

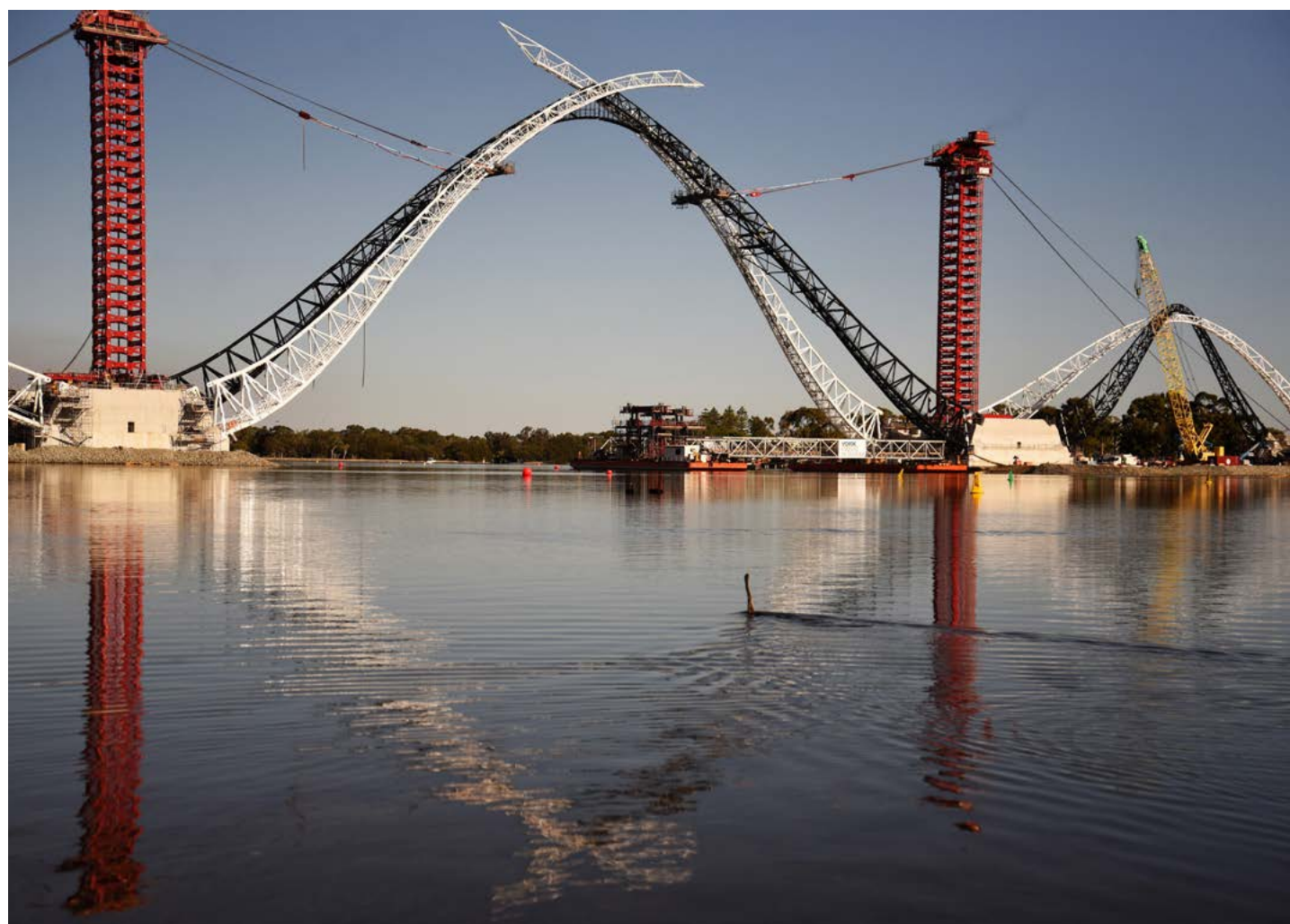
# PONTE PEDONALE SUL FIUME SWAN A PERTH

Storia della progettazione strutturale dal concetto alla costruzione  
e valutazione delle vibrazioni indotte dal vento e dai pedoni

## SWAN RIVER PEDESTRIAN BRIDGE IN PERTH

Structural design story from the concept to the construction  
and wind and pedestrian vibration assessment

Prof. Massimo MAJOWIECKI\*, Ing. Stefano PINARDI, Ing. Nicola COSENTINO, Ing. Giovanni BERTI  
*MJW Structures - Casalecchio di Reno, Italy*



---

\*Corresponding author. Email: [massimo.majowiecki@majowiecki.com](mailto:massimo.majowiecki@majowiecki.com)

Questo articolo riassume l'evoluzione della storia progettuale del nuovo Swan River Pedestrian Bridge (nel seguito anche SRPB) inaugurato nel 2018 a Perth, Australia, con particolare riferimento ai problemi relativi al vento e alle vibrazioni indotte dai pedoni. Il ponte è formato da 3 impalcati in acciaio sostenuti da cavi collegati a tre archi in struttura reticolare spaziale; la campata centrale è di 144 m e le due laterali di 84 m. La geometria degli archi di acciaio segue le tre forme disegnate dallo studio di architettura Denton Corker Marshall (DCM architettura) per raggiungere l'immagine iconica della città, come richiesto dal bando di gara di progettazione risalente al 2014. Lo studio del Professor Massimo Majowiecki (MJW Structures) è stato coinvolto nella progettazione strutturale dalle prime fasi della gara alla progettazione esecutiva nel team di York Rizzani Joint Venture (YRJV). Nella fase concettuale della proposta di gara sono stati presi in considerazione molti schemi statici e architettonici per trovare una soluzione che combinasse nel miglior modo i requisiti tecnici strutturali a quelli estetici. Data la complessa geometria del ponte è stato necessario adottare soluzioni particolari per il progetto e l'analisi degli archi e degli impalcati, così come per le connessioni tra i correnti e le aste di parete delle travature reticolari, i collegamenti tra le membrane di rivestimento ed i correnti nonché i dettagli di nodi necessari in fase di montaggio. Per questa tipologia così unica di strutture, con forme complesse e sezioni spigolose, le azioni del vento sono impegnative e i loro effetti dovrebbero essere studiati con test nella galleria del vento, come richiesto dalla maggior parte delle norme progettuali. I carichi del vento statici e dinamici sono stati studiati in galleria del vento utilizzando modelli in scala di: (i) il ponte intero; (ii) porzioni degli archi; (iii) il deck. Vengono illustrati i risultati sperimentali e una procedura per valutare gli effetti del vento sull'intera struttura. L'eccitazione dovuta al passaggio dei pedoni è stata modellata per prevedere le vibrazioni indotte sul ponte e per valutare le prestazioni di comfort. Diversi modelli sono stati implementati tra quelli disponibili nella letteratura più recente. A causa dell'incertezza dei parametri, in questo caso diventa obbligatoria una procedura di "progettazione assistita da prove". La sensibilità del ponte ad eccitazioni laterali (con potenziali fenomeni di lock-in) ha indotto a installare un TMD sulla campata centrale.

*This paper resumes the story of the design of the new "Swan River Pedestrian Bridge" (in the following also referred as SRPB) inaugurated in Perth, Australia, with special attention to the problems related to wind and pedestrian induced vibration. The bridge is formed by three steel decks connected with cable hangers to three steel arches, the central span is 144 m and the two lateral 84 m. The geometry of the steel arches follows the free-form shape designed by DCM Architects, in order to achieve an iconic image as required in the tender of 2014. The technical team of Professor Massimo Majowiecki (MJW Structures) has been involved as structural designer from the tender phase to the executive design in the team of York Rizzani Joint Venture. During the concept phase of the tender proposal, many static and architectural schemes have been analyzed in order to find the solution that combines in the best way the requirements in terms of aesthetic image and structural efficiency. Due to the complex geometry of the bridge it has been necessary to adopt particular solutions for the design and analysis of the arches and deck structures, such as the joints between the steel elements of the lattice structures, the connections between the membrane cladding and the chords and some details that allow the completion of assembly procedures. For this kind of unique structures, with complex shape and bluff sections, wind effects are challenging and their effects should be studied by wind tunnel tests, as required by most design codes. Static and dynamic wind loads were studied in wind tunnel using scale models of: (i) the full bridge; (ii) portions of the arches; (iii) the deck. Experimental results and a procedure to assess wind effects on the whole structure are outlined. The pedestrian excitation has been modelled in order to predict the induced vibration on the bridge and to assess the comfort performances. Different models have been implemented among those available in the most recent literature. Due to the uncertain parameters, a "design assisted by testing" procedure becomes mandatory in a such case. The sensitivity of the bridge to be laterally excited (with potential lock-in phenomena) induced to install a TMD on the central span.*

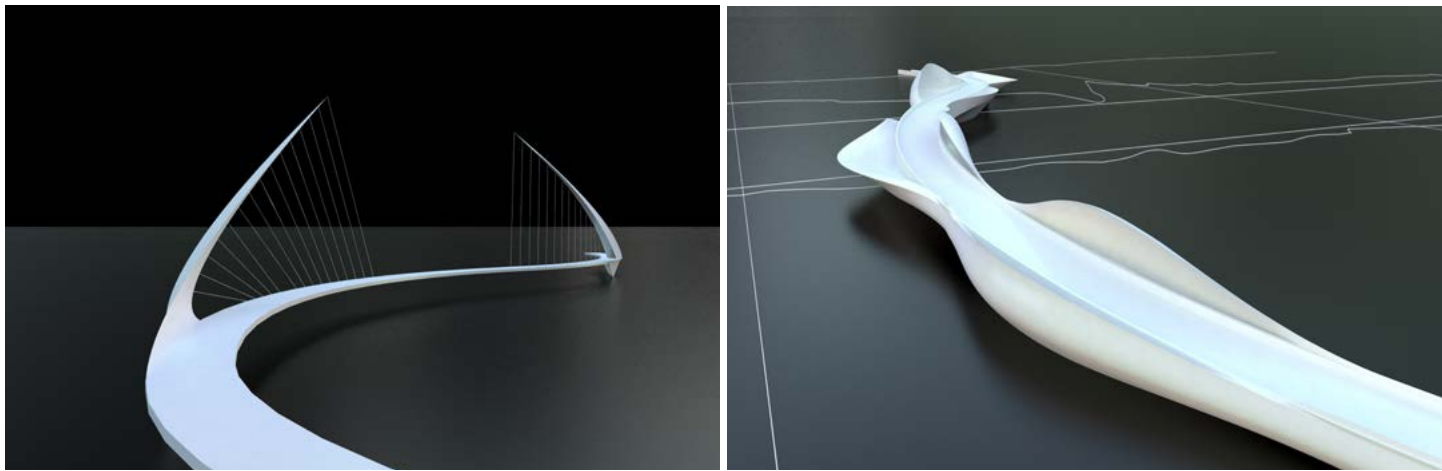


Fig. 1 – Schemi concettuali proposti da DCM Architecture nel 2014

## 1. LA STORIA DEL CONCEPT STRUTTURALE E ARCHITETTONICO

### 1.1 La gara pubblica e il team di progettazione

Nel febbraio 2014 il governo della Western Australia ha invitato alcune compagnie di costruzione a presentare la propria candidatura per la realizzazione di una passerella pedonale di connessione tra Burswood Peninsula, vicino al nuovo stadio di Perth, e la zona Est della città.

Nel bando il Ministero dei Trasporti raccomandava di tener conto in fase di progetto degli obiettivi di costruzione che dovevano includere funzionalità e qualità della struttura, innovazione e creatività, efficienza e rispetto per l'inserimento nell'ambiente circostante. York Rizzani Joint Venture (YRJV) ha coinvolto lo studio di architettura Denton Corker Marshal (DCM Architettura) ed Enigma Engineering (EE) (MJW Structures e Ingeco di Bologna) per la progettazione architettonica e strutturale della passerella, dalla fase di *concept* alla costruzione.

### 1.2 Concetto architettonico e strutturale

I primi studi concettuali da parte di DCM Architettura sono cominciati nel 2014, cercando la soluzione migliore in termini di immagine iconica del ponte e integrazione nel paesaggio circostante, in figura 1 si vedono alcune soluzioni proposte, ma non accettate per la mancanza di efficienza strutturale.

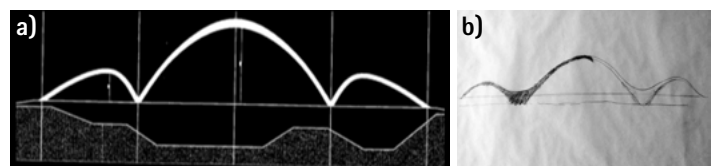


Fig. 2 – a) Schema strutturale a tre archi proposto da MJW Structures, b) Elaborazione dell'immagine architettonica da parte di DCM

Un intenso scambio di informazioni e proposte tra DCM Architettura e MJW Structures ha portato alla definizione di una geometria strutturale composta da tre archi (figura 2a). Questa soluzione è stata poi reinterpretata architettonicamente come una forma sinuosa di due cigni con le teste che si intersecano (figura 2b).

Dopo la definizione tridimensionale della forma del ponte da parte di DCM Architettura sono partite le analisi di MJW Structures per trovare il sistema che associasse l'estetica ad una buona efficienza strutturale.

La figura 3a mostra il concept architettonico con gli archi composti da due profili indipendenti, mentre la figura 3b la soluzione strutturale adottata in cui i profili sono realizzati con strutture reticolari triangolari collegate nella parte superiore per migliorare la rigidezza trasversale.

L'andamento delle sollecitazioni interne nella struttura degli archi è rappresentato nell'alternanza di colorazione bianca e nera delle arcate, ciò riflette sia l'interdipendenza strutturale, sia simboli-

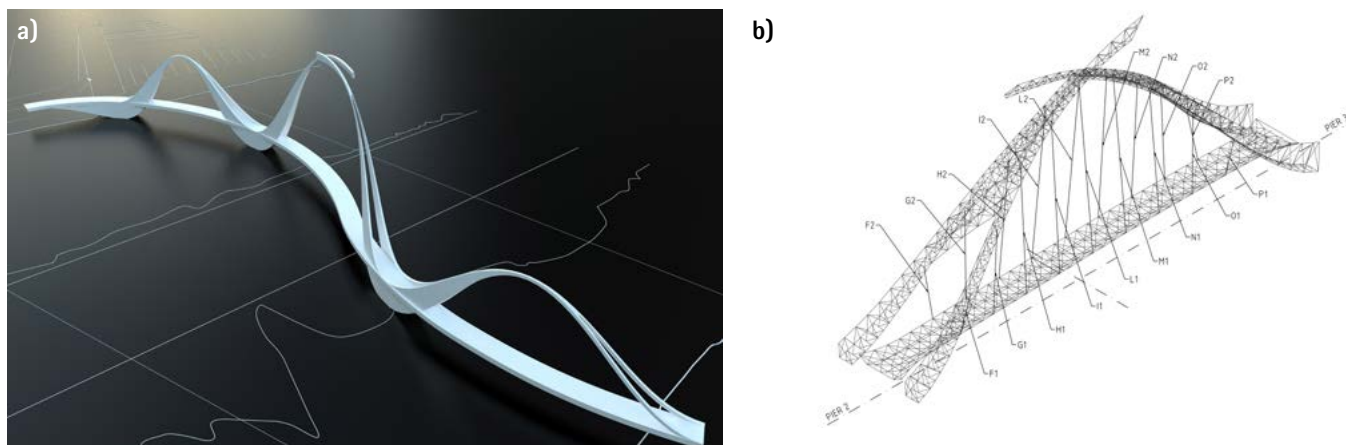


Fig. 3 – a) Proposta architettonica per il ponte, b) Geometria 3D unifilare della struttura reticolare spaziale da cui è formato l'arco principale



Fig. 4 – Vista della struttura completata

camente la fusione di culture diverse. La geometria globale può ricordare la forma di due cigni o un gruppo di serpenti affiancati, oppure quella di un delfino, in perfetto accordo con l'ambiente fluviale circostante.

Nella versione originale la struttura è ricoperta da un tessuto in teflon che consente di adattarsi alla complessa forma degli archi e dell'impalcato ottenendo nello stesso tempo un effetto traslucido in presenza di illuminazione interna.

La proposta del team ha vinto la competizione poiché considerata la migliore in termini di interpretazione dei requisiti di gara, quali la figura iconica e l'integrazione nell'ambiente (figura 4).

### 1.3 Lo schema statico.

Il ponte è formato da tre impalcati sostenuti da cavi collegati a tre

archi di acciaio che seguono la geometria architettonica. La lunghezza totale del ponte è di circa 400 m, con una campata centrale di 144 m e due laterali di 84 m.

Gli archi principali sono collegati nella parte superiore da un giunto a cerniera che consente una rotazione nel piano longitudinale ma garantisce una connessione rigida nel piano trasversale.

Il tipo di vincolo e la particolare geometria degli archi fanno sì che il comportamento statico del semi-arco sia assimilabile a quello di una mensola vincolata all'estremità (vedi diagramma delle azioni assiali in figura 5). Questo comportamento strutturale è dovuto alla geometria che si discosta in alcune zone dalla curva delle pressioni dell'arco per realizzare una iconica figura architettonica.

All'apice degli archi principali sono collegate due mensole lunghe circa 25 m che rendono slanciata la struttura creando una pro-

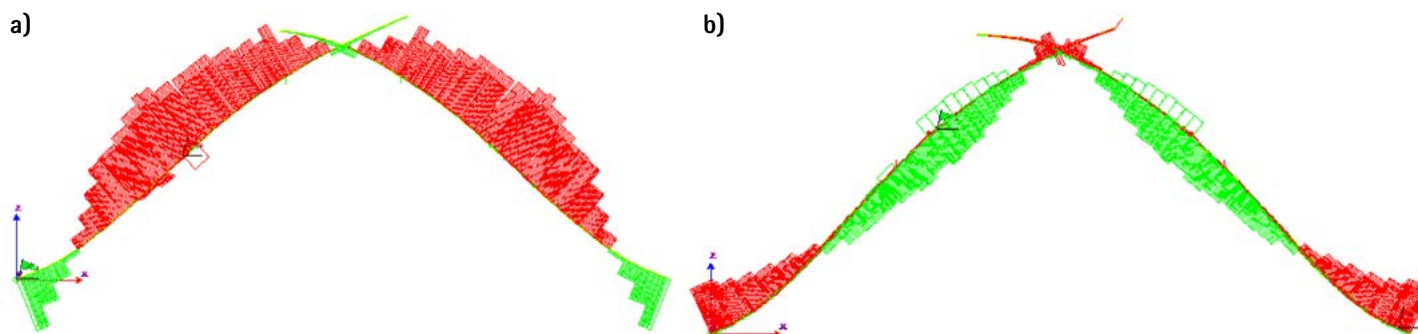


Fig. 5 – Diagramma degli sforzi normali nei correnti superiori (a) ed inferiori (b) dell'arco principale nella condizione di carico permanente agli stati limite ultimi

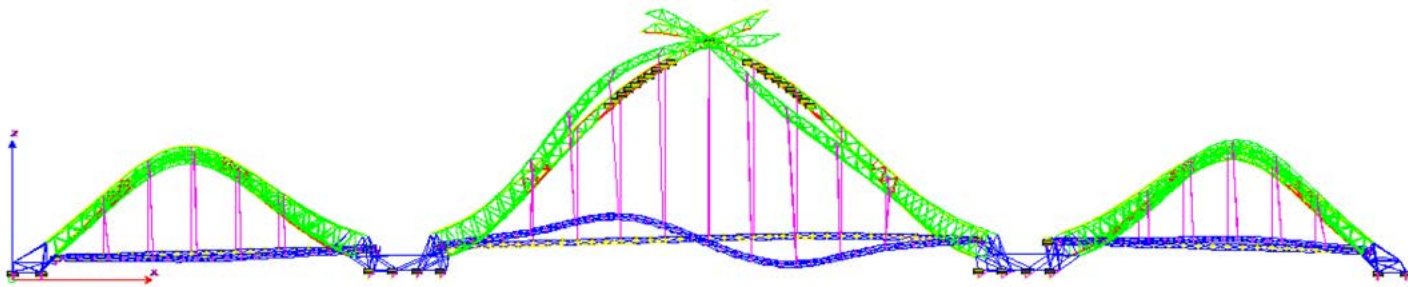


Fig. 6 – Modo di vibrare numero 9: movimenti longitudinali degli archi e dell'impalcato

sezione immaginaria della traiettoria, le dimensioni di questi sbalzi è stata limitata per mantenere la loro frequenza naturale entro limiti compatibili con quanto emerso dai dati delle prove in galleria del vento.

## 2 ASPETTI SPECIFICI DELLA PROGETTAZIONE

### 2.1 Dettagli delle connessioni degli elementi tubolari

#### 2.1.1 Verifica a punzonamento e rinforzi locali dei correnti

Nella fase di gara il progetto prevedeva un sistema strutturale completamente saldato (saldature in officina e in sito). A causa delle difficoltà di assemblaggio in sito, YRJV ha deciso di procedere con la segmentazione mediante bullonatura degli archi costituiti da diversi tipi di capriate in acciaio utilizzando sezioni cave circolari (CHS). Tutte le connessioni tra gli elementi CHS sono realizzate mediante saldatura previa sagomatura del profilo, questa tende ad essere la soluzione più economica per unire sezioni tubolari in un nodo in quanto ottimizza il peso strutturale evitando l'inserimento di piastrine e bulloni.

Le norme australiane non trattano esplicitamente un metodo per analizzare l'effetto locale delle connessioni tubolari, quindi per le verifiche sono state seguite le prescrizioni degli Eurocodici (EN 1993-1-8:2005).

Per i giunti delle aste di parete si sono eseguite le seguenti verifiche:

- 1) Per le aste soggette esclusivamente a carico assiale, si è verificato che l'azione assiale di progetto  $N_{i,Ed}$  non sia superiore alla resistenza assiale di progetto del giunto saldato  $N_{i,Rd}$ :

$$N_{i,Ed} \leq N_{i,Rd} \quad (1)$$

- 2) Per le aste soggette sia ad azione assiale che flettente la verifica è la seguente:

$$\frac{N_{i,Ed}}{N_{i,Rd}} + \left[ \frac{M_{ip,i,Ed}}{M_{ip,i,Rd}} \right] + \frac{M_{op,i,Ed}}{M_{op,i,Rd}} \leq 1 \quad (2)$$

Per le connessioni tra i correnti e gli elementi diagonali è stato adottato un rinforzo locale del corrente (Chord Can, CC) come indicato nella figura 7.

Il vantaggio dell'utilizzo del CC è che il giunto saldato tra il corrente e le aste di parete può essere eseguito su un tratto dritto di tubo (piuttosto che su una convergenza angolosa di aste), e che lo spessore della sezione del CC può essere aumentato se necessario per

rafforzare il giunto e soddisfare la verifica locale a punzonamento. Secondo la norma australiana AS 5100.6, prove sperimentali su connessioni tridimensionali tipiche dei profili CHS possono essere proposte come calcolo alternativo (progettazione assistita da prove) al fine di verificare l'affidabilità della simulazione numerica mediante controllo incrociato tra modello matematico e test sperimentale.

In effetti, in casi particolari, creati dalla configurazione spaziale *free-form* della struttura del ponte in acciaio e dalla mancanza di metodi di calcolo forniti dalle norme AS, la progettazione assistita da prove è necessaria al fine di rimuovere le incertezze nella valutazione dell'affidabilità.

Le prove sperimentali sono state indirizzate principalmente a verificare la resistenza delle saldature ed il comportamento al punzonamento; pertanto, il controllo del dimensionamento e verifica delle saldature, la metodologia di esecuzione e i criteri di accettabilità dei livelli di controlli non distruttivi (clausola 7.4 di AS/NZS 1554.1) sono stati definiti da un istituto qualificato come richiesto dal cliente.

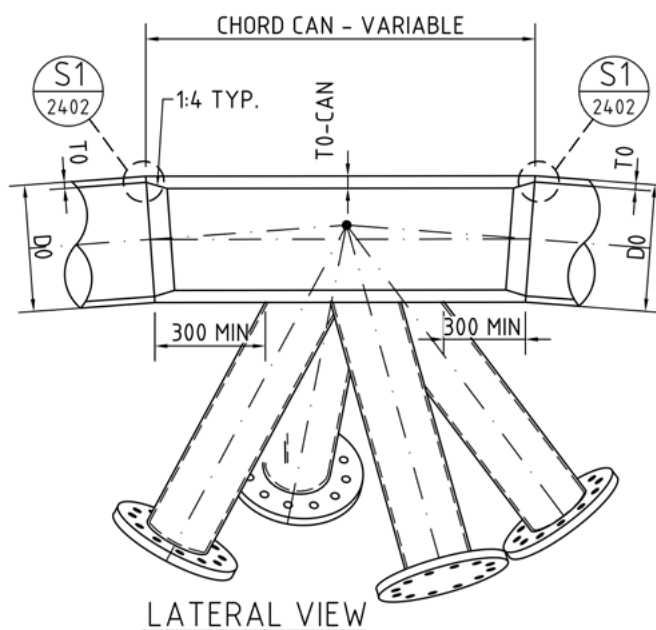


Fig. 7 – Tipico rinforzo di un nodo del corrente circolare cavo mediante CAN

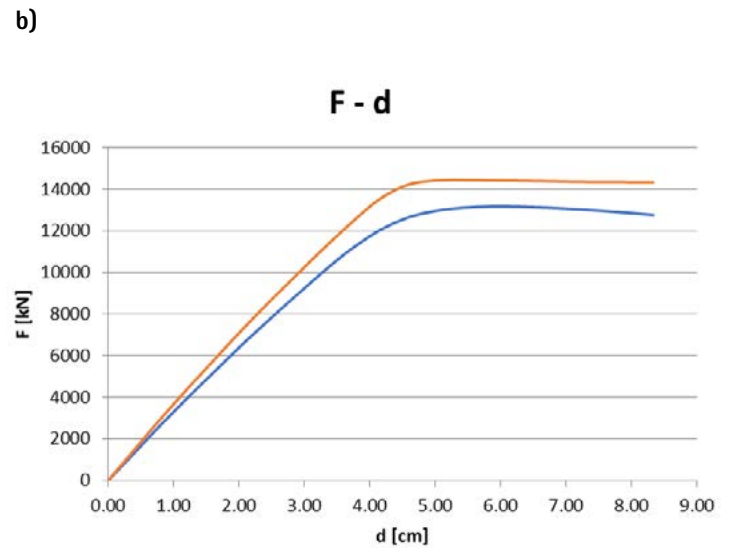
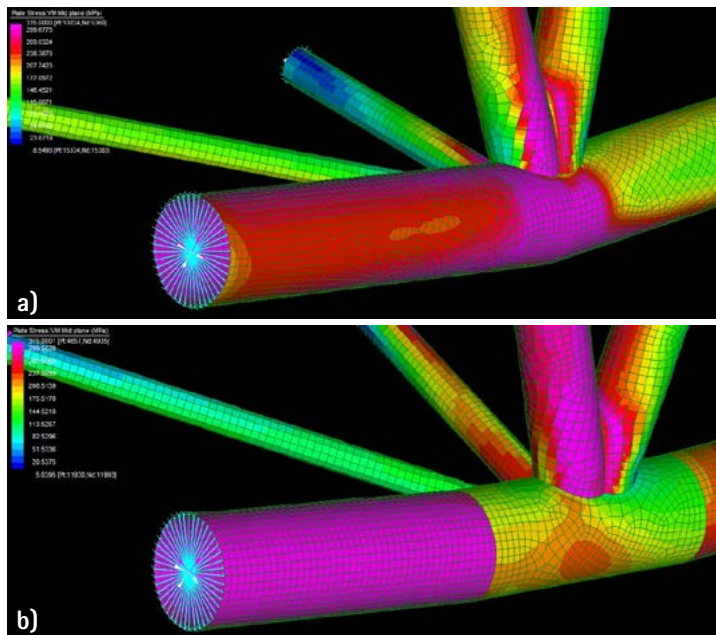


Fig. 8 – a) Collasso senza la presenza del CAN nel nodo; b) Collasso con la presenza del CAN: il corrente CHS arri-va alla tensione plastica prima della connessione nodale; c) Grafico Forza – spostamenti nel caso di nodo provvisto di CAN (linea rossa) e di nodo senza rinforzo (linea blu)

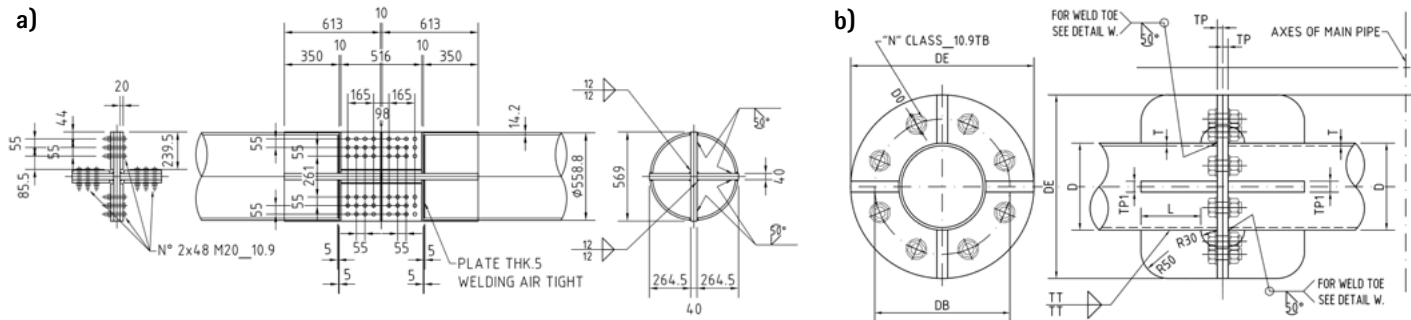


Fig. 9 – a) Vista 2D del dettaglio di connessione dei correnti negli archi principali; b) Connessione a flangia con irri-gidimenti per i principali controventi CHS soggetti prevalentemente a sforzo assiale di trazione

### 2.1.1 Modello FEM delle connessioni

Su alcuni nodi è stata effettuata un'analisi elasto-plastica mediante modello agli elementi finiti (figure 8a e 8b). L'obiettivo principale di questa analisi era di verificare se con l'introduzione dell'elemento CC era possibile migliorare la capacità di resistenza del nodo stesso e verificare se la sua resistenza plastica fosse maggiore del carico di progetto. Il grafico in figura 8-c mostra che con l'elemento del CC il giunto può raggiungere tutta la resistenza plastica del corrente CHS (14.425 KN).

#### 2.1.1 Giunto dei correnti

I correnti degli archi principali e secondari sono stati giuntati mediante piatti a croce saldati alla sezione CHS e collegati con bulloni e piastre di coprigiunto (figura 9a).

Le piastre e i bulloni in acciaio sono stati progettati per garantire che l'intera capacità assiale della sezione CHS possa essere trasferita dal giunto. Controlli su questo tipo di connessione sono stati effettuati in accordo con le norme AS 4100 e seguendo le indicazioni della letteratura tecnica esistente ([1], [2], [3], [4]). sono state effettuate verifiche di taglio dei bulloni, resistenza dei piatti (azione assiale,

taglio e block shear) e verifiche a rifollamento.

#### 2.1.2 Giunti degli elementi diagonali

Le aste tubolari delle pareti laterali e fondo sono giuntate per mezzo di flange di testa (figura 9-b). Per ottimizzare il progetto sono stati distinti i casi tra elementi principali e aste soggette prevalentemente a trazione (forze assiali in trazione maggiori del 50% della capacità portante della sezione circolare cava). Le verifiche sono state effettuate in accordo alle norme australiane AS 4100 e secondo le indicazioni di [5] e [6].

### 2.2 Progetto della membrana di rivestimento

In fase progettuale era previsto un rivestimento degli archi realizzato con una membrana pretesa composta da tessuto di fibra di vetro e matrice in PTFE. La membrana, sostenuta da appositi arcarecci, avvolgeva entrambe le pareti degli archi.

Questo sistema di rivestimento ha richiesto un modello matematico specifico per l'analisi delle deformazioni della membrana e delle forze trasferite dalla stessa alla struttura in acciaio (figura 10), ipotizzando la membrana come una rete ortotropa supportata da

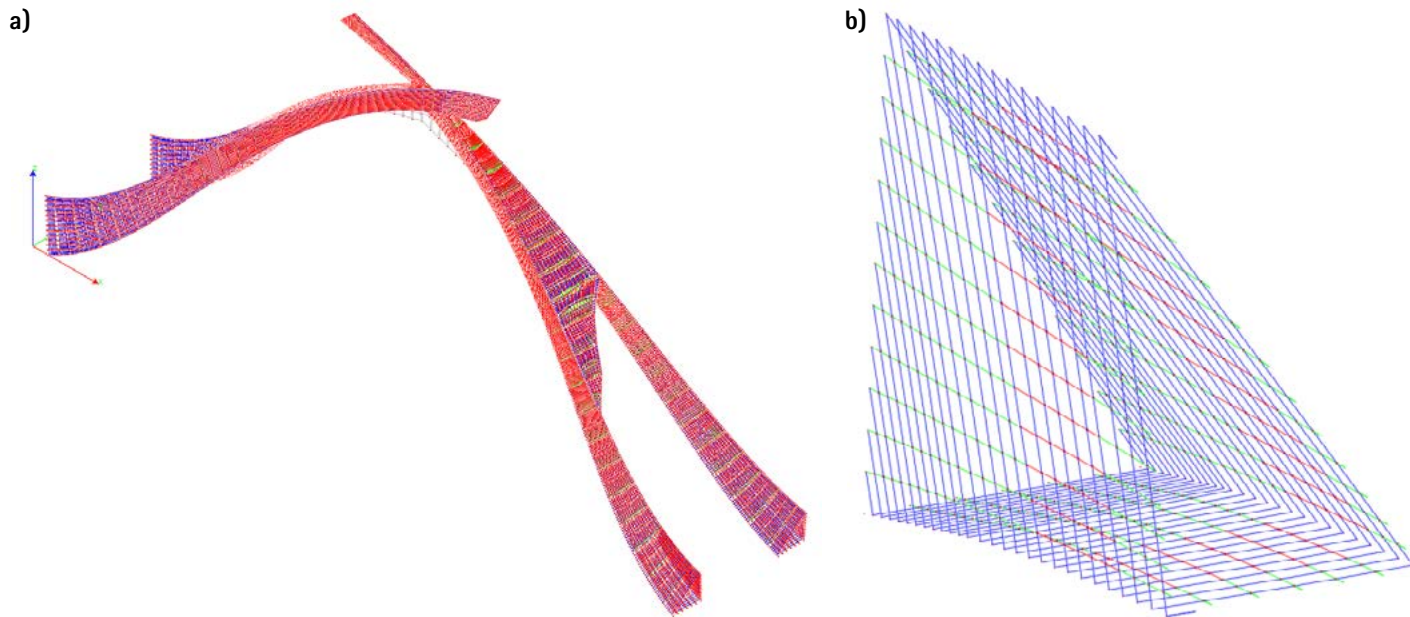


Fig. 10 – Vista isometrica del modello matematico della membrana per gli archi principali

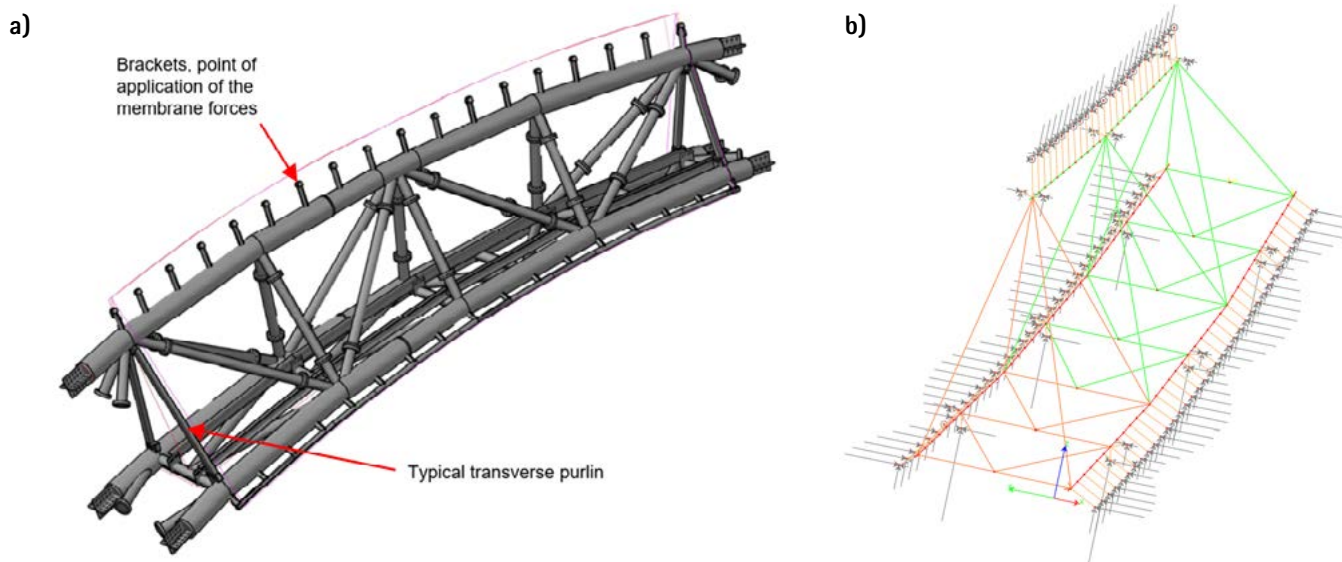


Fig. 11 - a) Vista 3D di una porzione di struttura reticolare spaziale degli archi; b) Trasferimento alla struttura dei carichi provenienti dalla membrana

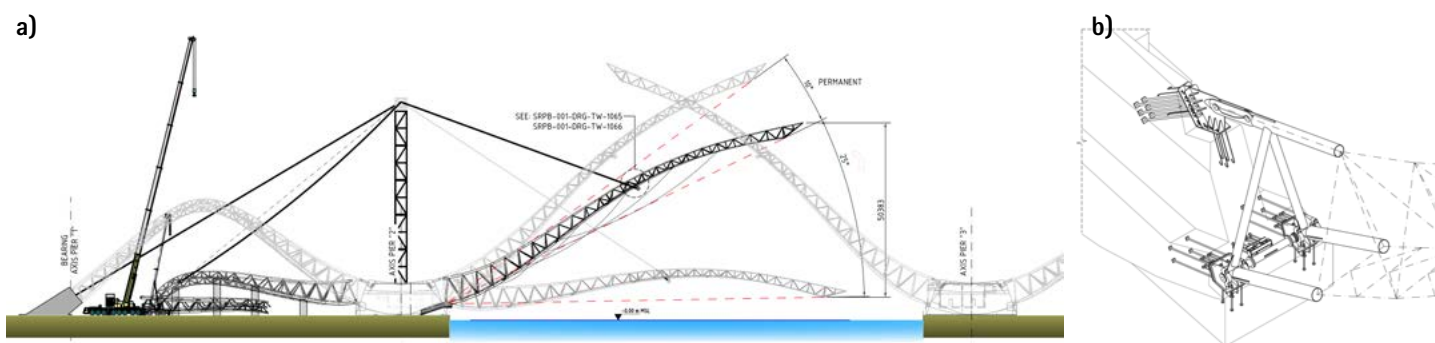


Fig. 12 - Schema di sollevamento degli archi in acciaio; b) Modello 3D della connessione alla base degli archi con le pile

elementi rigidi (cornici di supporto).

Le risultanti della pressione agente e gli sforzi membranali del rivestimento sono trasferiti ai tre correnti della struttura reticolare dell'arco (figure 11a e 11b).

### 2.3 Dettagli delle procedure di montaggio

La sequenza costruttiva degli archi in acciaio è composta dalle seguenti fasi principali:

- 1) costruzione delle torri temporanee (figura 12a);

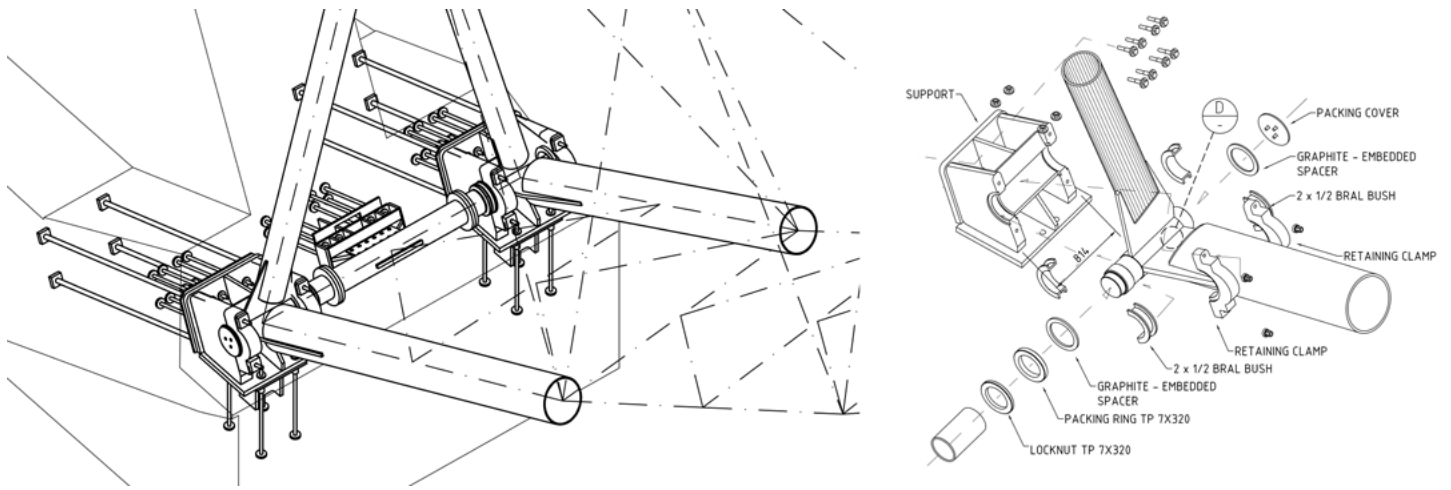
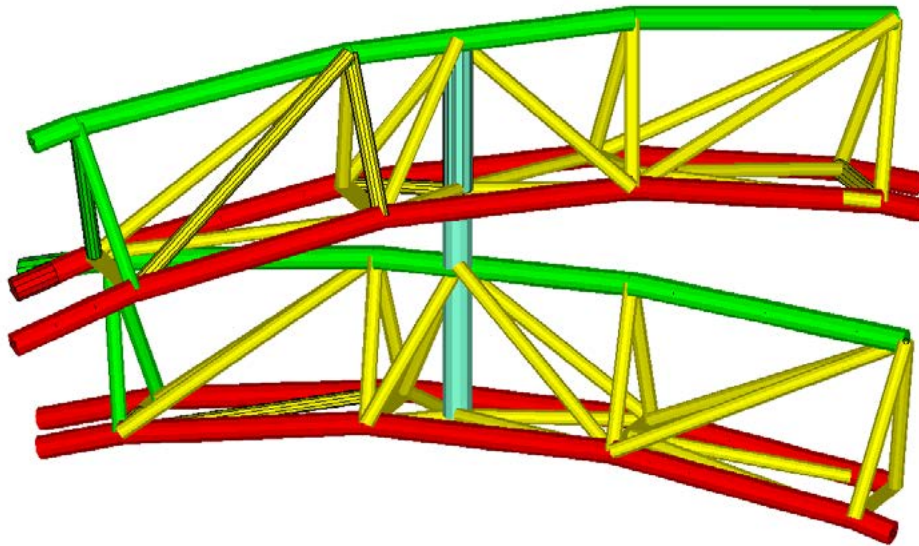


Fig. 13 - Vista 3D (a) ed esplosa (b) della cerniera che connette il corrente inferiore degli archi alle pile

a)



b)

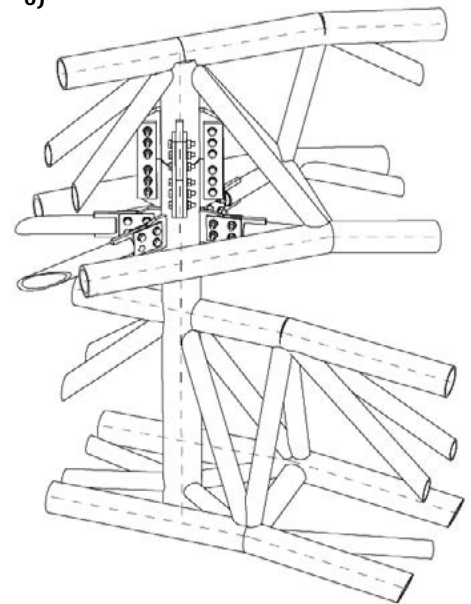
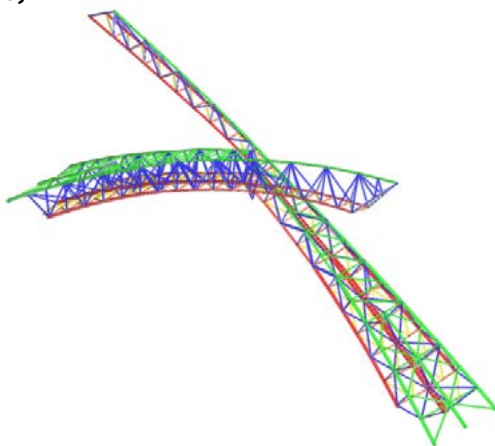
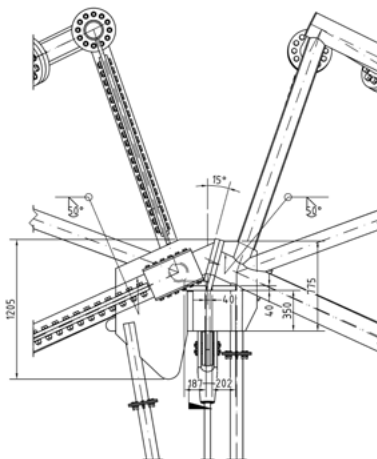


Fig. 14 - Connessione in sommità degli archi secondari dal modello matematico (a) e dai disegni esecutivi (b)

a)



b)



c)

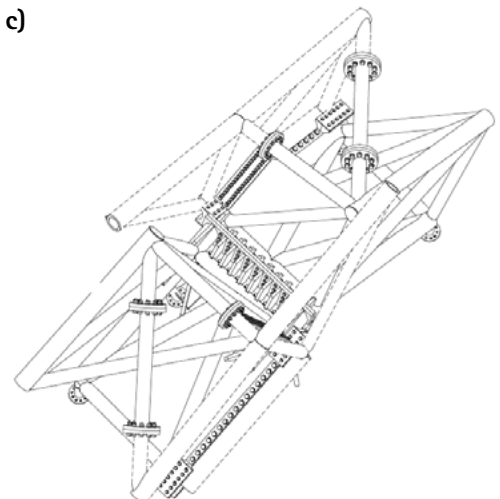


Fig. 15 - Connessione in sommità degli archi principali: a) Modello matematico; b) e c) Vista 2D e 3D del dettaglio di connessione dai disegni



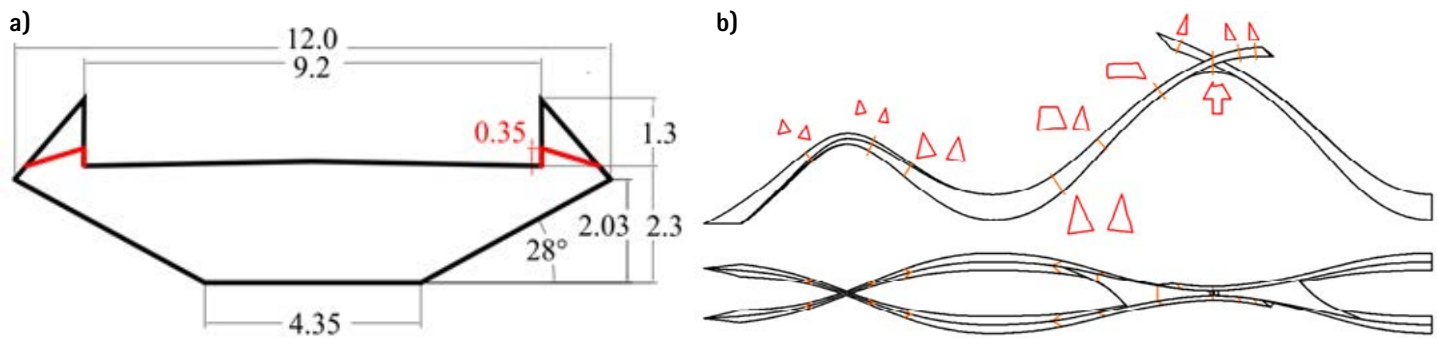


Fig. 16 - a) Sezione trasversale dell'impalcato originale e modificata (in rosso); b) Vista degli archi con evidenziate alcune sezioni trasversali

- 2) arrivo in cantiere degli archi trasportati da chiatte fluviali, gli archi vengono fatti scivolare per inserirsi nelle cerniere di montaggio alla base della pila di appoggio (figura 13);
- 3) collegamento degli archi alle torri temporanee e sollevamento passo - passo ruotando attorno alle cerniere di base;
- 4) terminato il montaggio gli archi principali vengono collegati nella parte superiore con una giunzione bullonata (figura 15) e gli archi secondari con un elemento bullonato avente sezione circolare piena (figura 14):
- 5) una volta connessi gli archi superiormente, il corrente superiore alla base dei tralicci viene collegato alla pila in c.a., completando così il collegamento per realizzare una connessione resistente a momento, vedere figura 12b.

### 3. INTRODUZIONE AGLI EFFETTI DEL VENTO E DEL TRAFFICO PEDONALE SULLA PASSERELLA

In via preliminare, si richiamano ed integrano alcuni aspetti geometrici e fisici di interesse per la tematica in esame.

Il ponte è formato da tre archi che sostengono tre impalcati mediante stralli subverticali. Il primo e l'ultimo arco di acciaio hanno una luce di circa 84 m ed una altezza sopra il livello del fiume di 36 m, mentre l'arco centrale ha una luce di 144 m ed un'altezza sopra il livello dell'acqua di 75 m. La lunghezza totale del ponte è di circa 400 m. Ogni arco è composto da quattro gambe a sezione variabile triangolare in struttura a traliccio ed è sostenuto da fondazioni su pali.

Il rivestimento laterale degli archi era previsto, in sede di progetto, in membrana pretesa in fibra di vetro e strato finale in PTFE, a sua volta sostenuta da arcarecci in acciaio (figura 4); il rivestimento non è stato realizzato in fase esecutiva.

La passerella, larga 12 metri, è sostenuta da tiranti posti ad interasse di circa 18 m ed ha una struttura composta da travi principali in corrispondenza dei sostegni e travi secondarie ortogonali alle prime. Il deck è completato da un getto in opera di calcestruzzo armato. I vincoli della passerella sono tali da permettere i movimenti lenti dovuti agli effetti termici, ma si comportano come vincoli rigidi allorché la stessa è soggetta a carichi dinamici dovuti al vento e, per certi aspetti, al transito pedonale. La figura 16 mostra le differenti

tipologie delle sezioni trasversali degli archi.

A causa della singolarità della struttura, le normative di riferimento richiedono il supporto di test in galleria del vento su un modello in scala del ponte [7] [8]. Considerando la forma complessa e la leggerezza della struttura, devono essere considerati diversi aspetti correlati all'azione del vento: carichi statici globali e distribuiti su tutta la struttura, effetto scia sugli archi, vibrazioni indotte dal distacco dei vortici (VIV) e stabilità aerodinamica del ponte, degli archi e delle estensioni a sbalzo. A tal fine, sono stati testati diversi modelli in scala, per indagare su problemi specifici ed adottare le eventuali necessarie contromisure [9].

Inoltre, grazie alla sua flessibilità e leggerezza, la passerella è potenzialmente soggetta alle vibrazioni indotte dal transito dei pedoni che potrebbero, peraltro, comportare rilevanti problemi di manutenzione. La norma AS 5100.2-2004 [8] specifica le frequenze di comfort per le passerelle pedonali, ma tali specifiche non sono particolarmente significative per ponti di dimensioni importanti (come l'SRPB) perché considerano l'attraversamento deterministico di un singolo pedone. La stessa AS 5100.2-2004 raccomanda di fare riferimento alla letteratura tecnica specialistica per ponti "sensibili" ad eccitazione da traffico pedonale. Pertanto, l'analisi e il processo di progettazione devono tenere conto della valutazione delle (potenziali) vibrazioni indotte dai pedoni e devono fornire soluzioni per limitare la loro ampiezza (se necessario) entro valori accettabili.

### 4 VIBRAZIONI DOVUTE AL VENTO

#### 4.1 Prove in galleria del vento

Come primo passo, è stato testato un modello in scala 1:10 dell'impalcato del ponte per valutare i coefficienti aerodinamici, mediante modello rigido su celle di carico, e le vibrazioni indotte dal distacco dei vortici, vincolando il modello con supporti elastici. Sono state testate due diverse sezioni trasversali: la sezione di progetto originaria e una modificata (con un'altezza del parapetto più bassa - vedi figura 16). Come verrà presentato nei risultati, la modifica della sezione originaria ha contribuito a migliorare le prestazioni aerodinamiche dell'impalcato, sia dal punto di vista della stabilità che della mitigazione delle ampiezze da VIV.

Un secondo modello, rigido, del ponte completo, in scala 1:50, è

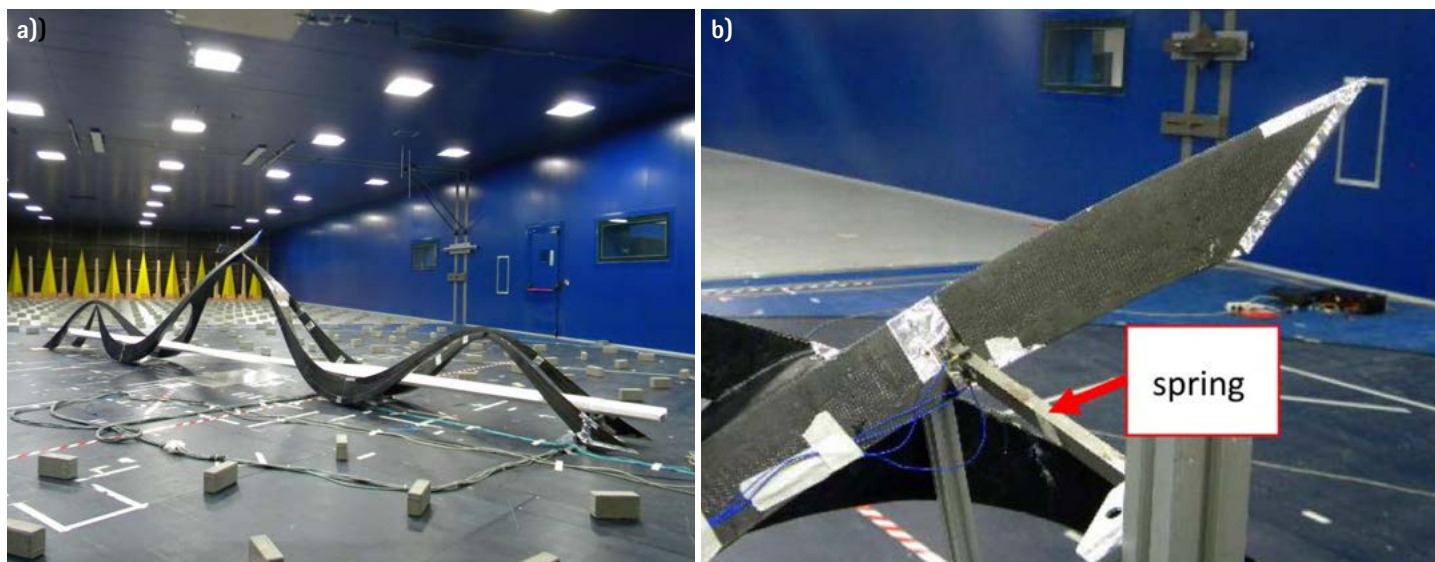


Fig. 17 - a) Modello in scala 1:50 nella galleria del vento: prove con flusso laminare e turbolento; b) modello elastico delle mensole terminali degli archi

stato testato nella galleria del vento del Politecnico di Milano (vedi figura 17). Il modello era dotato di numerosi punti di rilevamento della pressione attorno a diverse sezioni trasversali distribuite lungo gli archi (vedi sezioni trasversali in figura 16) e con rilevamenti delle azioni globali al piede (mediante bilance aerodinamiche sotto le 4 pile).

Poiché l'analisi nel dominio della frequenza delle time *history* delle pressioni ha evidenziato la presenza di distacchi di vortice lungo l'intera struttura per una vasta gamma di direzioni e frequenze del vento, per indagare i livelli di vibrazione indotti dai vortici, sono stati testati in galleria del vento due modelli aeroelastici in scala grande (1:15) delle "gambe", che simulano i modi di vibrare più critici.

Infine, per valutare le vibrazioni indotte dal distacco dei vortici dell'estensione a sbalzo, il modello in scala 1:50 è stato modificato introducendo una molla nella connessione tra la corona e l'estensione, in modo che l'estensione potesse vibrare, considerando l'aerodinamica tridimensionale dell'intera struttura (vedi figura 17). La forma originaria di progetto dell'impalcato, con una sezione molto compatta e spigolosa, non mostrava buone prestazioni aerodinamiche. Infatti, la derivata del suo coefficiente di portanza era pressochè nullo, il che non è un buon indice di stabilità aerodinamica [1] [4], e le vibrazioni registrate indotte dal distacco dei vortici erano ampie con un ampio intervallo di sincronizzazione (*lock-in*). Le modifiche successive (vedi figura 16) hanno migliorato notevolmente il comportamento aerodinamico del deck.

In figura 18 si riporta il confronto, al variare dei parametri di massa e smorzamento, delle vibrazioni indotte dal distacco dei vortici in funzione della velocità ridotta del vento è riportato (numero di Scruton  $Sc = 2 \pi m_L h / \rho B^2$ , dove  $m_L$  è la massa per unità di lunghezza dell'impalcato,  $B$  la sua larghezza, pari a 12 m,  $\rho$  è la densità dell'aria e  $h$  è il coefficiente di smorzamento strutturale). È possibile notare che il deck modificato per ottenere  $Sc$  uguale a

1 non è sensibile alle VIV, mentre per sopprimere questo tipo di vibrazione nel deck originario è necessario un valore di  $Sc = 3,5$  (cioè uno smorzamento strutturale più che triplicato).

Per quanto riguarda il modello sull'intero ponte, le forze globali misurate non hanno evidenziato problematiche particolari; tuttavia questo modello è stato fondamentale nel poter ottenere una stima sufficientemente accurato dei carichi da vento, sia in condizioni di vento laminare che turbolento. Inoltre, il confronto con l'integrale delle pressioni lungo gli archi mostra un buon accordo con le forze globali misurate dalle bilance aerodinamiche alla base delle pile, indice del fatto che i carichi distribuiti sono stati misurati con una sufficiente discretizzazione spaziale.

Il distacco dei vortici è stato misurato lungo l'intero sviluppo degli archi per diverse direzioni del vento e con differenti frequenze di distacco; la corrispondente velocità critica del vento varia da 14 m/s (archi laterali e sbalzi) a 50 m/s (arco centrale). Fenomeni di VIV sono stati registrati per entrambi i modelli e sono stati studiati diversi valori di  $Sc$  fino alla soppressione delle vibrazioni.

Il modello dell'arco centrale mostra una classica regione di *lock-in*, ed è necessario un valore di  $Sc$  di circa 10 per mitigare le VIV. Al contrario, il modello dell'arco laterale, che ha due sezioni triangolari, ha una complessa doppia regione di *lock-in*, ma un  $Sc$  di 5 è sufficiente per sopprimere le vibrazioni. È stata altresì testata con successo una soluzione alternativa volta a sopprimere le vibrazioni: se, invece che incrementare lo smorzamento, viene impiegata una superficie porosa con il 40% di porosità, le vibrazioni indotte dai distacchi di vortice sono completamente sopprese già ai più bassi valori di  $Sc$ .

I risultati delle VIV sono riassunti in figura 18 (in basso a destra), dove sono riportate le ampiezze della vibrazione trasversale alla direzione del vento in funzione di  $Sc$  per le diverse parti degli archi. Il grafico riporta anche il risultato ottenuto per l'estensione a sbalzo con il modello aeroelastico in scala 1:50.

#### 4.2 Considerazioni sul comportamento strutturale

Utilizzando i dati sperimentali e il modello ad elementi finiti della struttura, si possono fare le seguenti valutazioni sulle prestazioni del ponte.

Per quanto riguarda l'impalcato, considerando un coefficiente di smorzamento strutturale pari a  $h_{fs} = 0,003$  (tipico per le strutture in acciaio), il numero di  $Sc$  è 0,8 (usando una massa  $m_L$  del ponte di 7430 kg/m) e usando una sezione trasversale dell'impalcato modificata, i fenomeni di VIV sono trascurabili, come riassunto nella figura 18 (a sinistra e a destra in alto).

Per quanto riguarda gli archi e l'estensione a sbalzo, dal punto di vista aerodinamico, la criticità maggiore è rappresentata dalla vibrazione dell'arco della campata centrale, poiché per eliminarla è necessario un valore di  $Sc$  molto grande, se paragonato alle altre sezioni compatte e spigolose. Tuttavia, la valutazione dei livelli di vibrazione previsti dovrebbe tener conto delle seguenti considerazioni: (i) la vibrazione dell'arco è accoppiata alla vibrazione dell'impalcato; (ii) l'impalcato contribuisce non solo come massa, ma anche con il suo smorzamento aerodinamico. Lo smorzamento strutturale non è noto ed è stato assunto prudenzialmente pari a 0,003, valore che conduce ad un valore di  $Sc = 5,6$  senza considerare il contributo di smorzamento aerodinamico del deck, mentre un valore di  $Sc = 11,1$  può essere raggiunto considerando lo smorzamento aerodinamico del deck. Per questo valore di  $Sc$ , i fenomeni di VIV sono ridotti a un livello di accelerazione di 1,28  $m/s^2$  e a uno spostamento di 0,04 m. Un approccio simile mostra che gli archi laterali sono meno critici. Inoltre, l'estensione a sbalzo ha limitato le VIV al suo smorzamento strutturale (in questo caso non è significativo l'accoppiamento dinamico con l'impalcato).

#### 5. VIBRAZIONI INDOTTE DAI PEDONI

Le vibrazioni possono potenzialmente causare disagio ai pedoni e il deterioramento dell'integrità strutturale della passerella. Sfortunatamente, le attuali normative di progettazione (come ad esempio [7] e [8]) non forniscono linee guida e informazioni esaustive per affrontare, nella loro complessità, i problemi di vibrazione di passerelle snelle sotto carichi indotti dal transito dei pedoni. Gli standard internazionali, spesso, forniscono criteri di comfort in termini di massima accelerazione o spostamento (in alcuni casi in funzione delle frequenze), anche abbastanza diversi tra loro. La stessa AS 5100.2-2004, raccomanda di fare riferimento alla letteratura tecnica per ponti "sensibili" all'eccitazione dovuta al transito dei pedoni. Dato che le normative sono piuttosto "povere" su questo argomento, le analisi che sono state eseguite sono riferite alla letteratura più recente. In particolare, il riferimento [11] è assunto come riferimento principale. Altri riferimenti utili sono stati [12] e [13].

In pratica, diverse sono le variabili che introducono incertezze:

- l'input dinamico è abbastanza sconosciuto sia in forma che in

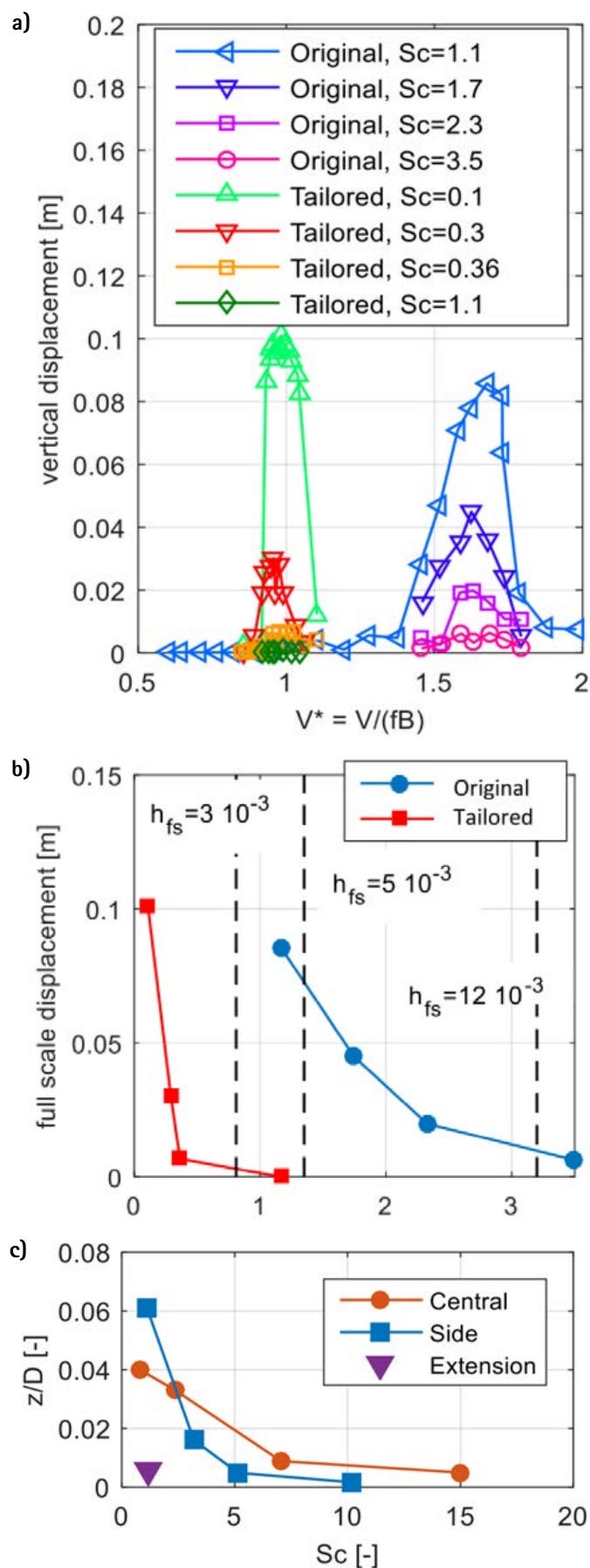
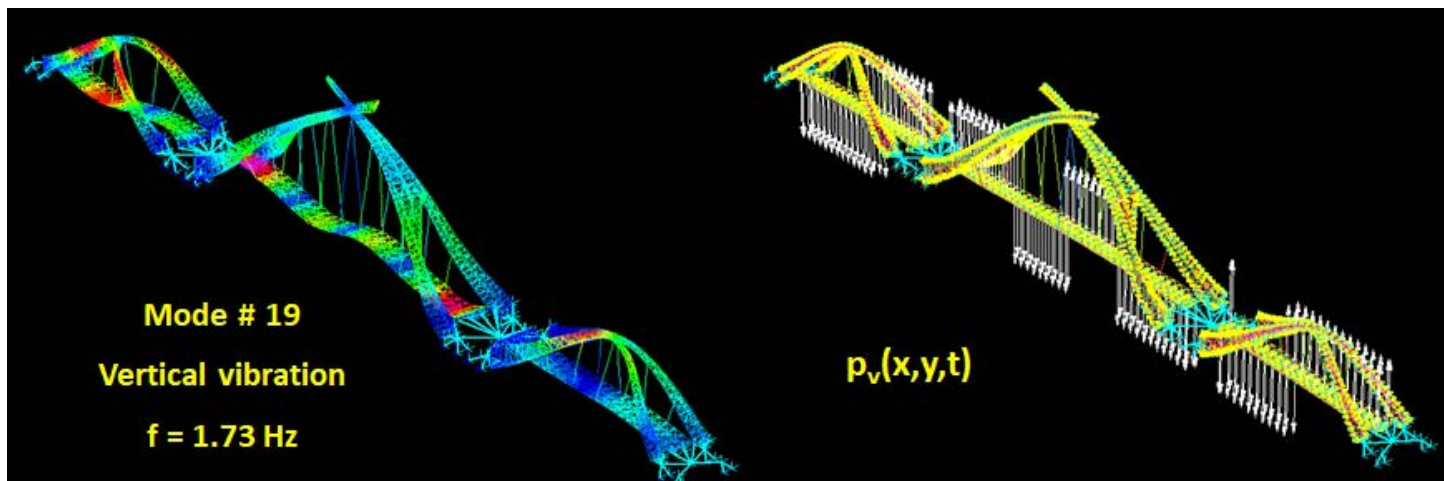


Fig. 18 - a) Massimi spostamenti verticali dell'impalcato dovuti al fenomeno di distacco dei vortici in funzione di  $V^*$  per differenti numeri di Scruton ( $Sc$ ); b) Ampiezza VIV trasversale alla direzione del vento come funzione di  $Sc$  per le due sezioni di impalcato (originale e modificata); c) Ampiezza VIV trasversale alla direzione del vento come funzione di  $Sc$  per le differenti parti degli archi

Dati modali						Traffico		Accelerazione max del deck [m/s <sup>2</sup> ]			
Modo n.	Dir.	$f$ [Hz]	$\xi$ [%]	$M^*$ [kgx10 <sup>6</sup> ]	$L^*$ [m]	$d$ [p/m <sup>2</sup> ]	$TC$	Spectral	SDOF	FEM	TH
2	h	0.565	1,3	0.631	144	1.5	5	0.086	0.117	0.122	\
3	h	0.792	1,3	6.382	240	1.5	5	0.012	0.015	0.014	\
6	h	0.925	5	4.273	200	1	4	0.006	0.004	0.004	\
7	h	0.949	5	3.393	200	0.5	3	0.005	0.005	0.005	\
9	h	1.045	5	7.420	240	0.2	2	0.002	0.002	0.002	\
12	v	1.457	0.6	0.758	120	1.5	5	0.036	0.159	0.099	\
13	v	1.481	0.6	7.339	70	1.5	5	0.268	1.175	1.131	0.578
14	v	1.561	0.6	0.974	120	1.5	5	0.280	1.198	0.963	\
15	v	1.566	0.6	0.516	160	1.5	5	0.611	2.607	1.483	1.101
16	v	1.620	0.6	0.518	100	1.5	5	0.489	2.055	1.523	1.170
17	v	1.631	0.6	0.384	80	1.5	5	0.593	2.480	2.088	1.660
19	v	1.734	0.6	0.648	220	1	4	0.621	1.988	1.507	0.980
20	v	1.761	0.6	2.485	70	1	4	0.092	0.293	0.520	\
21	v	1.777	0.6	0.395	140	1	4	0.823	2.604	2.272	1.230
22	v	1.852	0.6	0.451	140	1	4	0.735	2.282	2.140	1.080
23	v	1.883	0.6	0.632	140	0.5	3	0.460	0.521	0.534	0.720
25	v	1.972	0.6	0.413	80	0.5	3	0.544	0.602	0.488	0.670
26	v	2.025	0.6	0.401	80	0.2	2	0.359	0.392	0.288	\
27	v	2.045	0.6	0.349	70	0.2	2	0.388	0.422	0.477	0.380
31	v	2.252	0.6	0.560	140	0.2	2	0.357	0.371	0.221	0.390
34	v	2.312	0.6	2.267	60	0.2	2	0.058	0.060	0.043	\

Tabella 1 - Confronto delle accelerazioni del deck, calcolate con differenti metodi.



Direzione	Carico per m <sup>2</sup>	Modello di carico per TC 1 sino a TC 3 (densità < 1,0 P/m <sup>2</sup> )
Verticale (v)	$d x (280N) x \cos (2\pi f_v t) x 10.8 x (\xi/n)^{1/2} x \psi$	
Longitudinale (i)	$d x (140N) x \cos (2\pi f_i t) x 10.8 x (\xi/n)^{1/2} x \psi$	
Trasversale (t)	$d x (35N) x \cos (2\pi f_t t) x 10.8 x (\xi/n)^{1/2} x \psi$	
Direzione	Carico per m <sup>2</sup>	Modello di carico per TC 4 e TC 5 (densità ≥ 1,0 P/m <sup>2</sup> )
Verticale (v)	$1.0 x (280N) x \cos (2\pi f_v t) x 1.85 (1/n)^{1/2} x \psi$	
Longitudinale (i)	$1.0 x (140N) x \cos (2\pi f_i t) x 1.85 (1/n)^{1/2} x \psi$	
Trasversale (t)	$1.0 x (35N) x \cos (2\pi f_t t) x 1.85 (1/n)^{1/2} x \psi$	

Fig. 19 - Procedimento per calcolare l'accelerazione con un modello di calcolo agli elementi finiti

- ampiezza; le ricerche sono ancora in corso su questo argomento;
- la percezione e la valutazione del movimento e delle vibrazioni non solo sono soggettive e, pertanto, diverse per ogni utente, ma anche correlate ad alcuni fattori “ambientali”: ad esempio, alcune ricerche hanno dimostrato che utenti di ponti pedonali situati vicino a ospedali e case di cura possono essere più sensibili alle vibrazioni degli escursionisti che attraversano un ponte pedonale lungo un sentiero; è stato anche osservato che la percentuale di individui che avvertono il disturbo mentre attraversano una passerella dall’aspetto “più robusto”, è quattro volte più alta rispetto a quella di coloro che attraversano una passerella dall’aspetto più leggero/snello;
  - l’eccitazione orizzontale è un tipico fenomeno di *lock-in* e di solito si verifica solo in condizioni di grande affollamento; pertanto, nella maggior parte dei casi può essere inopportuno basare il progetto su questo criterio;
  - lo smorzamento strutturale intrinseco (che è essenziale nel determinare l’ampiezza delle vibrazioni e la condizione di autoeccitazione) è piuttosto variabile e dipende non solo dal materiale di base e dalla tipologia dei collegamenti (ad es. saldati, bullonati, ...), ma anche da elementi non strutturali e dall’ampiezza delle oscillazioni (una stima attendibile di questo parametro può essere eseguito solo una volta completata la struttura mediante caratterizzazione dinamica in situ);
  - nel caso dell’SRPB, anche le forme modali e le frequenze sono affette da grandi incertezze, dovute all’interazione con il sistema di fondazione relativamente flessibile e alla complessità della geometria.

Pertanto, il criterio di progettazione basato sulle frequenze naturali della struttura (che viene spesso adottato e suggerito dalle norme, consistente nell’evitare che le frequenze modali della struttura “rientrino” negli intervalli critici) può penalizzare fortemente e inutilmente sia gli aspetti economici che quelli estetici.

Posto, dunque, che non si riescono ad evitare le frequenze critiche, le analisi eseguite e di seguito sintetizzate sono orientate a verificare se:

- le vibrazioni dovute al traffico pedonale siano accettabili per gli utenti,
- il fenomeno del *lock-in* sia scongiurato.

### 5.1 Definizione delle situazioni di progetto

Il primo passo consiste nel definire le “situazioni di progetto” (DS = design situation), che risultano dalla combinazione della Traffic Class (TC) e del Comfort Level (CL). TC e CL sono definiti secondo le indicazioni contenute in [5].

Le seguenti situazioni di progetto sono state definite per la passerella sul fiume Swan, in accordo con il Cliente:

- DS1 = TC4 + CL3 (inaugurazione / una volta);
- DS2 = TC3 + CL2 (utenti stadio / settimanale);
- DS3 = TC2 + CL1 (traffico pendolare / giornaliero).

Per completezza dell’analisi, sebbene non richiesta, anche la “traffic class” TC5 (massimo affollamento) è stato simulato nei calcoli e il CL corrispondente viene determinato come utile riferimento.

### 5.2 Valutazione della risposta

Le accelerazioni massime attese sono state valutate per tutti i modi di vibrare significativi che coinvolgono lo spostamento laterale e/o verticale del deck e rientrano nelle seguenti gamme di frequenza:

1,3 Hz  $\leq$   $f_i \leq$  2,3 per vibrazioni verticali;

0,5 Hz  $\leq$   $f_i \leq$  1,2 per vibrazioni laterali.

I rapporti di smorzamento modali intrinseci sono indicati nella tabella 10.4 di EUR 23318 EN [11].

In particolare, i seguenti valori di  $\zeta$  sono stati adottati nelle analisi:

$\zeta = 1,3\%$  per i modi orizzontali (governati dalla soletta in calcestruzzo);

$\zeta = 0,6\%$  per i modi verticali (dovernati da elementi composti acciaio-calcestruzzo);

$\zeta = 5\%$  per i modi che prevedono un coinvolgimento significativo delle fondazioni.

Sono stati utilizzati tre metodi per stimare l’accelerazione corrispondente alle diverse classi di traffico, secondo [11] e [12]: il metodo dello Spettro di Risposta (RS), il metodo Single Degree of Freedom (SDOF) e il metodo degli elementi finiti (FEM). La procedura per quest’ultimo è mostrata in figura 19. I parametri utilizzati nel metodo SDOF sono derivati da un’analisi modale FEM, approssimando le forme modali effettive con forme sinusoidali equivalenti (lunghezza, massa e carico equivalenti).

Seguendo le procedure sopra riassunte, sono state stimate, per i modi di vibrare di interesse, le accelerazioni massime previste (frattile 95%), corrispondenti alle diverse classi di traffico. Si precisa che:

- la “massa modale/generalizzata” utilizzata per la RS e per i metodi SDOF è stata riferita al punto di massima ampiezza di spostamento del deck (nella direzione eccitante);
- la lunghezza di riferimento  $L^*$  per i metodi RS e SDOF è stata determinata con riferimento a una lunghezza equivalente della forma modale pari a mezza sinusoidale (per essere “coerenti” con le ipotesi del metodo, che si basano su forme sinusoidali);
- si è assunta la larghezza di riferimento B pari a 10 m;
- è stata eseguita l’analisi armonica di risposta (H.R.A.) per valutare la risposta con il metodo FEM.

Il calcolo, cioè la valutazione dell’accelerazione sul deck, è stato eseguito per ogni classe di traffico applicata a ciascun modo di vibrare. Tuttavia, molte di queste combinazioni sono fisicamente prive di significato; infatti, la frequenza dei passi (quindi il modo di vibrare effettivamente interessato) è correlato alla densità dei pedoni (quindi alla classe di traffico), come mostrato in figura 20. Di conseguenza, nella Tabella 1 sono stati riportati solo i risultati relativi alle combinazioni significative (dove la densità dei pedoni è stata ritenuta coerente con la frequenza dei passi, anche se a favore di sicurezza).

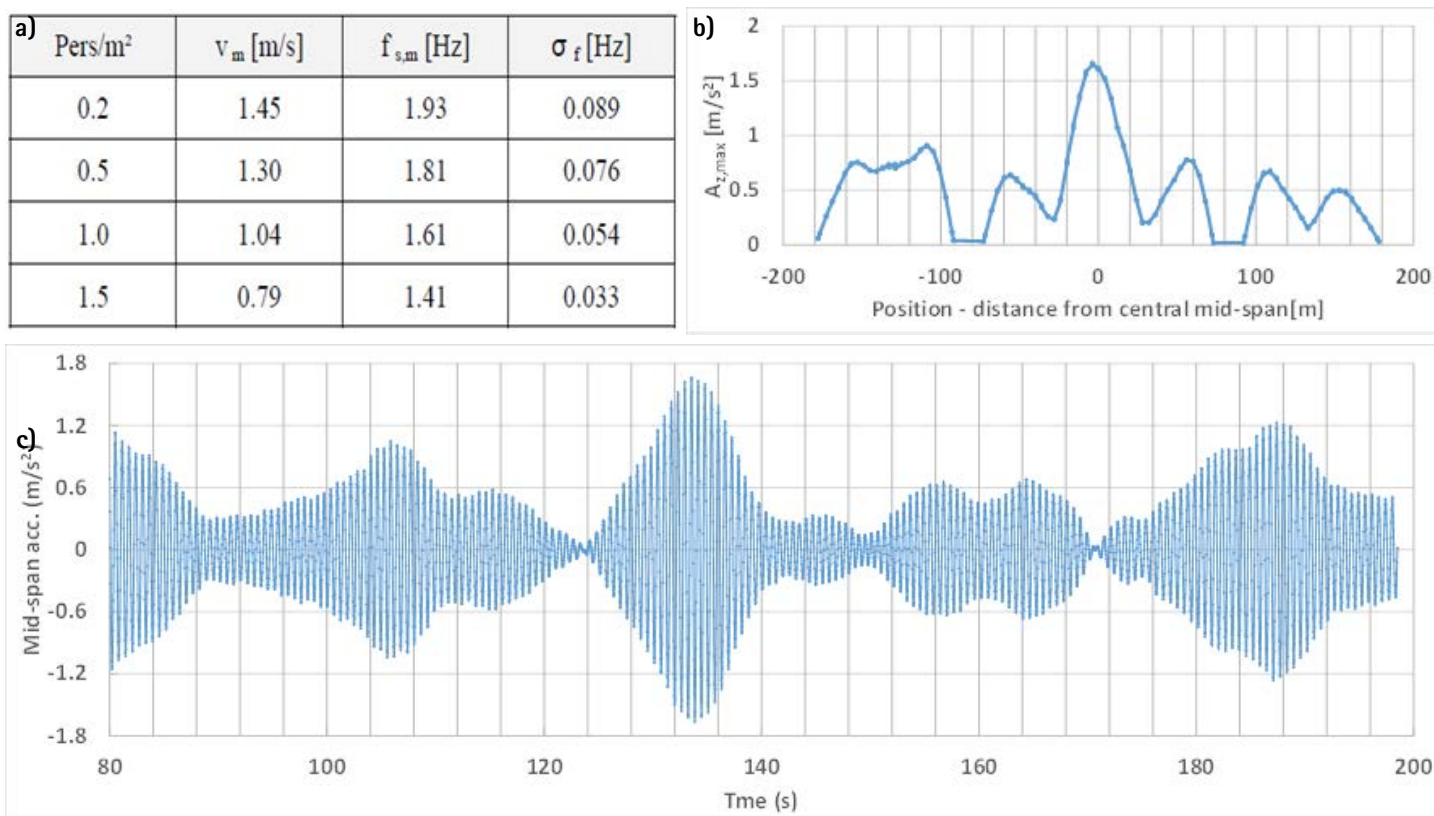


Fig. 20 - Esempio di analisi *time history*. Parametri del caso in esame: frequenza media del flusso 1.631Hz relativa al modo numero 17; frequenza SDT 0.057Hz; velocità del flusso 1.07m/s; densità dei pedoni 1.5 P/m<sup>2</sup>; massima accelerazione dell'impalcato 1.66m/s<sup>2</sup>

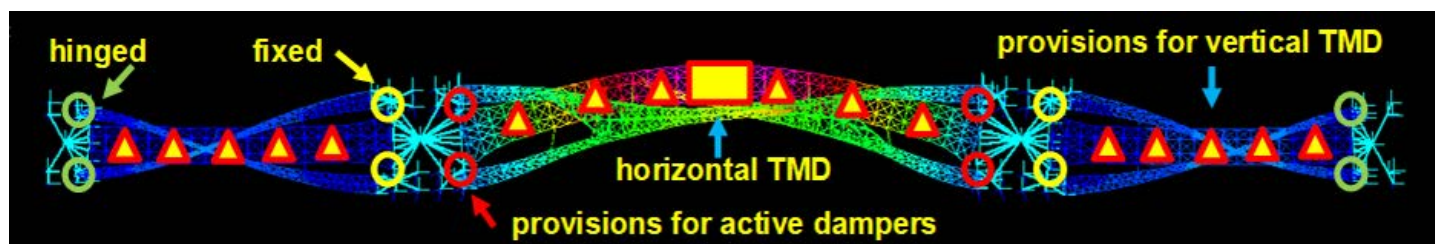


Fig. 21 - Disposizione in pianta dei vincoli dell'impalcato e dei dispositivi di mitigazione delle vibrazioni

La sovrapposizione modale è stata considerata eseguendo l'analisi con *time-history*, con una banda di frequenza appropriata. Con questa analisi, ogni pedone viene simulato con una forza sinusoidale, caratterizzata da una frequenza con distribuzione gaussiana attorno alla frequenza del modo considerato, e una fase uniformemente distribuita. I parametri per la simulazione stocastica sono definiti secondo le indicazioni di [11]. La “frequenza centrale” della banda è impostata (a favore di sicurezza) uguale a quella del modo di vibrare più eccitato che rientra nell'intervallo (risultante dalle analisi semplificate - Spettrale, SDOF, FEM). L'analisi con *time-history* è stata ripetuta per diverse “frequenze centrali”, corrispondenti a ciascuno dei modi più eccitati, e ciascuno di essi è caratterizzato da una banda di frequenza appropriata (definita da una appropriata “standard deviation”  $\sigma_f$ ).

### 5.3 Accorgimenti per la mitigazione delle vibrazioni

Sebbene i modi laterali, a causa della loro massa rilevante, non siano particolarmente sensibili all'eccitazione da traffico pedonale, le

incertezze nella determinazione dei modi e la gravità del fenomeno (si tratta infatti di oscillazioni particolarmente fastidiose in termini di confort e potenzialmente dannose per la struttura -qualora si inneschi il *lock-in*), inducono ad adottare ulteriori precauzioni.

Le vibrazioni orizzontali delle campate laterali (nelle frequenze di interesse) coinvolgono anche il movimento delle pile; quindi, la massa modale coinvolta e lo smorzamento intrinseco sono davvero molto grandi. L'eccitazione di questi modi sembra essere evitata, anche se il giudizio finale può essere dato solo dopo la caratterizzazione dinamica sulla struttura reale. La campata centrale, invece, è caratterizzata da accelerazioni “ordinarie” stimate (seppure nelle “design situations” DS più gravose - per le classi di traffico TC4 e TC5) prossime alla soglia di attivazione del *lock-in* (per come definita nella letteratura di riferimento). Pertanto, stante la succitata “gravità” del potenziale fenomeno, è stato previsto in sede di progetto uno smorzatore a massa accordata (tuned mass damper - TMD) in direzione trasversale. In questo modo, il *lock-in* risulta sufficientemente lontano dalle accelerazioni stimate, poiché

lo smorzamento associato al TMD ( $\Delta\zeta \approx 4,5\%$ ) riduce fortemente le vibrazioni laterali.

Sulla base dei modelli di riferimento ipotizzati per l'eccitazione dovuta ai pedoni, della valutazione della risposta e dei criteri di comfort, l'installazione del TMD evita qualsiasi tipo di fenomeno di sincronizzazione orizzontale ed ampiezze di vibrazioni inaccettabili. Tuttavia, stanti (i) le incertezze che caratterizzano ancora i modelli di letteratura, (ii) la "pericolosità" delle vibrazioni laterali (in caso di *lock-in*) e (iii) l'importanza dell'opera in oggetto, sono state adottate ulteriori precauzioni. In particolare, sono state inserite predisposizioni per una futura installazione di smorzatori aggiuntivi (alle estremità del deck - vedere lo schema di figura 21).

Per quanto riguarda le vibrazioni verticali invece, esse sono senz'altro meno preoccupanti perché non soggette a fenomeni di *lock-in*, ma le valutazioni numeriche sembrano indicare ampiezze stimate prossime ai limiti di riferimento (situazione di progetto definita) per differenti modi di vibrare. Conseguentemente, in via prudenziale, il progetto del ponte contempla la predisposizione anche per i dispositivi di smorzamento verticale (TMD) installabili sotto la soletta in c.a., tra le travi principali. La eventuale definizione dei requisiti e la successiva installazione di questi dispositivi dipendono dai risultati della caratterizzazione dinamica post-montaggio.

## 6. CARATTERIZZAZIONE DINAMICA E MONITORAGGIO

Oltre alla caratterizzazione modale (frequenza, forme modali, rapporti di smorzamento), gli effetti reali del passaggio dei pedoni devono essere verificati durante la fase di "caratterizzazione / monitoraggio dinamico" (ad esempio, testando gli effetti di gruppi di pedoni che attraversano il ponte con differenti modi di camminare, di pedoni che intenzionalmente cercano di indurre vibrazioni, ecc.). La norma EUR 23318 EN [5] individua per queste tipologie di prove:

- "livello 1" - identificazione dei parametri strutturali, con lo scopo di calibrare i modelli numerici e, eventualmente, di mettere a punto i dispositivi di controllo. Frequenze naturali, forme modali e coefficienti di smorzamento sono i principali parametri di interesse;
- "livello 2" - misurazione della risposta dinamica del ponte sotto l'eccitazione dovuta ai pedoni per la valutazione dei criteri di comfort e/o confronto con la risposta simulata.

Nel caso specifico, il programma di caratterizzazione e monitoraggio dovrebbe essere articolato nelle seguenti fasi:

1. controllo delle frequenze e forme modali eccitabili. La prima fase dovrebbe mirare a definire le forme modali e le frequenze che possono essere potenzialmente eccitate dai pedoni sul deck e dal distacco di vortici dagli archi. L'accelerazione calcolata nel paragrafo 5.2 deve essere ricalcolata utilizzando le frequenze naturali effettive e lo smorzamento della struttura misurati in situ, per verificare se soddisfano ancora i criteri di accettazione

descritti nel paragrafo 5.1;

2. stima delle vibrazioni indotte dai pedoni sul deck (in base ai modelli di riferimento ipotizzati). La seconda fase ha lo scopo di migliorare la stima teorica delle vibrazioni indotta dai pedoni e dal vento (VIV);
3. monitoraggio a medio e a lungo termine del comportamento del ponte durante la fase iniziale della sua vita, al fine di verificare l'effettiva risposta alle azioni dei pedoni e del vento. Data la particolarità/complessità della struttura dello SRPB, al gestore del ponte è stato suggerito una ulteriore fase di monitoraggio durante il ciclo di vita del ponte, anche se non strettamente necessario ai sensi delle norme di riferimento per la progettazione. La durata del monitoraggio dovrebbe essere sufficiente per raccogliere dati significativi sulla densità dei pedoni e sui valori di velocità del vento. Questa fase di monitoraggio fornirebbe registrazioni del comportamento effettivo del ponte da confrontare con le assunzioni di progetto.

## 7. CONCLUSIONI

Negli oggetti architettonici *free-form*, la cui forma non ha una connessione diretta con i principi strutturali, le incertezze fenomenologiche della progettazione svolgono un ruolo molto importante. Tali incertezze vengono introdotte in progetti che tentano di estendere lo "stato dell'arte", compresi nuovi concetti e tecnologie, e quindi in questo tipo di strutture al fine di garantire il livello di affidabilità richiesto, sono necessarie competenze speciali in fase di progettazione e costruzione. Ecco perché per il ponte pedonale sullo Swan River, a causa della sua complessa geometria, è stato necessario adottare soluzioni particolari per la progettazione e l'analisi della struttura del ponte, come mostrato nella prima parte di questo articolo.

La seconda parte dell'articolo invece evidenzia le sfide che i progettisti devono affrontare quando strutture leggere con forme complesse sono progettate per l'azione del vento e dei pedoni. Viene mostrato come i risultati della galleria del vento possono essere utilizzati durante la fase di progettazione e vengono forniti indirizzi e una soluzione innovativa per sopprimere gli effetti negativi delle vibrazioni dovute al distacco dei vortici.

Inoltre, le vibrazioni indotte dai pedoni sono state stimate mediante modelli numerici derivati dalla letteratura più recente e avanzata su questo tema. Tuttavia, le incertezze sono ancora notevoli, sia negli approcci teorici che nei parametri di progettazione. Spesso, infatti, diversi metodi di valutazione conducono a risultati diversi. Sulla base di tali considerazioni, informazioni affidabili possono essere ottenute solo mediante test effettuabili dopo il completamento della struttura. Poiché i valori stimati delle vibrazioni indotte dal vento e dai pedoni non minano la sicurezza strutturale ma incidono solo sugli stati limite di servizio, la procedura di progettazione più appropriata, e adottata nel caso specifico, è la seguente:

a) in fase di progettazione si prevede di implementare dispositivi di mitigazione delle vibrazioni; un'opportuna combinazione di sistemi di vincolamento e di smorzamento attenuerà le più fastidiose vibrazioni orizzontali, si prevede di installare un TMD orizzontale nel deck della campata principale in fase di costruzione e si adottano predisposizioni per possibili esigenze future; per le vibrazioni verticali i risultati dell'analisi dinamica mostrano un comportamento soddisfacente del ponte senza la necessità di ulteriori strumenti di mitigazione delle vibrazioni. Il ponte viene tuttavia, prudentialmente, progettato con la predisposizione di TMD verticali che

potranno essere installati qualora la risposta risultante dai test di caratterizzazione dinamica differisse significativamente dalle ipotesi di progetto;

b) dopo il completamento della struttura, devono essere eseguiti test di caratterizzazione dinamica, finalizzati primariamente a misurare le frequenze modali e i rapporti di smorzamento intrinseci;

c) infine, qualora le fasi precedenti delineassero l'opportunità di mitigare le vibrazioni indotte dal vento e/o dai pedoni anche in direzione verticale, i TMD potrebbero essere opportunamente installati e calibrati.

---

## CREDITI

Committente:	Mainroads Western Australia
General Contractor:	York Rizzani De Eccher Joint Venture
Progettazione architettonica:	Denton Corker Marshall
Progettazione strutturale:	DEAL, Enigma Engineering
Validazione della progettazione:	Mott MacDonald

## RIFERIMENTI

- [1] "Worked Examples for Steel Structures" – Australian Steel Institute – M. A. Bradford, R.Q. Bridge, N. S. Trahair.
- [2] "Tubular Connection Series" – Australian Steel Institute – P.W. Key and A.A. Syam.
- [3] "Steel Structures Design Manual to AS 4100" – Brian Kirke and Iyad Hassan Al-Jamel.
- [4] "The Behaviour and Design of Steel Structures to AS 4100" – N.S. Trahair and M.A. Bradford.
- [5] "Joints in Steel Construction: Simple Joints to Eurocode 3" – published by the Steel Construction Institute and the British Constructional Steelwork Association Limited.
- [6] CIDECT - Construction with hollow steel sections - "Design guide 1 - For CHS joints under predominantly static loading" Second edition J. Wardenier, Y. Kurobane, J.A. Parker, G.J. van der Vegte, X. L. Zhao.
- [7] EUROCODE1, UNI EN 1991-1-4, "Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions". April 2005
- [8] AS 5100.2 - 2004, Standards Australia, "Bridge design Part 2: Design loads"
- [9] ARGENTINI T., DIANA G., GIAPPINO S., MUGGIASCA S., ROCCHI D., COSENTINO N., MAJOWIECKI M., "Wind effects of a pedestrian arch bridge with complex shape", Proc. of 19th IABSE Congress Stockholm, September 2016.
- [10] HANSEN S.O. and DYRBYE C., "Wind loads on structures", 1996, Chichester: John Wiley & Sons.
- [11] EUR 23318 EN, "Advanced load models for synchronous pedestrian excitation and optimised design guidelines for steel footbridges", European Commission, Directorate-General For Research, 2008
- [12] SÉTRA TECHNICAL GUIDE, "Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading", Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes, October 2006.
- [13] RFS2-CT-2007-00033, "Design of Footbridges - Guideline", HiVoSS (Human induced Vibrations of Steel Structures), September 2008.
- [14] M. MAJOWIECKI, S. PINARDI, G. BERTI "Swan River Pedestrian Bridge in Perth – Structural Design story from the concept to the construction" Footbridge 2017, Berlin, September 2017.
- [15] N. COSENTINO, M. MAJOWIECKI, S. PINARDI "Wind and pedestrian vibration assessment on the new Swan River Pedestrian Bridge" Footbridge 2017, Berlin, September 2017.