

Un ponte ciclopedonale sulla autostrada A-13

A cycle and pedestrian bridge over the A13 motorway

Massimo Majowiecki

Il presente articolo contiene l'illustrazione della progettazione concettuale-preliminare, definitiva ed esecutiva di un ponte di terza categoria (passerella ciclo-pedonale) per l'attraversamento dell'autostrada Bologna-Padova (A13) collegando la via Tuscolano con il comparto R.5.4d del quartiere Dozza.

This article illustrates the conceptual-preliminary, definitive and executive design for a third grade bridge (a footbridge for cyclists and pedestrians) crossing the Bologna-Padua motorway (A13) and linking Via Tuscolano with the R.5.4. division of the Dozza zone.

INTRODUZIONE

Lungo l'autostrada Padova-Bologna, all'altezza dell'abitato di Dozza (BO), è stato completato un innovativo ponte di terza categoria di 100m circa di luce libera.

Un sistema di stralli in funi, disposti a raggiera, sostiene un impalcato, leggermente arcuato, portando gli sforzi di sospensione a concorrere nel punto centrale di un macro-cavaletto, realizzato in profili chiusi composti da lamiere in acciaio: la spinta originata dai puntoni viene equilibrata da tiranti in funi posizionati esternamente all'impalcato.

La trazione nelle funi stabilizzanti permette, mediante la configurazione geometrica con componenti di curvature contrapposte, una stabilizzazione nei piani verticali ed orizzontali, per carichi indotti dal vento: struttura e architettura raggiungono un elevato grado di sintesi. (Fig. 1).

1 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Il progetto concettuale di architettura strutturale ha tenuto in particolare considerazione i vincoli funzionali, ambientali ed economici imposti dalla committenza. In funzione di queste ipotesi progettuali, è stato elaborato un progetto preliminare consistente, principalmente, in una analisi tipologica comparativa. (Fig. 2).

Le tipologie strutturali esaminate sono le seguenti:

- ad arco con impalcato sospeso da tiranti in fune;
- ad impalcato sospeso con strallatura asimmetrica e pilone inclinato;
- a cavalletto e strallatura interna con stabilizzazione di impalcato a tensostruttura a doppio effetto, presollecitata, con funi a curvature contrapposte.



Fig. 1 - Ancoraggio in chiave degli stralli radiali

I risultati della progettazione concettuale sono stati illustrati mediante tecniche interattive grafiche, modellazione solida 3-D e simulazione di impatto ambientale (Fig. 3). Sulla base dei risultati ottenuti, sottoposti all'approvazione della Committenza, è stato espresso parere preventivo favorevole alla soluzione, che adotta un sistema strutturale a cavalletto con spinta eliminata e strallatura interna. Questa soluzione permette, inoltre, di minimizzare i tempi di montaggio che sono di particolare importanza data la collocazione urbanistica.

La fase di progettazione definitiva, è stata eseguita su diverse sottotipologie in modo da potere ottimizzare la disposizione plano-altimetrica ed i parametri strutturali fondamentali nonché rendere compatibile l'indice di valore IV (rapporto tra il valore delle funzioni ed il costo della soluzione), rispetto al livello estetico desiderato, l'analisi dei costi della realizzazione e il budget preliminare.

La soluzione strutturale, adottata per essere sviluppata in sede di progettazione esecutiva, consiste essenzialmente in:

- un sistema principale portante di cavalletti a contrasto e spinta eliminata;
- un sistema di funi strallate di sostegno dell'impalcato;
- un sistema di stabilizzazione trasversale a tensostruttura a doppio effetto con funi a curvature contrapposte;
- un sistema di stabilizzazione trasversale a tensostruttura a doppio effetto con funi a curvature contrapposte (vedi fig. 4).
- un sistema fondazionale formato da spalle in calcestruzzo armato su rilevato

Il sistema portante principale

Il sistema portante principale è costituito da due cavalletti ad "A", inclinati, contrastati in mezzzeria, in modo da superare, tra le imposte, circa 100m di luce libera con 20m di freccia. L'altezza minima dell'intradosso dell'impalcato è a quota superiore di 6m rispetto al livello dell'autostrada.

I cavalletti sono divaricati, in corrispondenza delle imposte di circa 10m e la spinta,

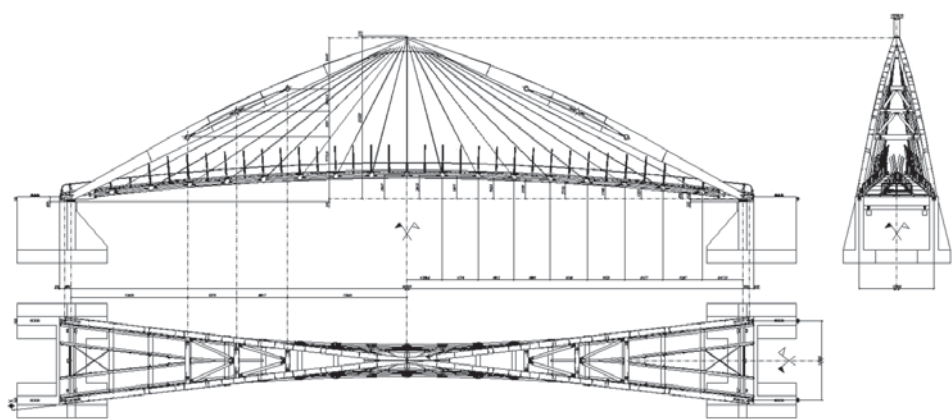


Fig. 2 - Disposizione planimetrica ed assiemi strutturali del ponte



Fig. 3 - Simulazione rendering 3-D della soluzione concettuale architettonico-strutturale

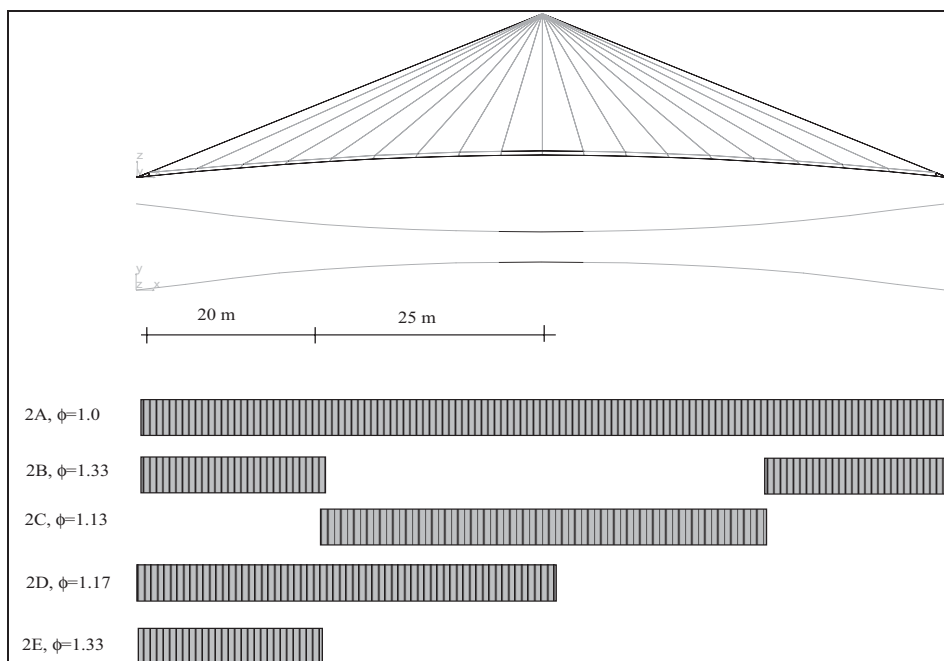


Fig. 4 - Modello numerico costituito da: a) puntoni inclinati; b) stralli; c) funi stabilizzanti

generata dal meccanismo portante molto simile ad un'arco a tre cerniere, viene equilibrata da un sistema di funi spiriodali di acciaio ad alta resistenza (funi stabilizzanti). La "catena", coincidente con l'impalcato, presenta una monta del 3% della luce libera, ottenuta mediante la configurazione geometrica ed il mutuo contrasto con il sistema di strallatura interno.

Le aste dei cavalletti sono realizzate in acciaio Fe 510 D (secondo la normativa in vigore all'epoca del progetto) a sezione scatolare mediante saldatura automatica di piatti di vario spessore. Le aste sono sagomate a sezione variabile in modo da ottenere una configurazione ottimale rispetto alla sollecitazione di pressoflessione ed ai problemi di stabilità nel piano e fuori dal piano principale di flessione.

Il sistema portante secondario o locale

Il sistema portante secondario è costituito da un sistema di stralli ed un sistema di "catene" in profili tubolari. I primi, convergenti in chiave ed aperti a ventaglio sostengono l'impalcato in collaborazione con le "catene" tubolari. Le funi di strallo sono di tipo spiriodale, con fili elementari ad alta resistenza ($\sigma > 1600 \text{ N/mm}^2$), protette contro la corrosione mediante zincatura di classe

B ($s > 300 \text{ gr/m}^2$), di diametro nominale $\phi=40\text{mm}$ e $\phi=28\text{mm}$.

Gli stralli si ancorano nella confluenza delle funi stabilizzanti e dei traversi orditi ad interassi costanti di 5m. (fig. 4)

Il sistema stabilizzante

In corrispondenza del perimetro esterno dell'impalcato vengono disposte le funi stabilizzanti a curvatura contrapposta (4 per parte), di diametro 42mm. dotate di uno sforzo di pretensione iniziale di $4 \times 305 \text{ kN}$.

Le funi stabilizzanti sono dotate di componenti di curvatura nei piani verticale ed orizzontale in modo da ottenere una risposta efficace contro le azioni dei carichi gravitazionali e le azioni di lift (sollevamento) e drag (trascinamento) indotte dal vento.

Nel piano verticale le funi stabilizzanti sono collegate agli stralli intermedi tramite travipuntoni trasversali ed agiscono quale catena di eliminazione della spinta generata dal meccanismo principale ad arco. La curvatura delle funi nel piano verticale, ottenuta con una freccia in mezzera pari al 3% della luce libera, permette di indurre uno stato di sollecitazione iniziale in presenza dei carichi permanenti.

In pianta, le funi seguono l'andamento variabile dell'impalcato che ha una larghezza

minima centrale di 2.50m fino a 10m alle imposte.

Il sistema fondazionale

Il sistema strutturale genera alle imposte sforzi con prevalente componenti verticali. Le reazioni di tipo orizzontale dipendono essenzialmente dalle componenti di drag longitudinale e trasversale indotti dall'azione del vento e dall'azione sismica considerate come carichi dinamici di riferimento per il dimensionamento dei sistemi controventanti e vincoli cardinali.

Le reazioni esterne del sistema strutturale in elevazione sono equilibrate da due spalle aperte in c.a., coperte da rilevato in terra armata in modo da minimizzare l'impatto visivo. La fondazione è di tipo profondo su pali trivellati.

Il sistema di vincolamento esterno

Oltre ai quattro vincoli verticali posizionati ai piedi del cavalletto che garantiscono l'equilibrio alla traslazione verticale ed alla rotazione attorno ad assi orizzontali, sono disposti sulla sommità delle spalle di fondazione:

- 2 vincoli alla traslazione orizzontale trasversale, posizionati sull'asse longitudinale della passerella;
- 4 vincoli alla traslazione orizzontale longitudinale: 2 (sul lato verso il comparto Dozza) di tipo fisso, 2 (sul lato verso Via Tuscolano) sotto forma di attuatori viscoelastici del tipo Domain-Jarret. Questi ultimi permettono i movimenti orizzontali dei piedi del cavalletto indotti dalla variazione di lunghezza della catena principale per effetto di azioni "lente" quali carichi da folla, neve, e variazioni termiche, mentre impediscono, bloccandosi dopo pochi millimetri di escursione, i movimenti indotti da azioni "rapide" come l'azione del vento e quella "sismica".

Osservazioni sulla risposta vibrazionale delle passerelle pedonali

Le passerelle pedonali in generale presentano un basso rapporto tra carichi permanenti e carichi accidentali e, allo stesso

tempo, notevoli luci libere. In queste condizioni, i sistemi e le tipologie strutturali normalmente impiegati per i ponti pedonali, hanno una risposta dinamica caratterizzata da frequenze naturali di vibrazione molto vicine alle frequenze di sensibilità umana (Vibration Upgrading of Gimnasia, Dance Halls and Footbridges - Structural Engineering International 2/92; Dynamic Behaviour of Footbridges - G.P. Tilly, R. Eyre).

Dalla letteratura tecnica viene consigliato di evitare le gamme di frequenza comprese tra $1.6 \leftrightarrow 2.4$ Hz. e tra $3.5 \leftrightarrow 4.5$ Hz. L'aspetto prestazionale, a livello di "human comfort", viene considerato dall'Eurocodice n°3: "Design of Steel Structures - Part2: Steel Bridges", quale stato limite di servizio (vedi punto 4.1 e 4.9).

Le esperienze in servizio del Millenium Bridge a Londra e del ponte Solferino a Parigi hanno dimostrato l'inadeguatezza delle prescrizioni normative in materia. Un seminario specialistico di studio sulle vibrazioni dovute alla sincronizzazione del traffico pedonale con le caratteristiche frequenziali naturali della struttura, è stato organizzato durante il Convegno "Footbridges 2005" a Venezia con intervento dello scrivente sullo stato dell'arte (M. Majowiecki; "Pedestrian load models, Comfort criteria and Eurocodes: the need").

In considerazione di quanto sopra, data la leggerezza della tipologia strutturale adottata ed i bassi valori di smorzamento ottenibili per le strutture metalliche, le caratteristiche vibrazionali del sistema strutturale saranno controllate in sede di collaudo in accordo con il punto 3.8 del D.M. 4 maggio 1990 ed il punto 8 - "Design assisted by testing - tests during execution in order to take account of actual conditions experienced e.g. for measurements of frequencies, or damping".

La progettazione esecutiva prevede, nel caso di necessità avvertita in sede di collaudo, la predisposizione per il collegamento di un sistema TMD (tuned mass dampers) in modo da poter modificare, in corso d'opera, le caratteristiche meccaniche della struttura

e, conseguentemente, evitare il tipico fenomeno di vibrazioni, in risonanza, generate dalla attività antropica sincronizzata.

Prescrizioni tecniche riguardanti le operazioni di montaggio e messa in servizio

Date le particolari condizioni di traffico, il montaggio della passerella è stato eseguito nella zona lato via Tuscolano, indipendentemente dalla viabilità, e la stessa è stata posizionata sulle spalle in c.a., completamente finita, mediante movimentazione notturna. Con questa operazione, permessa dalla favorevole situazione di cantiere, si è inteso minimizzare le incertezze condizionanti il piano di sicurezza in fase di progettazione ed esecuzione e la durata di impedimento al traffico. Lo studio delle operazioni di assemblaggio in cantiere e delle situazioni in transitorio derivanti dalla movimentazione è stato eseguito della ditta Appaltatrice congiuntamente con la ditta specialistica Fagioli di Reggio Emilia.

3 I MATERIALI

Acciaio

Acciaio secondo UNI 7070: EN 10025: Fe 510 D con $\sigma_{amm} = 190$ N/mm² e $f_y = 275$ N/mm²

Collegamenti saldati secondo UNI 10011 e specifiche I.I.S.

a) Saldatura con elettrodi rivestiti secondo UNI 5132 - UNI 7243 corrispondenti ai tipi E44 per acciai Fe360 ed Fe430 ed E52 per acciai Fe 510, con classe di qualità 3 e 4 e rivestimento di tipo basilco.

b) Saldatura a filo continuo sotto flusso (S.A.W.) o in atmosfera protettiva (M.A.G. - F.C.A.W.) con materiali di apporto (o accoppiamento filo flusso) omologati.

c) Il procedimento o i procedimenti adottati sono stati omologati da un Ente Ufficiale presso lo stabilimento di costruzione per la gamma di spessori e per il tipo di giunti previsti dal progetto.

d) Le saldature manuali o semiautomatiche sono state eseguite da saldatori qualificati in relazione al procedimento impiegato ed

alla posizione dei giunti da eseguire in armonia alle norme UNI.

Protezione dalla corrosione mediante zincatura a caldo, secondo UNI 5744 o ciclo di verniciatura secondo specifiche di capitolato.

a) Acciaio impiegato kg 294.000 (compresi parapetti, escluse le funi).

- Dimensioni agli appoggi m 10 x 90 = mq 900 e pertanto incidenza kg/mq 327.

- Area calpestabile mq 376 e pertanto incidenza kg/mq 782.

Non abbiamo riferimenti per opere similari: i progetti del prof. M. Majowiecki sono "pezzi unici".

Gli elementi zincati non sono stati verniciati.

Lamiera grecata

Lamiera grecata Hedar HV1562/3 di tipo collaborante per solaio tipo SOLMAX:

- spessore 0.80 mm, $h_{lamiera} = 150$ mm, in acciaio zincato Fe E 250 (UNI 5753/84)
 $f_y = 250$ N/mm²

Funi

Funi spirodali zincate

$f_u \geq 1570$ N/mm²

Bulk factor: 0.74

Stranding factor: 0.84

Modulo di elasticità: 165000 MPa

Conglomerato cementizio

Calcestruzzo Rbk ≥ 30 N/mm² per strutture in elevazione, di fondazione e per i solai in lamiera grecata collaborante:

$\sigma_{amm} = 9.75$ N/mm² $\tau_{c0} = 0.6$ N/mm² $\tau_{c1} = 1.83$ N/mm²

Acciaio in barre

Acciaio FeB 44K controllato in stabilimento $\sigma_{amm} = 260$ N/mm² e $f_y = 430$ N/mm²

4 MODELLAZIONE DELLE AZIONI

Le azioni adottate corrispondono alla normativa in vigore all'epoca della progettazione eseguita nel 1999.

4.1 Carichi mobili (q₁)

In accordo con il D.M. 4/5/90 si assume (ponte di 3ª categoria):

- carico q_{1d} (carico isolato):
10 kN impronta quadrata con lato di 70 cm
- carico q_{1e} (folla):
4 kN/m² uniformemente distribuito
Si prevede inoltre, come caso eccezionale, la possibilità di accesso (a velocità ridotta) alla passerella da parte di un autoveicolo di soccorso del peso di 15 kN ripartito tra quattro ruote (distanza tra gli assi = 3.5m).

4.2 Combinazioni di carico

Sono state considerate le seguenti combinazioni di carico:

- Comb. 1: Pesi propri strutturali + Permanenti portati ($\epsilon_1 + g_1 + g_2$)
- Comb. 2: Pesi propri strutturali + Permanenti portati + Folla ($\epsilon_1 + g_1 + g_2 + q_1 + q_2$)
- Comb. 3: Pesi propri strutturali + Permanenti portati + Vento ($\epsilon_1 + g_1 + g_2 + q_5$)
- Comb. 4: Pesi propri strutturali + Permanenti portati + Neve + Vento ($\epsilon_1 + g_1 + g_2 + Neve + 0.6q_5$)
- Comb. 5: Pesi propri strutturali + Permanenti portati + $\Delta T(+25^\circ)$ ($\epsilon_1 + \epsilon_3 + g_1 + g_2$)
- Comb. 6: Pesi propri strutturali + Permanenti portati + $\Delta T(-25^\circ)$ ($\epsilon_1 + \epsilon_3 + g_1 + g_2$)
- Comb. 7: Pesi propri strutturali + Permanenti portati + Folla + $\Delta T(+25^\circ)$ ($\epsilon_1 + \epsilon_3 + g_1 + g_2 + q_1 + q_2$)
- Comb. 8: Pesi propri strutturali + Permanenti portati + Folla + $\Delta T(-25^\circ)$ ($\epsilon_1 + \epsilon_3 + g_1 + g_2 + q_1 + q_2$)
- Comb. 9: Pesi propri strutturali + Permanenti portati + Vento + $\Delta T(+25^\circ)$ ($\epsilon_1 + \epsilon_3 + g_1 + g_2 + q_5$)
- Comb. 10: Pesi propri strutturali + Permanenti portati + Vento + $\Delta T(-25^\circ)$ ($\epsilon_1 + \epsilon_3 + g_1 + g_2 + q_5$)

In particolare nella combinazione 2, che è caratterizzata dall'azione principale della folla, si sono analizzati differenti casi di distribuzione longitudinale del carico lungo l'impalcato evidenziati nella figura successiva. Le stese di carico con luce inferiore a 70 m (2B, 2C, 2D, 2E) sono state amplificate assumendo l'incremento dinamico corrispondente; La combinazione 3 (Permanenti + Vento) è stata analizzata anche nell'ipotesi (evento accidentale) di mancata risposta degli

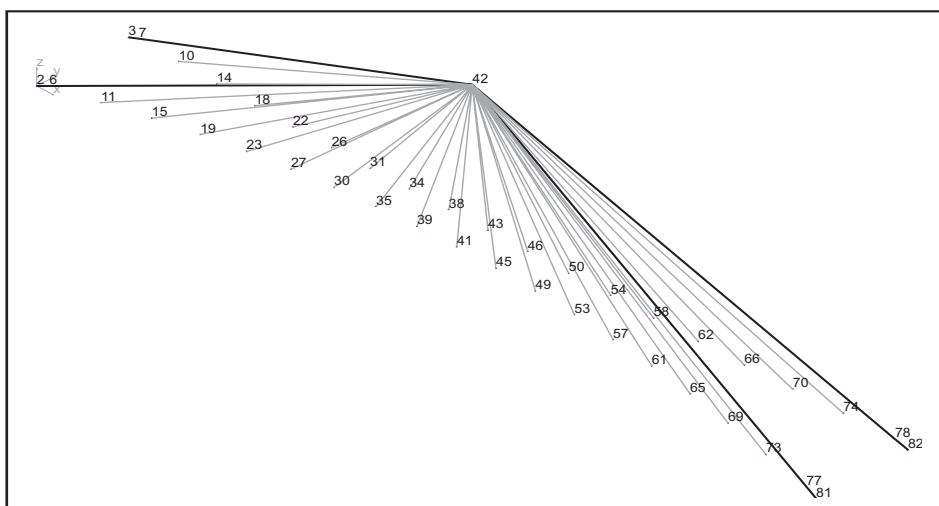


Fig. 5 - Numerazione Nodi Piloni e collegamento Stralli con funi stabilizzanti

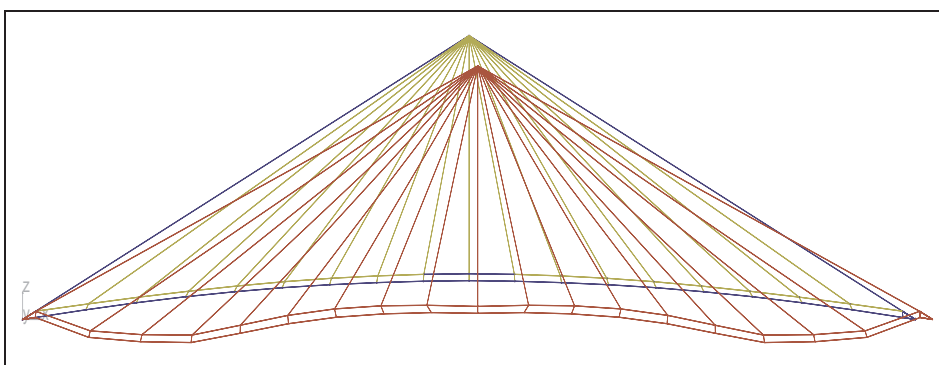


Fig. 6 - Deformata in Combinazione 1 \rightarrow 2 (u_z max = -16 cm, u_x max = 9 cm)

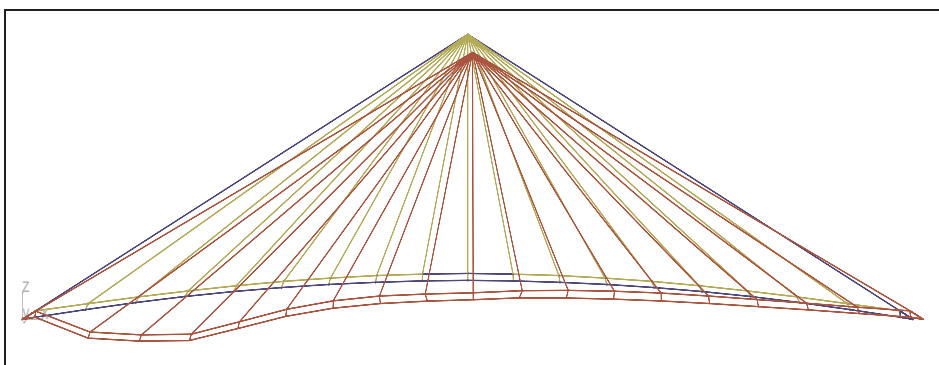


Fig. 7 - Deformata in Combinazione 1 \rightarrow 5 (u_z max = -16 cm, u_x max = 5 cm)

smorzatori di vincolamento longitudinale. Si esclude l'evento rappresentato dalla concomitanza della folla e dell'azione del vento perché caratterizzato da un basso grado di correlazione probabilistica.

La condizione di carico della neve, in quanto inferiore e non concomitante con la condizione di carico della folla, non viene presa in considerazione nelle combinazioni di carico analizzate se non in quella che l'associa con l'azione del vento (in particolare sostituendo il coefficiente 0.6 con

il valore unitario 1.0). Non sono state prese in considerazione combinazioni di carico comprendenti l'azione sismica q_6 in quanto queste mobilitano azioni orizzontali inferiori a quelle generate dall'azione di drag del vento, sia per il dimensionamento e verifica della struttura sia per il dimensionamento dei vincoli e dei ritegni.

5 LA MODELLAZIONE NUMERICA

Nelle fig. 5-9 sono riportati i grafici delle deformate ed i valori massimi locali relativi

alle combinazioni di carico più rappresentative della risposta strutturale.

5.1 Viste e numerazioni

V. fig 5

5.2 Risultati dell'analisi statica

5.2.1 Deformate

V. figg 6-9

5.3 Analisi frequenziale

E' stata condotta una analisi frequenziale volta a determinare i primi modi di vibrare della struttura.

Le masse presenti nella configurazione analizzata sono quelle derivanti dai pesi propri strutturali e di carichi permanenti portati.

Le configurazioni esaminate sono:

- a) con vincoli longitudinali fissi;
- b) con vincoli longitudinali liberi ad una estremità (ipotesi di malfunzionamento degli attuatori).

Per ogni configurazione sono stati individuati i primi modi di vibrare le cui caratteristiche frequenziali vengono riportate in Fig.10: i primi modi di vibrare sono ordinati secondo i periodi propri T e secondo il contributo che ciascuno di essi fornisce in termini di massa modale efficace coinvolta nell'oscillazione secondo una direzione trasversale rispetto all'asse della passerella e una direzione verticale.

6 ANALISI NON LINEARE DI STABILITÀ DEL CAVALLETTO

E' stata effettuata un'analisi non lineare geometrica e materiale del portale al fine di determinare il coefficiente di sicurezza a rottura: l'analisi è stata condotta su modelli matematici piani utilizzando una routine di calcolo (tratta da "Advanced Analysis of Steel Frames" di W.F.Chen e S.Toma) in grado di seguire il comportamento non lineare geometrico e materiale della struttura all'aumentare dei carichi oltre il valore di esercizio fino alla crisi per instabilità e/o plasticizzazione delle sezioni critiche.

Nei paragrafi successivi sono riportati gli schemi relativi a tali configurazioni con l'in-

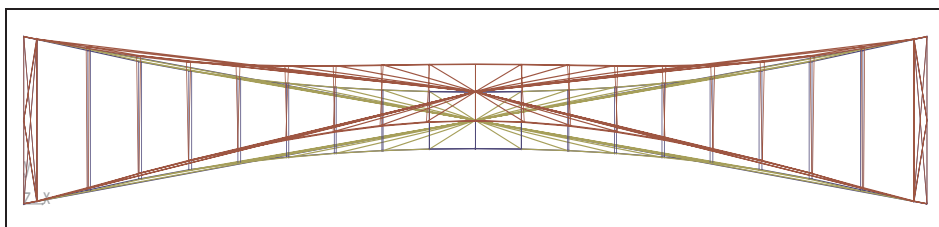


Fig. 8 - Deformata in Combinazione 1 → 13 (uz max = +2 cm, uy max = 2 cm)

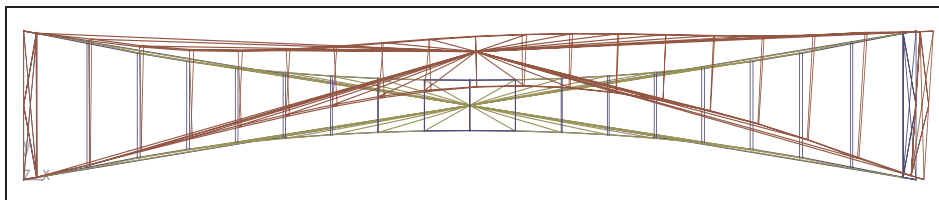


Fig. 9 - Deformata in Combinazione 1 → 15 (uz max = -3 cm, uy max = 4 cm)

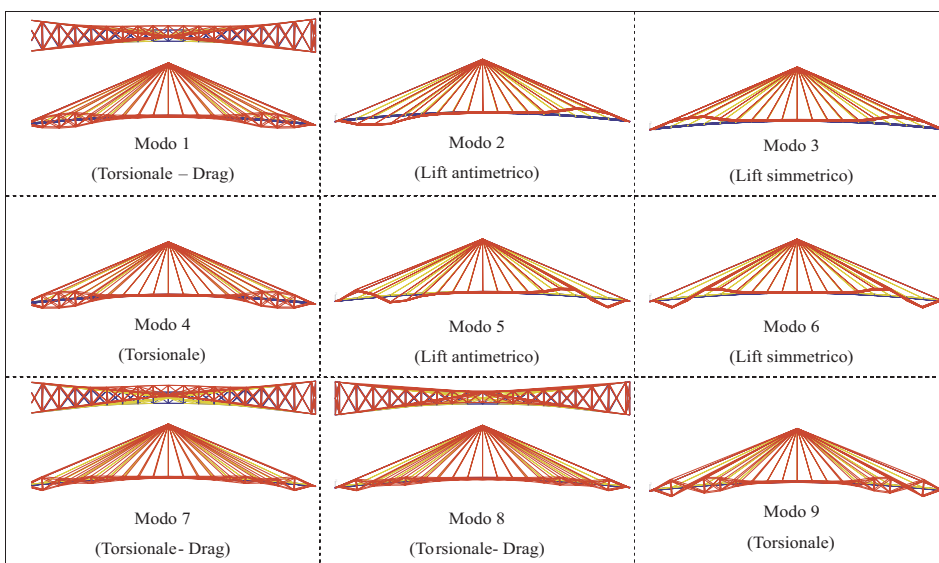


Fig. 10 - Modi di vibrare principali

dicazione del moltiplicatore critico/"ultimo" del carico di esercizio.

- P = azione trasmessa dagli stralli (incrementata con coefficiente λ)

Risultati:

- (λP) ultimo = 5820 kN

Sforzo assiale ultimo nel pilone:

- Nu = 8290 kN

- Coefficiente di sicurezza $s = Nu/Nes = 8290 / 4000 = 2.07$

6.1 Schema longitudinale

Numerazione dei nodi e topologia dei carichi (Fig. 11):

- Ppp = carichi nodali equivalenti al peso proprio del cassone

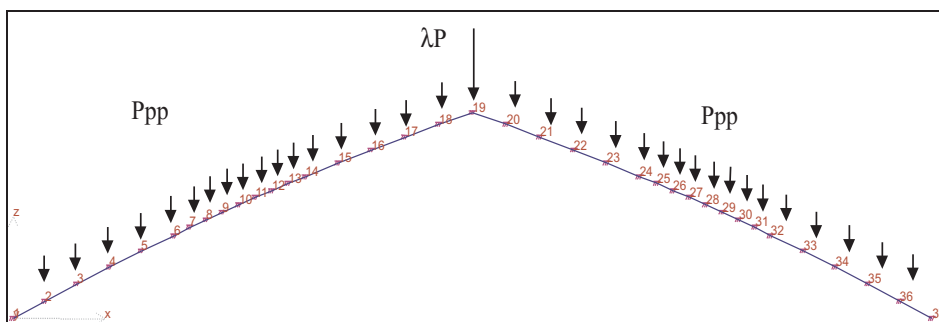


Fig. 11 - Topologia e carichi verticali sui piloni

6.2 Schema trasversale

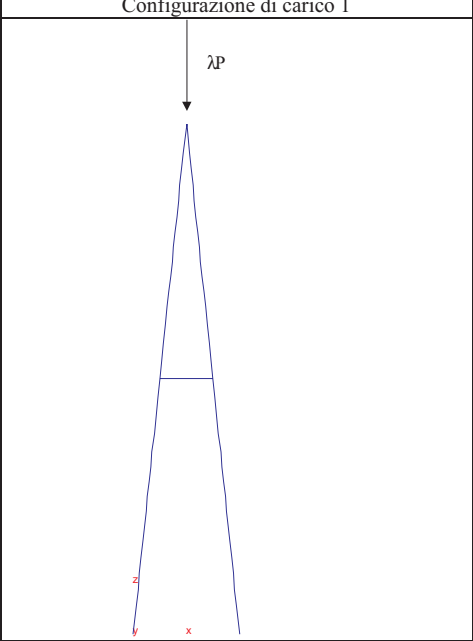
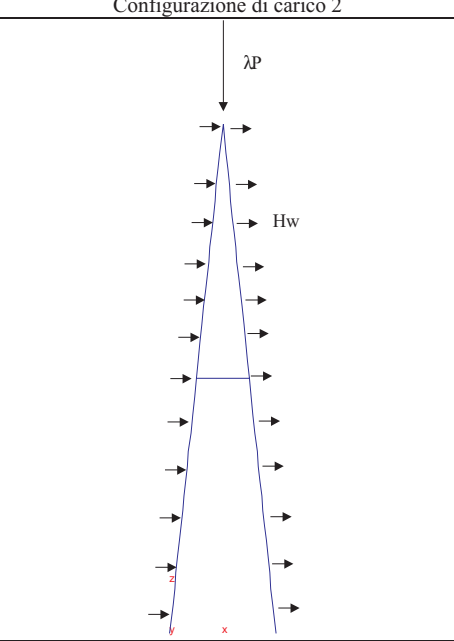
Configurazione di carico 1	Configurazione di carico 2
	
<p>P = azione trasmessa dagli stralli (incrementata con coefficiente λ) Sforzo assiale ultimo nel pilone: $N_u = 7750 \text{ kN}$ Coefficiente di sicurezza $s = N_u/N_{es} = 7750/4000 = 1.94$</p>	<p>H_w = Azione del vento sul pilone P = azione trasmessa dagli stralli (incrementata con coefficiente λ) Sforzo assiale ultimo nel pilone: $N_u = 7110 \text{ kN}$ Coefficiente di sicurezza $s = N_u/N_{es} = 7110/4000 = 1.78$</p>

Fig. 12 - Tipologia e carichi incrementali orizzontali

7 MONTAGGIO, SEQUENZA DI PRE-SOLLECITAZIONE E MOVIMENTAZIONE

L'assemblaggio degli elementi costituenti il sistema strutturale è stato eseguito nelle seguenti fasi (Figg. 13-15):

- L'arco-cavalletto è stato montato, parallelamente alla autostrada, contrastando le spinte orizzontali contro i blocchi-spalla provvisori

- Di seguito è stato montato l'impalcato su supporti provvisori e sono state inserite le "funi-catena". I supporti a terra sono stati poi livellati secondo la configurazione geometrica in assenza del carico della soletta in calcestruzzo, in modo da facilitare l'aggancio degli stralli con gli attacchi di impalcato.

- Le funi catena sono state quindi tesate al punto di "liberare" i contrasti alle spalle provvisorie; una coppia di appoggi (spalla destra o spalla sinistra) è stata tenuta fissa e l'altra coppia è stata lasciata libera dove si



Fig.13 - Operazioni di montaggio in chiave e posizionamento dei martinetti sulle funi stabilizzanti

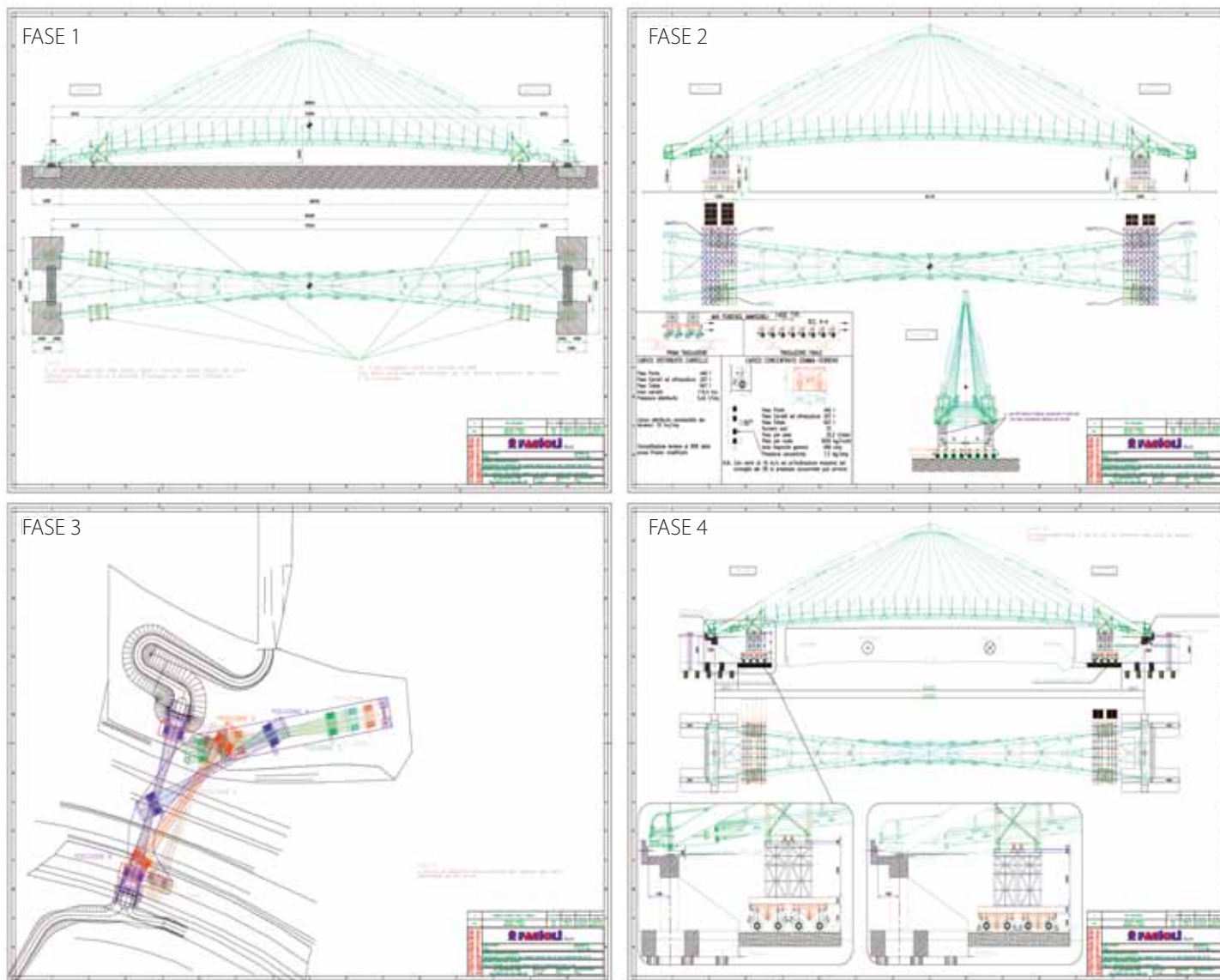


Fig. 14 - Sequenza di movimentazione e posa del ponte



Fig.15 - Movimentazione su carrelli

hanno escursioni doppie di quelle del modello di calcolo.

- Sono stati infine messi in tiro gli stralli con controllo geometrico della posizione dei capocorda rispetto ai dettagli di contrasto e gradualmente sono state riprese le funi catena per evitare troppi incrementi di spinta alle spalle.

- Terminata l'operazione, il ponte si presenta con gli stralli pretesi con forze calcolate senza l'azione del carico permanente della soletta e con la configurazione geometrica correlativa.

- Il getto della soletta di calcestruzzo ha portato il ponte alla configurazione finale in cui le spinte sono interamente a carico delle "funi-catena". Al termine di dette operazioni le funi sono totalmente tesate al punto di "prendere" l'intera spinta, quindi il ponte così configurato per la fase "permanente" viene di nuovo fissato orizzontalmente alle spalle per il periodo di maturazione della soletta e per le fasi di collaudo.

Dai calcoli di progetto si deduce che l'escursione di ciascun appoggio, nelle fasi di tesatura degli stralli (impalcato senza calcestruzzo) è di circa 3.43cm (nodo

di catena n.76): nella realtà le escursioni (o la doppia escursione se una coppia di appoggi è mantenuta fissa) sono stati sistematicamente ridotte in funzione del frazionamento dell'incremento di tiro nelle "funi-catena".

Lo stesso dicasi nelle fasi di getto durante le quali le escursioni, su ciascuna spalla, risultano dai calcoli di 6.23cm.

Il sistema strutturale è stato messo in servizio mediante l'introduzione delle forze equilibranti determinate in fase di analisi numerica. Queste forze sono state introdotte nel sistema mediante pretensionamento degli stralli; a questo scopo si è reso necessario procedere ad una sequenza incrementale ed interattiva di pretensionamento, eseguita da martinetti idraulici agenti contemporaneamente su 2+2 stralli simmetrici.

La sequenza operativa parte dagli stralli esterni verso la mezzera della passerella con uno step di tiro più uno di controllo e correzione; in contemporanea sono stati rilevate e/o corrette le forze nelle funi. Il ponte, completato (fase 1), è stato posizionato in servizio mediante l'utilizzo di carrelli sincronizzati della ditta Fagioli

S.p.a.; le fasi di movimentazione sono illustrate in Fig.14.

In una prima fase la struttura completa è stata sollevata e posata sui carrelli (fase2). Di seguito, dopo avere livellato i terreni in corrispondenza dell'attraversamento della Autostrada, la notte dell'8 febbraio 2008 (Fig.15) è stata eseguita la movimentazione del ponte (fase 3) e la posa in opera sulle fondazioni (fase 4).

8. I PARTICOLARI COSTRUTTIVI

Pur assolvendo la funzione principale di ponti gran parte della qualità e valore progettuale di architettura strutturale, quale oggetto che interagisce ed arreda il territorio, sta nella progettazione esecutiva dei particolari costruttivi. Questi devono assolvere contemporaneamente, con equilibrio e sintesi, le funzioni tecniche ed estetiche nonché permettere di leggere il linguaggio progettuale, caratterizzante la soluzione concettuale iniziale adottata.

In fig. 16,17 e 18, si possono osservare i dettagli principali.

Prof. dr. ing. Massimo Majowiecki

Università IUAV, Venezia

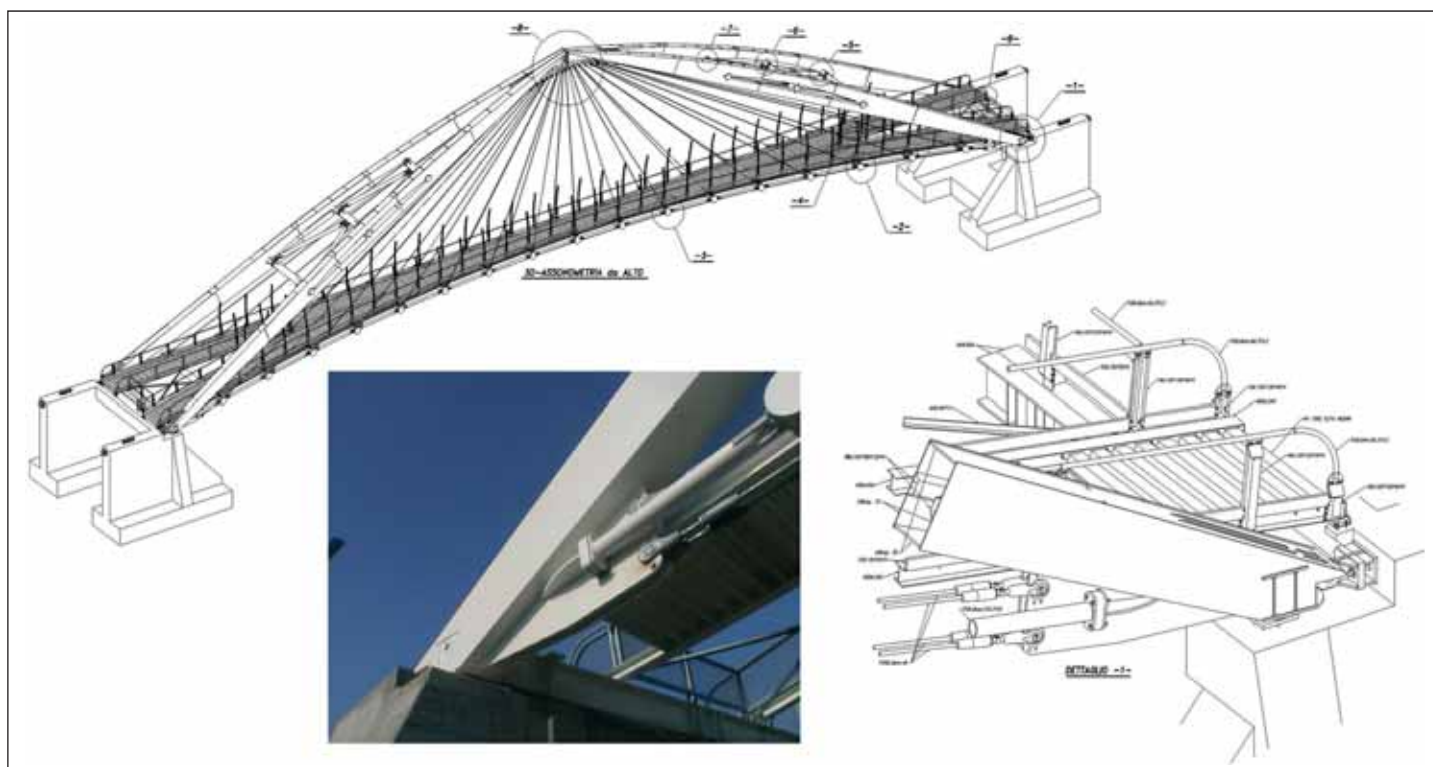


Fig. 16 - Dettaglio in corrispondenza dei vincoli e ancoraggio delle funi stabilizzanti e catena tubolare

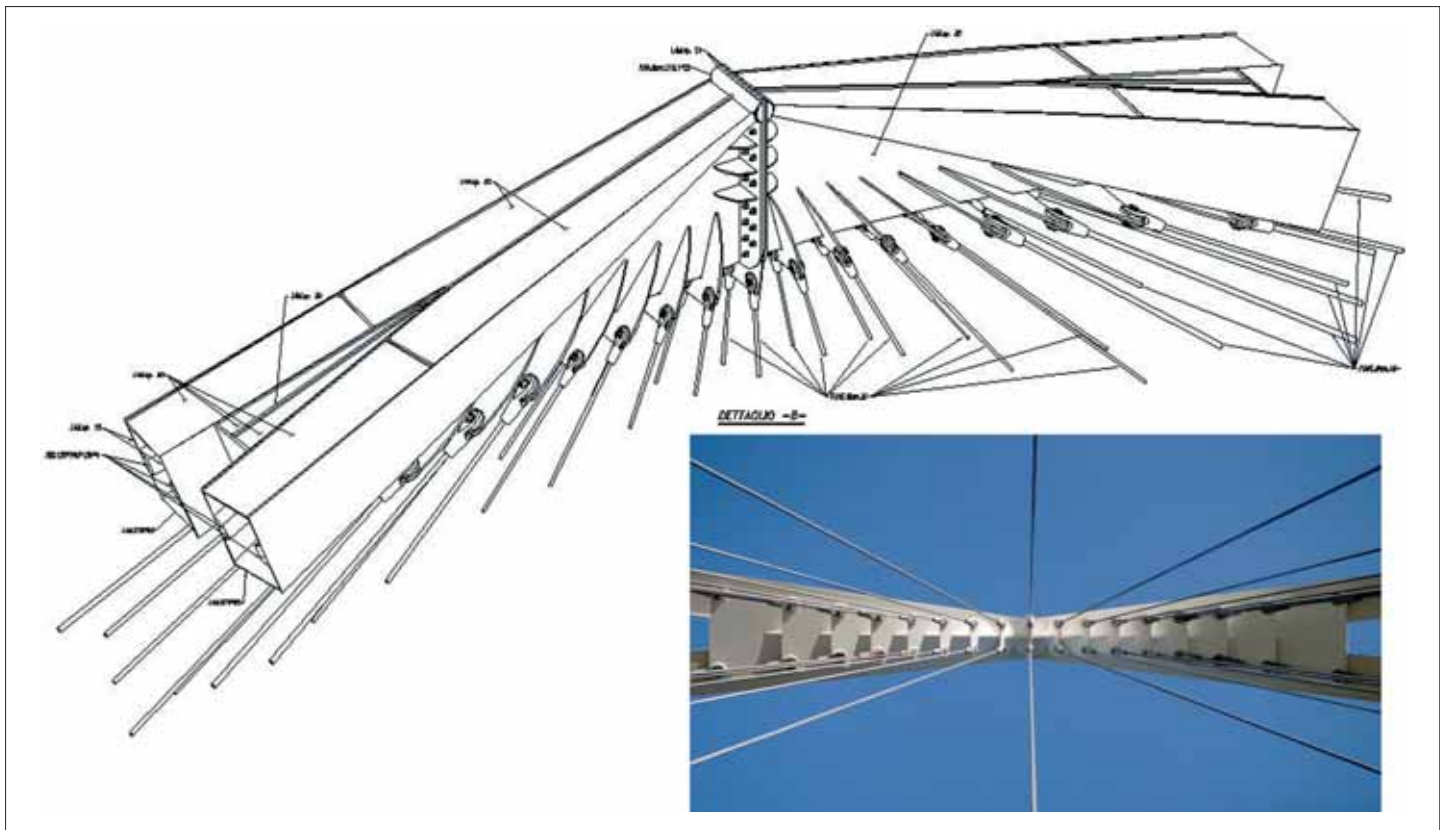


Fig. 17 - Dettaglio in corrispondenza del collegamento in chiave degli stralli a ventaglio

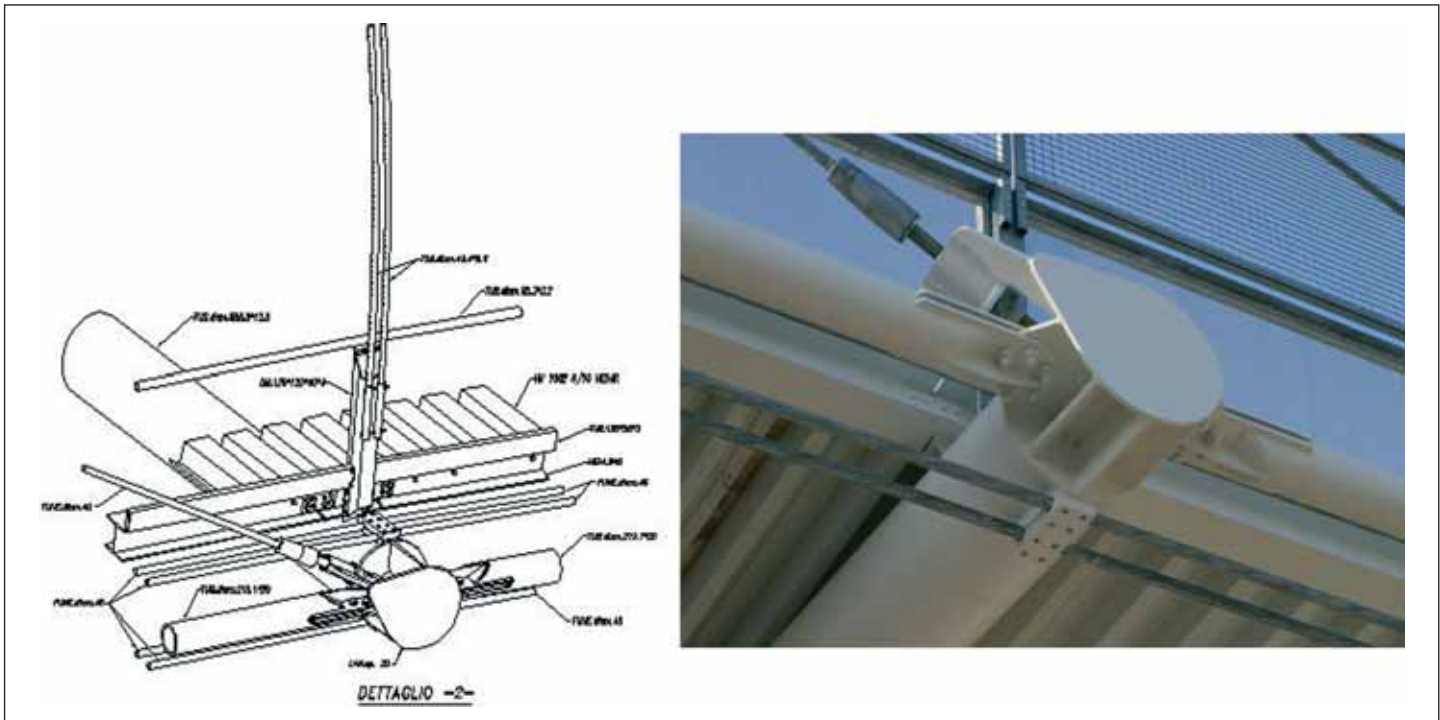


Fig. 18 - Collegamento di uno strallo del ventaglio al traverso ed alle funi stabilizzanti con catena tubolare di contrasto

CREDITS

Committente: Comune di Bologna
Progettazione Architettonica e strutturale: Prof. Ing. M. Majowiecki
Collaboratore: Dott. ing. S. Pinardi

Grafica: P.ind. A. Franchi – Studio 1
Direttore dei Lavori: Prof. Ing. R. Poluzzi
Collaudatore: Dott. Ing. V. Campazzi
Impresa appaltatrice: Sipal, Casale

Monferrato, Alessandria
Carpenteria metallica: MBM, Verona
Movimentazione e montaggio in opera: Fagioli S.p.a.



LA NORMATIVA DI RIFERIMENTO E DOCUMENTI DI PROGETTO

- Legge n. 1086 del 5 novembre 1971. "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica".

Azioni

- Istruzioni per la valutazione delle Azioni sulle Costruzioni. (C.N.R. 10012/85)
- D.M. del 16 gennaio 1996. "Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi»".
- Circolare del 4 luglio 1996. "Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi»".
- Eurocodice 1. "Basi della progettazione ed azioni sulle strutture".

Costruzioni in zone sismiche

- Ordinanza nr. 3274 del presidente del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".

Strutture in acciaio e c.a.

- D.M. del 27 luglio 1985. "Norme Tecniche per l'esecuzione delle opere in C.A. normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- Circolare M.LL.PP. del 31 ottobre 1986: "Istruzioni relative alle norme tecniche per

l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per strutture metalliche".

- Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione (CNR 10011/88).
- Travi composte di acciaio e calcestruzzo: istruzioni per l'impiego nelle costruzioni (CNR 10016/85 e succ. versioni)
- Anime irrigidite di travi a parete piena (CNR 10030/87).
- D.M. del 9 gennaio 1996. "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- Circ. Min. LL.PP. 15 ottobre 1996 n. 252AA. GG/STC "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- Eurocodice 2. "Progettazione delle strutture di calcestruzzo".
- Eurocodice 3 Parte1-1 "Progettazione delle strutture di acciaio: regole generali e regole per gli edifici".
- Eurocodice 3 Parte1-3 "Progettazione delle strutture di acciaio: regole generali e regole supplementari per profili formati a freddo e lamiera grecate".
- Eurocodice 4. "Progettazione delle strutture composte acciaio/calcestruzzo".

Ponti

- DM LL.PP. 4 maggio 1990 "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali".
- Circ. Min. LL.PP. 25 febbraio 1991 n. 34233

"Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali".

- Eurocodice 3 Parte 2. "Steel bridge".

Strutture in reti di funi

- AISI 1973. - "Manual for Structural Applications of Steel Cables for Buildings".
- Proposta di norma UNI "Tende-strutture, tenso-strutture, presso-strutture. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo, l'uso e la manutenzione".
- Eurocodice 3 Parte 1-11 "Progettazione delle strutture con componenti in trazione".

Opere di sostegno delle terre e opere di fondazione

- DM LL.PP. 11/03/88 - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".

Relazioni geologiche-geotecniche

- Relazione geologica-geognostica - Studio SOGEO S.r.l.
 - a) "Progetto per la costruzione di una passerella pedonale-ciclabile di collegamento tra il comparto R.5.4d Dozza e la Via Tuscolano per lo scavalco dell'autostrada Bologna-Padova - Indagini geognostiche" 20/04/99
 - b) Integrazione del 07/07/2004.
- Relazione contenente la valutazione della portanza ammissibile dei pali di fondazione e relativi cedimenti.