rendeva incompatibile, dal punto di vista della tempistica, il posizionamento di grosse gru con la relativa messa in opera dei contrappesi e delle piastre di stabilizzazione.

Per ridurre l'ingombro dei conci pre-assemblati e la dimensione stessa delle gru si è quindi deciso di adottare una soluzione con impalcato a quattro travi, che permettesse di effettuare la loro posa in opera per coppie precedentemente assemblate ai lati dell'autostrada.

Con questa soluzione a quattro travi si è anche riusciti a contenere la loro altezza, comunque variabile in funzione della lunghezza delle campate, tra 1.030 mm e 2.480 mm, con spessori delle anime compresi tra i 12 mm e i 26 mm tali da non richiedere irrigidenti longitudinali.

Per velocizzare le operazioni di montaggio e varo delle strutture in regime di chiusura autostradale è stata messa a punto e testata con una prova in stabilimento (Figura 8) una predalle di larghezza pari a quella della sezione dell'impalcato.

Questa predalle presenta degli attacchi (Figura 9) che consentono l'immediata connessione all'elemento delle velette, bloccate con opportuno fermo meccanico. In questo modo mentre una squadra procede al varo delle predalles, una seconda inizia subito dopo il montaggio delle velette (Figura 10), riducendo in modo significativo le chiusure autostradali.



Figura 8 - La prova del sistema di attacco predalle - veletta



Figura 9 - Il dettaglio del sistema di aggancio predalle - veletta

## Gli attraversamenti in obliquo

Molti degli attraversamenti delle statali interferenti non sono in retto ma presentano valori variabili di obliquità, a volte anche associati a un tracciato planimetrico in curva. L'obliquità maggiore della tratta (circa 50-55°) si incontra per il sovrappasso della S.S. 11 a Borgo D'Ale e per quello della S.P. Santhià-Burono in prossimità di Carisio.

Per questi attraversamenti si è adottata la stessa soluzione di quelli in retto visti precedentemente, salvo che essendosi mantenute le pile a Y parallele all'asse

autostradale gli impalcati hanno gli appoggi obliqui e sono pertanto soggetti a momenti torcenti significativi. Contrariamente a quanto si potrebbe pensare, però, la Letteratura sul comportamento di impalcati obliqui a struttura mista non è particolarmente consolidata. Mentre il comportamento delle piastre oblique in c.a. e c.a.p. è stato trattato da diversi Autori [1, 2], il comportamento di questi impalcati è più complesso in quanto dipende molto dal tipo di controventatura che si adotta per le travi [3, 4, 5]. Dato che l'obliquità introduce dei momenti torcenti e tende a ruotare le direzioni principali di inflessione rispetto all'orditura delle travi in acciaio, l'eventuale presenza di una controventatura torsionalmente rigida porta a risultati differenti rispetto a una controventatura puramente flessionale.

A semplificare molto le cose, uniformando anche la risposta tra le diverse forme di controventatura, contribuisce comunque la soletta che, una volta indurita, comanda la risposta complessiva dell'impalcato più di quanto comunemente accettato nella pratica ingegneristica.



Figura 10 - La posa in opera di predalles e delle velette durante la chiusura notturna

Le pile, conformate a Y e coronate da un pulvino di sezione semicircolare, sono state definite durante la fase di progetto definitivo per conferenza dei servizi e quindi affinate nelle fasi di progettazione successiva sino ad assumere la forma definitiva (Figura 11). Data la loro altezza, tale forma è quella che ha la maggiore efficienza strutturale in quanto permette di realizzare un fusto non troppo ingombrante (500 cm \* 120 cm) di altezza variabile e quindi i due puntoni inclinati snelli le cui forze sono chiuse dal pulvino che funge da tirante. Questo pulvino è strutturalmente necessario per le campate di accesso in c.a.p. e in ogni caso utile anche per le campate in struttura mista in previsione delle operazioni di manutenzione e di eventuale sostituzione di apparecchi d'appoggio.



Figura 11 - Il cavalcavia in retto di Balocco-Formigliana a Balocco in fase di montaggio



Figura 12 - Il cavalcavia obliquo S.P. Cebrosa sulla ferrovia storica TO-MI a Settimo Torinese, in fase di montaggio

In definitiva, conviene ridurre al massimo la rigidità torsionale di questi impalcati per evitare che le sollecitazioni ruotino allineandosi alla congiungente i due angoli ottusi di ciascuna campata. Se pertanto si realizza la carpenteria metallica senza eccessiva controventatura torsionale, quest'ultima non è particolarmente sollecitata dal getto della soletta in quanto le travi tendono a lavorare lungo il loro asse longitudinale. Una volta che la soletta è indurita il comportamento a piastra con conseguente rotazione delle direzioni principali è inevitabile, ma si ha solo per i permanenti portati e l'accidentale.





Un altro aspetto che agisce favorevolmente è la continuità dello schema statico dell'impalcato. Un angolo ottuso di una campata confina infatti con un angolo acuto di quella adiacente e quindi la continuità ha una funzione di regolarizzazione del comportamento, cosa che invece non si ha nel caso di una piastra (campata) in semplice appoggio.

Un ultimo fattore da tenere in conto è infine il rapporto luce/larghezza. Chiaramente a parità di piattaforma e di obliquità degli appoggi, maggiore è la luce minore è la distorsione che subisce l'impalcato. Per i viadotti di modesta obliquità per i quali non sia possibile ruotare gli appoggi in modo da riportare il viadotto in retto si può comunque ignorare l'obliquità posizionando i trasversi in retto. Si dovrà in questo caso fare attenzione a rinforzare quelli in prossimità delle pile che tendono a essere molto più sollecitati di quanto non avvenga in genere per questi elementi, i quali, a soletta indurita sono poco sollecitati [3]. Per obliquità elevate invece, è opportuno che tutti gli elementi strutturali seguano detta obliquità compresi quindi giunti, trasversi e controventature in genere.

Per queste opere nasce allora un'ulteriore complessità costruttiva legata alla geometria della piattaforma stradale. I cavalcavia presentano, infatti, dei raggi di curvatura verticali abbastanza contenuti. Approssimare queste curvature con una spezzata non è normalmente un problema. Montata la carpenteria si può ricaricare in soletta ovvero si possono impostare le predalles per il getto della soletta alla quota esatta mediante l'utilizzo di telaietti in acciaio posizionati sulle piattabande superiori delle travi.

L'uso di questi telaietti può anche servire a dare alla soletta le pendenze trasversali nel caso si abbia l'estradosso delle travi metalliche alla stessa quota e non si voglia ricaricare in soletta.

Nel caso dei viadotti obliqui costruiti mantenendo l'obliquità della carpenteria però, gli elementi di un concio (travi, giunti, trasversi, ecc.) non vengono a trovarsi alla stessa progressiva ed è quindi necessario tenere conto della variazione di quota della livelletta. In altre parole, il posizionamento dei conci obliqui ad approssimare la sagoma stradale sovrastante, deve tener conto non solo delle pendenze trasversali

ma anche della variazione di quelle longitudinali (curvatura). Anche in questo caso tornano utili i telaietti anzidetti onde evitare di dover realizzare conci sghembi o molto corti.

## Le opere di svincolo

Lo spazio ridotto tra la nuova linea AC e l'autostrada non ha permesso per gli svincoli di adottare la classica configurazione a trombetta con attraversamento bidirezionale in retto dell'autostrada.

La soluzione di tracciato più comunemente utilizzata per queste opere è pertanto un'ellisse asimmetrica che ha le due corsie di ingresso e di uscita, per la carreggiata autostradale posizionata sul lato opposto rispetto al casello, infilate nello stretto corridoio tra la linea AC e la A4 e servite da due cavalcavia obliqui in curva che collegano queste rampe con il casello scavalcando la sede dell'A4 (Figura 13). Con questa configurazione, ribattezzata "a piovra", sono stati realizzati sette dei 17 nuovi caselli lungo la Torino-Milano. Gli altri caselli hanno configurazioni differenti, ma anche per questi si è dovuto ricorrere nella maggioranza dei casi a opere di scavalco più o meno simili e comunque quasi tutte realizzate, per le campate sopra l'autostrada, in struttura mista acciaio calcestruzzo.

La caratteristica principale dei cavalcavia degli svincoli "a piovra" è la forte curvatura planimetrica (raggi di 70 m) associata a luci spesso superiori ai 40 m. Queste opere hanno inoltre una piattaforma molto più stretta di quella della viabilità interferita, essendo larghe solo 8,5 m. La soluzione strutturale adottata in questo caso è quella classica a due travi con le stesse collegate solamente da trasversi di tipo flessionale in profilo a doppio T saldato (Figura 14).

Il fatto che per queste opere, contrariamente a quelle rettilinee della viabilità interferita, non siano stati inseriti controventi orizzontali inferiori necessari a conferire una resistenza torsionale alla Bredt (cassone equivalente) agli impalcati è dovuto alla concomitanza di aspetti costruttivi e autorizzativi.

Da un punto di vista costruttivo, l'utilizzo di trasversi puramente flessionale permette infatti una grande tolleranza di montaggio.



Figura 13 - L'ortofoto dello svincolo di Carisio

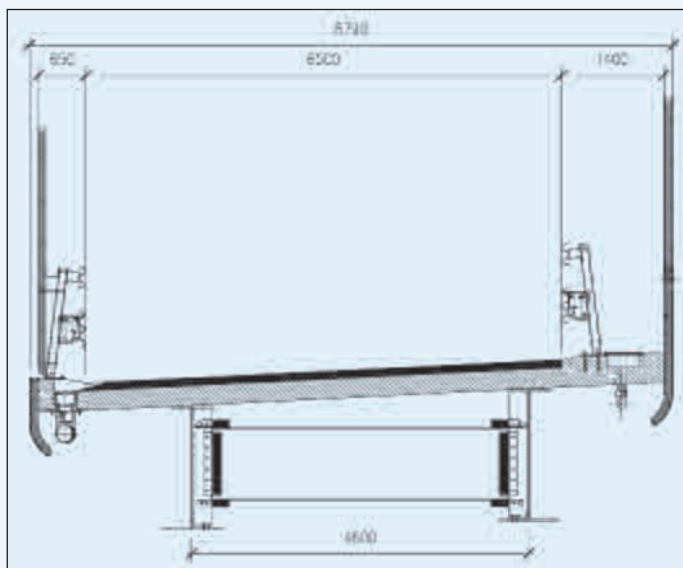


Figura 14 - La sezione tipo dei cavalcavia di svincolo

Queste travi a forte curvatura hanno infatti notevoli problemi di tolleranza sia per la complessità intrinseca della loro geometria sia per le distorsioni a cui sono soggette una volta poste in opera. Le controventature orizzontali reticolari non permettono invece alcuna tolleranza proprio in quanto sono preposte a eliminare distorsioni dovute a torsione e flessione differenziale.



Figura 15 - Uno dei due cavalcavia dello svincolo di Carisio in costruzione



Figura 16 - Uno dei cavalcavia di svincolo di Carisio dopo l'ultimazione dei lavori

Da un punto di vista autorizzativo, invece, queste opere, a differenza delle altre, non attraversano la linea ferroviaria per cui si è ottenuto un rilassamento delle stringenti prescrizioni che invece si applicano a quelle che interessano quest'ultima, siano esse di linea o fuori linea. In ambito ferroviario c'è infatti una spiccata propensione alla ridondanza di controventature flessionali e torsionali, in parte giustificata dalla particolarità del traffico ferroviario stesso (frequenza, intensità, eccentricità, ecc.).

Studi approfonditi con l'ausilio di modelli 3D di queste opere confermano comunque l'efficacia di questi impalcati senza controventatura torsionale. La resistenza torsionale, sia essa richiesta dall'eccentricità dei carichi accidentali o dalla curvatura planimetrica dell'opera, viene infatti efficacemente fornita dalla flessione differenziale (imbozzamento impedito) di questi impalcati [6]. Il meccanismo menzionato è soprattutto efficace nel caso di travi continue e può essere ulteriormente rafforzato da alcuni accorgimenti progettuali. Uno di questi, utilizzato sulle opere in questione, è quello di realizzare le travi esterne più alte, approfittando della pendenza trasversale elevata che è comunque necessario dare alla soletta. Le travi esterne risultano essere infatti maggiormente sollecitate rispetto a quelle interne. Un altro accorgimento che può portare a una maggiore efficienza è quello di traslare le travi verso l'esterno curva, ovvero la soletta e quindi tutto il piano carrabile in interno curva, in modo da ridurre l'eccentricità complessiva dell'opera rispetto la congiungente gli appoggi.

## Il comportamento torsionale degli impalcati a struttura mista

Negli impalcati a struttura mista acciaio-calcestruzzo uno dei problemi teorici e pratici di maggior rilievo riguarda il comportamento torsionale. Tali impalcati hanno infatti diversi meccanismi resistenti a torsione; meccanismi che possono venire attivati a seconda della configurazione dei controventi, della distribuzione del carico applicato e delle condizioni vincolari al contorno.

I principali sono i seguenti:

- a. rigidità a torsione pura dell'impalcato costituito da soletta, travi e controventamento orizzontale inferiore. Questo tipo di rigidità si ha quindi nel solo caso delle sezioni cosiddette a "cassone aperto";
- b. rigidità a torsione della soletta;
- c. rigidità a torsione da "ingobbamento impedito", cioè dovuta a un qualche impedimento all'ingobbamento delle sezioni di impalcato fuori del proprio piano verticale trasversale.

Considerato che il primo tipo di rigidità torsionale si ottiene controventando nel piano verticale e orizzontale inferiore le travi in profilo saldato e che questa controventatura comporta un onere piuttosto rilevante sia in officina che ancor più in fase di montaggio, si comprende come sia importante saper valutare l'efficacia e la necessità di questa controventatura ai fini della resistenza torsionale degli impalcati a struttura mista.

- a. La rigidità a torsione pura alla Saint-Venant di una sezione chiusa o a "cassone aperto" (a) si può computare trasformando i controventi inferiori, nel piano orizzontale, in una lamiera di spessore equivalente. In questo modo si ottiene una sezione chiusa equivalente la cui rigidità può essere calcolata agevolmente con la formula di Bredt omogeneizzando la soletta in c.a. ad acciaio come consuetudine nei calcoli e verifiche del comportamento flessionale. Per il calcolo dello spessore equivalente della lamiera rappresentativa del controvento inferiore si può utilizzare l'espressione in forma chiusa proposta da Kollbrunner [1]:



$$t^* = \frac{E}{G} \frac{ab}{\frac{d^3}{2A_d} + \frac{a^3}{6A_s^*}}$$

dove:

a = il passo del controvento;

b = interasse delle travi longitudinali;

d = lunghezza delle aste diagonali;

$A_d$  = sezione delle aste diagonali;

$A_s^*$  = sezione dell'ala inferiore e di un terzo dell'anima delle travi longitudinali.

- b. La rigidezza torsionale alla Saint Venant della sola soletta (b) è a volte ignorata, ma semplici confronti numerici dimostrano come la stessa debba essere invece presa in considerazione anche nelle sezioni a "cassone aperto" dove può facilmente raggiungere valori pari al 10%-20% della rigidezza tipo (a). L'inerzia torsionale alla Saint Venant di un rettangolo allungato vale l'equazione:

$$I_t = b s^3 / 3$$

Occorre tener presente che tale rigidezza è il contributo complessivo della soletta alla rigidezza torsionale dell'intero impalcato.

Qualora nelle verifiche si intenda procedere con una modellazione semplificata a singola trave equivalente, tale rigidezza deve essere computata nella sua interezza; viceversa, se si procede con una modellazione dell'impalcato in forma di grigliato piano equivalente, la soletta contribuisce a tale grigliato sia con strisce longitudinali che con strisce trasversali. In questo secondo caso la rigidezza torsionale della soletta deve essere ripartita parte in una direzione e parte nell'altra. In genere si può considerare una ripartizione al 50% tra le travi trasversali e longitudinali del graticcio equivalente.

- c. La rigidezza da "ingobbamento impedito" (c) è un meccanismo resistente causato dalla flessione differenziale dell'impalcato nel piano verticale e orizzontale [7]. Nel piano verticale, questo tipo di rigidezza viene automaticamente preso in conto quando si utilizza una modellazione a graticcio con un allineamento per ciascuna trave di cui è composto l'impalcato. Nel piano orizzontale tale rigidezza viene invece generalmente trascurata a meno di non utilizzare una modellazione 3D dell'impalcato come quella delle Figure 18 e 19. In effetti è possibile calcolare in forma chiusa la costante di ingobbamento ( $L_\omega$ ) [8], la quale è una grandezza che può dare alcune indicazioni del comportamento della sezione per flessione differenziale sebbene tale comportamento dipenda, oltre che da tale costante, anche dalle condizioni vincolari, come appresso specificato.

## Un caso di studio: i cavalcavia di svincolo

Si riporta nel seguito un sunto dello studio parametrico condotto per un impalcato a struttura mista avente la sezione dei cavalcavia di svincolo di cui al paragrafo "Le opere di svincolo", le cui dimensioni rilevanti ai fini del calcolo sono riportate in Figura 17. Tale sezione si assume costante per l'intera luce - sono state analizzate configurazioni a una e più campate, tutte di 48 m di luce - con gli irrigidimenti verticali e diaframmi posti a interasse di 6 m.

Tale impalcato è stato esaminato sia con controventatura orizzontale inferiore ("cassone aperto") disposta a diamante con 1/2 IPE400 che nel caso di sua assenza.

Le diverse configurazioni sono state indagate sia con un modello 3D realizzato con elementi di lastra-piastra che con un modello a griglia-

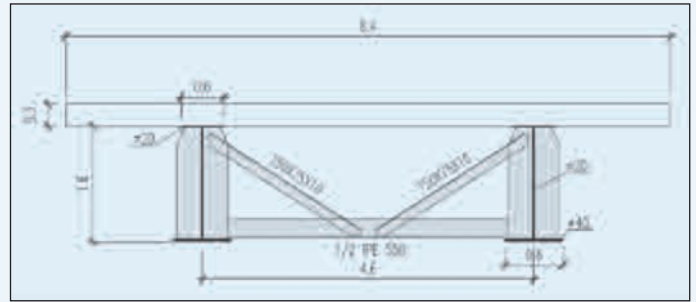


Figura 17 - La sezione utilizzata per il caso di studio

to in elementi di trave. Gli unici carichi applicati sono coppie torcenti concentrate da 9,2 kNm, ottenute ognuna con due forze da 2 kN applicate verticalmente al centro dell'anima delle due travi e quindi con braccio di 4,6 m, pari all'interasse delle medesime travi.

Per quanto concerne i risultati del modello 3D, in Tabella 1 sono riportate le rotazioni in mezzzeria nei seguenti sei casi: una, due, quattro campate, "con" oppure "senza" controventi orizzontali inferiori.

	Senza controventi inferiori	Cassone aperto	Ratio	Lunghezza equivalente da ingobbamento impedito
	Rotazione (deg)	Rotazione (deg)	R	$L_\omega$ (m)
Una campata	0.0274	0.0082	4.31	23.8
Due campate	0.0170	0.0071	2.39	16.1
Quattro campate	0.0112	0.0059	1.90	12.2

Tabella 1

L'incremento della rigidezza torsionale per ingobbamento impedito all'aumentare del numero delle campate è significativa anche nel caso di cassone aperto, ma è ovviamente notevole nel caso senza controventi inferiori. Tale incremento di rigidezza torsionale è dovuto al maggior impedimento all'ingobbamento della sezione, in corrispondenza degli appoggi, fornito dalla presenza di una campata adiacente.

Una misura del vincolo all'ingobbamento può essere fornita dalla riduzione della "lunghezza equivalente da ingobbamento impedito"  $L_\omega$ . Considerato che la rigidezza torsionale da ingobbamento impedito è proporzionale alla rigidezza di una mensola di luce  $L_\omega$  ovvero  $3EI_\omega/L_\omega^3$ , mentre la rigidezza torsionale alla Saint Venant (della soletta e del meccanismo a cassone aperto, ove presente) è proporzionale a  $(GI_{t,soil} + GI_{t,ca})/L_t$ , con  $L_t$  pari, per una coppia applicata in mezzzeria, a metà della luce (24 m), si sono calcolati i valori incogniti di  $L_\omega$  che permettono di ottenere i rapporti "R" riportati in Tabella 1 a partire dall'espressione:

$$R = [(GI_{t,soil} + GI_{t,ca})/L_t + 3EI_\omega/L_\omega^3] / (GI_{t,soil}/L_t + 3EI_\omega/L_\omega^3)$$

Dove al numeratore troviamo la rigidezza della sezione a cassone aperto mentre al denominatore quella della sezione senza controventi inferiori.

Nell'ultima colonna della tabella citata si può quindi vedere come tale lunghezza equivalente passi da circa la metà della luce, nel caso di campata singola semplicemente appoggiata, a circa un quarto della luce nel caso di campate multiple. Questo è congruente con il fatto che la flessione differenziale delle travi per una campata in semplice appoggio ha una luce libera pari a circa metà della lunghezza della cam-

pata, mentre nel caso di impalcati continui tale valore tende a un quarto della lunghezza della campata in quanto la luce libera di inflessione si riduce per l'insorgere di momenti di continuità sulle pile. Questi comportamenti mettono in evidenza in definitiva come la presenza di controventi orizzontali inferiori sia poco significativa nel caso di campate multiple con luci non elevate.

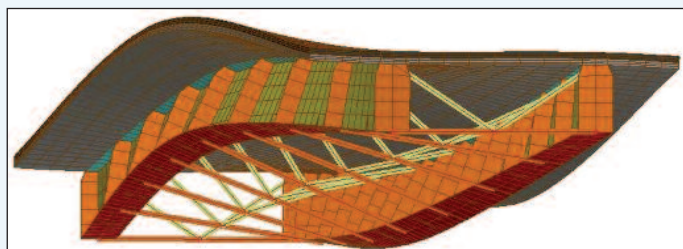


Figura 18 - La deformata nel caso a campata singola, senza controventi inferiori

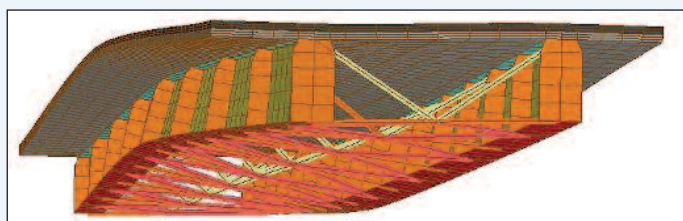


Figura 19 - La deformata nel caso a campata singola, con controventi inferiori

Le medesime configurazioni di impalcati e di carichi applicati sono state studiate impiegando una più semplice schematizzazione a grigliato piano equivalente (Figura 20). Nel modello è stato ovviamente preso in conto il contributo della soletta sia per le travi longitudinali sia per i controventi trasversali.



Figura 20 - La modellazione in forma di grigliato piano nel caso di due campate

Nel caso di cassone aperto la rigidità torsionale dell'impalcato è ripartita in parti uguali tra le due travi longitudinali. La rigidità torsionale della soletta superiore è ripartita in modo da assegnarne metà alle due travi principali (cioè il 25% a ciascuna trave longitudinale) e l'altra metà ai trasversi. La rigidità flessionale delle travi principali è calcolata prendendo in conto la collaborazione dell'intera soletta superiore, sempre ripartita in parti uguali. Allo stesso modo la soletta collabora alla rigidità flessionale dei trasversi nonché alla rigidità al taglio sia dei trasversi che delle travi.

Per quanto nei modelli a grigliato piano l'effetto dell'ingobbamento impedito viene preso in conto solamente per la componente relativa alle flessione differenziale delle travi principali, trascurando quindi l'effetto dell'ingobbamento impedito nei piani orizzontali della soletta superiore e delle ali inferiori delle travi medesime (dal momento che il modello si sviluppa su di un unico piano orizzontale), i risultati riportati nella Tabella 2 mostrano un buon accordo con quelli forniti dai più raffinati modelli 3D.

	Senza controventi inferiori	Ratio	Cassone aperto	Ratio
	Rotazione (deg)	Grigliato/3D	Rotazione (deg)	Grigliato/3D
Una campata	0.0302	1.102	0.0089	1.085
Due campate	0.0178	1.047	0.0073	1.028
Quattro campate	0.0107	0.955	0.0061	1.034

Tabella 2

Questo conferma la validità delle modellazioni semplificate a grigliato piano. I risultati confermano inoltre come trascurando la rigidità torsionale da ingobbamento impedito dei piani orizzontali si ottenga una sovrastima, per quanto contenuta, delle rotazioni.

### Gli impalcati curvilinei

Molte delle considerazioni teoriche richiamate nel precedente paragrafo possono essere estese al caso di andamento planimetrico curvilineo. Per queste strutture, utilizzate in viadotti stradali quali ad esempio quelli di svincolo, si ricorre spesso a cassoni chiusi veri e propri ovvero a travi controventate a formare "cassoni aperti".

Per i cavalcavia di svincolo della Torino-Milano sono state invece impiegate sezioni senza controventi orizzontali inferiori. Questa soluzione, che era già stata adottata dagli scriventi per curvature planimetriche modeste, fino a 150 m circa (cavalcavia della Asti-Cuneo), è stata sulla Torino-Milano applicata fino a raggi planimetrici di 70 m con luci superiori ai 40 m.

La scarsa diffusione delle conoscenze relative al comportamento torsionale di sezioni aperte ha, in passato, limitato l'utilizzo di queste soluzioni che venivano percepite dai Progettisti non scevre di una certa pericolosità, conseguenza della difficoltà di analisi del comportamento meccanico delle stesse. In effetti, è sorprendente verificare come anche raggi di curvatura modesti possano essere portati da sezioni aperte senza particolari problemi statici a patto di poter disporre della iperstaticità necessaria a innescare meccanismi resistenti per flessione differenziale ovvero per ingobbamento impedito.

In sostanza il comportamento di viadotti curvilinei non differisce significativamente da quello dei viadotti rettilinei. Questo, anche nel caso di impalcati senza controventi inferiori, dove la torsione causata da un andamento curvilineo dei carichi permanenti è contrastata dalla rigidità torsionale indotta dall'ingobbamento impedito in modo del tutto simile a quanto avviene per i carichi accidentali eccentrici negli impalcati rettilinei.

Un parametro utile per la valutazione degli effetti torsionali è l'eccentricità dei carichi permanenti; in una campata di un ponte curvilineo l'eccentricità del baricentro rispetto alla retta congiungente gli appoggi vale:

$$E_{cc} = (L/2)^2 / \pi R$$

dove:

R = il raggio di curvatura nel piano orizzontale;

L = luce della campata.

Per le usuali luci dell'ordine di 35 m e raggi dell'ordine di 70 m (tra i più piccoli riscontrabili negli svincoli autostradali), l'eccentricità del baricentro dei carichi permanenti è solo di 1,4 m. Tale eccentricità viene agevolmente sopportata dalla flessione differenziale delle travi principali (oltre che per ingobbamento impedito), come nella sezione precedentemente analizzata dove la distanza tra le due travi è di 4,6 m (Figura 17). Per ridurre ulteriormente tale eccentricità è possibile tra-





slare l'asse della soletta superiore (e quindi l'asse dell'intera carreggiata) verso l'interno della curva. Quando la flessione differenziale e l'ingobbamento impedito svolgono un ruolo fondamentale, diventa importante la configurazione dell'intero impalcato.

Viadotti curvilinei a impalcato continuo su più appoggi hanno prestazioni migliori rispetto al caso di campate singole semplicemente appoggiate, grazie alla maggiore rigidità torsionale da ingobbamento impedito che possono sviluppare, come visto in precedenza per gli impalcati rettilinei.

## Le passerelle ciclo-pedonali

Lungo il corridoio Torino-Milano sono presenti anche 21 tra attraversamenti pedonali e ciclo-pedonali. Per non scoraggiare l'utenza, nella progettazione di questo tipo di opere è fondamentale da un lato ridurre al minimo il dislivello che essa deve affrontare e dall'altro garantire delle condizioni ambientali ottimali.

Il dislivello è minore nel caso dei sottopassi rispetto ai sovrappassi. Nei primi è sufficiente scendere di 3,5 m circa, ovvero un'altezza utile di 2,5 m circa più lo spessore della struttura e del fondo stradale. Nei sovrappassi tale valore sale a circa 6 m, tenendo conto che il franco altimetrico autostradale richiesto è di 5,5 m. Per quanto riguarda le condizioni ambientali, invece, gli aspetti igienico sanitari, la sicurezza, l'illuminazione e l'areazione sono tutte a favore dei sovrappassi in quanto i sottopassi sono difficilmente gradevoli a meno di non realizzarli di grandi dimensioni e con una impiantistica molto efficiente.

In definitiva, la scelta tra le due soluzioni deve contemperare il livello di servizio all'utenza, i cui parametri principali sono quelli prima richiamati, con aspetti economici e di cantierizzazione.

Nel caso della linea Torino-Milano, la contemporaneità di diversi cantieri e lavorazioni ha permesso di realizzare 19 sottopassi senza aggravare il disagio all'utenza autostradale. Questi sottopassi sono infatti realizzati con delle trincee il cui scavo è stato fasizzato in accordo con altre lavorazioni e corrispondenti deviazioni del traffico so-

vastante. La realizzazione delle passerelle pedonali comporta invece un disagio trascurabile per l'utenza in quanto le stesse vengono assemblate e varate con un singolo sollevamento durante brevi chiusure notturne.

Le nuove passerelle della TO-MI, due per tutta la tratta, erano state inizialmente progettate per essere realizzate con una classica trave reticolare in acciaio a via inferiore di sezione scatolare che potesse ospitare al suo interno il corridoio ciclopedonale.

Tale soluzione è indubbiamente efficace, specialmente sulla luce di progetto che, per lo scavalco della autostrada senza appoggi intermedi, supera i 60 m. Da un punto di vista costruttivo e manutentivo, nonché da un punto di vista architettonico, la soluzione presenta però delle ovvie debolezze.

Le strutture reticolari esposte agli agenti atmosferici, in speciale modo quelle realizzate in profili normali aperti e accoppiati, presentano infatti una serie di punti di accumulo di sporcizia, di difficile accesso per pulizia e manutenzione, che diventano poi punti privilegiati di attacco della corrosione.

Si è deciso pertanto di realizzare tali strutture con sezioni piene e, a conti fatti si è riusciti a contenerne l'altezza trasformando le travi laterali in travi parapetto. Considerato lo schema statico in semplice appoggio, tali travi sono quindi state sagomate ad arco ottenendo in definitiva delle strutture molto snelle e di ottima efficacia strutturale.

## Il comportamento dinamico

Una particolare azione impulsiva, tipica nel caso di cavalcavia e di passerelle che scavalcano un'asse stradale a scorrimento veloce, è l'effetto indotto dall'onda di pressione atmosferica che si accompagna al passaggio di automezzi con ampia ed alta sagoma frontale.

Le passerelle a via inferiore montate sulla Torino-Milano hanno mostrato una sensibilità a queste azioni ed è stato pertanto deciso di effettuare una campagna di indagini sperimentali onde approfondire il fenomeno e quantificarne gli effetti sulla struttura.



Figura 21 - La passerella di ciclo-pedonale di Pregnana in esercizio



Figura 22 - La passerella di Pregnana assemblata e pronta per il varo

A tale scopo sono state strumentate con opportuni sensori di pressione quattro sezioni della passerella di Pregnana, in corrispondenza degli assi delle corsie in direzione Milano (Figura 23).

Riportiamo qui (Figura 24) il minuto più significativo della registrazione "16.04.56", della presa P2, in corrispondenza del quale si è registrato il massimo valore di pressione (circa 0,1 kPa).

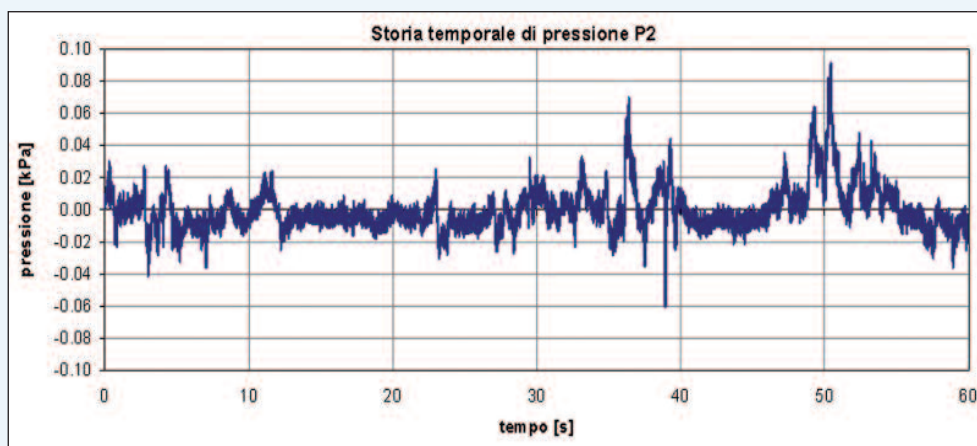


Figura 24 - La storia temporale della pressione sulla sezione P2

Si possono osservare distintamente due picchi più elevati, corrispondenti al passaggio di autocarri con maggior sezione di ingombro frontale, oltre a picchi minori dovuti ad automezzi più piccoli, nonché picchi negativi in corrispondenza delle scie delle onde di pressione.

Con lo spettro di Fourier (Figura 25) della registrazione, in scala semi-logaritmica si evidenziano anche le frequenze più basse.

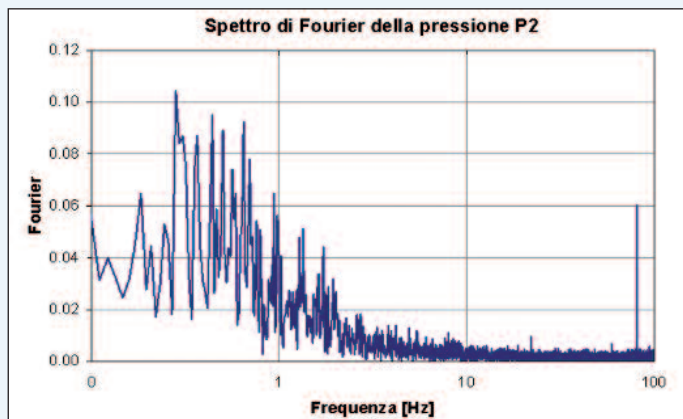


Figura 25 - Lo spettro di Fourier della pressione sulla sezione P2

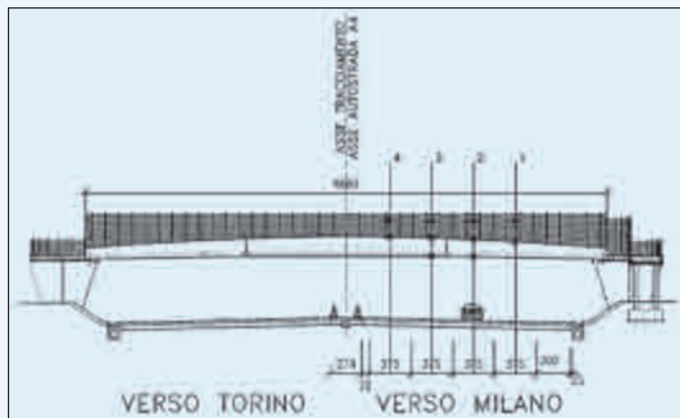


Figura 23 - Le sezioni di rilievo per le pressioni aerodinamiche

Lo spettro di Fourier mostra una serie di picchi a bassa frequenza (0,28 Hz, 0,44 Hz, 0,65 Hz). Queste frequenze sono dovute al passaggio di automezzi incolonnati. Viaggiando infatti a 100 km/ora la frequenza di 0,5 Hz equivale al passaggio di due fronti di pressione distanziati di 55 m circa. Queste frequenze sono troppo basse e non sufficientemente continue nel tempo per innescare però fenomeni di

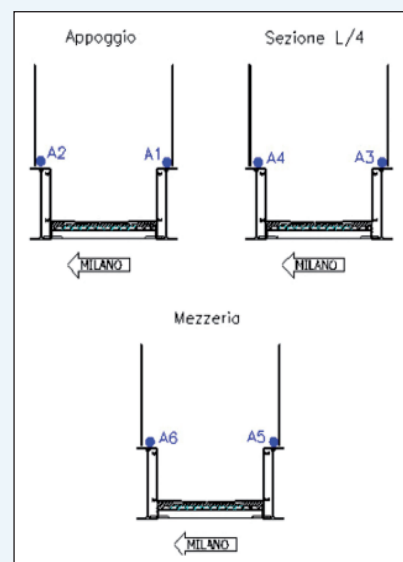


Figura 26 - La disposizione degli accelerometri nelle tre sezioni considerate

risonanza nella passerella che presenta le prime due frequenze di oscillazione pari a 1,77 Hz, 4,77 Hz. Il picco invece a ridosso di 1 Hz e quelli successivi a 1,3 Hz e 1,7 Hz sono con ogni probabilità le singole onde di pressione di mezzi che viaggiano a velocità autostradali. Queste onde hanno infatti una estensione spaziale paragonabile agli ingombri dei mezzi stessi per cui si ottengono le frequenze anzidette. Questi "single shock" sono quelli che sortiscono il maggior effetto, anche perché sono vicini a un sottomultiplo delle frequenze proprie della struttura.

Le registrazioni strumentali effettuate sulla passerella di Pregnana hanno comunque mostrato valori di accelerazione e spostamenti molto contenuti. I massimi spostamenti si sono ottenuti in corrispondenza dell'accelerometro n° 5 (sulla sezione di mezzeria; Figura 26) durante la registrazione "16.06.37" (Figura 27). La massima accelerazione misurata è inferiore a 0,4 m/s<sup>2</sup> mentre lo spostamento ottenuto dopo opportuni filtraggi, per evitare fenomeni di deriva (aliasing) dovuti al rumore comunque presente in ogni registrazione, è inferiore ai 2 mm.



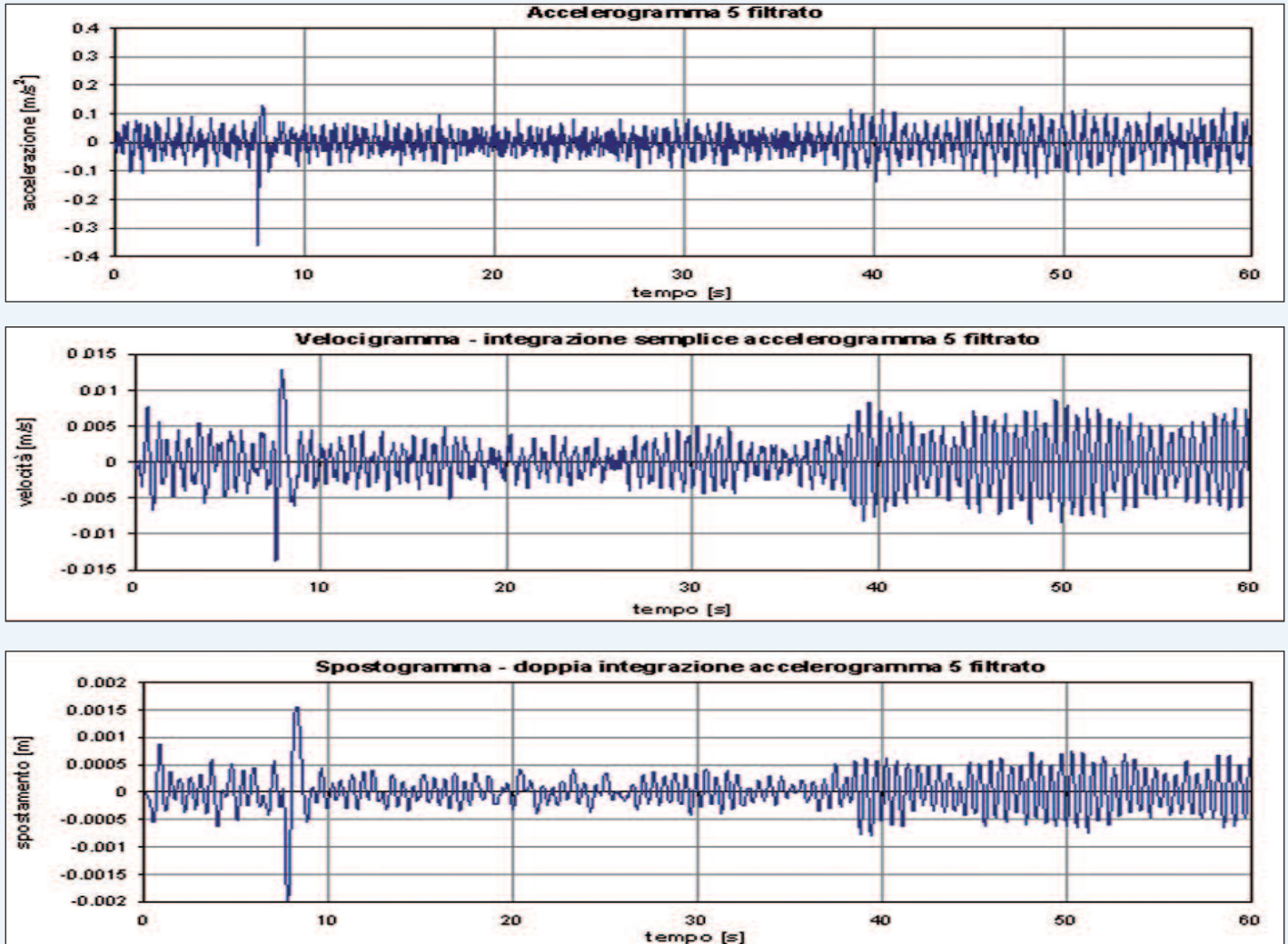


Figure 27A, 27B e 27C - Le storie temporali di accelerazione e spostamento nella sezione di mezzeria

## Conclusioni

L'acciaio è particolarmente adatto per la realizzazione delle opere di scavalco delle grandi infrastrutture esistenti per una serie di motivi che possono essere così riassunti:

- ♦ velocità di montaggio, riduzione delle lavorazioni in opera e quindi minori interferenze all'esercizio;
- ♦ facilità di realizzare luci di oltre 60 m circa necessarie ad attraversare le nuove piattaforme autostradali a quattro corsie per senso di marcia senza appoggi intermedi;
- ♦ contenimento dei pesi e quindi delle dimensioni delle sottostrutture e delle fondazioni.

A queste motivazioni per molti anni si è aggiunto anche un prezzo contenuto della materia prima. L'aumento di quest'ultimo, particolarmente sostenuto nell'ultimo quinquennio ma oggi in fase di rallentamento, potrebbe ridurre il vantaggio competitivo delle soluzioni in acciaio se non fosse che ci sono ampi margini di ottimizzazione nella progettazione di queste strutture, potendosi quindi ottenere economie significative in termini di semplificazione strutturale e quindi economia di lavorazione in officina e in opera. ■

\* *Presidente della Integra Srl e Professore di Tecnica delle Costruzioni dell'Università "Gabriele D'Annunzio" di Chieti e Pescara*

\*\* *Socio e Direttore Tecnico della Integra Srl*

\*\*\* *Direttore Tecnico della Tecnimont SpA*

\*\*\*\* *Project Leader della Tecnimont SpA*

\*\*\*\*\* *Responsabile Alta Velocità della Sezione Progettazione e Servizi tecnici Condotte SpA*

\*\*\*\*\* *Coordinatore di progetto della Sezione Progettazione e Servizi tecnici Condotte SpA*

## BIBLIOGRAFIA

- [1]. C.F. Kollbrunner, K. Basler - "Torsion. Application à l'étude des structures", Edition Spes, Lausanne, 1970.
- [2]. M. Petrangeli, G. Usai, M. Orlandini, F. Magnorfi, A. Leoncini, S. Grigolon - "Il nodo di Certosa", "Strade & Autostrade", n° 76 Luglio/Agosto, 76, pp. 113-119, ISSN 1723-2155 (2009).
- [3]. E.C. Hambly - "Bridge Deck Behaviour", E&FN SPON, 1991.
- [4]. H. Nakai, C.H. Yoo - "Analysis and design of Curved Steel Bridges", McGraw-Hill, New York, 1988.
- [5]. A. Berbain, P. Corfdir, T. Kretz - "Etude des montants des cadres d'entretroisement des bipoutres a entretroises", Bulletin Pont Métallique, n. 18, 1996.
- [6]. M. Petrangeli, A. Viskovic - "Torsional Behaviour in Beam and Slab Decks", 7th Int. Conf. on Short & Medium Span Bridges, IABSE, Montréal, August 23-25, 2006.
- [7]. J.A. Calgaro - "Poutres à parois minces - Etude du cisaillement", Ed. Hermes, 1998.
- [8]. G. Ballio, F.M. Mazzolani - "Theory and Design of Steel Structures", Ed. Chapman & Hall, 1984.