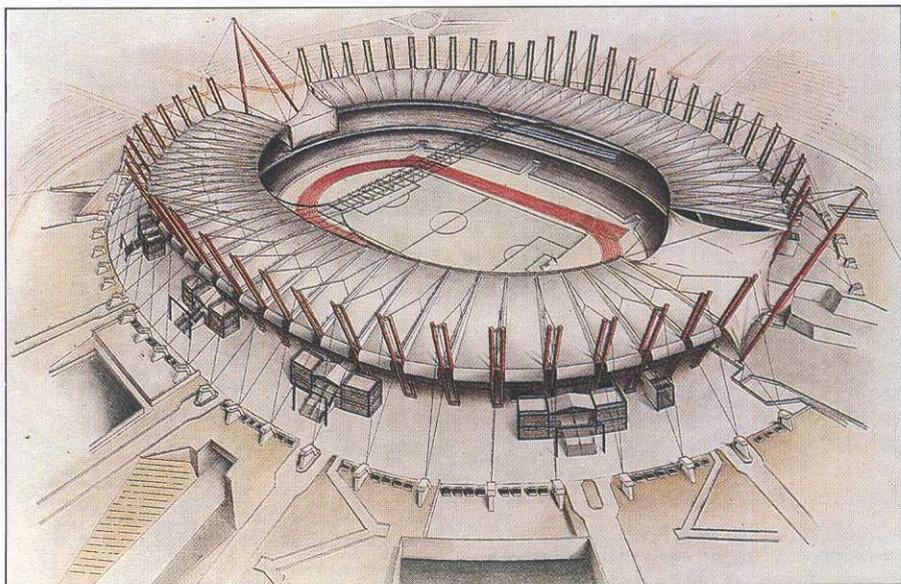
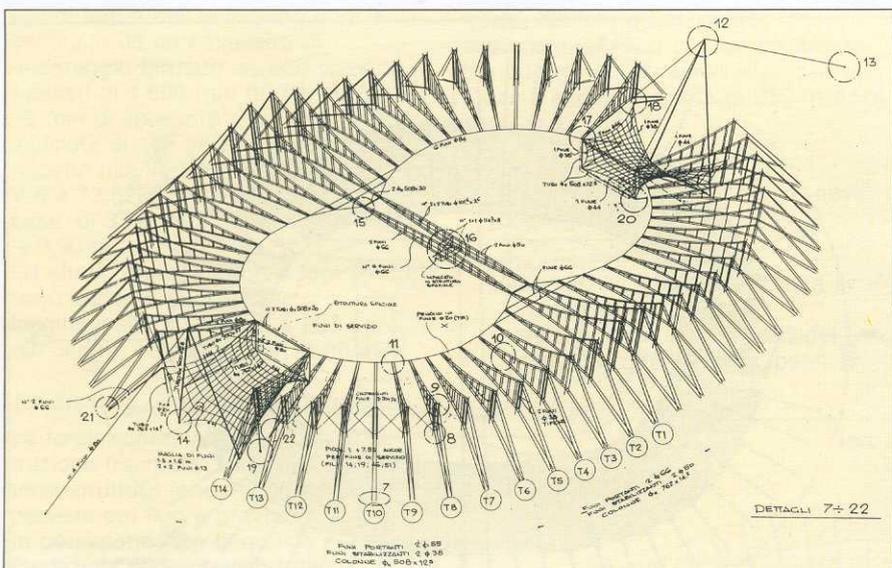


copertura del nuovo stadio di torino

Prof. Ing. Massimo Majowiecki(*)
Prof. Ing. Francesco Ossola(**)



1a



1.1 Tensostrutture piane

Le tensostrutture di tipo piano sono costituite da due funi portanti, due funi stabilizzanti ed un sistema di collegamento di parete in fune ad andamento quasi parallelo e sono ordite in direzione radiale rispetto ai centri C_1 e C_2 delle curve policentriche, omotetiche, generatrici dello schema geometrico generale dello stadio.

Le tensostrutture corrispondenti agli allineamenti da 1 a 6 e simmetriche secondo x ed y sono generate con un angolo al centro costante di circa $2^{\circ},54$. Le tenso allineate con i fili 7-14 hanno un angolo generatore relativo di $7^{\circ},22$.

In funzione dello stato di sollecitazione e deformazione le tensostrutture piane sono state dimensionate diversamente e riunite in due gruppi. Le caratteristiche geometriche e meccaniche principali del sistema tensostrutturale sono illustrate nelle figg. 1a - b.

Tutte le funi sono di formazione spiroidale chiuse e/o aperte, zincate (classe B), con resistenza elementare dei fili a «Z» esterni maggiore di 1570 N/mm^2 e di quelli circolari interni maggiore di 1770 N/mm^2 .

Figg. 1. a) Modello architettonico. b) Vista prospettica del sistema strutturale di copertura. c) Prospetto ovest.

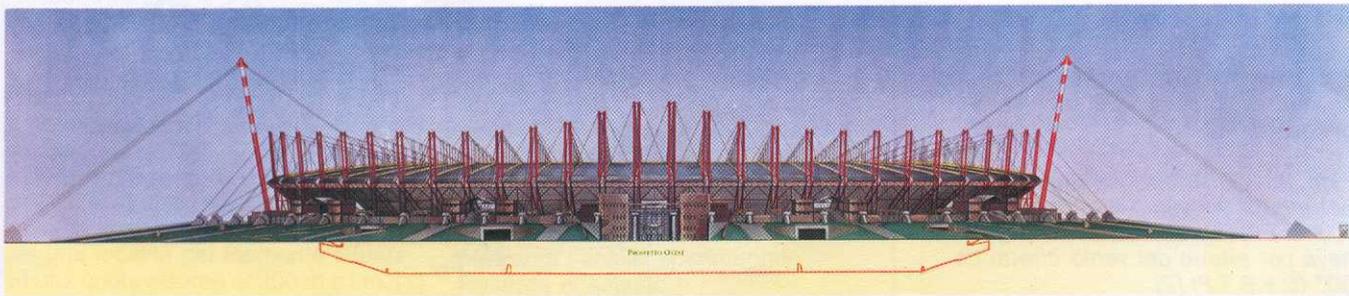
1. Il sistema strutturale

Il sistema tensostrutturale di copertura adottato per la costruzione del nuovo stadio di Torino è costituito essenzialmente da:

- una orditura radiale di tensostrutture piane;
- un anello interno circolare bilobato di contrasto;
- due reti di funi a superfici iperboliche;
- un sistema d'ancoraggio esterno strallato;
- un sistema fondazionale a gravità.

(*) Professore Associato alla Facoltà di Ingegneria dell'Università di Bologna.

(**) Professore Associato al Politecnico di Torino.



1c

Al sistema di orditura radiale delle tensostrutture piane è associata l'orditura secondaria di supporto del manto di copertura. Le travi, sospese al livello della fune stabilizzante, vincolate in semplice appoggio, sono realizzate con un traliccio a sezione triangolare. Il manto di copertura (Deck) appoggiato e collegato all'estradosso delle travi secondarie, è costituito da lamiera grecate con $H = 200$ mm di altezza e di spessore $s = 12/10$ mm, da uno strato di coibentazione e da un manto di impermeabilizzazione di estradosso realizzato con due lamine di alluminio vincolate meccanicamente alle lamiera grecate di intradosso.

1.2 Anello interno circolare

L'anello interno, che ha la funzione principale di equilibrare in un sistema locale chiuso gli sforzi orizzontali trasmessi dalle tenso radiali, è configurato geometricamente in pianta da quattro archi di cerchio aventi 56,468 m di raggio.

Per minimizzare il raggio di curvatura e, conseguentemente, lo sforzo dell'anello, è stato necessario introdurre un tirante trasversale che caratterizza la configurazione policentrica bilobata dell'anello di contrasto. L'anello è formato da 6 funi, $\varnothing 84$ mm, a formazione spiroidale, zincate, chiuse, disposte su piani orizzontali a quota + 41,00 m, distanziate tra loro verticalmente allo scopo di permettere un funzionale collegamento con le tenso radiali. Le funi del tirante interno sono realizzate con $2 \times 6 \varnothing 66$ mm, della stessa formazione delle funi precedenti.

1.3 Reti di funi

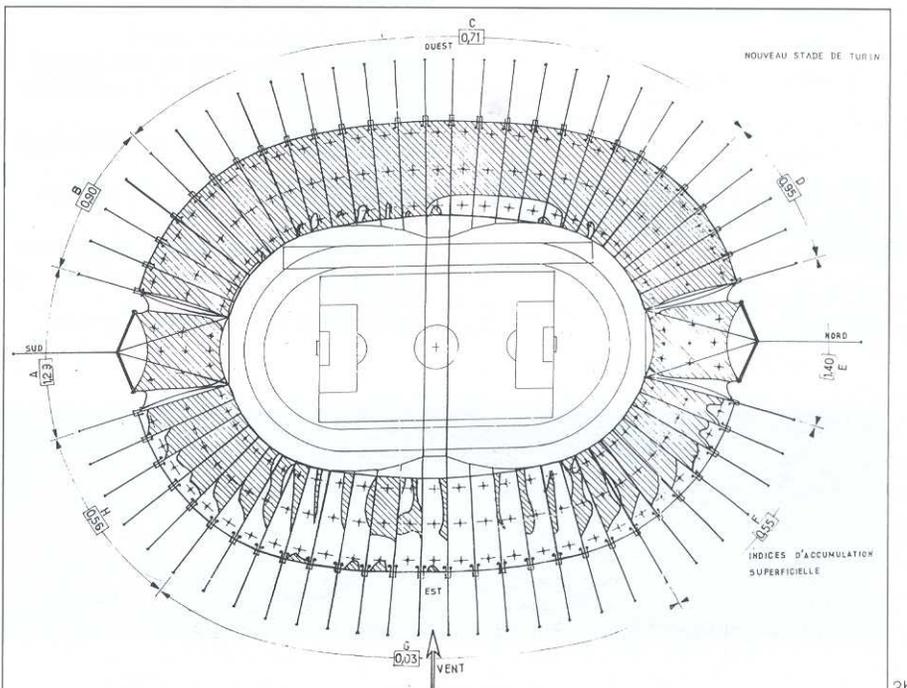
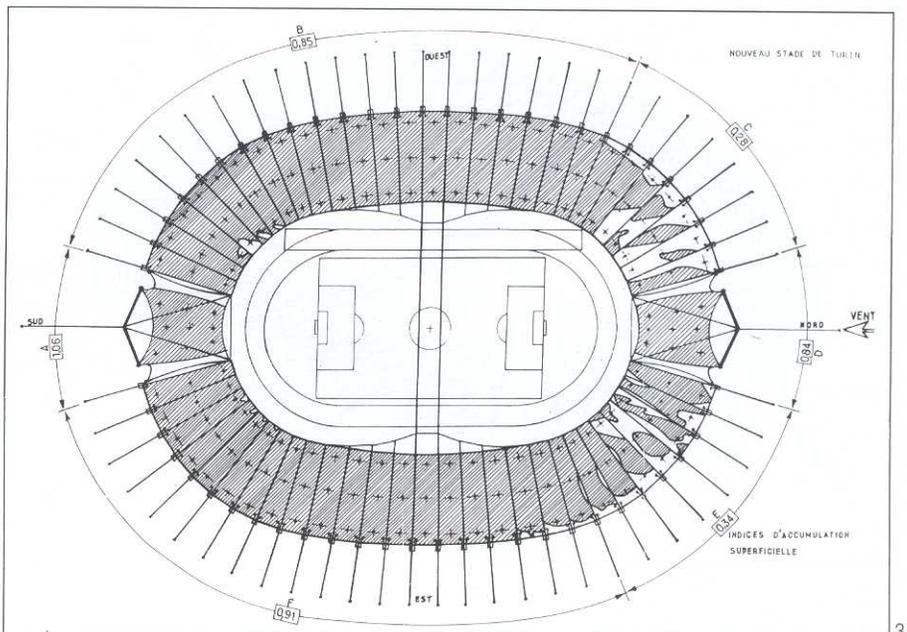
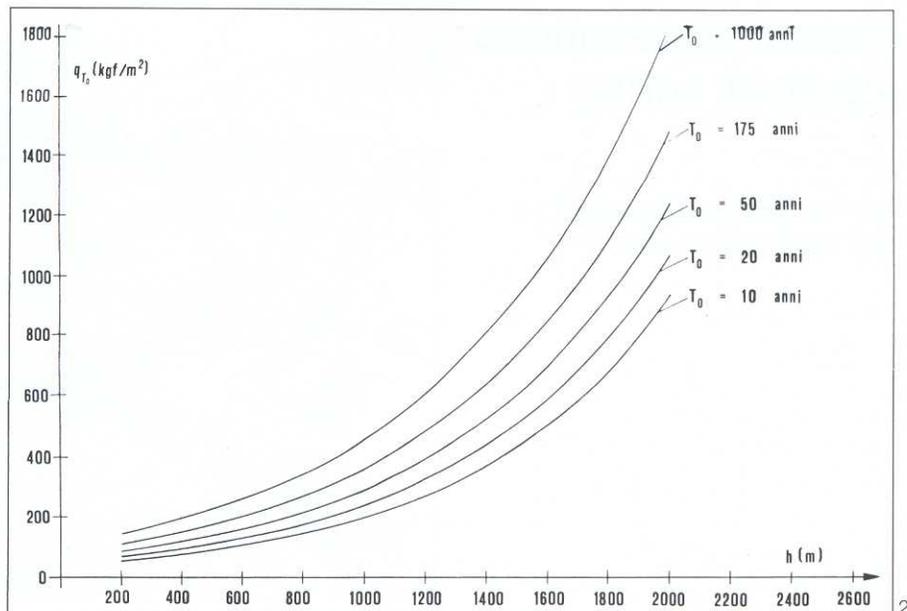
Due reti di funi a maglia quadrangolare con superfici a curvatura negativa (a sella) sono disposte nelle zone centrali delle curve Nord-Sud.

La rete di funi si ancora all'anello centrale a quota + 41,21 m, alla struttura portante del terzo livello di tribune a quota + 31,5148, a quota + 26,00 m ed in fondazione a quota + 8,215 m. La copertura di queste zone raccorda la copertura generale in un settore di stadio mancante del terzo livello di tribune.

La copertura, in corrispondenza della rete di funi, è realizzata in P.T.F.E. (Teflon) con il 60% di traslucidità. La membrana è fissata alla rete per linee e/o punti mediante collegamenti meccanici.

Fig. 2. Valore caratteristico del carico neve al suolo per un determinato periodo di ritorno T_0 .

Figg. 3. a) Distribuzione della neve per effetto del vento diretto da 0° (C.E.B.T.P) [2]. b) Distribuzione della neve per effetto del vento diretto da 90° (C.E.B.T.P) [2].



1.4 Sistemi di ancoraggio

Il sistema di ancoraggio delle tensostrutture piane e spaziali è quello di cavalletti esterni strallati, eseguiti con colonne tubolari di acciaio e funi di strallo. Per quanto riguarda le zone in rettilineo, i cavalletti di ancoraggio si appoggiano alle strutture delle tribune di terzo livello ad una quota variabile tra +35,539 e +35,556 m. Le sommità delle colonne si trovano a quote comprese tra +50,868 m e +60,834 m. Gli ancoraggi degli stralli sono impostati a quota +21,05 m. I tubolari in acciaio sono realizzati con diametri compresi tra 508 mm e 762 mm e spessori tra 10 mm e 14,2 mm. La qualità del materiale è Fe 510 C.

Gli stralli superiori ed inferiori sono realizzati con le stesse funi adottate per le funi portanti e stabilizzanti. Anche il sistema di ancoraggio delle reti di funi e dell'anello in curva è costituito da un cavalletto di ancoraggio formato da due colonne tubolari di 1600 mm di diametro e 28 mm di spessore posizionati a V e inclinate di 10° verso l'esterno rispetto alla verticale. Il vertice della V è a 73,5296 m di altezza e la base, di 35,8 m, è impostata a quota +9,90 m. Gli stralli, realizzati con 4 funi $\varnothing 80$, sono ancorati sul diametro longitudinale del campo a 237,5 m dal centro, ed a quota +15,00 m.

1.5 Sistema di fondazione a gravità

Le fondazioni relative agli sforzi di trazione trasmessi dalle tensostrutture (ancoraggi) sono previste del tipo a gravità. In corrispondenza di queste fondazioni sono previsti tutti i collegamenti regolabili atti ad introdurre gli sforzi di pre-tensione.

2. Analisi dei carichi

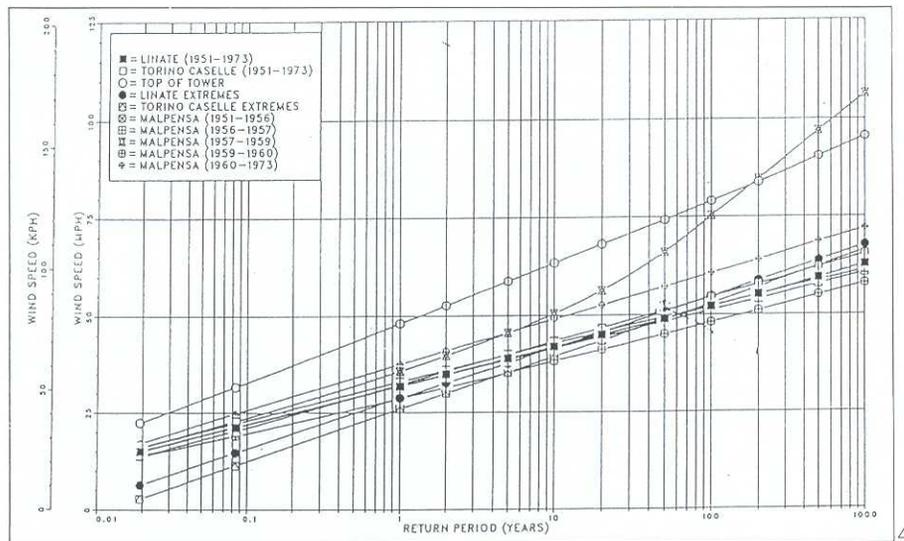
2.1 Carichi permanenti

Peso proprio funi + morsetti:	75 N/m ²
Particolari costruttivi: (per ogni tensostruttura)	15 kN
Copertura:	250 N/m ²
Arcarecci:	120 N/m ²
Carichi tecnologici concentrati (4 x 3 per ogni tensostruttura):	12 kN
Imprevisti:	80 N/m ²

2.2 Carichi accidentali

2.2.1 Analisi statistica del carico neve q_s

A questo proposito è stata eseguita un'analisi statistica sul carico della neve da assumere in fase di progetto per una località del Piemonte situata ad una quota attorno ai 300 m s.l.m. [1].

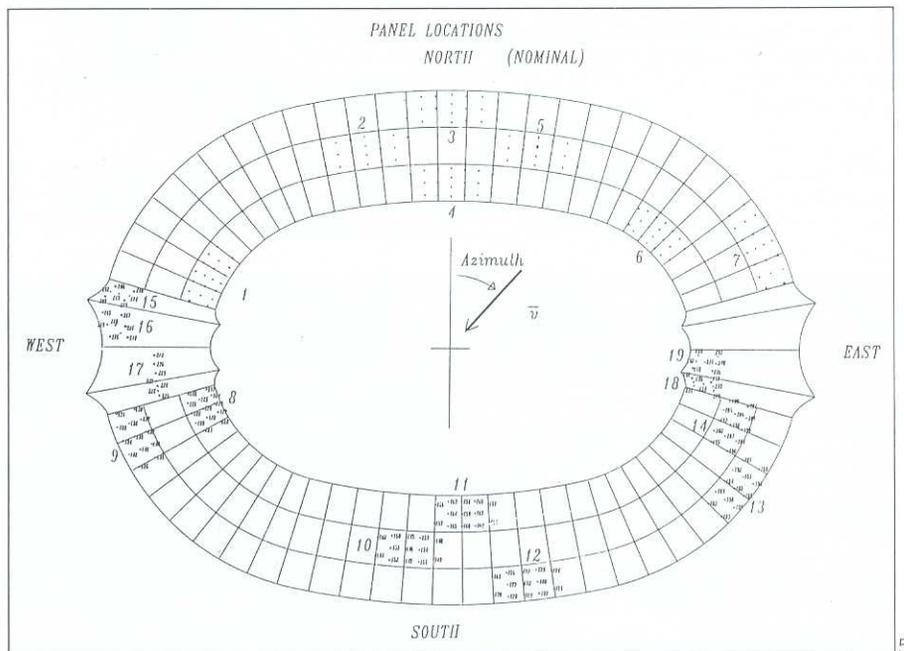


Da questa indagine il valore caratteristico del carico della neve al suolo, definito quale valore argomentale « q_{T0} » con un prefissato periodo medio di ritorno « T_0 », per una località situata a quota di 250 m s.l.m. risulta (fig. 2):

- $q_{T0=50} = 965 \text{ N/m}^2$ (intensità minima del carico neve di progetto)
- $q_{T0=175} = 1220 \text{ N/m}^2$ (intensità di progetto adottata in funzione delle richieste caratteristiche di durabilità del sistema strutturale principale).

2.2.2 Analisi sperimentale della distribuzione del carico neve in funzione della direzione del vento

Data l'inusuale dimensione dell'opera è stata eseguita un'indagine sperimentale relativa all'individuazione della distribuzione della neve in funzione di una intensità e durata prefissata del vento e per tre differenti direzioni di provenienza. Le indagini sperimentali sono state eseguite con il B.E.A.N. (Banc d'Essais d'Accumulation de la Neige due au vent) presso il C.E.B.T.P. a Saint Remy les Chevreuse.



Il coefficiente di esposizione adottabile in funzione della forma della copertura è $\mu = 0,8$, in accordo con le CNR-UNI 10012/85 e le Règles N° 84 Francesi. Data l'estensione della copertura, i coefficienti di esposizione e distribuzione sono stati determinati più accuratamente mediante l'analisi sperimentale illustrata di seguito.

Fig. 4. Analisi statistica della velocità media di riferimento del vento (Torino Caselle).

Fig. 5. Posizionamento dei punti di misura sul modello rigido.

Per le analisi statiche e dinamiche sono state adottate le distribuzioni illustrate nelle figure 3a-3b per direzioni di incidenza del vento $\varnothing = 0^\circ$ e $\varnothing = 90^\circ$.

2.2.3 Analisi statistica della velocità di riferimento del vento V_{ref}

L'importanza dell'opera e le caratteristiche del sistema strutturale di copertura concorrono all'esigenza di un accurato esame degli effetti prodotti dal vento.

Per un tale esame è richiesta un'attendibile definizione di un «modello locale del vento» che comprende:

- la valutazione della struttura del vento indisturbato
- la determinazione della distribuzione delle pressioni esercitate dal vento sulla costruzione.

La struttura del vento risulta univocamente determinata dal profilo della velocità media e dalla densità spettrale di potenza incrociata della turbolenza atmosferica.

La velocità media del vento è a sua volta definita dalla intensità della velocità e della forma del profilo. I criteri per la determinazione della struttura del vento sono, in forma molto semplificata, ufficializzati nella più recente normativa specifica nazionale: le Istruzioni del C.N.R. 10012/85 «Azioni sulle costruzioni». A queste si è fatto riferimento per i valori numerici di alcuni parametri che definiscono il modello del vento. La velocità media del vento V_z (in m/s) è espressa dalla relazione (CNR-UNI 10012/85 sulle «Azioni sulle costruzioni»):

$$V_z = V_{ref} \cdot \alpha_t \cdot \alpha_r \cdot \alpha_z$$

dove per V_{ref} , valore della velocità media del vento in un intervallo di 10 minuti primi misurata a 10 m dal suolo, la normativa assume per ogni direzione un valore di 30 m/s, che per il sito in esame appare troppo elevato. A questo proposito sono state eseguite le necessarie indagini statistiche relative all'intensità e direzione del vento per il sito di costruzione, avvalendosi dei dati forniti dal «Centro nazionale di meteorologia e climatologia aeronautica» dell'Aeronautica Militare per la Stazione di Torino Caselle (distante 20 km).

I dati di ventosità rilevati nel periodo 1951-1978 relativi ai valori massimi annuali V_M (m/s) della velocità media del vento con settori di provenienza di 30° di ampiezza sono stati sottoposti ad analisi statistica, attribuendo alla variabile campionata V_M la legge distributiva cumulativa di Gumbel

$$F(V_M) = \exp \{ -\exp[-(V_M - U)/a] \}$$

dalla quale si deduce la relazione tra il generico evento massimo annuale V_t ed il corrispondente periodo di ritorno t (in anni)

$$V_t = U - a \ln[-\ln(1-1/t)].$$

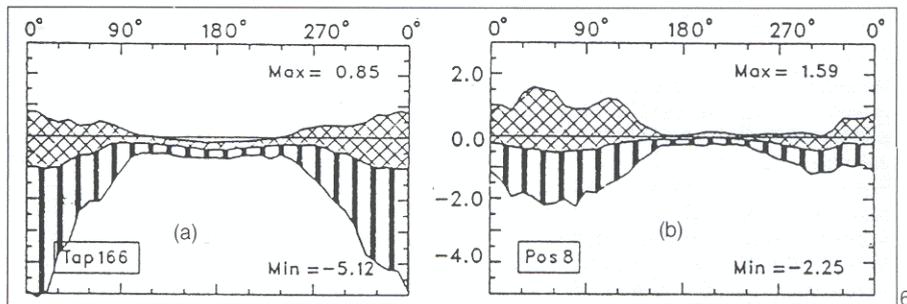


Fig. 6. a) Coefficienti puntuali di pressione (PEAK LOADS). b) Coefficienti mediati spazialmente (AREA LOADS).

In funzione della qualità e quantità di registrazioni relativamente esigue, l'analisi statistica è stata correlata con l'analisi cosiddetta «parent» su misure mensili e giornaliere ottenute ad intervalli di 6 ore. I risultati ottenuti forniscono per $T_0 = 50$ anni il valore (fig. 4)

$$V_{ref} = 23,50 \text{ m/s}$$

In accordo con le CNR-UNI 10012/85 si adotta:

$$\alpha_t \text{ (coefficiente di topografia)} = 1$$

$$\alpha_r \text{ (coefficiente di ritorno)} = 1$$

mentre per il coefficiente di profilo α_z si considera la struttura appartenente alla categoria 2 per direzioni del vento: $0^\circ, 30^\circ, 60^\circ, 90^\circ$. Si considera la struttura appartenente alla categoria 4 per direzioni del vento: $120^\circ, 150^\circ, 180^\circ$. Considerando $Z_{ref} = 34,50$ m (a favore della sicurezza), dalla relazione:

$$\alpha_z = K \ln(z/z_0)$$

si ottiene:

$$1,242 \text{ (2ª categoria } K = 0,19 - z_0 = 0,05)$$

α_z

$$0,247 \text{ (4ª categoria } K = 0,27 - z_0 = 1,50)$$

Finalmente si giunge ad ottenere i seguenti valori di progetto:

- velocità cinetica media

$$V_z = 29,187 \text{ m/s (2ª categoria)}$$

$$19,904 \text{ m/s (4ª categoria)}$$

- pressione cinetica media

$$P_z = 532 \text{ N/m}^2 \text{ (2ª categoria)}$$

$$248 \text{ N/m}^2 \text{ (4ª categoria)}$$

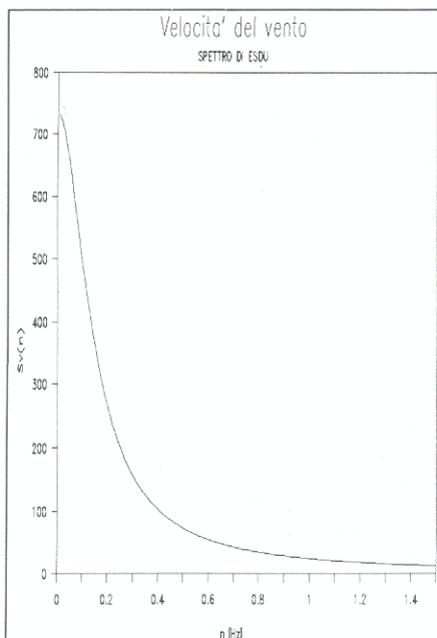


Fig. 7. Funzione di densità spettrale di potenza D.S.P. in accordo con il modello di Esdu.

2.2.4 Analisi sperimentale della distribuzione del vento-determinazione dei coefficienti di pressione C_p

Per ottenere indicazioni sufficientemente realistiche dell'effettivo campo delle pressioni, non ottenibili dalla normativa esistente in materia, sono state eseguite le relative indagini sperimentali in galleria del vento con un modello dello stadio che comprende l'ambiente circostante.

La determinazione delle pressioni statiche medie locali temporali sull'estradosso e l'intradosso della copertura è stata eseguita su un modello rigido in scala 1/300. Il modello è stato realizzato in materiale plastico ed in legno. I punti di misura 242 posizionati su 19 pannelli (fig. 5) (estradosso ed intradosso), permettono di ottenere le misure delle pressioni medie statiche locali per 7 incidenze del vento ogni 30° su 180° : le incidenze $I = 0^\circ, 30^\circ, 60^\circ, 90^\circ$ sono associate alla rugosità del suolo caratterizzata da $k = 0,22$ (area suburbana industriale), mentre le incidenze $I = 120^\circ, 150^\circ, 180^\circ$ sono associate ad una rugosità caratterizzata da $k = 0,27$ (aree urbane nelle quali almeno il 50% degli edifici abbia altezza superiore a 15 m).

I gradienti verticali tipici della velocità media sono determinati e simulati secondo la legge:

$$\bar{V}_z/V_g = (\bar{z}/z_g)^\alpha$$

dove:

\bar{V}_z = velocità media a livello z

V_g = velocità a livello z_g dove V diviene costante

z_g = altezza caratteristica

α = esponente il cui valore dipende dal tipo di rugosità.

L'intensità della turbolenza al livello z è definita dall'espressione:

$$I_z = \sigma \bar{V}$$

dove σ è la deviazione standard della

componente fluttuante della velocità del vento e \bar{V} è la velocità media al livello z.

Le prove sono state eseguite nella galleria a regime turbolento dell'Università del Western Ontario. I risultati forniscono i coefficienti di pressione puntuali (peak local coefficient) e superficiali (average area coefficient). Il segno positivo indica che il carico indotto è diretto verso il basso.

In fig. 6a - b sono illustrati i coefficienti di pressioni C_p locali di picco e quello medio spaziale su un'area di circa 200 m².

I coefficienti di picco sono utilizzati per il dimensionamento dei collegamenti locali del materiale di copertura, mentre le medie spaziali su aree comprese tra 100-200 m² sono adottate per il dimensionamento delle strutture secondarie.

È da notare che il valore adottato risulta conservativo data la non contemporaneità dei massimi e considerando che la distribuzione uniforme su tutta la copertura porta a considerare un valore di pressione molto maggiore nei pannelli dove i massimi si ottengono per incidenze azimutali del vento differenti.

La pressione media equivalente, elaborata dai dati sperimentali è:

$$p_{media} \ 470 \ N/m^2$$

che appare appropriata considerando la grande estensione della copertura.

2.3 Azioni dinamiche

Il sistema strutturale di copertura è soggetto ad azioni dinamiche indotte dal sisma e dal vento.

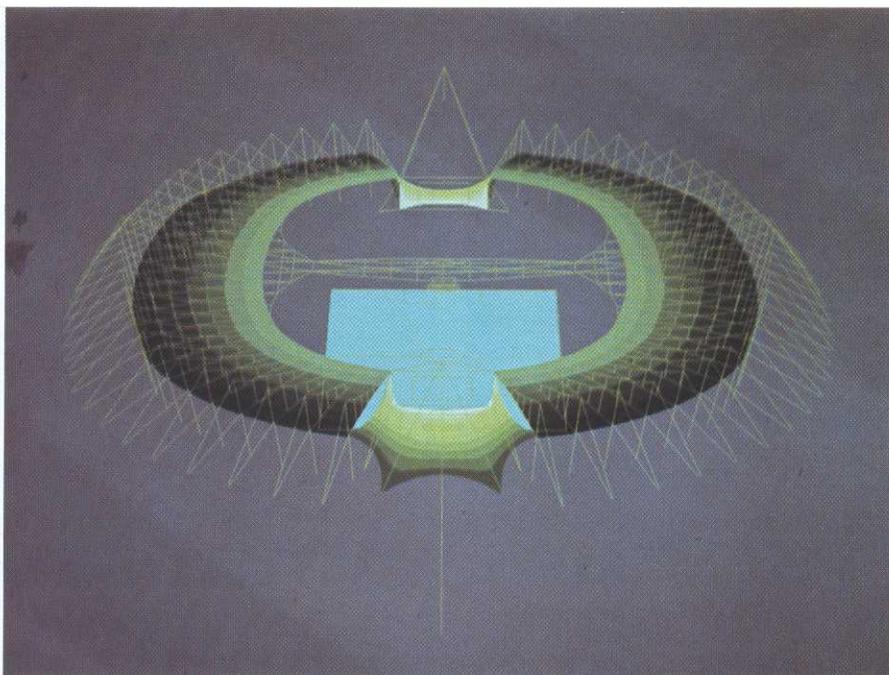
È da notare che, data la modesta sismicità della zona in cui è sito il cantiere, l'azione dinamica prodotta dall'azione fluttuante del vento è predominante ai fini delle verifiche strutturali.

2.3.1 Azione del vento

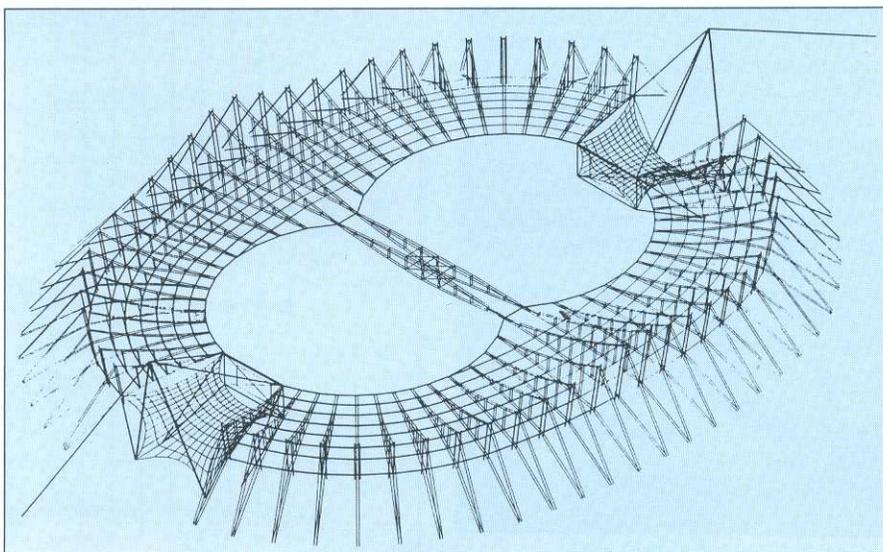
Il modello di impiego pressoché universale per l'analisi dinamica degli effetti del vento sulle costruzioni consiste nell'esprimere la velocità del vento in un punto e lungo una direzione assegnati quale somma dei termini:

$$V(t) = \bar{V} + v'(t)$$

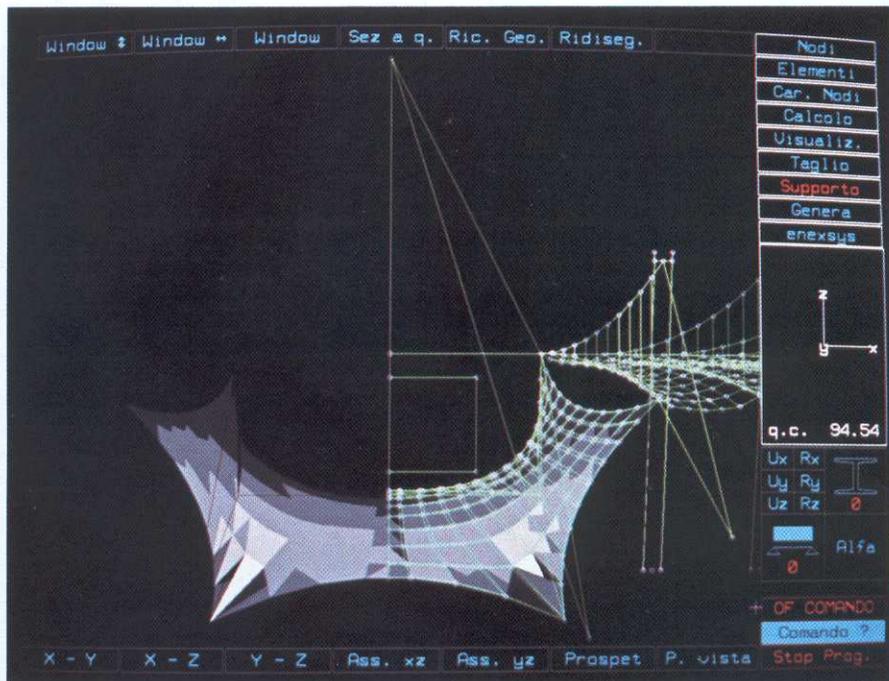
Le grandezze di risposta (deformazioni e sollecitazioni in termini probabilistici da usare ai fini delle verifiche) sono stati stabiliti, in accordo con le CNR-UNI 10012/85, quale somma degli effetti della componente «statica» del vento (\bar{V}), avente un periodo medio di ritorno pari a 50 anni, e di quelli



8a



8b



8c

Figg. 8. a) Modellazione solida della copertura. b) Visualizzazione dello schema strutturale globale. c) Modello matematico della zona in curva.

dinamici prodotti dalla componente turbolenta ($v'(t)$) in direzione di V .

Modello della componente turbolenta del vento $v'(t)$

Nel modello matematico si descrive la sola componente codiretta con V . La funzione scalare $v'(t)$, variabile nel tempo e nello spazio, trova una classica modellazione nei termini di un campo stocastico, gaussiano ed ergodico. Il campo stocastico ipotizzato risulta completamente definito dalla sua funzione di densità spettrale di potenza:

$$S_v(n, |D|)$$

dove n è la frequenza (Hz) e $|D|$ il modulo della distanza relativa tra due punti.

La forma più diffusa nella letteratura tecnica per $S_v(n, |D|)$ è la seguente:

$$S_v(n, |D|) = S_v(n) \sqrt{\text{Coh}(n, D)}$$

La funzione $S_v(n)$ sono diagrammate per $V = 29,187$ m/sec in fig. 7.

2.4 Azioni indirette

In accordo con le CNR-UNI 10012/85 si assume uno scarto di temperatura rispetto a quella media locale di $Dt = \pm 25^\circ\text{C}$ (per strutture metalliche esposte direttamente alle azioni atmosferiche).

La variazione di temperatura viene considerata uniforme non essendo prevedibili differenze sensibili di temperatura fra i singoli elementi per diversità di esposizione.

Il coefficiente di dilatazione termica è:

$$\alpha_T = 0,000012^\circ\text{C}^{-1}$$

2.5 Le condizioni di carico statiche

Le condizioni di carico statiche considerate sono:

2.5.1 Stato di pre-tensione

2.5.2 Stato di pre-tensione + carichi permanenti (Stato «0»)

2.5.3 Azione della neve

- $q_s (T_o = 50) = 965 \text{ N/m}^2$
- $q_s (T_o = 175) = 1220 \text{ N/m}^2$

2.5.4 Azione del vento pseudostatica

- $q_v = 532 \text{ N/m}^2$; $C_p = -0,8$ ($0^\circ, 30^\circ, 60^\circ, 90^\circ$)
- $q_v = 248 \text{ N/m}^2$; $C_p = -0,8$ ($120^\circ, 150^\circ, 180^\circ$).

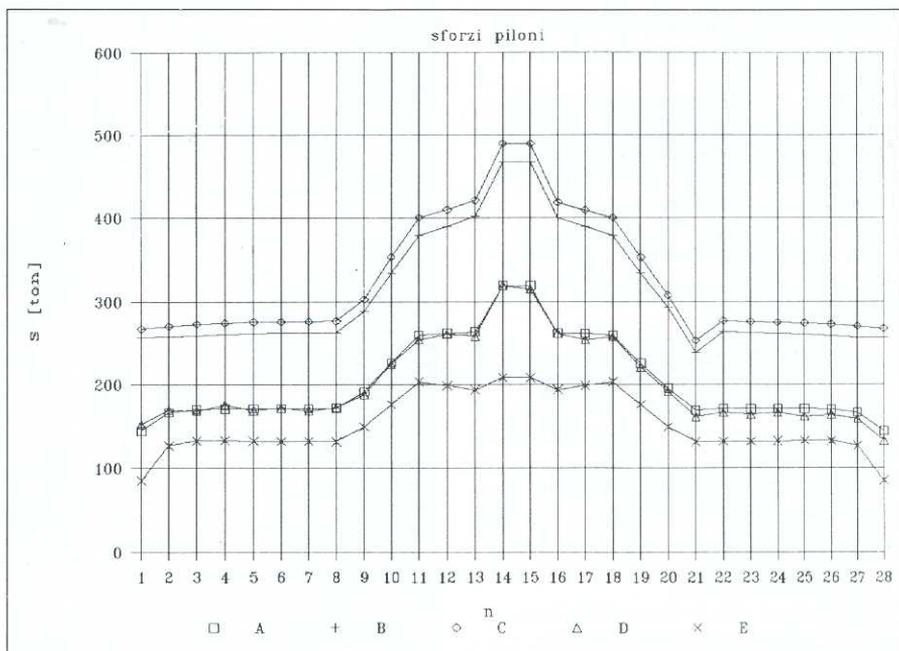
2.5.5 Variazioni di temperatura
 $Dt = \pm 25^\circ\text{C}$

2.6 Le condizioni di carico dinamiche

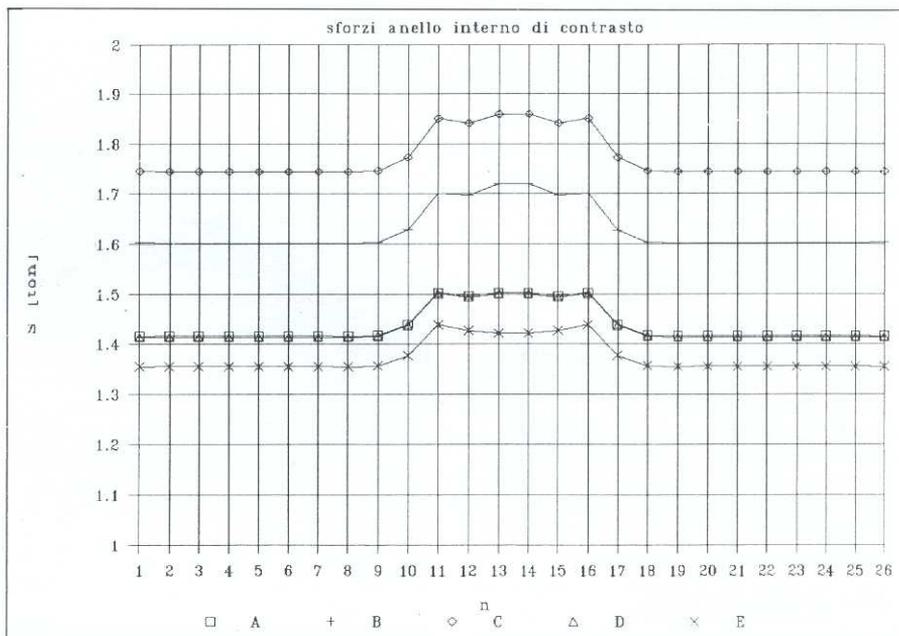
2.6.1 Azione dinamica del vento direzione $\varnothing = 0^\circ$

2.6.2 Azione dinamica del vento direzione $\varnothing = 90^\circ$.

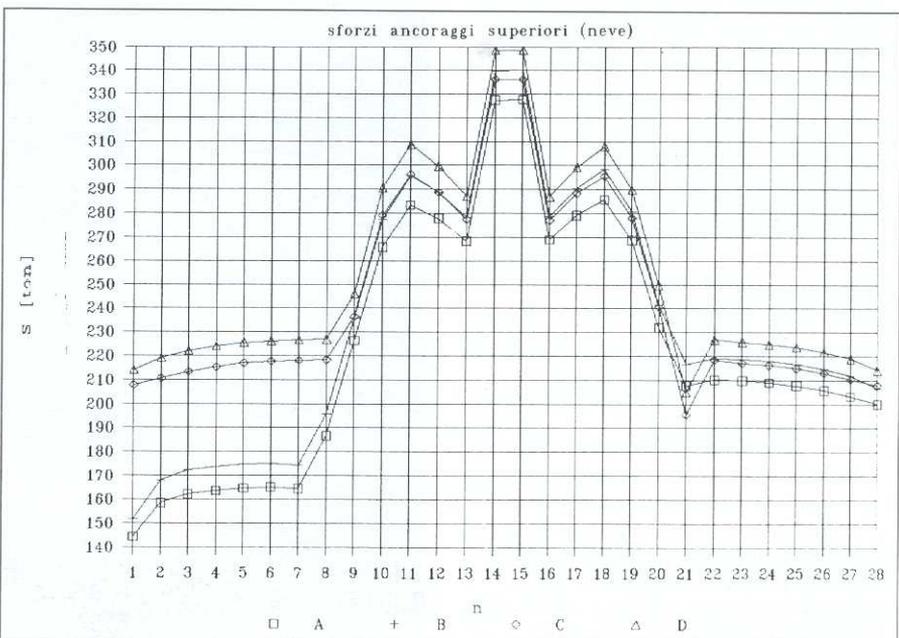
Figg. 9. a) Distribuzione degli sforzi sulle colonne. b) Distribuzione delle forze sull'anello centrale. c) Distribuzione delle forze sugli stralli delle funi portanti per combinazioni simmetriche ed asimmetriche di carico.



9a



9b



9c

3. Modello geometrico-meccanico

La modellazione geometrica è stata ottenuta, sfruttando gli assi di simmetria della struttura, per un quarto della struttura mediante il metodo classico di ricerca dello Stato «0» tipico delle tensostrutture. Fissato un certo livello di pre-sollecitazione su un insieme di nodi e aste interconnesse, la ricerca della configurazione geometrico tensionale iniziale viene eseguita usufruendo delle condizioni di equilibrio per ogni nodo interno secondo il modello matematico seguente:

$$\sum_i \bar{S}_{ki}^0 + \bar{P}_k^0 = 0$$

dove:

\bar{S}_{ki}^0 = sforzo nell'asta k_i generica in Stato «0»

\bar{P}_k^0 = carico applicato al nodo k in Stato «0».

La sommatoria è estesa a tutte le aste concorrenti in k .

La configurazione geometrica finale è stata visualizzata in fig. 8 mediante uno speciale programma di analisi interattiva grafica dedicato alle tensostrutture (RETE).

4. Le variazioni di stato: il modello matematico

4.1 L'analisi statica

Il modello matematico implementato nel programma TENSO [3] prevede l'analisi in campo di non linearità geometrica dello schema topologico di aste interconnesse a rete mediante il metodo dell'equilibrio seguendo quanto espresso in forma sintetica della:

$$[K] \cdot \{\delta_k\}^r = \{P_k\} - \{P_k\}^{r-1}$$

dove:

$[K]$ = matrice di rigidità globale ($[K] = [K_g] + [K_e]$)

$\{\delta_k\}^r$ = vettori degli spostamenti ottenuti alla n -esima iterazione

$\{P_k\}$ = carico applicato al nodo k

$\{P_k\}^{r-1}$ = carico fittizio dei termini non lineari.

4.1.1 Lo stato di deformazione

Per ogni combinazione di carico considerata è stato calcolato lo stato di deformazione.

Risultati sintetici più significativi sono illustrati nella seguente Tabella.

4.1.2 Lo stato di sollecitazione

Analogamente allo stato di deformazione sono di seguito illustrati i risultati più importanti delle analisi statiche relative alle varie combinazioni di carico ed agli schemi topologici ad esse associati.

Nelle figure 9a - b - c sono riportati i valori delle sollecitazioni, per le varie combinazioni di carico, relativi alle posizioni delle tensostrutture (da 1 ÷ 28), per i piloni, l'anello centrale e gli ancoraggi superiori.

Combinazioni di carico

- A pretensione + permanenti
- B pretensione + permanenti + neve
- C pretensione + permanenti + neve — dt
- D pretensione + vento (5)
- E pretensione + vento (6)
- F pretensione + vento (7)
- G pretensione + vento (8)
- H pretensione

combinazione	ux [cm]			
	max	nodo	min	nodo
B	19.16	21	-10.70	30
C	17.60	21	-10.71	30
D	3.62	30	-9.56	21
E	3.55	30	-8.25	21
F	3.63	30	-9.54	21
G	3.56	30	-8.36	21

combinazione	uy [cm]			
	max	nodo	min	nodo
B	8.79	245	-8.16	255
C	8.36	261	-7.84	255
D	2.80	255	-4.66	261
E	3.11	255	-4.48	261
F	3.14	255	-4.01	261
G	3.67	262	-3.70	245

combinazione	uz [cm]			
	max	nodo	min	nodo
B	10.77	1	-73.11	21
C	19.02	1	-69.14	21
D	32.53	21	-19.75	1
E	31.09	21	-1.43	30
F	32.51	21	-19.67	1
G	31.36	21	-1.44	30

Tabella degli spostamenti massimi

Fig. 10. Ponte sospeso. Tirante trasversale.

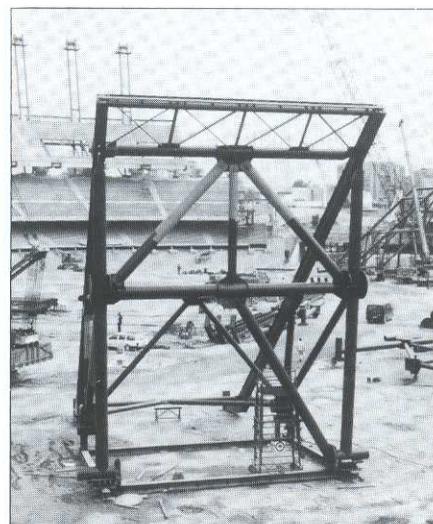
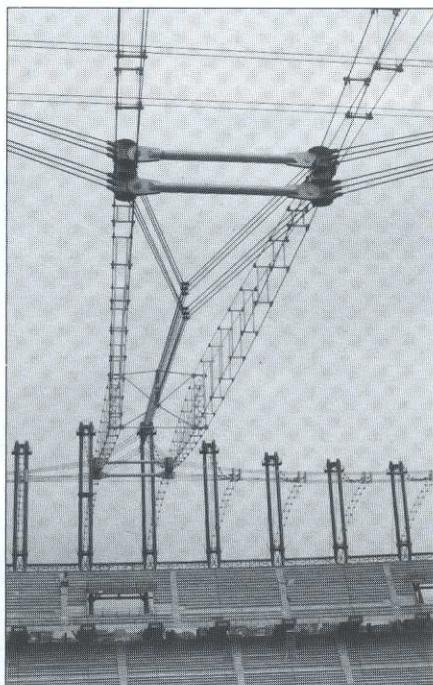


Fig. 11. Modulo spaziale in profili tubolari di acciaio della tribuna a quota +18 m.

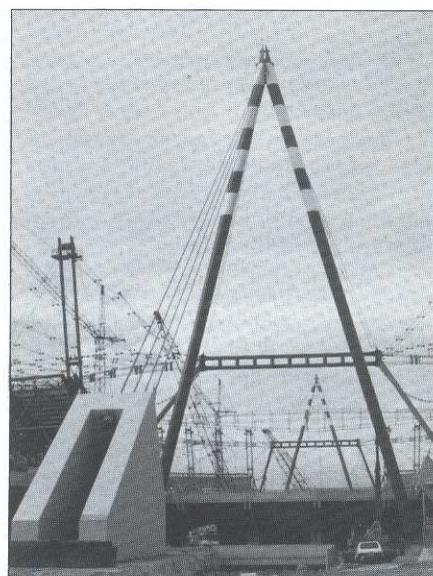


Fig. 12. Cavalletto d'ancoraggio longitudinale.

Fig. 13. Cerniera cilindrica alla base dei moduli delle tribune metalliche.



5. L'analisi dinamica

5.1 Ricerca delle caratteristiche dinamiche della struttura - Analisi frequenziale

Per ottenere le caratteristiche dinamiche della struttura è stata eseguita una preliminare analisi frequenziale con la tecnica SUBSPACE ITERATION. L'equazione di frequenza senza smorzamento utilizzata è:

$$|(K_e + K_g) - \Omega^2 M| = 0$$

dove:

K_e = matrice di rigidità elastica

K_g = matrice di rigidità geometrica

M = matrice delle masse.

Sono stati considerati i primi 8 autovalori e modi di vibrare corrispondenti.

L'analisi frequenziale è stata eseguita per tre differenti casi corrispondenti alla presenza dello 0%, 30%, 50%, della massa relativa al carico neve.

5.2 Analisi della risposta strutturale - Analisi dinamica aleatoria nel dominio delle frequenze

Per eseguire un controllo completo delle caratteristiche dinamiche della struttura è stata elaborata l'analisi dinamica aleatoria modale nel dominio delle frequenze in campo di linearità geometrica.

Questo metodo di analisi dinamica prevede la determinazione della densità spettrale di potenza della parte fluttuante del vento all'altezza della copertura in esame.

In accordo con lo spettro di ESDU si ha:

$$S_v(n) = 30.85 \cdot V / [1 + 337500 \cdot (n/V)^2]^{5/6}$$

dove: n = frequenza.

L'espressione della densità spettrale correlata (funzione di intercorrelazione spaziale) è:

$$S_{v_j}(p_1, p_2, n) = S_v(20, n) \text{Coh}(p_1, p_2, n).$$

Il passaggio alla densità spettrale di potenza della pressione dinamica è fornito dalla:

$$S_{p_j}(P_1, P_2, n) = C^2 \rho^2 V^2 S_v(P_1, P_2, n).$$

La DSP in termini di forze nodali è espressa dalla:

$$S_{f_j}(P_1, P_2, n) = S_{p_j}(P_1, P_2, n) A_j^2.$$

La matrice S_{f_j} risulta essere una matrice $N \times N$ per ogni frequenza considerata, con A_j = area di influenza del nodo j .

- Densità spettrale di potenza delle eccitazioni modali

Facendo uso dell'analisi modale e prendendo in considerazione i primi m modi di vibrare si ha:

$$[S\phi(n)] = [\phi]^T [S_f][\phi]$$

dove le colonne di $[\phi]$ contengono gli n modi di vibrare presi in considerazione: per ciascun nodo, le componenti verticali degli N nodi della copertura.

Le dimensioni della $[S\phi(n)]$ sono $m \times m$.

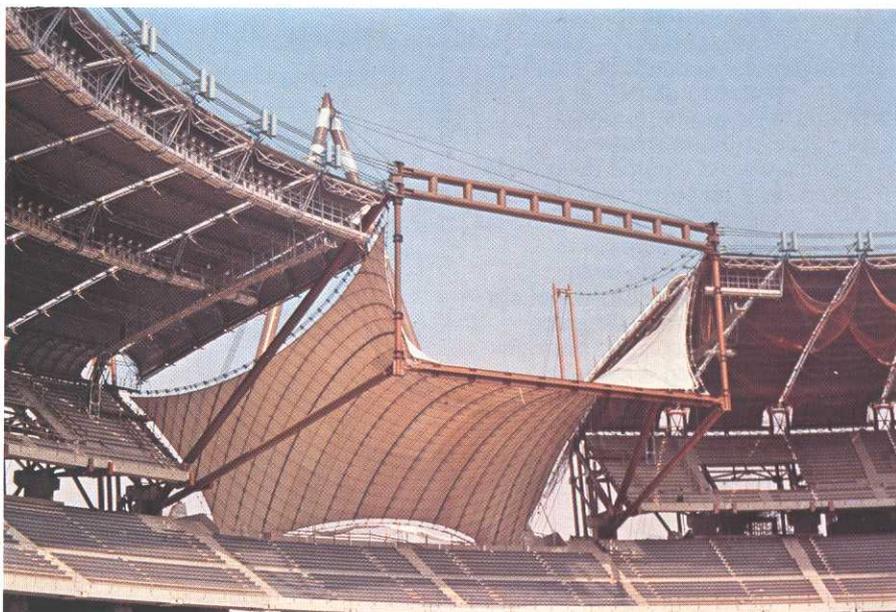


Fig. 14. Vista della zona curva con il telaio predisposto per l'inserimento del tabellone elettronico.

- Densità di potenza degli spostamenti
Il passaggio dalla DSP dell'eccitazione modale alla DSP degli spostamenti nodali è fornito dalla:

$$[S\delta(n)]_{m \times m} = [H^*(n)][S\phi(n)][H(n)]$$

dove $H(n)$ è una matrice diagonale contenente le funzioni complesse di risposta in frequenza dei diversi modi considerati e $H^*(n)$ è la sua complessa coniugata.
L'espressione delle risposte in frequenza è:

$$H(i\Omega) = 1/[K_m[1 + 2 iD_m(n/nm) - (n/nm)^2]]$$

$$H^*(-i\Omega) = 1/[K_m[1 - 2 iD_m(n/nm) - (n/nm)^2]]$$

- Risposta generalizzata - spostamenti - sollecitazioni

La risposta generalizzata degli spostamenti si ottiene passando dal rango $m \times m$ a quello dei gradi di libertà globali $3N \times 3N$. Si ha così per gli spostamenti reali:

$$[S_G(n)] = [\phi][S_\delta(n)][\phi]^T$$

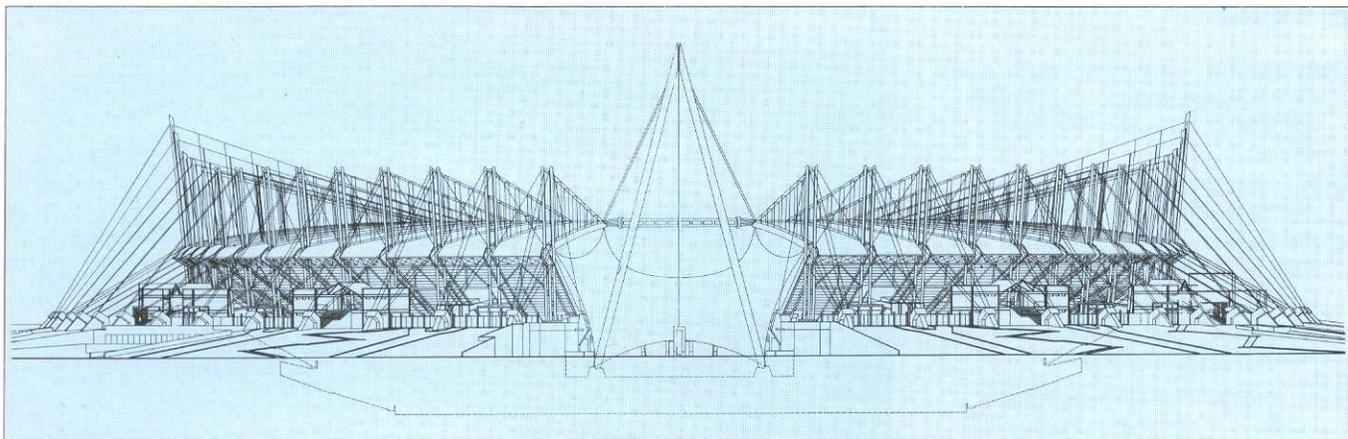
dove in $[\phi]$ sono contenuti tutti i modi.

Fig. 15. La zona della curva nord con una delle due tensostrutture sovrastanti gli ingressi per il pubblico.

Fig. 16. Prospetto esterno curva nord.

Fig. 17. Sezione prospettica. Rettilineo ovest.





La risposta generalizzata sulle sollecitazioni in un numero generico di elementi si ottiene eseguendo l'operazione matriciale:

$$[S_{Me}(n)] = [K_e][S_G(n)]*[K_e]^T$$

nella quale $[S_G(n)]^*$ è una sottomatrice elementare della $[S_G(n)]$.

- *Massimi della risposta dinamica*

L'ipotesi che le fluttuazioni della pressione siano assimilabili ad un processo aleatorio stazionario e gaussiano consente di trattare come tale anche il processo di risposta. Nota, infatti, la matrice delle densità spettrali di potenza $[S_G(n)]$ delle componenti di movimento, le grandezze statistiche afferenti queste ultime si valutano come segue:

- deviazione standard:

$$\sigma_{Gi} = \left\{ \int_0^{+\infty} S_{Gii} \cdot (n) dn \right\};$$

- fattore di picco:

$g_{Gi} = \sqrt{2} \ln(\nu_{Gi}T) + 0,5772/\sqrt{2} \ln(\nu_{Gi}T)$;
essendo $T = 10$ min la durata convenzionale dell'azione del vento sulla copertura; ν_{Gi} è la «frequenza attesa» del processo di risposta e vale

$$\nu_{Gi} = \left[\int_0^{+\infty} n^2 S_{Gii}(n) dn \right] \left(\int_0^{+\infty} S_{Gii}(n) dn \right)^{-1/2}$$

la parte fluttuante degli spostamenti mediamente probabili è data da:

$$\{G\}_{fi} = \pm g_{Gi} \sigma_{Gi}$$

Il valore medio dei massimi dinamici per $DT = 10$ min, sommato alla risposta statica relativa alla pressione media, costituisce il valore di verifica per lo stato di esercizio.

- *Analisi dinamica sperimentale*

Tenendo conto che i modelli ad oggi sviluppati per la descrizione della struttura del vento e della sua distribuzione su superfici sub-orizzontali sono incompleti e l'affidabilità dei risultati non ancora completamente dimostrata, a questo scopo è stata eseguita un'analisi integrativa sperimentale su modello aeroelastico, in galleria del vento a regime turbolento e sul sistema strutturale reale. Il controllo dell'azione turbolenta globale del vento e dei risultati del modello matematico è stato eseguito analizzando comparativamente i risultati sperimentali ottenuti: nella galleria del vento, dall'Università del Western Ontario e dal laboratorio ISMES di Bergamo, sulla realtà costruttiva.

Il primo importante risultato sperimentale riguarda il controllo dell'azione turbolenta globale del vento. Infatti è possibile osservare una notevole differenza, in contenuto d'ampiezza e di frequenza, tra le Densità Spettrali di Potenza (DSP) della struttura del vento secondo il modello di Esdu e quello rilevato sperimentalmente sulla copertura. L'analisi frequenziale teorica e quelle sperimentali su modello aeroelastico e sulla realtà costruttiva, hanno permesso di ottenere ottime informazioni sulle caratteristiche di rigidità e smorzamento del sistema strutturale.

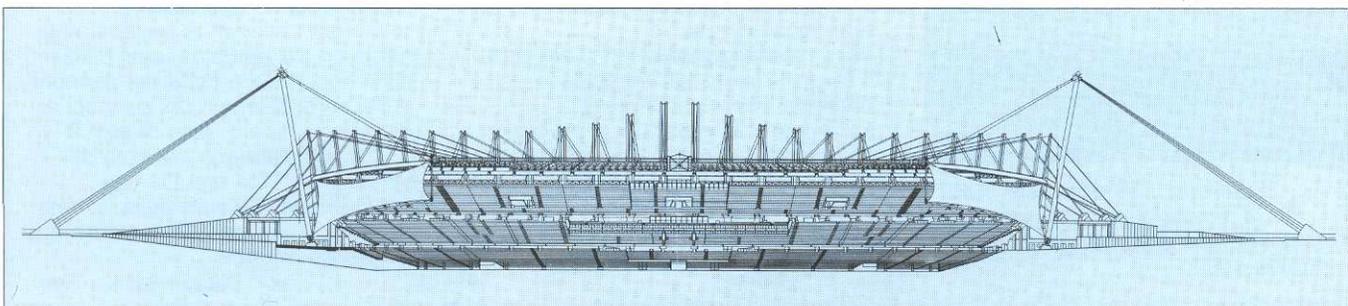
La frequenza naturale teorica è di 0,71 Hz, mentre la prima frequenza ottenuta su modello è di 0,55 Hz. Misure effettuate direttamente sulla

copertura indicano una frequenza principale di 0,667 Hz [3]. Per quanto riguarda il comportamento aerodinamico, dalle prove su modello in galleria del vento, eseguite ad una velocità di riferimento di 20.50 m/sec, si può osservare che la risposta è dominata da vortici, formati dalla presenza della copertura a sopravento. Questi vortici hanno una frequenza di circa 0,1 Hz alla velocità di progetto e colpiscono la zona di copertura sottovento dopo avere attraversato la zona scoperta.

Il regime dinamico di spostamento più marcato si ha in corrispondenza dei punti interni della copertura sull'asse trasversale, con massimi di 0,22 m verso l'alto e di 0,15 m verso il basso. I risultati sperimentali, inoltre, non indicano nessuna amplificazione risonante dagli spostamenti né nessun altro tipo di instabilità di tipo aeroelastico.

È interessante notare che durante la sperimentazione eseguita sulla struttura reale è stato possibile registrare vibrazioni indotte da un vento «forte» con raffiche di circa 25 m/sec. L'elaborazione di questi dati ha permesso di ottenere significative informazioni sul comportamento dinamico reale della struttura e di confermare le proprie caratteristiche di stabilità aeroelastica.

Dopo l'elaborazione definitiva delle misure ottenuta in loco, sarà possibile eseguire una valutazione comparativa delle funzioni di trasferimento della struttura e delle D.S.P. in uscita, che costituirà oggetto di una nota successiva [5].



Bibliografia

- [1] E. Leporati: «Sul carico della neve da assumere in fase di progetto per una località del Piemonte a 300 m s.l.m.».
- [2] B.J. Vickery, A. Steckley, E. Ho: «An investigation of wind loads and the wind-induced response of the roof Turin stadium».
- [3] I.S.M.E.S.: «Indagini sperimentali dinamiche sulla copertura del Nuovo Stadio di Torino».
- [4] M. Majowiecki: «Tensostrutture: progetto e verifica», CISIA, 1985.
- [5] M. Majowiecki: «Analisi dinamica aleatoria in dominio di frequenza di strutture leggere di grande luce», prossimo Convegno A.N.I.V., Firenze, ottobre 1990.



Fig. 18. Il sistema tensostrutturale di copertura adottato per il nuovo stadio di Torino a lavori ultimati.

Fig. 19. La copertura metallica.

Progetto ed esecuzione: Progetto: arch. Sergio Hutter, arch. Toni Cordero, ing. Francesco Ossola, Torino; ing. Massimo Majowiecki, Bologna - Direzione lavori strutture: ing. M. Majowiecki, ing. F. Ossola. - Collaudo in corso d'opera: ing. E. Castiglia, Torino. - Imprese: Costruzioni Generali Prefabbricate S.p.A., Milano, COGECO S.p.A., Roma, CTIP S.p.A., Roma. - Coperture: Kaefer Isoliertechnik, Bremen, Hoogovens, Koblenz - Montaggio: Decalift S.p.A., Torino. - Strutture metalliche: CFM - Costruzioni in acciaio, Freto (Modena).

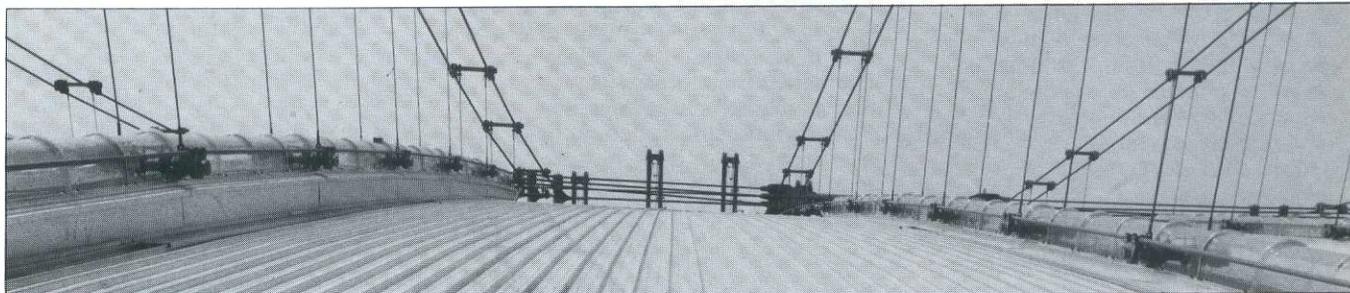


Fig. 20. Iniziati il 15 dicembre 1988, i lavori di montaggio e tensionamento della struttura sono terminati il 16 ottobre 1989.

Il montaggio delle strutture(*)

Fra i principali lavori eseguiti recentemente dalla Decalift si deve ricordare la realizzazione dei nuovi stadi calcistici di Torino, Roma e Bari in vista dei Mondiali di calcio del 1990. Il lavoro effettuato dalla Decalift a Torino è consistito nel montaggio delle travi portagradoni delle gradinate e delle strutture in carpenteria dei pennoni di ancoraggio tensostrutturale e la tensostruttura per la copertura delle gradinate.

L'impresa ha preso in consegna l'area dello stadio completa delle fondazioni, ed ha proceduto interamente al montaggio dei vari elementi prefabbricati della struttura, fino ad ultimazione di tutte le gradinate.

Per il montaggio della tensostruttura, il lavoro è stato più complesso: essendo infatti destinata a sorreggere la copertura metallica delle gradinate, essa ha richiesto un accurato lavoro sia in fase di progettazione (curata dalla tedesca Pfeifer con l'assistenza della Decalift) che di esecuzione del

montaggio. Le fasi esecutive prevedono il «rizzaggio» dei 56 pennoni che sorreggono la struttura, il sollevamento dei due pennoni di estremità (alti 70 m e del peso di 240 t ciascuno) e l'assemblaggio a terra del reticolo delle funi della tensostruttura costituito da 56 perni doppi e da un doppio anello centrale (peso complessivo 860 t). L'esecuzione del montaggio proseguiva con il sollevamento simultaneo di tutti i cavi con l'ausilio di 56 martinetti speciali posizionati sulla testa dei pennoni e collegati idraulicamente ad un sistema centralizzato. Da ultimo, una volta sollevata la tensostruttura e collegati i cavi ai pennoni, si è proceduto al tensionamento agendo con martinetti collegati ai basamenti in cemento e agendo nei cavi passanti discendenti dalla testa dei pennoni. Il lavoro di issaggio dei pennoni e di assiemaggio a terra di cavi è stato realizzato con l'utilizzo di varie gru tra cui una Demag CC2400 con Superlift della portata di 600 t, 3 gru da 120 t, e altre gru di portate inferiori.

(*) Fonte: Decalift S.p.A. - Torino