

COMPORTAMENTO NON LINEARE PER GEOMETRIA DELLO STADIO OLIMPICO DI MONTREAL

M. LAZZARI¹, M. MAJOWIECKI², A. SAETTA², R. VITALIANI¹

¹ *Dipartimento di Costruzioni e Trasporti, Facoltà di Ingegneria, Università di Padova*

² *Dipartimento di Costruzione dell'Architettura, IUAV Università degli Studi, Venezia*

SOMMARIO

La copertura dello stadio Olimpico di Montreal – Canada è una tensostruttura costituita da una membrana a doppia curvatura combinata con un sistema eccentrico di sospensione a cavi, che rende non simmetrico il sistema. La risposta strutturale di tale copertura viene analizzata mediante simulazioni numeriche allo scopo di fornire una interpretazione realistica dei fenomeni di rottura che si sono verificati in diverse occasioni, in particolare le analisi sono riferite alla prima rottura avvenuta per effetto dell'interazione vento-struttura. In prima fase si sono analizzate le vibrazioni libere della copertura a membrana, successivamente si è affrontato lo studio dell'effetto della neve e del vento in campo statico, ed infine si è analizzata la risposta dinamica della struttura per effetto del vento, simulando tale azione come carico dipendente dalla deformazione, mediante l'utilizzo di forze follower. L'effetto del volume interno di fluido in movimento e la sua interazione con la risposta strutturale si è rivelato elemento determinante nell'interpretazione del fenomeno di collasso. Tutte le analisi sono state condotte con il codice di calcolo non lineare "Loki".

ABSTRACT

The roof over the Montreal Stadium – Canada is composed of a pre-tensioned membrane combined with an eccentric cable-stayed system. Due to the eccentricity of the cable system, the structure is non-symmetric, which leads to a non-uniform structural response under variable static loads. The structural response of the roof is investigated with the aim of explaining the failure phenomena that have occurred on several occasions in apparently unexceptional conditions, in particular with reference to the first collapse occurred for wind-structure interaction. The present study, starting by analyzing the free vibrations and the frequencies of the membrane structure, then goes on to consider the effects of wind and snow within a static approach. Finally the dynamic response under wind action has been analyzed. The loads induced by wind are simulated as deformation-dependent forces, i.e. follower loads. The effect of the internal volume and its interaction with the structural response reveals to be a fundamental element for the interpretation of the collapse phenomenon. All the analyses are carried out by using the geometrically non-linear finite element procedure "Loki".

1. INTRODUZIONE

Il presente studio ha lo scopo di contribuire, sia in termini qualitativi che quantitativi, all'interpretazione dei fenomeni di rottura verificatisi per effetto del vento in condizioni apparentemente non eccezionali sulla copertura dello stadio olimpico di Montreal (Figura 1).

A partire dai dati relativi a geometria, materiali e dettagli costruttivi riportati in letteratura, si propone un'analisi statica (vento e neve) e dinamica (vento) basata su un nuovo modello ad elementi finiti della struttura di copertura.

Il confronto avviene con i dati riportati in letteratura e le descrizioni fatte da alcuni osservatori che illustrano la rottura: la prima rottura si è verificata con un vento di bassa intensità (circa 19 m/s) incidente con un angolo pari a circa 60° formato dalla direzione del vento e l'asse principale della copertura. Inoltre la struttura, prima della rottura, era caratterizzata da un movimento dinamico di tipo antimetrico rispetto alla dimensione minore con ampiezze di oscillazione dell'ordine di 5 m.

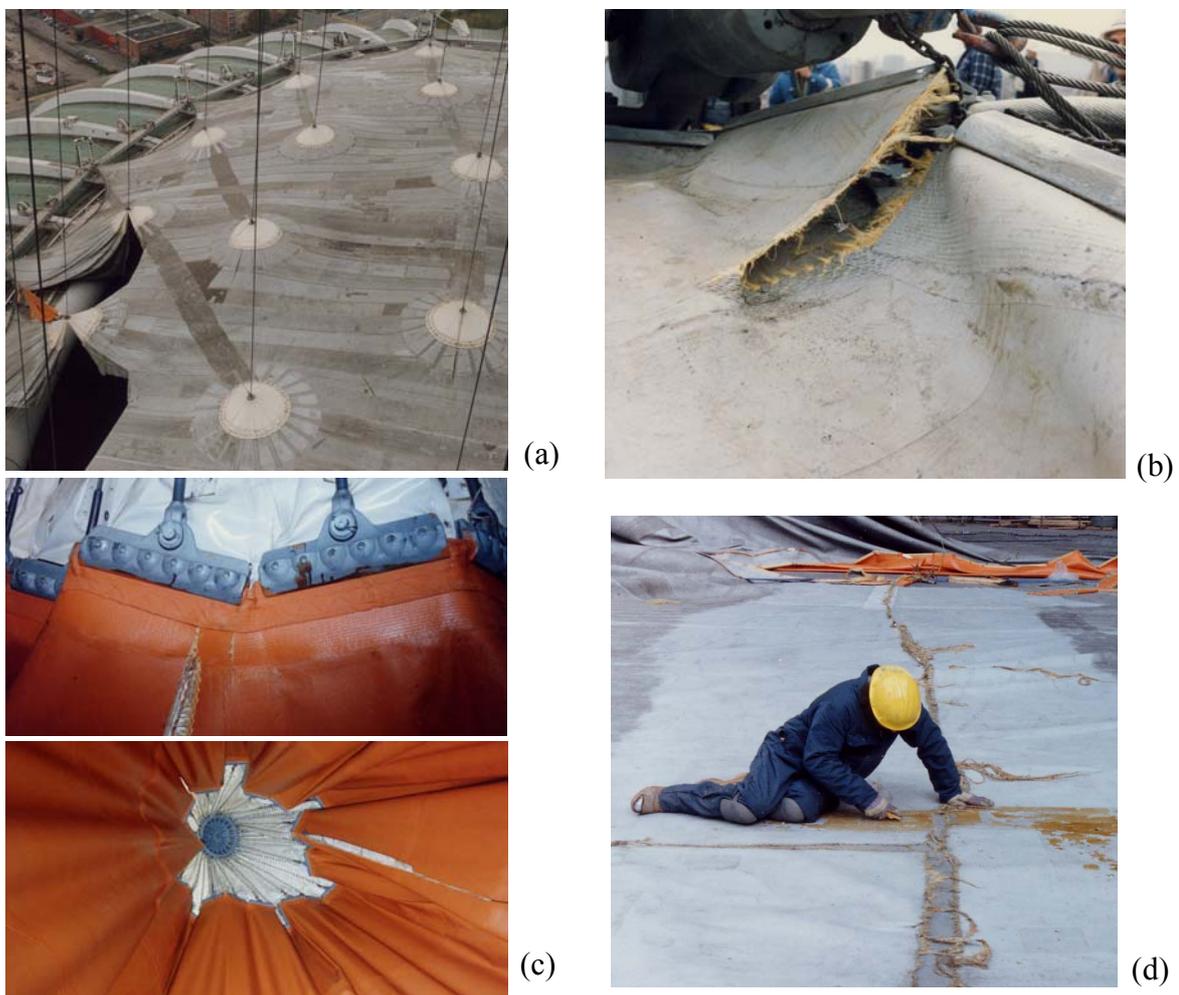


Figura 1: (a) rottura della membrana tra i coni di sospensione, (b) nella zona di bordo in vicinanza al punto di attacco (c) in corrispondenza delle morse in vicinanza della giunzione di membrana, (d) riparazione della membrana.

Per strutture leggere di questo tipo la natura dinamica del vento può provocare oscillazioni e deformazioni di ampiezza tale da compromettere la funzionalità della struttura e, nei casi più gravi, la sua stessa stabilità. Per contro, l'effetto della neve rappresenta un carico molto oneroso per tali tipologie strutturali, (può raggiungere il 70 ÷ 80% del carico totale). Le difficoltà relative alla valutazione delle reali condizioni di carico ed alla loro simulazione sono descritte in [1] and [2].

2. LA STRUTTURA

La copertura del campo da gioco dello stadio di baseball di Montreal è una copertura leggera, tipologicamente una tensostruttura con membrana a doppia curvatura, che copre un'apertura ellittica con asse maggiore 200 m e asse minore 140 m (Figura 2).

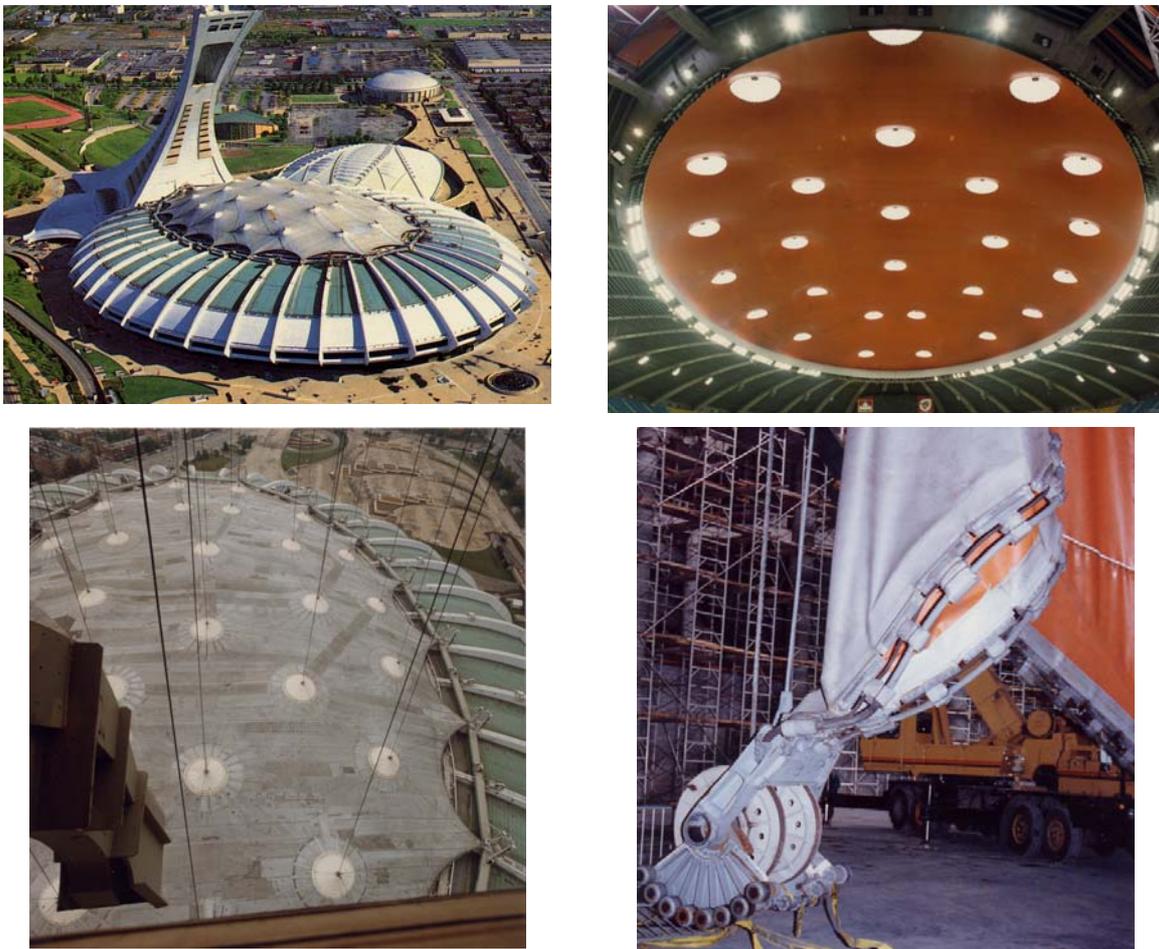


Figura 2. Visione esterna ed interna della copertura e dettaglio di sospensione.

La forma della membrana (membrana in fibre aramidiche di Kevlar 49, 16420 den, ricoperta da PVC tipo “B 1086” dalla VERSEIDAG industrietextilien, Krefeld/Germany, con resistenza di 490 kN/m e modulo di elasticità $E = 16\text{MN/m}$ e tessitura tipo “Panama” peso proprio 29 N/m², pretensione media nelle due direzioni 10 kN/m), a curvatura iperbolica, è ottenuta imponendo una pretensione ellittica uniforme, assumendo come condizioni geometriche di contorno l'ancoraggio in 17 punti perimetrali e la sospensione in 26 punti interni. Gli ancoraggi

sono su un anello d'acciaio a sezione cava rettangolare, la cui funzione è assorbire lo sviluppo della compressione circonferenziale prodotta dallo stato geometrico-tensionale della struttura. I 26 punti di supporto interno sono realizzati con un sistema di cavi di sospensione (trefoli d'acciaio armonico zincati di sezione aperta o chiusa a Z, resistenza minima a rottura 1600 N/mm² e modulo elastico equivalente $E = 160000$ N/mm².) appesi alla grande torre inclinata in acciaio-cemento che viene ad essere la struttura principale di supporto della copertura. Il collegamento tra cavo principale e membrana viene realizzato con l'interposizione di 40 cavi di piccolo diametro che terminano ognuno con una pinza che immorsa la membrana. Cavi di collegamento orizzontali sono posti tra i punti di sospensione interna e tra questi e i punti di ancoraggio sull'anello di bordo, all'incirca secondo la proiezione orizzontale dei cavi di sospensione.

Il modello numerico della struttura (Figura 3) impiega due tipologie di elemento: elementi membranali a 4 nodi ed elementi fune a 2 nodi, le cui caratteristiche sono descritte in [2] e [3]. Le dimensioni complessive del modello sono: 2452 nodi per 7356 g.d.l., 868 elementi fune e 1937 elementi membranali. I cavi principali di sospensione e quelli di collegamento sono stati modellati con 4 elementi fune.

Per la simulazione del carico da neve (1650 N/m²) si sono utilizzati carichi superficiali di tipo conservativo, mentre per la descrizione dell'azione del vento (700 N/m²) si è impiegata una simulazione con carichi non conservativi tipo "follower" [4] and [5].

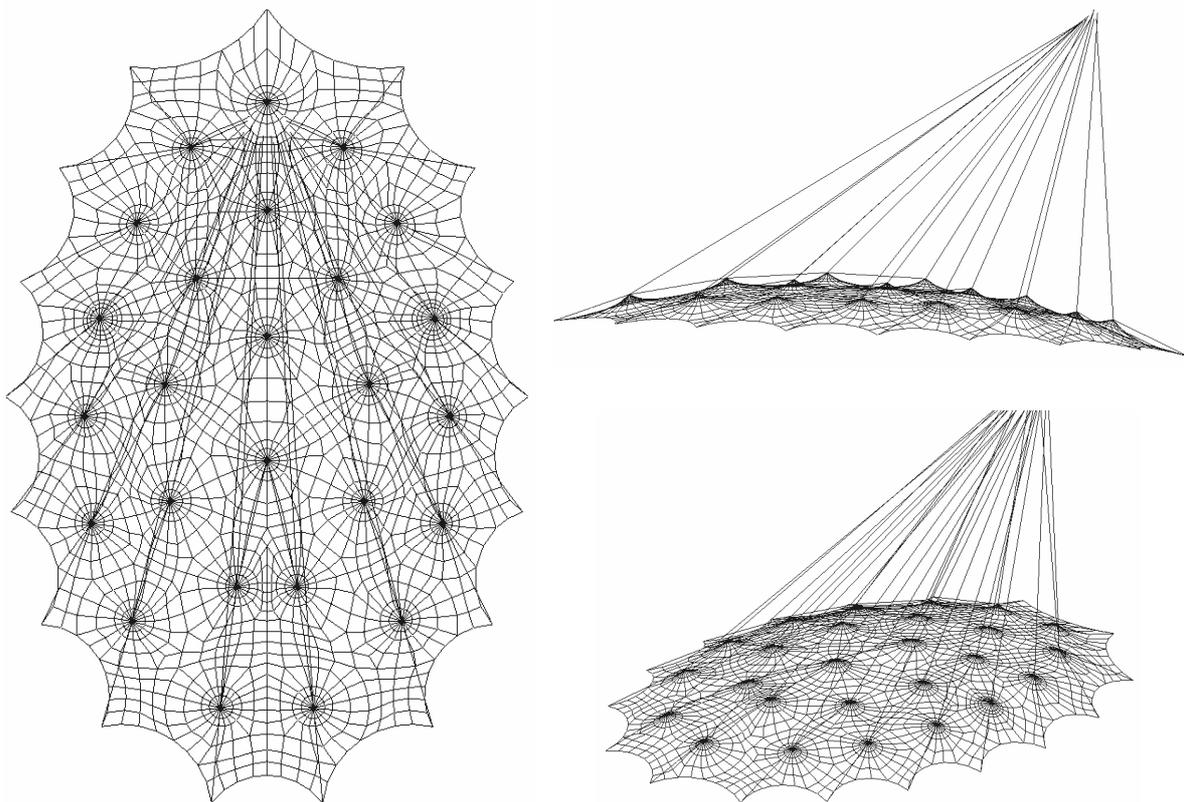


Figura 3. Modello elementi finiti, 1° copertura dello stadio Olimpico di Montreal

La ricerca dello stato 0 avviene mediante l'uso dello stesso modello strutturale impiegato per le analisi sotto carico esterno. La procedura è iterativa per la non linearità geometrica del

problema e la configurazione iniziale è assunta uguale alla configurazione finale ottenuta dall'iterazione precedente. Il livello medio raggiunto tramite le analisi numeriche svolte con il codice LOKI, è di 9.9 kN/m per la membrana di copertura. Per le funi principali di sostegno, le funi orizzontali di collegamento e di bordo, si presenta in Tabella 1 un confronto tra le tensioni calcolate da analisi svolte in letteratura su un modello della struttura a rete di funi, e il modello numerico del presente studio.

	Cavo	Elemento	Sezione [mm ²]	σ_{LOKI} [N/mm ²]	$\sigma_{\text{RIF.}}$ [N/mm ²]	Differenza %
Cavi di sospensione	1	765 - 766	5219	224.2	226.3	-0.9
	2	773 - 774	5219	67.9	65.8	3.3
	3	781 - 782	5219	140.2	141.7	-1.1
	4	853	4163	50.8	50.6	0.3
	5	789 - 790	4163	56.5	57.1	-1.1
Cavi di collegamento	1	765 - 766	5219	224.2	226.3	-0.9
	2	773 - 774	5219	67.9	65.8	3.3
	3	781 - 782	5219	140.2	141.7	-1.1
	4	853	4163	50.8	50.6	0.3
	5	789 - 790	4163	56.5	57.1	-1.1
Cavi di bordo	1	537 - 538	2875	48.3	62.4	-22.6
	2	521 - 522	2875	89.5	84.5	5.9
	3	589 - 590	2875	71.1	80.2	-11.4
	4	523 - 524	2875	53.9	62.3	-13.5
	5	577 - 578	2875	65.9	57.0	15.6

Tabella 1 Confronto analisi numerica Loki.

3. ANALISI FREQUENZIALE

Il calcolo degli autovalori è condotto con riferimento alla situazione di equilibrio determinata dalla sola pretensione e dai carichi gravitazionali. In Figura 4 si riportano le immagini di alcuni autovettori e i rispettivi autovalori. Un primo intervallo di frequenze, circa le prime 30, è dominato da modi di vibrare che interessano esclusivamente le funi di sospensione; in seguito compaiono i modi di vibrare dell'insieme funi-membrana e poi quelli relativi alla sola membrana.

Gli autovettori interessano zone limitate della struttura separate da zone di copertura che restano sostanzialmente imperturbate. Il coinvolgimento completo della struttura si manifesta con le armoniche superiori. Questo comportamento evidenzia il carattere poco rigido, ovvero il non adeguato stato di pretensione assegnato alla struttura. L'analisi dei modi propri di vibrare sotto condizione di carico (neve e vento) mette in luce come le caratteristiche di rigidità globale mutano drasticamente e in modo consistente.

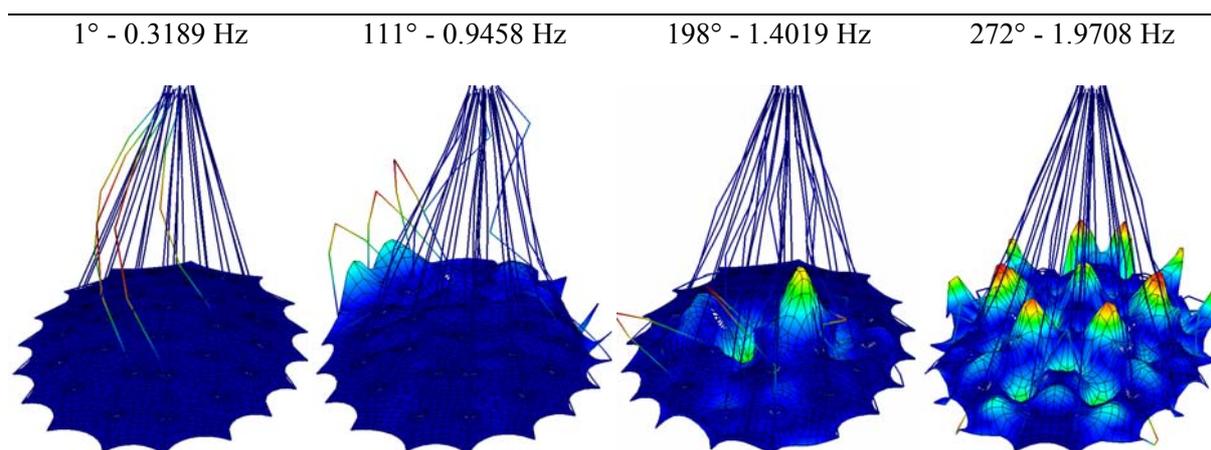


Figura 4. Autovettori ed autovalori dei modi di vibrare 1 – 111 – 198 – 272

4. ANALISI STATICA

Sono state condotte analisi in condizioni “quasi statiche”, frazionando il carico totale in 100 parti ed applicandolo cumulativamente ad intervalli temporali con passo di 1 sec. La struttura dimostra una marcata differenza di comportamento tra la parte anteriore (lato sud) e la parte posteriore (lato nord), soprattutto con riferimento agli spostamenti.

Gli spostamenti calcolati per la membrana sotto l’azione del carico da neve sono in parte dovuti alla sua deformabilità ed in parte allo spostamento delle estremità inferiori dei cavi di sospensione. La deflessione massima è pari a 3.6 m nella parte anteriore mentre nella parte posteriore non supera i 2.5 m (Figura 5a). Queste variazioni possono condurre alla formazione, in alcune zone, di deformazioni “a sacca” che favoriscono un accumulo locale di neve ben superiore al resto previsto come media per il resto della copertura. La causa di tali differenze risiede nello spostamento delle estremità inferiori dei cavi di sospensione.

La I tensione principale (Figura 5b) supera i 280 kN/m² nelle zone in cui le funi dei coni ammorsano la membrana, mentre resta inferiore a 200 kN/m² nelle zone interne. La II tensione principale diminuisce sulla quasi totalità della membrana all’aumentare del carico, tanto che già al 8% del carico finale si hanno ampie zone non più tese, che hanno perduto tutta la pretensione iniziale. Tale comportamento evidenzia la scarsa rigidità strutturale della copertura nei confronti dei carichi da neve. La membrana inoltre risente in modo troppo marcato dell’inclinazione e della lunghezza dei cavi di sospensione, evidenziando un comportamento diverso nella parte frontale rispetto a quella posteriore.

A differenza del carico da neve, per effetto dell’azione del vento una parte della copertura (lato nord) mostra un comportamento “pneumatico”, ovvero i cavi principali non riescono a lavorare a decompressione oltre un certo valore (Figura 5c). La mappatura degli spostamenti mostra la loro tendenza a crescere radialmente dai bordi verso la parte centrale (1.3 m) e non si nota più la formazione di spostamenti “a sacca”. La I tensione principale (Figura 5d) raggiunge i 140 kN/m² nelle zone interne comprese tra i coni, mentre, dove i coni immorsano la membrana, si ha un calo della tensione che, a volte, si azzerà. Localmente si verifica la “strozzatura” della membrana per la tendenza della curvatura locale a cambiare di segno a causa del sollevamento: l’effetto irrigidente assegnato alla curvatura globale non riesce a contenere questa tendenza e si realizza l’inversione della curvatura locale.

L'andamento della II tensione principale è simile a quello della prima, manifestando l'azzeramento dello stato tensionale attorno ai coni. Il comportamento altamente non lineare della membrana in termini di spostamento e di tensione è evidenziato nei diagrammi riportati in Figura 6 per il carico da neve e vento. In particolare si osserva il drastico abbassamento delle tensioni principali II nella membrana e l'effetto irrigidente derivante dell'incremento degli spostamenti.

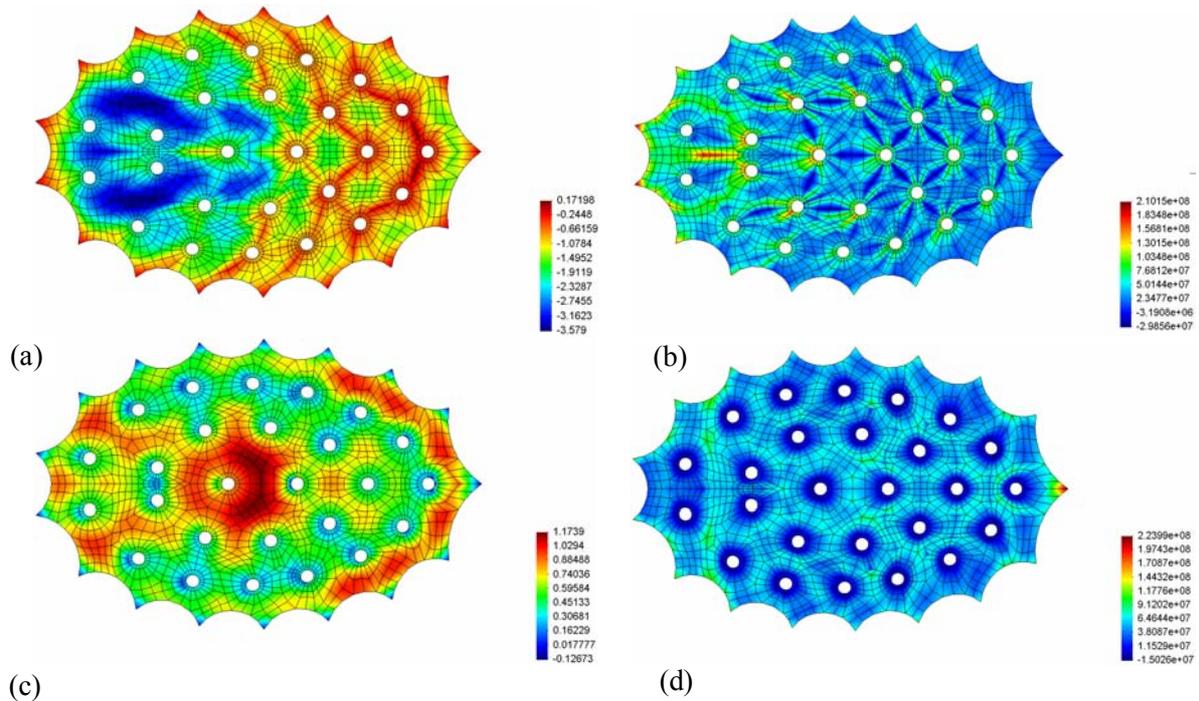


Figura 5. Neve – (a) spostamenti lungo Z [m] (b) I° tensioni principale [N/m²];
vento – (c) spostamenti lungo Z [m] (d) I° tensioni principale [N/m²].

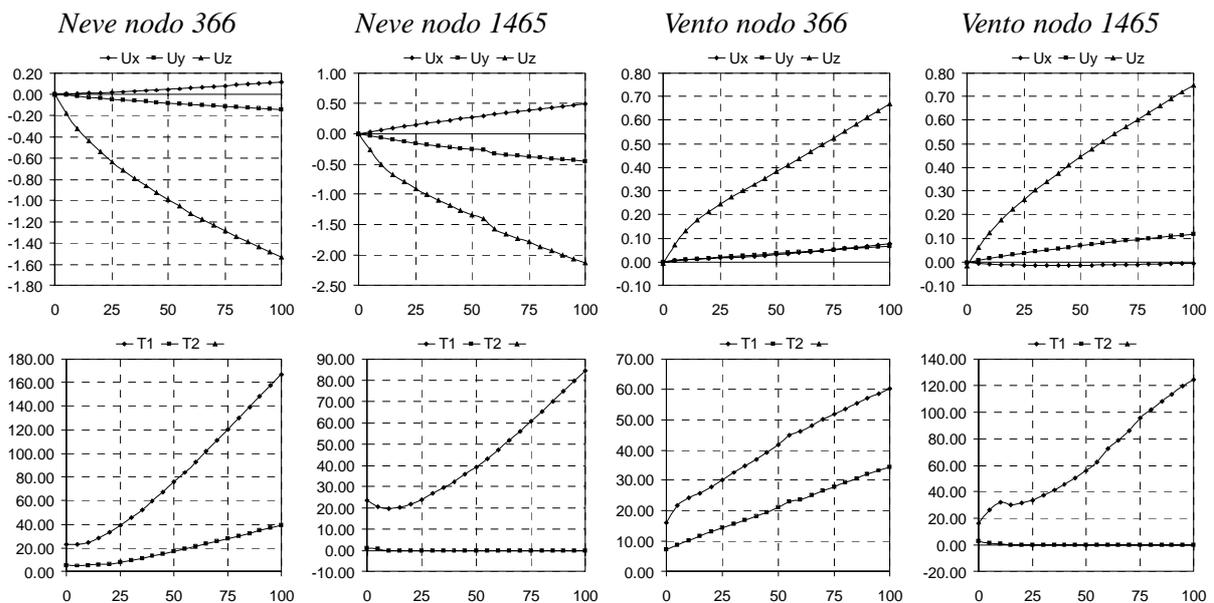


Figura 6. Membrana spostamenti [m] e tensioni nodo [kN/m] - % di carico finale applicato

Gli spostamenti maturati dai cavi principali di sospensione sono dovuti essenzialmente alla loro disposizione geometrica ed al basso stato tensionale introdotto mediante la pretensione della struttura. Dai diagrammi si osservano, per i cavi maggiormente inclinati, due fasi fondamentali:

- *1a fase*: recupero geometrico della freccia di mezzeria del cavo;
- *2a fase*: comportamento pseudo lineare tra spostamento e frazione di carico.

La tensione nelle funi principali di sospensione aumenta fino a valori attorno ai 600 N/mm². Anche per effetto del carico da vento il regime dei grandi spostamenti si manifesta in un rapporto non-lineare con il carico. In questo caso, al contrario di quanto accade con il carico da neve, avvicinandosi alla parte posteriore dove i cavi divengono via via più verticali, si osserva come essi siano in grado di rispondere autonomamente e bene al sollevamento solo per un'aliquota inferiore al 50% del carico finale. Per effetto del carico totale avviene la perdita quasi completa della pretensione introdotta nello stato 0. Le frecce di mezzeria dei cavi aumentano consistentemente, in modo quasi lineare per i cavi più inclinati, e in modo marcatamente non lineare per i cavi più verticali. La tensione nelle funi principali di sospensione diminuisce fino a valori inferiori ai 100 N/mm² per le funi oblique.

È evidente come, in entrambe le condizioni di carico statico studiate, la struttura non sia in grado di opporsi ai carichi con sufficiente rigidezza e il comportamento strutturale complessivo muti, per assumere un funzionamento in grado di contrapporsi all'azione esterna.

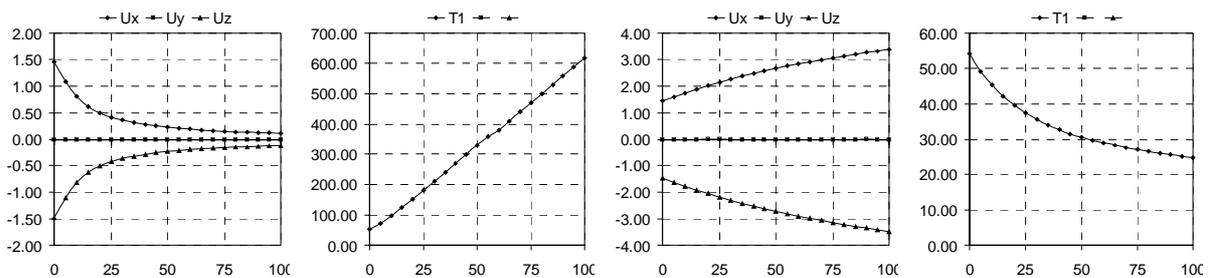


Figura 7. Spostamenti e tensioni cavo di sospensione anteriore: (a) neve (b) vento

5. ANALISI DINAMICA

Considerando la copertura flessibile dello Stadio Olimpico di Montreal, l'azione del fluido si esercita sulla superficie esterna, direttamente esposta al campo fluido, e sulla superficie interna, in dipendenza dell'esposizione di questa allo stesso campo fluido.

La copertura racchiude un volume che può considerarsi un'appendice del fluido esterno, dal momento che il collegamento avviene tramite superfici di scambio (e.g. aperture per l'accesso alle tribune). Nel caso di aperture consistenti, il campo fluido produce sulla parte interna pressioni interne, variabili da punto a punto, piccole rispetto alle forze di pressione esterne ma non trascurabili. Quando il volume è chiuso non si ha invece più la formazione di tali pressioni.

L'analisi dinamica considera la flessibilità elevata della struttura ed i suoi effetti sulla risposta strutturale e sui carichi applicati, introducendo le seguenti semplificazioni:

- il campo di moto del fluido non è modificato per effetto della deformazione strutturale;
- si considera una simulazione classica della velocità del vento con distribuzione Gaussiana e si passa dalle velocità alle pressioni attraverso una formulazione di tipo quasi statico;

- l'effetto del volume di fluido vincolato, e modificato per effetto degli spostamenti strutturali, viene introdotto mediante un modello semplificato secondo il quale:
 - le velocità di spostamento dei nodi strutturali sono piccole rispetto alla velocità di propagazione delle onde di pressione del fluido;
 - i periodi strutturali sono alti rispetto al tempo richiesto per il superamento del transitorio dovuto alla propagazione della pressione interna.

In base a queste ipotesi, le pressioni interne si possono intendere distribuite in modo pressoché omogeneo e la dinamica strutturale può essere descritta in modo semplificato.

L'effetto finale, determinato sulla struttura dal campo fluido, nelle ipotesi poste precedentemente, sarà quindi dato dalla somma algebrica di pressioni esterne e pressioni interne, entrambe di tipo follower, dovute al movimento strutturale.

Tramite queste ipotesi risulta possibile porre l'attenzione sulle variabili macroscopiche d'insieme: il volume di fluido, la pressione interna media, legate alle condizioni ambientali in cui avviene il fenomeno (temperatura). Tali variabili sono legate mediante una legge di tipo non lineare che è implementata e risolta nel dominio del tempo all'interno del codice di calcolo LOKI basandosi sullo schema di interazione schematizzato in Figura 8.

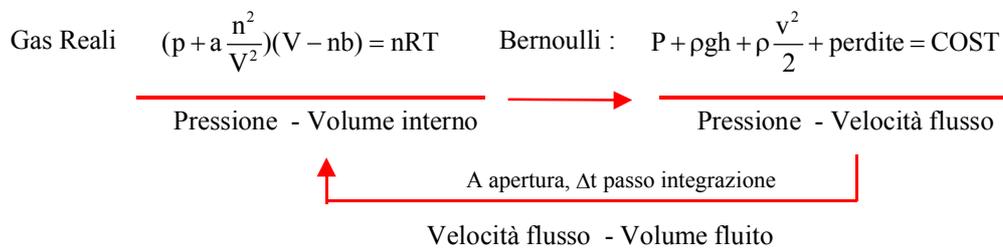


Figura 8. Modello semplificato dell'interazione struttura – volume interno

Le analisi dinamiche, in accordo con la trattazione di Borri and Zalthen [6] e Lazzari [7], sono basate sulla somma di due transitori: uno per l'equilibrio del carico medio e l'altro per lo studio della risposta strutturale sollecitata dalle serie temporali campione delle pressioni. La generazione delle storie di carico avviene mediante la simulazione dei campi di velocità ed i coefficienti di pressione ottenuti in galleria del vento Western Ontario (Canada).

La simulazione del campo di velocità è stata eseguita considerando un angolo di incidenza tra la direzione media del vento e l'asse maggiore della struttura pari a 60°: si tratta dell'angolo del vento che ha portato alla rottura della copertura. L'algoritmo di simulazione utilizzato [7] impiega la teoria di Deodatis [8] e assume come parametri fondamentali: la rugosità del terreno $z_0=0.2$ m, la velocità di riferimento $v_0=17$ m/s ad un'altezza di 10 m, lo spettro: $nS_v(z; n)/u_*^2 = (2.21\beta^{2.5}f)/(1 + 3.31\beta^{1.5}f)^{5/3}$, $\beta = 5.53$, la funzione di coerenza di Vickery, la correlazione del segnale in direzione del vento introdotta tramite l'ipotesi da Taylor, parametri di decadimento esponenziale $C_v=11.5$; $C_z=11.5$.

Le analisi dinamiche sono state condotte sul modello numerico della struttura con diverse condizioni al contorno. La sollecitazione eolica applicata è stata la medesima per tutte le analisi dinamiche di seguito riportate:

- *analisi I*: superficie di scambio infinita, nessun effetto di interazione fluido-struttura;
- *analisi II*: superficie di scambio pari a 100 m², struttura permeabile;
- *analisi III*: superficie di scambio pari a 50 m², struttura permeabile;

Si è assunto che la condizione in cui la dinamica strutturale si sviluppa è isotermica. La struttura, dato il comportamento non lineare per geometria, è stata integrata con passo

temporale $\Delta t=0.04$ s. Un passo di integrazione così ridotto si è reso necessario per ovviare ai rischi di instabilità numerica. Oltre alla sua intensità media, la pericolosità di un'azione dinamica sta nella possibilità di un innesco nella struttura di un meccanismo di accumulo energetico, che, nel tempo, porta ad amplificare lo stato tensionale e deformativo, senza che vari quantitativamente la media della sollecitazione esterna.

La prima analisi (Figura 9a) presenta una risposta che, oltre a mettere in evidenza un accenno ai problemi strutturali già denunciati in fase di analisi statica, non ne aggiunge di nuovi: non si manifesta infatti alcun fenomeno risonante, di tipo aerodinamico, e per questo non si aggiungono nuovi fattori di rischio rispetto a quelli già sottolineati. Gli spostamenti si mantengono contenuti e così le tensioni (Figura 10a), sebbene si manifestino episodi di scarico completo in alcuni cavi che costituiscono un problema per la repentinità di ripresa di tensione. Dalle serie temporali degli spostamenti e delle tensioni si osserva il diverso contenuto frequenziale del segnale nei vari punti della membrana.

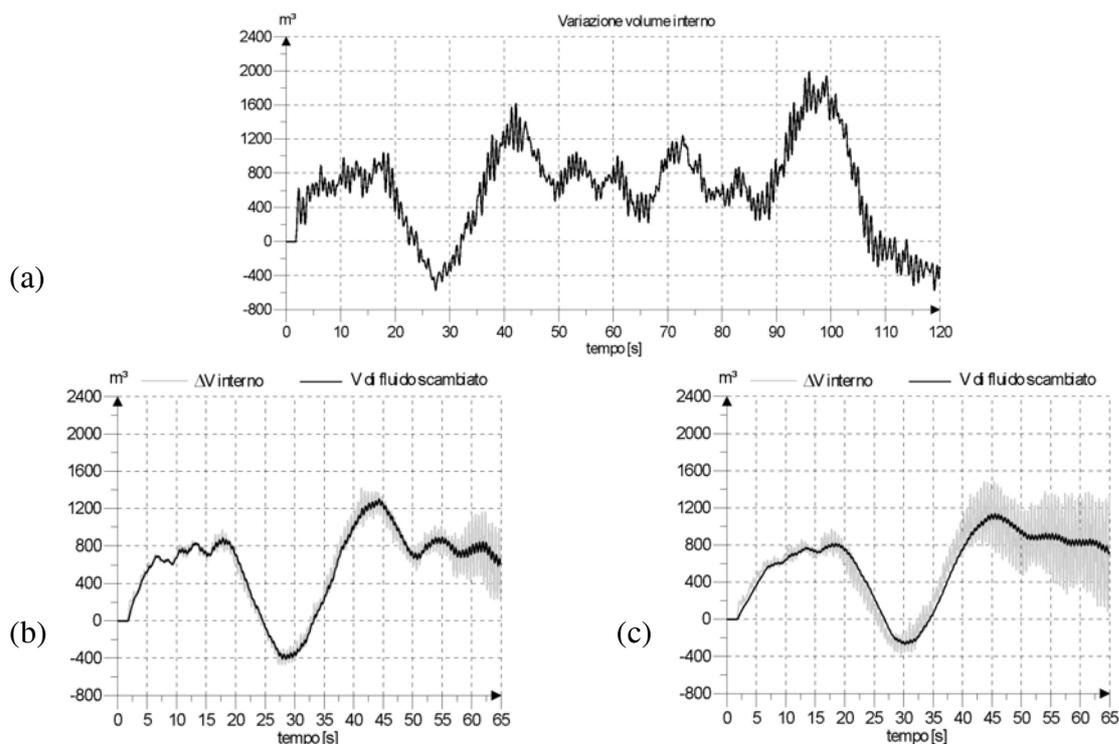


Figura 9. Parametri globali: volume interno – volume fluito (a) ∞ m^2 , (b) 100 m^2 , (c) 50 m^2

Le altre analisi (Figura 9b, c e Figura 10b, c) denunciano la comparsa di un fenomeno risonante di tipo aerodinamico, che diventa più importante al diminuire della superficie di scambio con l'esterno. La pressione interna, che di norma non si porta mai oltre i ± 9 Pa, durante la risonanza assume valori all'interno di un range ± 33 Pa, a causa di un volume interno che compie escursioni di 1200-1300 m^3 in meno di 0.2s. Questa oscillazione volumetrica si sviluppa con frequenze molto elevate e, di fatto, avviene in condizioni di volume interno stagno.

Le serie temporali degli spostamenti e le tensioni per i punti della membrana mostrano come l'effetto di risonanza dinamica sia evidente e si manifesti, in alcuni casi, tramite battimenti di tipo non lineare sia per gli spostamenti sia per le tensioni. Per i cavi di sospensione si osservano due aspetti fondamentali nella risposta strutturale: man mano che la dinamica si evolve, la

struttura cambia la propria caratteristica di rigidezza, si verificano dei naturali azzeramenti tensionali.

La modifica della frequenza di vibrazione è conseguenza del vincolo di volume indotto dal movimento strutturale. Come detto, il vincolo di volume porta ad un effetto irrigidente nella struttura e quindi ad un aumento delle frequenze di oscillazione. Esse si allontanano dalle fondamentali, dipendenti dallo stato tensionale e dalle caratteristiche geometriche, verso frequenze maggiori imposte ai cavi mediante un movimento forzato delle estremità.

Con riferimento al secondo aspetto, i cavi di sospensione, dotati di elevata massa strutturale, nella dinamica mettono in gioco una grande quantità di energia cinetica per effetto degli spostamenti elevati. Questo è dovuto alla loro elevata lunghezza, alle loro frecce ed alla loro incapacità di contrastare in modo efficace, tramite la pretensione indotta alla struttura, gli spostamenti della struttura. L'effetto dinamico dei cavi è fondamentale per interpretare la risposta dell'intera copertura, in particolare per spiegare i motivi e i meccanismi di accumulo energetico che sarebbero alla base della rottura avvenuta nel 1991, come si desume dalla testimonianza di chi osservò l'episodio.

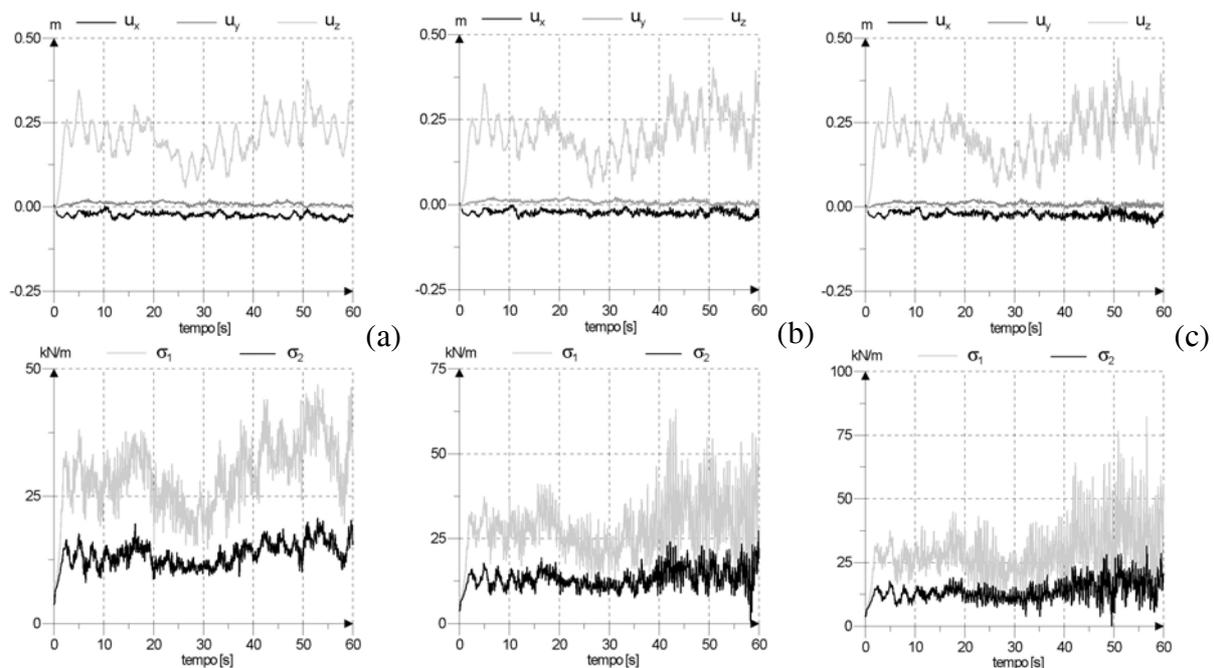


Figura 10. Spostamenti [m] e tensioni [kN/m] nodo 745 (a) classica, (b) 100 m^2 , (c) 50 m^2

L'energia cinetica messa in gioco dai movimenti dei cavi di sospensione porta a brusche riprese di tensione per effetto dinamico. Queste riprese, se accoppiate alla presenza di elevate masse concentrate nei coni di sospensione, producono fenomeni di strappo strutturale del manto di copertura. Lo studio di alcune sezioni trasversali di copertura, inclinazione 60° , evidenzia due fasi di moto:

- *Ia fase:* la struttura è caratterizzata da movimenti strutturali poco correlati ed i punti strutturali sono sostanzialmente dipendenti esclusivamente dal carico esterno.
- *Ia fase, di risonanza:* i movimenti si accoppiano e si correlano in un moto di tipo quasi simmetrico atto a limitare il più possibile l'effetto della pressione interna. Il moto strutturale è dominato sia dall'effetto di propagazione delle pressioni esterne sia dal vincolo dato dal volume strutturale e dal movimento dei cavi di sospensione superiori.

L'effetto complessivo, nell'intera struttura, è quello di una sincronizzazione di tutti i diversi aspetti fondamentali che si originano nel tempo. La sincronizzazione dei fenomeni si sviluppa in modo accoppiato con la propagazione delle onde di pressione, e porta ad un effetto di risonanza aerodinamica ben evidente. Lo studio dell'intero transitorio strutturale è particolarmente difficoltoso, a causa della dinamica con spostamenti elevati e nascita di sforzi di compressione sulla membrana e quindi con locali fenomeni di instabilità di tipo numerico.

Le analisi condotte tracciano un quadro completo del comportamento dinamico della struttura sollecitata da un'azione esterna dinamica, "leggera" per intensità rispetto alle usuali sollecitazioni e tempi di ritorno che si assumono per strutture di tale importanza. Si evidenzia una netta differenza tra le analisi condotte, in particolare tra l'analisi dinamica tipo I e le altre.

6. CONCLUSIONI

Una valutazione attendibile della risposta strutturale di coperture di grande luce richiede la messa in conto del comportamento non lineare per geometria, caratteristico di tale tipologia strutturale, e della simulazione dei carichi agenti, sia in fase statica sia in fase dinamica, come forze dipendenti dagli spostamenti. Azzeramenti degli stati di tensione e fenomeni di instabilità locale aggiungono ulteriori difficoltà alla risoluzione del problema e richiedono l'uso di software altamente specializzati e particolarmente stabili.

Nel caso della copertura dello stadio di Montreal, analizzata in questo lavoro mediante il codice "Loki", la struttura manifesta un marcato comportamento non lineare rilevabile dai digrammi carico-spostamento e tensione-carico, una bassa rigidità strutturale e quindi un'eccessiva deformabilità. Gli studi fatti permettono di identificarne il comportamento strutturale e facilitare la comprensione, evidenziando le problematiche dei due casi e le possibili soluzioni dei problemi.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Majowiecki M. (1998), Snow and wind experimental analysis in the design of long-span sub-horizontal structures, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 74 - 76, 795-807.
- [2] Lazzari M., Saetta A., Vitaliani R. (2001), Non-linear dynamics analysis of cable-suspend structures subjected to wind actions, *Journal of Computers and Structures*, Vol. 79, N. 9, 953 - 969, March.
- [3] Lazzari, M., Majowiecki M., Saetta A., Vitaliani, (2002) F.E. Analysis of Montreal Stadium Roof Under Variable Loading Conditions, *Towards a Better Built Environment - Innovation, Sustainability, Information Technology, IABSE Symposium*, Australia, September 11-13
- [4] Schweizerhof K., Ramm E. (1984), Displacement dependent pressure loads in nonlinear finite element analyses, *Computer & Structures*, Vol. 18,N. 6, 1099 – 1114.
- [5] Schweizerhof K., Ramm E. (1987), Follower force effects on stability of shells under hydrostatic loads, *J. Engng. Mech. ASCE*, Vol. 113, N. 1, 72 – 88.
- [6] Borri C., Zahlten W., (1991), Fully simulated non linear analysis of large structures subjected to turbulent artificial wind, *Mech. Struct. & Mach.*; 19 (2), 213-250.
- [7] Lazzari M., (2002), Geometrically Non-Linear Structures Subjected To Wind Actions, *Ph.D. Thesis*, University of Padua, Italy
- [8] Deodatis G. (1996), Simulation of ergodic multivariate stochastic processes, *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, Vol. 122, N. 8, 778 – 787.