

LA COPERTURA SOSPESA DEL NUOVO STADIO DELLA JUVENTUS A TORINO

SOMMARIO

Dopo diciannove anni di attività, lo stadio "Delle Alpi" di Torino costruito per i mondiali di calcio degli anni '90 è stato sostituito da un nuovo stadio chiamato "Nuovo Stadio della Juventus". Il nuovo stadio è stato progettato secondo le più moderne normative in materia di edifici pubblici e sportivi, per una capienza di 41'000 spettatori. In questo articolo sono riportate le principali soluzioni architettoniche e strutturali adottate e sono descritte le analisi in galleria del vento che sono state condotte a supporto della progettazione.

SUMMARY

After about 19 years the "delle Alpi" Stadium of Turin (Italy), built for Italia '90 World Cup was substituted by a new stadium named "Nuovo Stadio Juventus" designed according newer and actual guidelines for stadium and sport's arena utilization. The capacity of the stadium is of 41'000 seats. Scope of this paper is to show the adopted architectural and structural design approach. The design has been assisted by experimental testing procedures in boundary wind tunnel laboratories.



MASSIMO MAJOWIECKI
Prof. Ing. IUAV di Venezia

FRANCESCO OSSOLA
Prof. Ing. Politecnico di Torino

STEFANO PINARDI
Ing. Studio Tecnico Majowiecki

SINTESI DELLE OPERE STRUTTURALI

La soluzione strutturale è caratterizzata da una copertura a quota +33.00m in acciaio sospesa da quattro stralli collegati a due cavalletti d'ancoraggio formati da due colonne configurate ad "A" e da sei stralli in fune ancorati ad una fondazione a gravità (Figura 1).

Il sistema strutturale è formato da: sistema di fondazioni, strutture delle tribune e copertura sospesa in acciaio (struttura principale e travi secondarie).

Tribune

Le tribune risultano poste a differenti quote e così realizzate:

- Tribuna primo livello costituita da travi prefabbricate in c.a. poggianti su plinti in cemento armato;
- Tribuna secondo livello costituita da travi prefabbricate in cemento armato poggianti su plinti in cemento armato e pilastri (con appoggio a sella);
- Tribuna terzo livello costituita da travi in carpenteria metallica poggianti sul solaio a quota 18.55 in corrispondenza dei pilastri a croce in cemento armato e pila-

stri in carpenteria metallica con sezione circolare. I gruppi di telai che costituiscono la struttura delle tribune vengono resi solidali mediante la continuità degli elementi trave con gli impalcati considerati infinitamente rigidi nel proprio piano, inoltre sono state anche realizzate alcune campate "galleggianti" tali da consentire i reciproci spostamenti orizzontali e verticali tra gruppi di telai limitrofi.



Figura 1 - Vista interna della struttura del nuovo stadio della Juventus

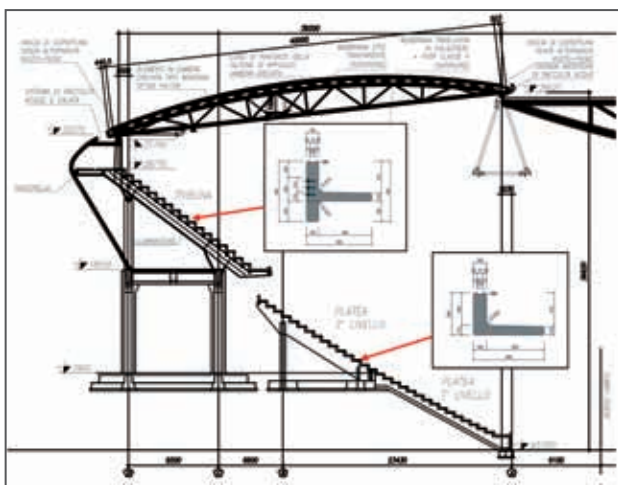


Figura 2 - Sezione trasversale tipica della copertura e delle tribune

Sistema strutturale di copertura

Il sistema strutturale di copertura è definibile quale sistema strallato tridimensionale a doppio effetto stabilizzato mediante presollecitazione.

Il sistema si stralli sospende due coppie di travi reticolari disposte sulla verticale dei 4 lati del campo da calcio ad una quota di 36,6m. Ognuno degli stralli collegato ai 4 nodi di vertice è formato da un fascio di funi spiroidali chiuse in acciaio ad alta resistenza (4 ϕ 105 per fascio di vertice). Tali fasci di stralli interni convergono a due a due sul vertice di un cavalletto ad A con base di 45m circa ed altezza di 84m circa e proseguono in un fascio di 6 ϕ 105 di stralli esterni che si ancora a terra.

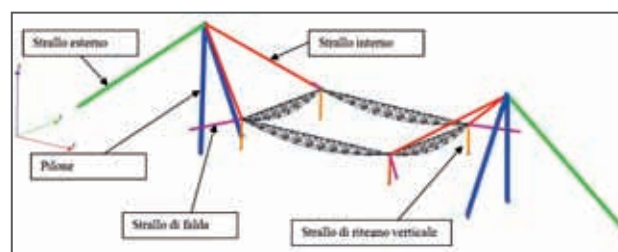


Figura 3 - Schema del sistema di appensione della copertura

Nel vertice di sommità del sopracitato cavalletto formato dai due piloni un particolare di collegamento in piatti permette l'aggancio dei capicorda superiori del sistema di strallatura esterno. Una sella consente invece la deviazione del fascio di stralli interni che appendono i due vertici del sistema di travi reticolari principali (Figura 4). In corrispondenza dei 4 nodi di estremità delle travi reticolari principali trovano inoltre aggancio i sistemi di strallatura denominati "di falda" e "di ritegno verticale" (Figura 5).

Il sistema di strallatura di ritegno verticale è formato da un fascio di 2 funi di diametro 105mm per vertice, con giacitura verticale. Esso ha la funzione di assorbire la risultante di uplift dell'azione in depressione del vento sulla copertura.

Il sistema di strallatura di falda è formato da una fune di diametro 75mm per vertice, con giacitura pseudo orizzontale e disposizione planimetrica a 45° a partire dai 4 nodi di estremità delle travi reticolari principali e va ad ancorarsi in testa alle strutture in c.a. delle tribune della zona di raccordo tra i due lati rettilinei. Esso ha la funzione di compensare, insieme al sistema di ritegno ver-

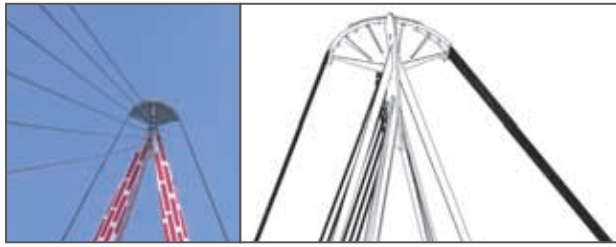


Figura 4 - Dettaglio di attacco delle funi alla sommità dei piloni

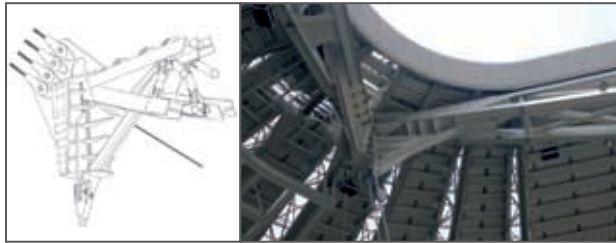


Figura 5 - Particolare dell'attacco delle funi di appensione, di falda e di ritegno verticale in corrispondenza dei terminali delle travi principali

ticale, la componente antisimmetrica dei carichi verticali. Ad eccezione delle funi degli stralli interni tutte le funi hanno un capocorda di tipo a forchetta non regolabile ad una estremità (quella superiore) ed un capocorda regolabile (al fine di garantire l'uniforme distribuzione degli sforzi di tiro) all'altra estremità (quella inferiore).

Le funi degli stralli interni hanno ad entrambe le estremità un capocorda non regolabile.

Al fine di conferire ai sistemi di strallatura di falda e di ritegno verticale la necessaria rigidità ed efficacia è stato effettuato un pretensionamento tale da indurre nelle funi di questi sistemi una trazione sufficiente a compensare gli effetti dei carichi variabili.

Due coppie di travi reticolari principali formano il bordo rettangolare interno della copertura in corrispondenza dei limiti del terreno di gioco. Le travi parallele all'asse longitudinale hanno luce di 125,3m mentre le travi disposte trasversalmente hanno luce libera di 88,3m.

Ciascuna trave reticolare ha sezione trasversale triangolare ed è formata da due reticolari piane aventi il corrente superiore in comune mentre i correnti inferiori (ad andamento curvilineo) sono mutuamente distanziati da traversi. La trave reticolare spaziale così ottenuta ha una altezza variabile con valore massimo in mezzeria (7,77m circa, asse-asse) (Figura 6).

I correnti superiori ed inferiori sono in profili aperti a doppio T ottenuti mediante piatti saldati, le aste di parete ed i traversi sono in tubo circolare di diametro

298mm e collegati alle aste di corrente mediante giunti bullonati.

Il passo dei nodi del corrente superiore delle travi reticolari è di 5m circa e corrisponde alla metà del passo delle travi secondarie; i nodi del corrente inferiore hanno passo doppio.

Per la struttura delle travi reticolari principale sono stati impiegati acciai di tipo S355 J2G3, S355 K2 e S460 NL. I piloni sono alti 80m circa e sono disposti in modo da formare dei cavalletti ad "A" con una distanza di 43m fra i punti di appoggio alla base in corrispondenza delle fondazioni.

Le colonne principali sono di forma affusolata con una sezione trasversale pseudo triangolare composta da tre piatti curvi di spessore 30/35mm rinforzati da un sistema interno di irrigidimenti trasversali e longitudinali (Figura 8) e disposti secondo i lati di un ideale triangolo equilatero.

La forma a fuso è ottenuta geometricamente variando il raggio della circonferenza che circonda il triangolo equilatero di riferimento, con un massimo di 2500mm

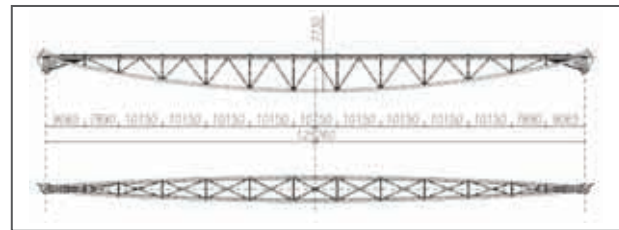


Figura 6 - Travi reticolari spaziali longitudinali (L = 125,3m)

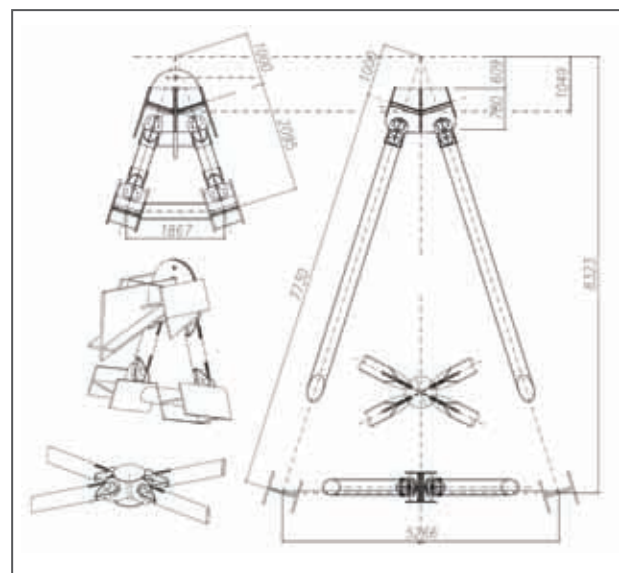


Figura 7 - Vista in sezione e dettagli della trave reticolare longitudinale

in mezzeria.

In corrispondenza di ogni vertice un piatto calandrato di dimensione 350mm x 80mm disposto di taglio materializza ed accentua lo spigolo del cassone.

Nel vertice di sommità un particolare di piatti permette l'aggancio dei capicorda superiori del sistema di strallatura esterno (Figura 4). Una sella consente invece la deviazione del fascio di stralli interni che, senza interruzioni e senza il ricorso a capicorda in corrispondenza del pilone, appendono i due vertici del sistema di travi reticolari principali, (cuspidate).

Ai piedi di ogni colonna c'è una cerniera sferica realizzata con una sfera di acciaio piena avente raggio 500mm.

MODELLI MATEMATICI E ANALISI CONDOTTE

Modello del sistema principale di appensione

La struttura principale e le travature secondarie sono state modellate con modelli matematici tridimensionali impiegati per analisi statiche lineari e analisi dinamiche modali. Il software impiegato per la modellazione, il calcolo e la verifica del sistema strutturale è di Enxsys WinStrand.

Sul modello del sistema principale di appensione principale sono state condotte le seguenti analisi:

- il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali che compongono le travi reticolari principali e la struttura di appensione (piloni e stralli);

- la valutazione delle azioni orizzontali di ritegno trasmesse alle strutture delle tribune.
- A tal fine, per esigenze di modellazione volte a simulare in modo più efficace possibile il comportamento dei sistemi di strallatura denominati "di falda" e "di ritegno verticale":
- i pesi permanenti sono applicati in assenza di tali sistemi in modo che, per effetto degli spostamenti indotti da tali carichi, non siano sede di tiri/compressioni;
- le azioni temporalmente successive (di pretensionamento e variabili) sono applicate in presenza di tali sistemi: il livello di pretensionamento è fissato in modo che gli spostamenti indotti producano variazioni del tiro iniziale senza mai azzerarlo;
- le travi secondarie sono schematizzate come elementi tipo beam monodimensionali: per ciascuna di esse il vincolo orizzontale in corrispondenza dell'appoggio esterno (sulla tribuna) è considerato fisso mentre l'appoggio interno (sulla trave reticolare principale del bordo interno della copertura) è modellato in modo che sia consentito lo spostamento orizzontale relativo (tra trave secondaria e trave reticolare principale) nella direzione della trave secondaria;
- il sistema di strallatura "di falda" è modellato in corrispondenza di ogni vertice mediante un elemento tipo truss che si vincola in corrispondenza delle tribune in un nodo isolato in cui è possibile leggere le azioni trasmesse.

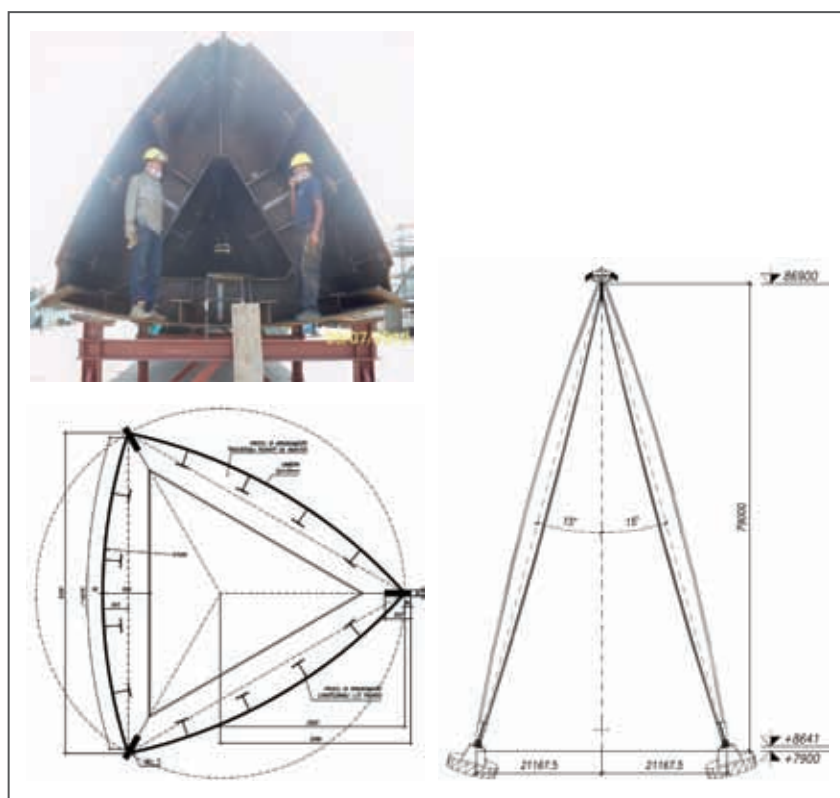


Figura 8 - Vista di profilo, sezione e prospettiva del pilone dello stadio

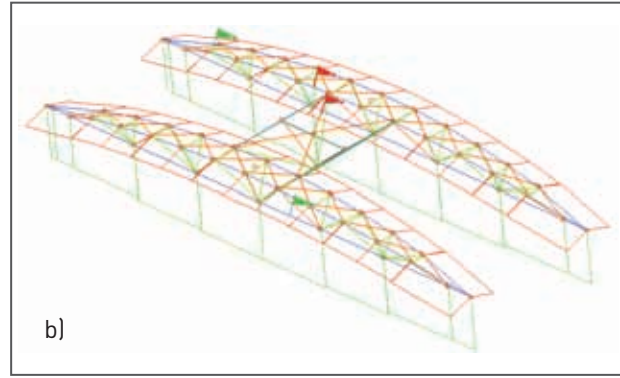
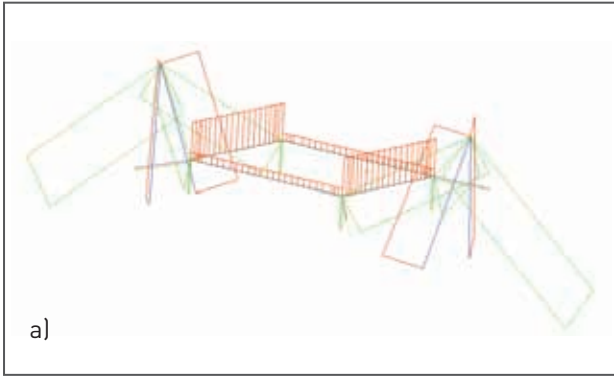


Figura 9 - a) Diagramma della forza assiale agente negli elementi che costituiscono la struttura sospesa principale (rosso = compressione, verde = trazione), b) Diagramma della forza assiale agente negli elementi del modulo tipico di trave secondaria

In Figura 9 sono graficizzati gli sforzi normali di trazione e compressione negli elementi del sistema di appensione principale e nella trave secondaria.

In Figura 10 sono riportate alcune forme modali dei principali modi di vibrare della struttura ottenute con l'analisi dinamica modale.

Modello delle colonne principali

Ogni colonna principale è modellata come un elemento con sezione trasversale variabile soggetto all'azione del peso proprio, alla forza assiale dovuta alle strutture sospese e all'azione laterale del vento.

Le analisi di resistenza e stabilità hanno seguito i se-

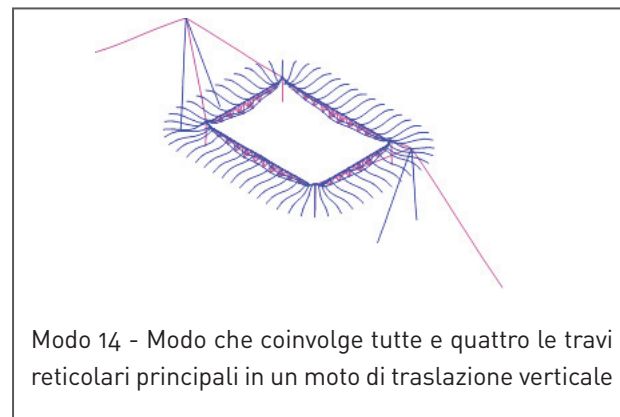
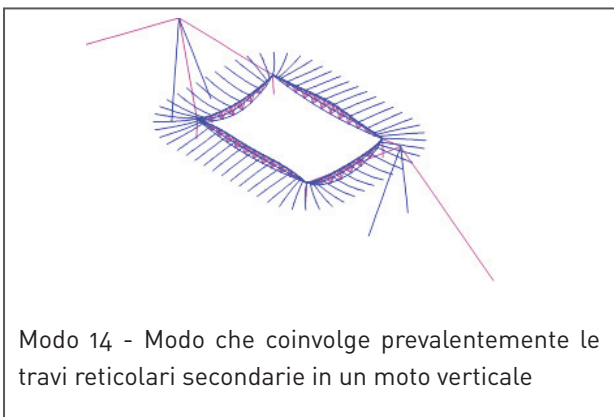
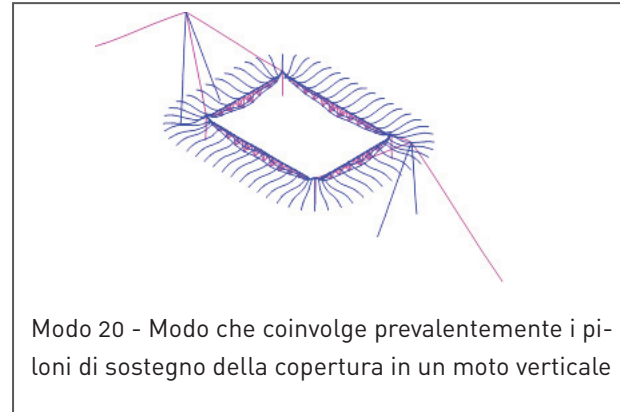
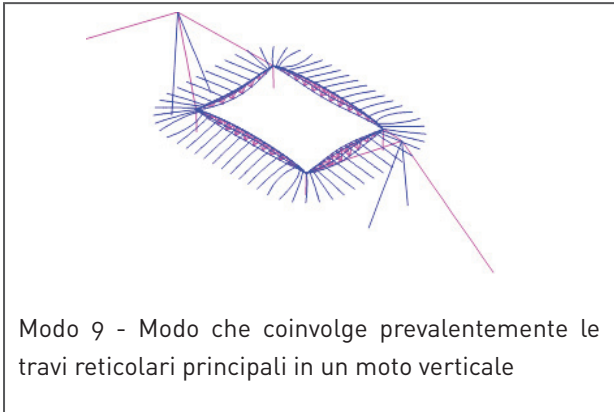


Figura 10 - Immagini e descrizioni dei modi di vibrare più significativi della struttura principale

guenti passi (secondo quanto indicato nelle EN1993-1-1):

- determinazione del primo moltiplicatore di buckling della colonna;
- determinazione delle imperfezioni di progetto e aggiornamento del modello in base alla geometria deformata ottenuta. La geometria deformata è orientata in modo da avere lo stesso segno degli spostamenti dovuti ai carichi esterni;
- analisi della risposta della colonna alle azioni di progetto tenendo in considerazione gli effetti della non linearità geometrica (Figura 11);
- verifica di resistenza delle sezioni trasversali considerando i profili in classe 3 in base a quanto specificato nelle EN1993-1-1;
- progetto degli irrigidimenti longitudinali e trasversali in base a quanto specificato nelle EN1993-1-5.

Modellazione dell'attacco delle funi

Il nodo preso in esame riveste un ruolo fondamentale in quanto costituisce l'elemento cardine delle strutture a sostegno della copertura dello stadio che confluiscono su di esso: travi principali lato lungo e lato corto, cavi.

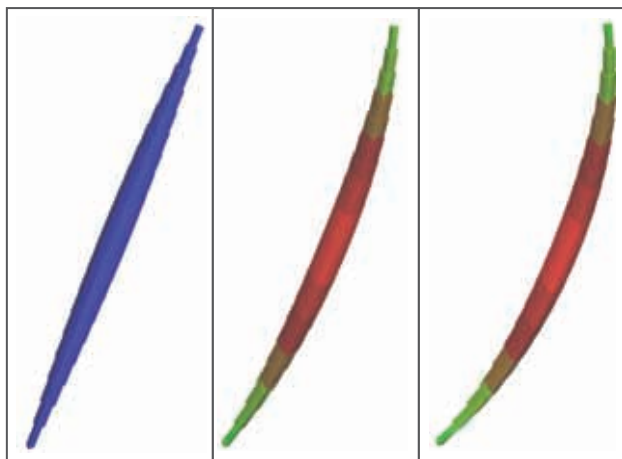


Figura 11 - Configurazione indeformata del pilone, prima deformata di buckling e deformata sotto l'azione dei carichi esterni

La complessità del nodo è legata anche alla particolare ed articolata geometria con cui sono composti gli elementi base.

Ai fini della determinazione dell'entità e dell'ammissibilità di eventuali concentrazioni dello stato tensionale nelle membrature del nodo, si è studiato un modello

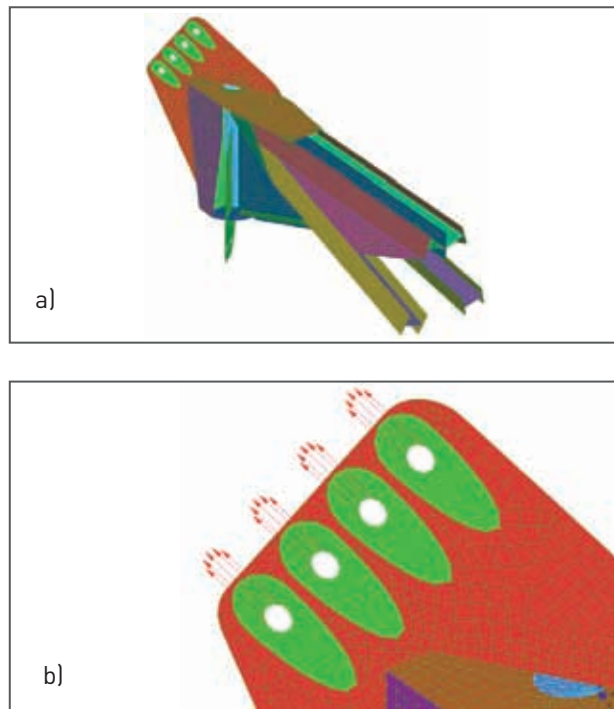


Figura 12 - a) Schematizzazione dell'azione esercitata dalle funi principali, b) Modello numerico tridimensionale agli elementi finiti

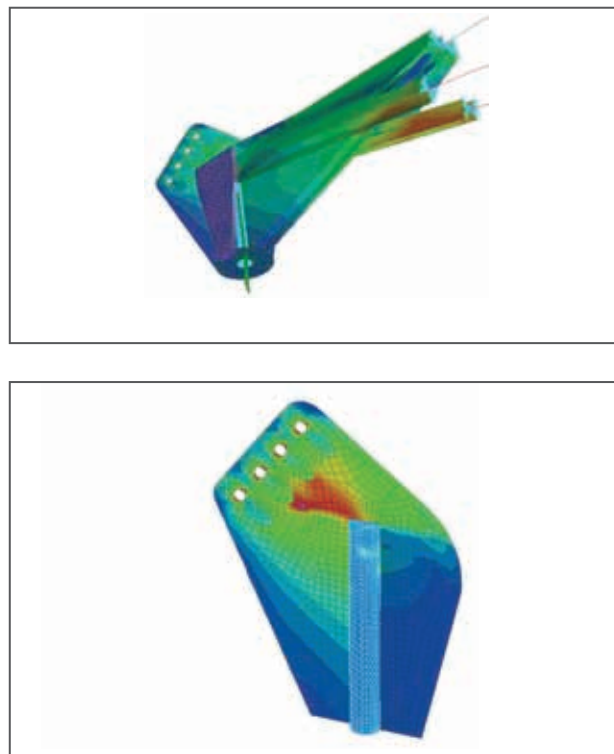


Figura 13 - Rappresentazione grafica dello stato tensionale

numerico in grado di simularne la geometria ed il comportamento.

L'estrapolazione della porzione in esame dal resto della struttura è stata resa possibile da una appropriata definizione delle condizioni al contorno (vincoli). Il criterio adottato per loro definizione è quello di assegnare condizioni di tipo "geometrico" (vincoli propriamente detti) nei punti la cui posizione (relativa) sia nota o comunque non sensibilmente influenzata dallo stato di deformazione della porzione oggetto di studio e condizioni di tipo "statico" nei punti in cui sono note le azioni e la cui posizione risente della sotto-struttura modellata.

Le valutazioni sulla sicurezza del nodo in esame sono effettuate in campo elastico, valutando lo stato tensoriale nel piano medio dei piatti. I risultati ottenuti sono illustrati in Figura 13.

ANALISI SPERIMENTALE IN GALLERIA DEL VENTO

Prove su modello aerodinamico della copertura dello stadio

Sono state effettuate prove sperimentali su un modello aerodinamico dello stadio nella galleria del vento del Politecnico di Milano, con lo scopo di determinare i coefficienti di pressione sulla copertura e sulla superficie laterale e il valore delle forze e dei momenti globali agenti sulla struttura. I carichi globali del vento agenti sulla copertura sono stati misurati mediante l'impiego di due bilance in grado di misurare sei componenti di forza e 4 celle dinamometriche (Figura 14) posizionate sui cavi collegati ai piloni. Le misurazioni forniscono una stima dei carichi del vento agenti sulla struttura reale sia in termini di valori medi che di picco (deviazione standard). sistemi in modo che, per effetto degli spostamenti indotti da tali carichi, non siano sede di tiri/compressioni;

L'impiego di una strumentazione di lettura veloce della pressione permette di condurre uno studio che dia informazioni sia sui valori medi che di picco della distribuzione di pressione dovuta all'azione del vento sulla copertura e sulle pareti laterali del modello (Figura 15).

Il valore massimo del coefficiente di picco negativo ($C_p = -1$) della pressione netta sulla copertura è stato misurato dai sensori di pressione posti vicino al perimetro interno. Valori negativi più grandi ($C_p = -1,5$) sono stati raggiunti nella parte superiore della parete laterale in prossimi-

ta' della copertura.

Valori positivi di picco fino a $C_p = 1,06$ sono stati misurati nella parte di parete laterale vicino al muro verticale delle tribune. Sulla copertura i valori di picco positivi del coefficiente di pressione non superano $C_p = 0,9$

La maggiore sensibilità alla variazione di angolo di ingresso del vento è stata mostrata dai sensori di pressione situati vicino al perimetro interno della copertura

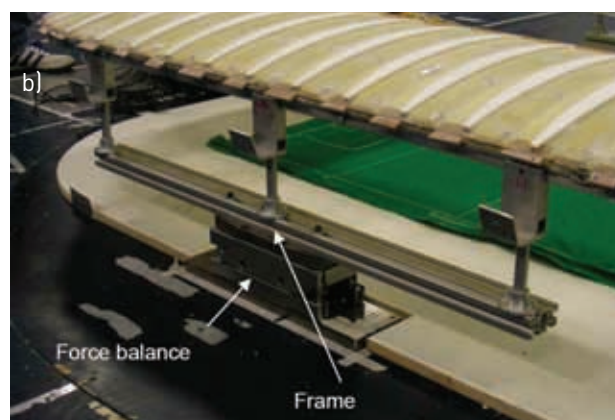
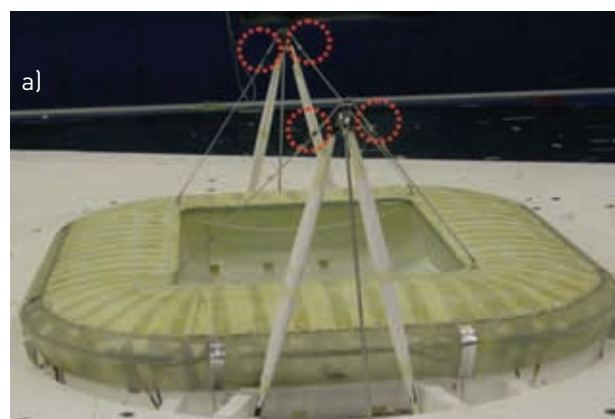


Figura 14 - a) Posizionamento delle 4 celle dinamometriche sui cavi collegati ai piloni; b) Posizionamento di una delle 2 bilance impiegate per misurare i carichi globali

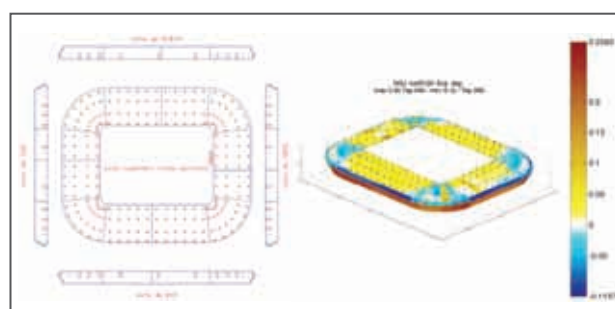
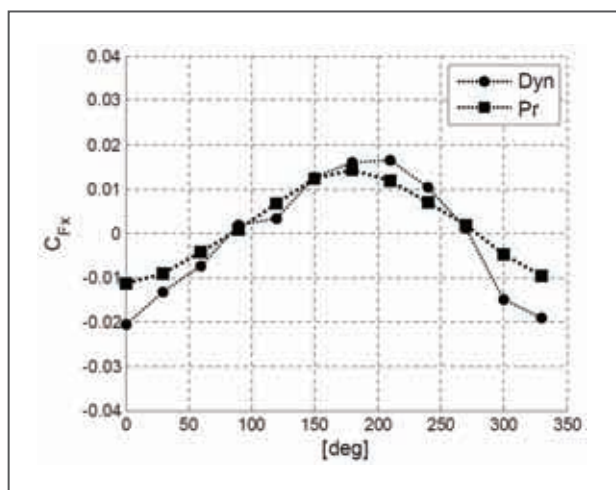
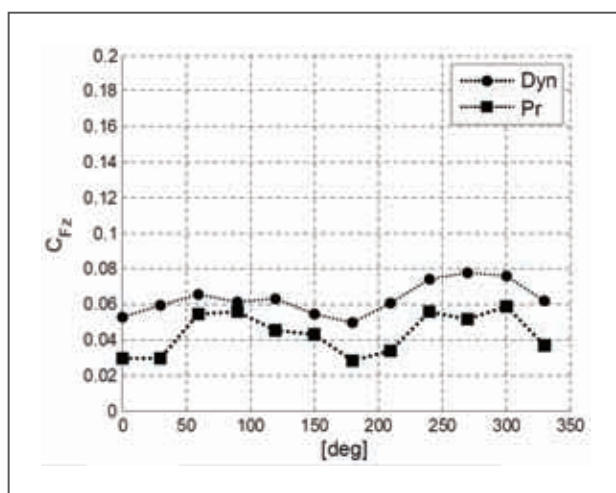


Figura 15 - Posizionamento sulla copertura dei sensori di pressione e mappa dei massimi coefficienti di pressione ricavati dai test in galleria del vento

Nella Figura 16 è sono mostrati alcuni grafici dei coefficienti di forza sulla struttura in funzione dell'angolo della direzione del vento in cui sono confrontati i valori ottenuti dalla misurazione delle bilance e dall'integrazione della distribuzione dei coefficienti di pressione.



Coefficiente di forza laterale in direzione X



Coefficiente di forza di sollevamento

Figura 16 - Comparazione fra i valori dei coefficienti di forza ottenuti dalle misurazioni delle bilance e dall'integrazione della distribuzione dei coefficienti di pressione

Dalle prove sperimentali sul modello è stato possibile rilevare che:

- Il calcolo delle forze globali attraverso l'integrazione delle distribuzioni di pressione porta a sottostimare il valore medio delle forze e dei momenti aerodinamici. Questo può essere dovuto alla distribuzione dei sensori di pressione che essendo stati

posti sulla copertura e non sugli skylight possono perdere qualche effetto locale dovuto alla presenza degli skylight.

- L'andamento dei coefficienti di forza e di momento in funzione degli angoli di esposizione è simile fra le misure dinamometriche e l'integrazione della distribuzione delle pressioni sia considerando i valori medi che la deviazione standard, specialmente per le componenti laterali delle forze e per i momenti. Per la componente di forza verticale può essere invece assunto un fattore di sicurezza.
- Il massimo valore della forza verticale viene raggiunto per le direzioni di ingresso del vento di 90° e 270° , quando il vento arriva in direzione ortogonale alle tribune principali. Il massimo valore del coefficiente di forza verticale è 4 volte maggiore del massimo valore del coefficiente di forza laterale.
- Le fluttuazioni del valore del coefficiente di forza verticale sono 5 volte maggiori rispetto a quello laterale.
- Le fluttuazioni del valore del coefficiente di forza verticale calcolato integrando la distribuzione di pressione sono maggiori e meno sensibili alle diverse direzioni di ingresso del vento rispetto ai valori ricavati con le misurazioni dei dinamometri.

Prova su modello aeroelastico del pilone

Nella galleria del vento del Politecnico di Milano sono state effettuate prove in galleria del vento su un modello aeroelastico in scala di un singolo pilone dello stadio, con lo scopo di analizzare il fenomeno del distacco dei vortici per diversi angoli di attacco del vento.

Il modello è stato tenuto orizzontale mediante un doppio vincolamento a cerniera alle sue estremità come illustrato in Figura 17. Due piastre di legno rettangolari sono state fissate ai lati del modello per evitare che il fluido venisse disturbato dai profili dei supporti.

Tre coppie di accelerometri sono state montate sul modello: gli accelerometri 1 e 2 sono stati posti in mezzeria in modo da cogliere al meglio il contributo del primo modo di vibrare mentre gli accelerometri 3, 4, 5 e 6 sono stati posizionati in modo da cogliere al meglio il contributo del secondo modo di vibrare del pilone.

Un tubo di Pitot posizionato alla stessa altezza del modello è stato installato per misurare la velocità media del vento durante le prove.

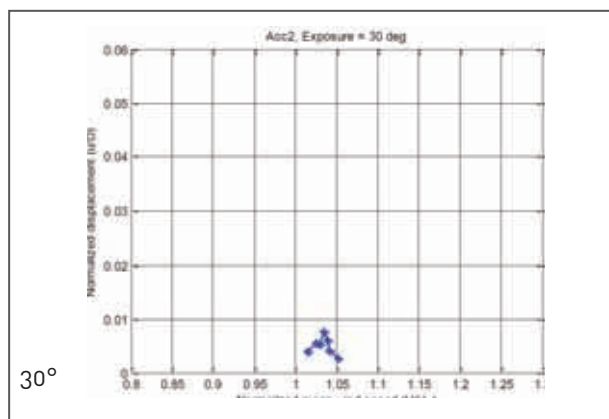
Le caratteristiche aeroelastiche del pilone sono state analizzate in una serie di prove sperimentali in galleria del vento con il fluido in regime laminare. Sfruttando la simmetria della sezione sono stati considerati solo otto angoli di attacco (15°, 30°, 45°, 60°, 75°, 90°, 105° e 120°).

L'obiettivo di questo tipo di prove sperimentali è quello di trovare il più critico angolo di attacco del vento fra una serie di test effettuati con diversi angoli di attacco. Si vuole avere un'idea dei range di velocità di lock in per tutti i possibili angoli di ingresso del vento per capire quale esposizione può essere considerata come critica.

Figura 18: Massimi spostamenti del pilone in funzione della velocità del vento per diversi angoli di attacco. I risultati illustrati in Figura 18 mostrano che le direzioni di ingresso del vento più critiche sono nel range di 45°-75°, dove l'ampiezza degli spostamenti normalizzati raggiunge un valore di circa 0,06 che corrisponde a circa 0,25m in scala assoluta con un valore di acc-

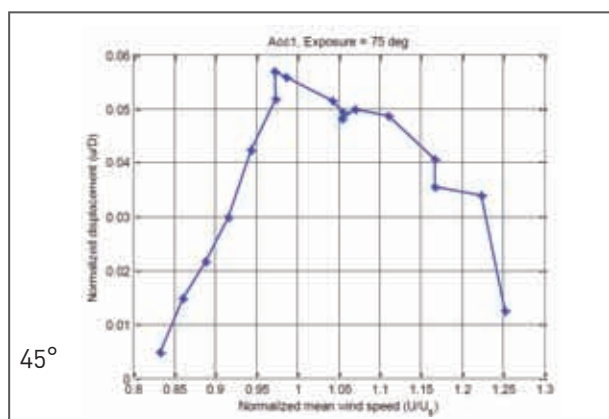


Figura 17 - Immagini del modello in scala del pilone in galleria del vento

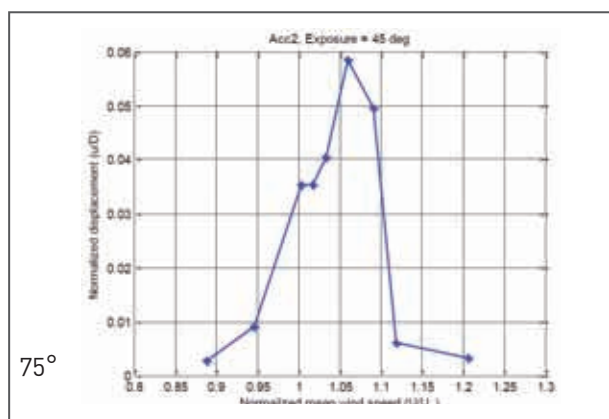


30°

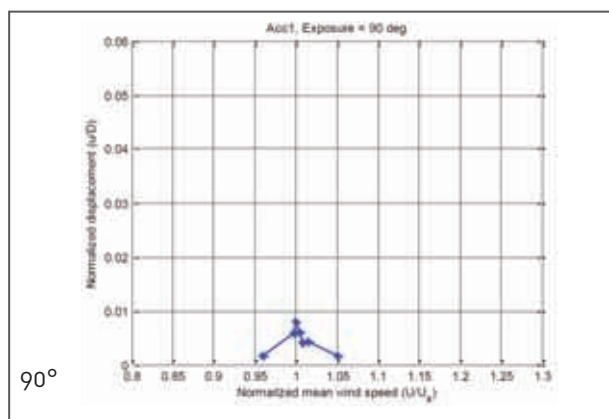
lerazione pari a 14m/s^2 . I test sperimentali mostrano



45°



75°



90°

anche che c'è una somiglianza di risultati fra esposizioni al vento con una simmetria geometrica strutturale. Questo significa che i valori ottenuti per angoli di ingresso del vento di 45° e 75° sono simili e lo stesso avviene per angoli di 30° e 90° . Tuttavia le esposizioni che provocano i massimi spostamenti della struttura sono quelle a 45° e 75° .

PROCEDURA DI MONTAGGIO E CARATTERIZZAZIONE DINAMICA

Prove su modello aerodinamico della copertura dello stadio

Dopo la rimozione della copertura esistente, la demolizione e la ricostruzione delle tribune in c.a. la struttura metallica principale costituita dai piloni e dalle reticolari principali è stata assemblata a terra.

I pennoni, partendo da 5 conci costruiti in officina, sono stati assemblati a ridosso dei propri basamenti della zona nord e sud; le quattro travi principali sono state



Figura 19 - a) Cavalletto ad A in posizione per il sollevamento e torre provvisoria, b) Sollevamento delle travi principali

invece assemblate in conci di lunghezza massima di 17 m all'interno del campo di gioco su rilevati provvisori in corrispondenza del 1° livello delle tribune.

Contestualmente al montaggio a terra dei pennoni e delle travi principali, si è provveduto al montaggio della torre provvisoria, a struttura di tipo reticolare, in prossimità del centrocampo mediante l'ausilio di una gru telescopica e una piattaforma aerea operanti all'interno del perimetro del campo di gioco.

Ultimato il montaggio della torre provvisoria si è proceduto al posizionamento dei martinetti (Figura 20) (aventi portata 900 ton) che collegano la sommità della torre con la sommità del pennone (Figura 19), e dei martinetti, collegati con la sommità della torre, sino al basamento di ancoraggio degli stralli.

Infine si è proceduto al varo delle strutture di copertura, seguendo le sotto indicate fasi:

- Sollevamento sino alla posizione verticale dei due pennoni (Figura 21), liberi di ruotare alla base grazie a una cerniera provvisoria appositamente studiata per la fase di montaggio.
- Movimentazione del pennone verso l'interno del campo sino a raggiungere un angolo di 14° con la verticale (Figura 22).
- Montaggio delle 4 funi e del boma.
- Montaggio della trave reticolare per l'irrigidimento delle travi principali in corrispondenza dei nodi d'angolo.
- Posa delle funi di guardia con ancoraggio al solo nodo di appensione.
- Sollevamento delle sistema costituito dalle 4 travi principali e dai 2 pennoni (Figura 23).
- Ulteriore rotazione di 2° (angolo finale -12° rispetto alla verticale) dal lato opposto al campo.
- Montaggio degli stralli di ancoraggio (n. 6 per lato).
- Messa in carico dei 4 stralli di ancoraggio.
- Smontaggio degli martinetti provvisori e montaggio degli stralli di ancoraggio definitivi.
- Montaggio delle quattro funi di angolo.
- Regolazioni del sistema di stralli.

Sollevato il sistema strutturale principale si è poi proceduto al montaggio delle travi secondarie secondo moduli auto stabilizzati formati da una coppia di travi ciascuna e già dotati di lamiera.

Sulla struttura portante così realizzata si è quindi stessa la membrana di copertura e sono stati installati i dispositivi di illuminazione.

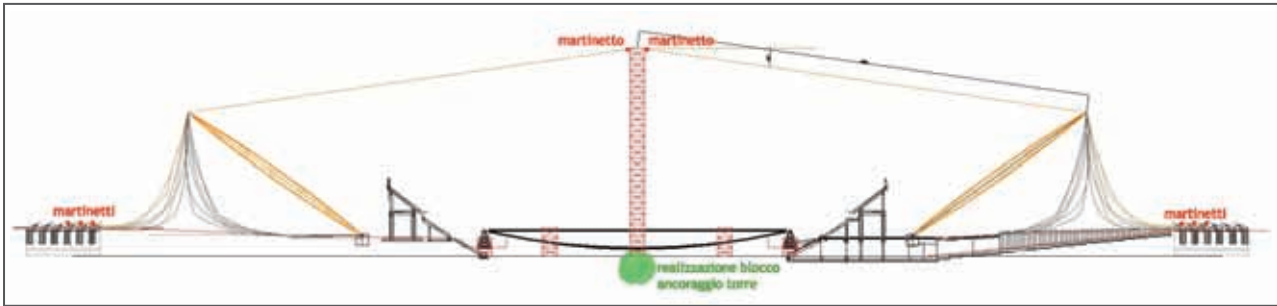


Figura 20 - Posizionamento dei pennoni, dei martinetti e della torre prima di iniziare il sollevamento

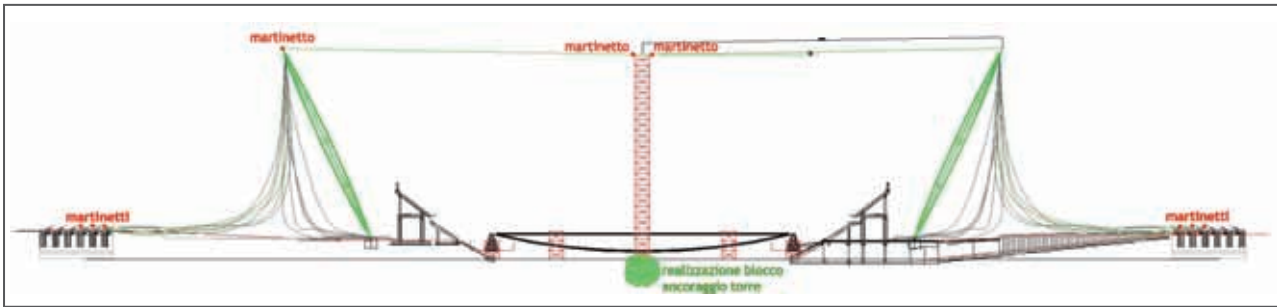


Figura 21 - Sollevamento dei pennoni fino alla posizione verticale

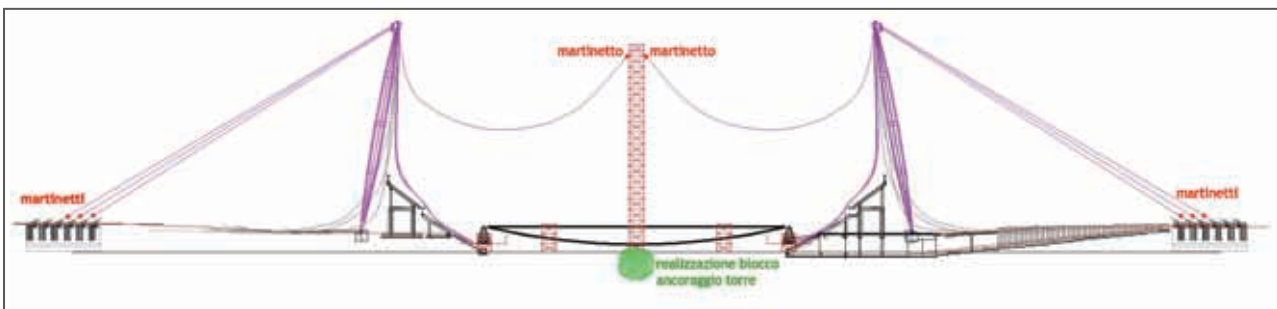


Figura 22 - Movimentazione del pennone verso l'interno del campo sino a raggiungere un angolo di 14° con la verticale

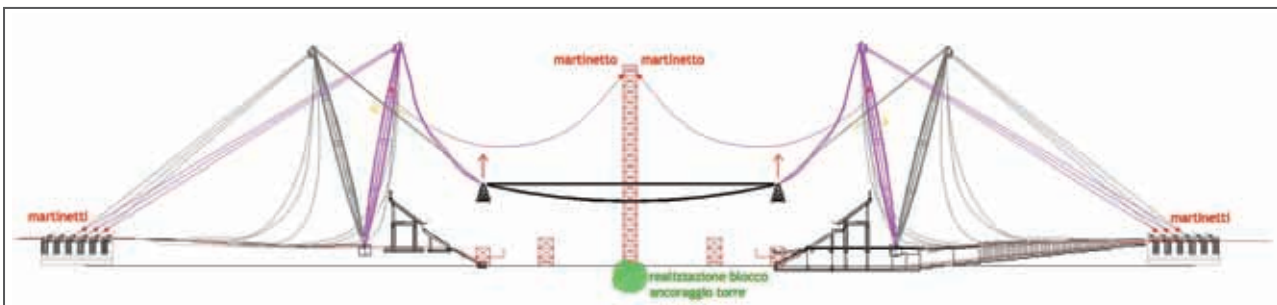


Figura 23 - Sollevamento delle sistema costituito dalle 4 travi principali e dai 2 pennoni

Caratterizzazione dinamica

Obiettivo delle prove di caratterizzazione dinamica è quello di cogliere la risposta globale della struttura durante la prova di carico e rilascio. A questo scopo sono stati strumentati il pennone Nord, in cima ed a metà altezza, la trave reticolare principale minore ad esso

collegata e la trave reticolare longitudinale Ovest, alla quale è stato applicato il carico di prova. Sono stati impiegati 18 accelerometri monoassiali disposti lungo tre assi ortogonali di riferimento. Il pennone è stato strumentato con tre terne di accelerometri disposti in cima e in mezzera delle due gambe (Figura 24). Sulle travi reticolari principali sono state disposte due

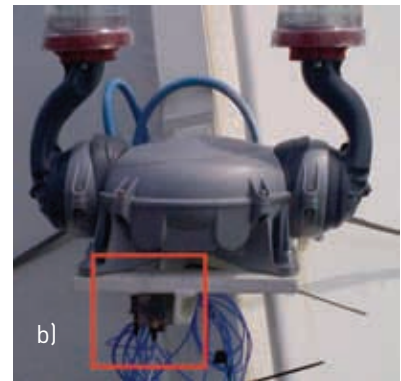
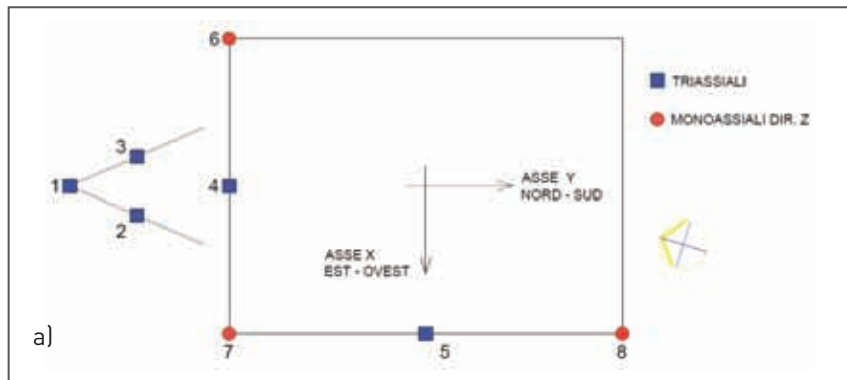


Figura 24 - a) Schema di posizionamento degli accelerometri, b) Dettaglio dell'accelerometro

terne accelerometriche in mezzeria e tre accelerometri monoassiali in corrispondenza dei nodi di estremità.

La copertura è stata eccitata adottando la tecnica del tiro e rilascio.

Questa prova consiste nel portare la struttura in una configurazione deformata tramite un sistema di tiro nel quale si interpone un elemento fragile.

La rottura di tale elemento causa il rilascio della struttura che inizia ad oscillare liberamente attorno alla propria posizione di equilibrio. La risposta dinamica della struttura in questa fase viene registrata dai sensori predisposti.

La prova oggetto di questa relazione ha consistito in due prove di rilascio della trave reticolare principale maggiore.

Il tiro è stato applicato in mezzeria della trave reticolare mediante funi in acciaio collegate ad un martinetto oleodinamico azionato manualmente. Gli elementi fragili utilizzati sono costituiti da provini aventi carico di rottura nominale di 31.4 kN.

Successivamente alle prove di rilascio è stata acquisita la risposta della struttura eccitata dal rumore ambientale (vento, traffico veicolare, etc.).

Questo tipo di prova permette di cogliere il comportamento strutturale in condizioni di esercizio sotto l'effetto di un'eccitazione di minor contenuto energetico ma di spettro più ampio.

I segnali sono stati acquisiti con frequenza di campionamento di 200 Hz, che permette di analizzare il contenuto spettrale in una banda utile compresa tra 0 e 100 Hz (principio di Nyquist).

Gli accelerogrammi registrati durante le prove di rilascio sono stati pre-trattati eliminando i trend lineari, filtrando tra 0 e 20 Hz con filtro di Butterworth passa banda di ordine 3.

I segnali sono stati quindi decampionati con fattore 4, in modo da avere una banda utile compresa tra 0 e 25 Hz, banda nella quale si concentra la risposta spettrale della struttura.

Si riporta in Figura 25 l'accelerogramma del sensore

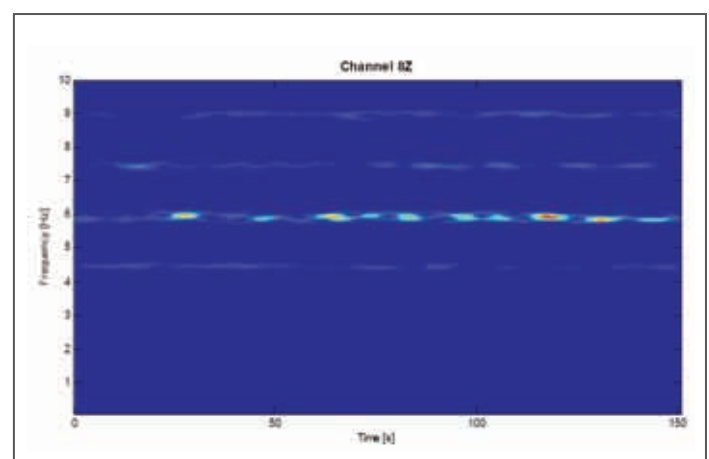
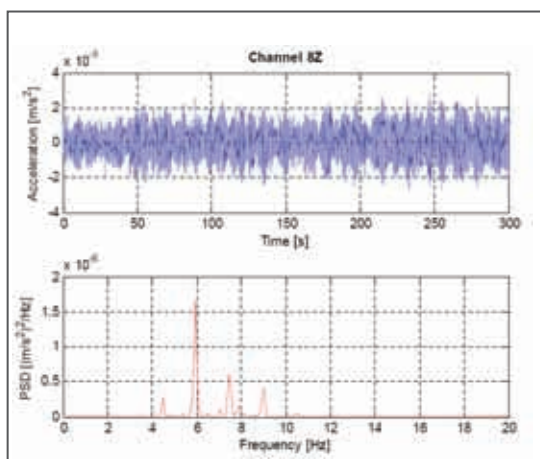


Figura 25 - Accelerogramma spettrogramma del sensore 8Z

8 in direzione Z e il corrispondente contenuto in frequenza.

La restituzione spettrale riportata è la Power Spectral Density (PSD), da intendersi in questo caso come densità spettrale di energia nel tempo. I segnali sono stati trattati con finestrata di tipo Hanning di lunghezza pari a 1024 campioni.

Si riportano inoltre lo spettrogramma che permette di valutare l'evoluzione del contenuto in frequenza nel tempo.

Anche in questo caso si è utilizzata una finestrata di tipo Hanning di lunghezza pari a 1024 campioni su segnali prefiltrati come precedentemente riportato. Dall'analisi dei segnali acquisiti durante le prove di tiro e rilascio è stato possibile identificare il primo modo flessionale della trave reticolare principale maggiore, di frequenza pari a 1.05 Hz.

È da notare che il basso livello di carico applicato durante le prove di tiro (circa 1/35 del carico di collaudo statico), non sembra essere sufficiente a sollecitare il pennone in modo significativo: la vibrazione trasmessa ai pennoni dal rilascio della copertura, infatti, non supera la soglia determinata dal rumore ambientale. L'utilizzo di sensori capacitivi a basso livello di rumore ha comunque permesso di rilevare tale frequenza sui segnali acquisiti.

I modi di vibrare che coinvolgono il pennone e le strutture di copertura sono principalmente compresi tra 4 e 10 Hz. L'analisi dei segnali evidenzia che tali modi coinvolgono anche le travi reticolari principali.

Tra questi, il modo che appare maggiormente eccitato è quello avente frequenza pari a 5.9 Hz.

Si riportano in Tabella 1 le frequenze identificate.

N°	f [Hz]	Descrizione
1	1.05	Trave reticolare dir. Z
2	1.4	Pennone + Copertura
3	1.85	Trave reticolare dir. X
4	4.3	Pennone + Copertura
5	5.9	Pennone + Copertura
6	7.4	Pennone + Copertura
7	8.91	Pennone + Copertura

Tabella 1 - Riepilogo delle frequenze identificate

CREDITS

Proprietario: Juventus F.C.

Progetto Esecutivo Generale Architettonico: Arch. Gino Zavarella (capogruppo), Arch. Hernando Suarez

Architettura strutturale e progettazione esecutiva della copertura: Prof. Ing. Massimo Majowiecki, Prof. Ing. Francesco Ossola

Design architettonico dell'involucro: Giugiaro, Pininfarina
Direzione dei lavori: A.I. Engineering

Direzione dei lavori strutturale: Prof. Ing. Francesco Ossola, assistente Ing. Fabio Manzone

Coordinamento Generale Progetto: Prof. Ing. Francesco Ossola

Impresa Appaltatrice delle opere: A.T.I. GR87 Associazione temporanea d'impresе:

Società mandataria: Impresа Costruzioni Rosso Geom. Francesco & Figli S.p.A.,

Mandante: Costruzioni Generale Gilardi S.p.A., Morganti Impresа di costruzioni S.p.a., Realizzazione strutture metalliche: CONS.FER Consorzio Stabile.

BIBLIOGRAFIA

1. DIANA. G., RESTA F. - Politecnico di Milano – Dipartimento di Meccanica. "Svolgimento di prove in galleria del vento: progetto del nuovo Stadio Juventus", 02/02/2008.
2. DIANA. G., RESTA F. - Politecnico di Milano – Dipartimento di Meccanica. "Aeroelastic behaviour of the stadium tower leg", 08/06/2009.
3. MAJOWIECKI M., OSSOLA F., PINARDIS. – "The new Juventus Stadium in Turin" – 34th IABSE Symposium – Venice 2010