

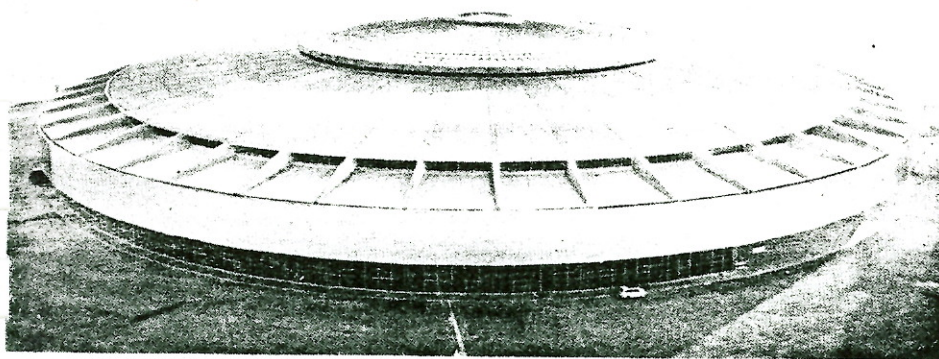
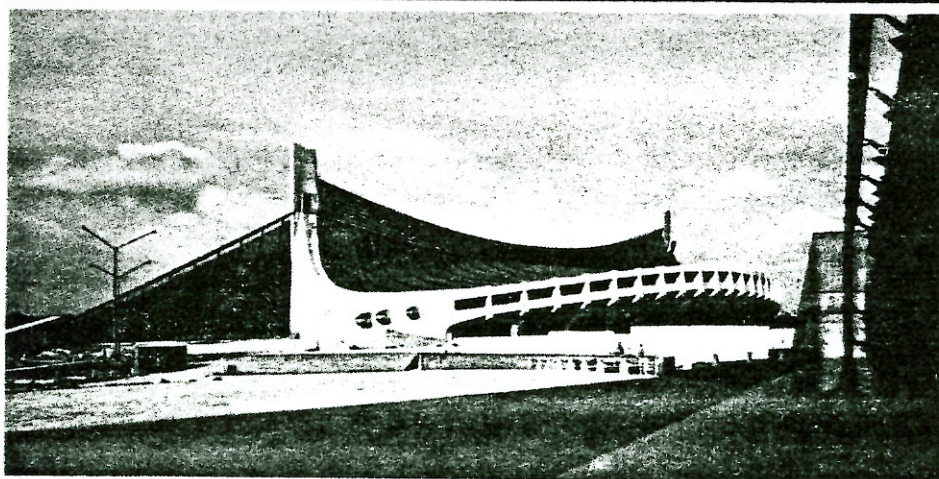
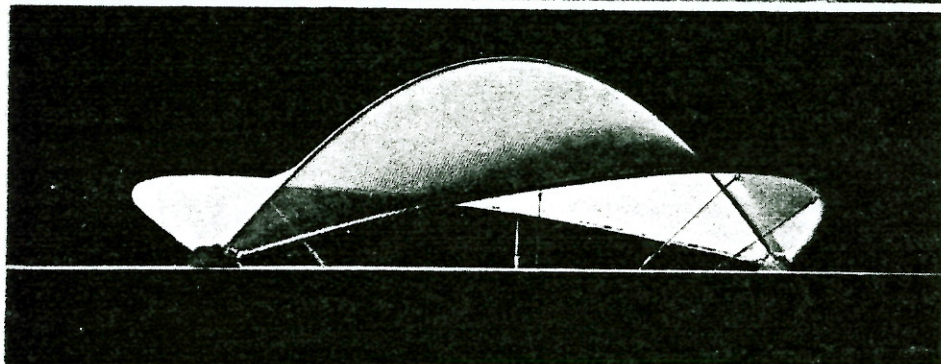
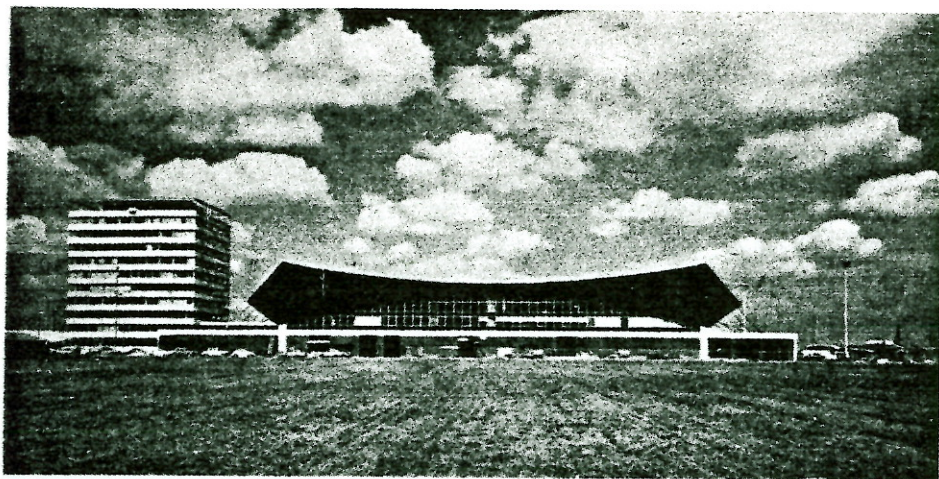


TENSOSTRUTTURE

di M. MAJOWIECKI

Estratto dalla Rivista **inarcos**
n. 313 gennaio 1972

TENSOSTRUTTURE



Dall'alto in basso: Scalo merci all'Aeroporto Schiphol di Amsterdam. - Modello di tensostruttura. - Piscina Olimpica di Tokyo. - Palazzetto dello Sport, Genova.

Premessa

Negli ultimi tempi le funi d'acciaio ad alta resistenza, abbinata ai nuovi schemi strutturali trattati nel presente lavoro, sono state sempre più frequentemente impiegate per coperture di ampie luci.

Dal coraggioso esperimento del Silos di Albany (1933), all'Esposizione Universale di Bruxelles (1958), agli Expo di Montreal ed Osaka, nonché ai giochi olimpici (cui si sono accompagnate competizioni strutturali) di Tokio e Mexico, si assiste a un continuo sviluppo delle coperture sospese mediante tensostrutture. L'affermazione definitiva delle tensostrutture si avrà a Monaco nel 1972 dove gli impianti olimpionici saranno coperti mediante strutture sospese. Il Manto di copertura sarà costituito da fogli di materiale plastico ad alta resistenza.

Le strutture possono reggere i carichi con stati di sollecitazione nei quali sono predominanti o i momenti flettenti associati agli sforzi taglianti o gli sforzi normali; naturalmente per le note proprietà generali è preferibile che siano questi ultimi a prevalere e in particolare che si abbia sforzo positivo, ossia di trazione, per non mettere in gioco pericoli d'instabilità dell'equilibrio. Da questo fatto discendono direttamente le seguenti caratteristiche tecniche.

A. Caratteristiche tecniche.

Dalle più recenti applicazioni si sono potuti trarre i seguenti aspetti positivi, in gran parte ben noti da lungo tempo anche in merito ai ponti sospesi, che rappresentano forse il tipo più antico di ponte:

- Realizzazione di vaste luci libere; grandi spazi dotati di un alto grado di adattabilità, perciò non condizionati dalla presenza di elementi verticali intermedi, sono richiesti oggi non solo per costruzioni di tipo eccezionale come hangars,

Conferenza tenuta nel Corso di Aggiornamento (1971) sulla progettazione delle strutture in acciaio, organizzato e svolto a cura del C. T. A. (Collegio dei Tecnici dell'Acciaio).

stadi coperti, supermercati etc., ma anche dalle industrie moderne, le quali dalla libera utilizzazione dello spazio interno traggono maggiore valore immobiliare. Per dare un ordine di grandezza delle luci realizzabili, basti pensare che sono in corso di studio progetti per la copertura di stadi di ben 250 di luce (fig. 2).

- Versatilità strutturale, libertà compositiva, adattabilità alle nuove direttive architettoniche.
- Rapidità e facilità di esecuzione e montaggio con la conseguente diminuzione di tempi e costi.
- Possibilità di concedere ampio sviluppo alle attuali tendenze di industrializzazione dell'edilizia.
- Impiego delle funi che, essendo elementi strutturali pressoché privi di rigidità fles-

sionale, risultano soggette a puro sforzo assiale di trazione. L'ottima utilizzazione della resistenza dei materiali fa sì che sia abbia un elevato valore del rapporto resistenza-peso, come risulta evidente dai dati della tabella 1.

- Eliminazione delle cassature tanto onerose nelle coperture di calcestruzzo armato costruite in opera, e in particolare delle volte sottili.
- le deformazioni conseguenti ai carichi accidentali danno luogo, in genere, ad un incremento dello stato di tensione minore di quello che si avrebbe considerando gli spostamenti piccolissimi rispetto alle dimensioni; quindi sotto questo aspetto il coefficiente di sicurezza risulta avvantaggiato.
- Nei confronti di eventuali incendi, frequentemente le tradizionali strutture metalliche en-

trano in crisi ad una temperatura di 400-500°C, di solito a causa dell'inflessione laterale degli elementi compressi sottoposti ad alta temperatura. Per le tensostrutture invece, dato che il loro peso proprio è soltato di circa 20-30 Kg/m², la sollecitazione è provocata prevalentemente dalla pretensione. Ad elevate temperature, la dilatazione del materiale provoca una caduta della pretensione, per cui la curvatura cresce, ma il crollo viene ritardato dalla necessità che prima si scarichi lo stato di coazione preliminare (pretensione); ciò che comporta possibilità maggiori di salvataggio e di interventi anticendio.

- Buon comportamento per azioni sismiche, risultando assai limitate le forze di inerzia conseguenti ai movimenti ondulatori e sussultori provocati dal sisma. Buon comporta-

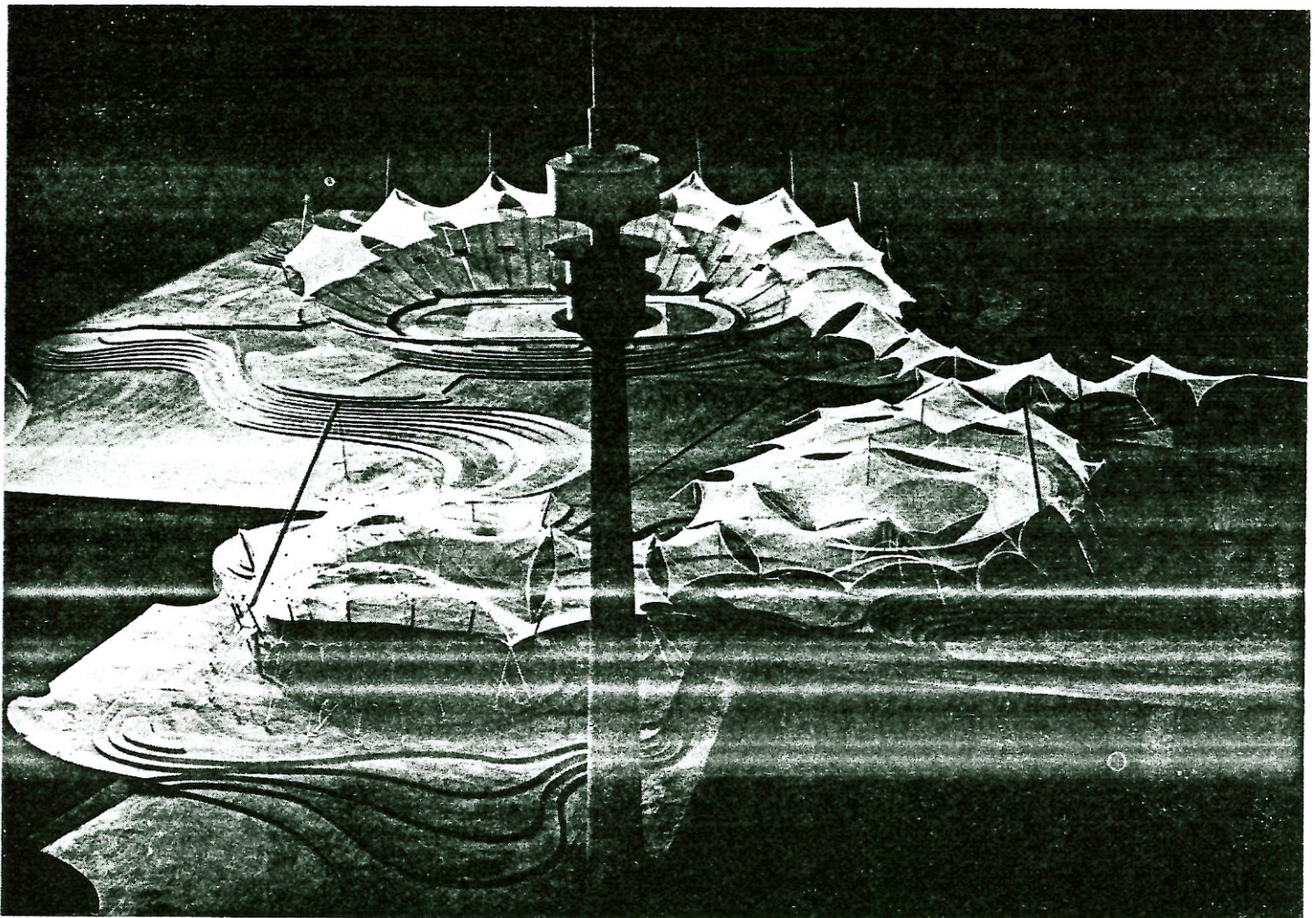


Fig. 1 - Modello degli impianti olimpici di Monaco 1972.

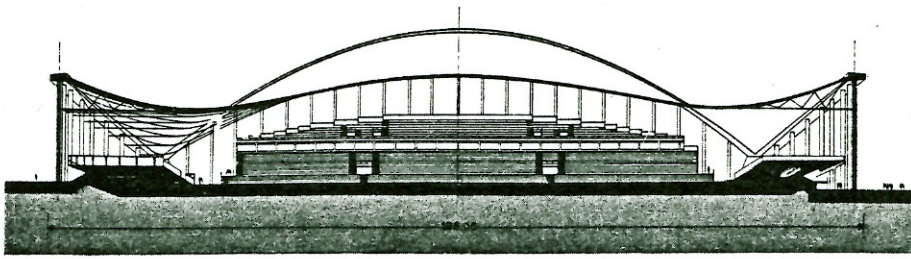
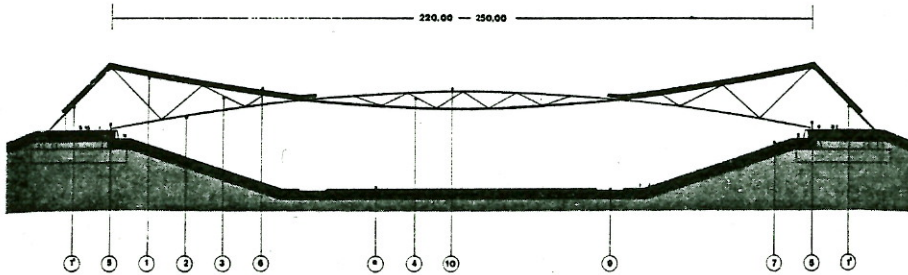


Fig. 2 - Soderstadion a Stoccolma. Progetto del Prof. Paul Hedquist. Strutture: David Jawerth Konsult Ingenjörbyrå AB.



mento anche per cedimenti ineguali dei sostegni, poiché la struttura si adatta facilmente a configurazioni diverse.

- Limitazione delle spese di trasporto, giacché le funi vengono trasportate in cantiere avvolte su rulli.
- Facilità di modifiche, di trasformazioni e possibilità di re-

cuperò, proprie delle strutture in acciaio.

- Più agevole organizzazione del cantiere, con diminuzione dell'attrezzatura necessaria (macchine, tavolami, impalcature, etc.).
- Più facili e attendibili in genere le previsioni di spesa e possibilità di ottimizzazione strutturale.

B. Aspetto economico.

La completa utilizzazione delle caratteristiche dell'acciaio ad alta resistenza, mediante l'uso di uno schema strutturale che in ogni suo punto è sollecitato da soli sforzi di trazione, dà luogo a soluzioni economicamente favorevoli rispetto a strutture impegnate flessionalmente oppure soggette anche a sforzi normali di compressione, come in genere si ha per le strutture reticolari.

Infatti nel primo caso il materiale in prossimità dell'asse neutro non è impegnato, entro i limiti elastici, al massimo delle proprie possibilità, e nelle strutture reticolari le aste compresse debbono essere dimensionate anche in vista del pericolo dell'instabilità dell'equilibrio.

Queste proprietà sono chiaramente confermate dalla fig. 3 dove, in funzione della luce libera, sono riportati gli ordini di grandezza dei costi specifici delle strutture convenzionali e delle tensostrutture.

La curva 1), che rappresenta i costi per travi semplicemente appoggiate ad anima piena, conside-

Tabella I - Peso approssimativo delle tensostrutture in funi di acciaio (kg/m^2) secondo il sistema Jawerth.

	Luce libera	Funi	Attacchi	Diagonali	Giunti	Tot.
Palazzetto dello Sport, Varnamo (Svezia)	49,5	3,6	0,1	0,9	0,2	4,8
Edificio industriale, Lesjofors (Svezia)	5x16	1,3	0,1	0,9	0,2	2,5
Supermarket, Athis Mons (Francia) . . .	43	2,8	0,1	0,8	0,2	3,9
Scalo merci, Calberson (Francia) . . .	6x32	1,3	0,1	0,6	0,1	2,1
Palazzetto dello Sport, Sala (Svezia) .	45	4,9	0,1	0,6	0,2	5,8
Padiglione di esposizione, Poznan (Polonia)	57	2,6	0,1	0,4	0,1	3,2
Palestra sportiva, Kerkrade (Germania)	61	3,0	0,1	0,3	0,1	3,5
Scalo merci, Schiphol (Olanda)	77	3,4	0,2	0,4	0,1	4,1
Magazzino Edeka, Karlsruhe (Germania)	2x32	1,5	0,1	0,4	0,2	2,2
Palazzetto dello Sport, Helsinki (Finlandia)	93	5,2	0,3	0,5	0,2	6,2
Stadio del ghiaccio, Johanneshov (Svezia)	83	6,1	0,5	0,5	0,2	7,3
Edificio industriale, Pomezia	45	2,7	0,1	0,4	0,1	3,3

Tempo di montaggio per costruzione ad una sola luce, approssimativamente: 0,2/ore/m².

rando la più economica delle soluzioni in acciaio o in cemento armato, fornisce costi rapidamente crescenti con la luce, giacché le strutture inflesse impegnano, in campo elastico, solo in limitate zone la resistenza del materiale nella misura massima ammissibile. Le curve 2) racchiudono la zona rappresentante i costi delle lastre curve che risultano fortemente influenzati da fattori tecnologici connessi con montaggi in cantiere, cassature, ponteggi, getti ad altezze elevate, etc. La curva 3), corrispondente alle strutture ad arco, è notevolmente più ribassata delle precedenti, giacché queste presentano problemi di montaggio e di prefabbricazione ridotti rispetto a quelli per i gusci; ma a partire da una certa luce diventano anch'essi proibitivi. La curva 4), tipica delle strutture sospese, indica i costi per le tensostrutture.

Evidentemente si tratta di confronti di carattere puramente orientativo: da essi emerge che l'onere derivante dall'impiego di acciaio ad alta resistenza e dalla delicatezza dei particolari costruttivi fa sì che per piccole luci il sistema delle coperture con funi non risulti conveniente. Però, aumentando la luce, la differenza dei costi aumenta rapidamente e il sistema con tensostrutture si dimostra largamente il più economico rispetto ad ogni altra soluzione. Tuttavia altri vantaggi tipici di queste strutture, quali il facile montaggio, il recupero, l'adattabilità ad esigenze architettoniche, etc., le hanno fatte non di rado adottare anche per modeste luci.

C. Tipologie strutturali delle tensostrutture piane.

L'impiego di elementi strutturali senza flessione quali le funi, consente, come precedentemente si è detto, un ottimo sfruttamento del materiale. Sorgono però alcune difficoltà che conviene citare: anzi tutto la dipendenza, tipica nelle strutture ipostatiche, della configurazione di equilibrio dalla natura dei carichi. Pertanto, a seconda della maniera di equilibrare

DIAGRAMMA COMPARATIVO DEI COSTI

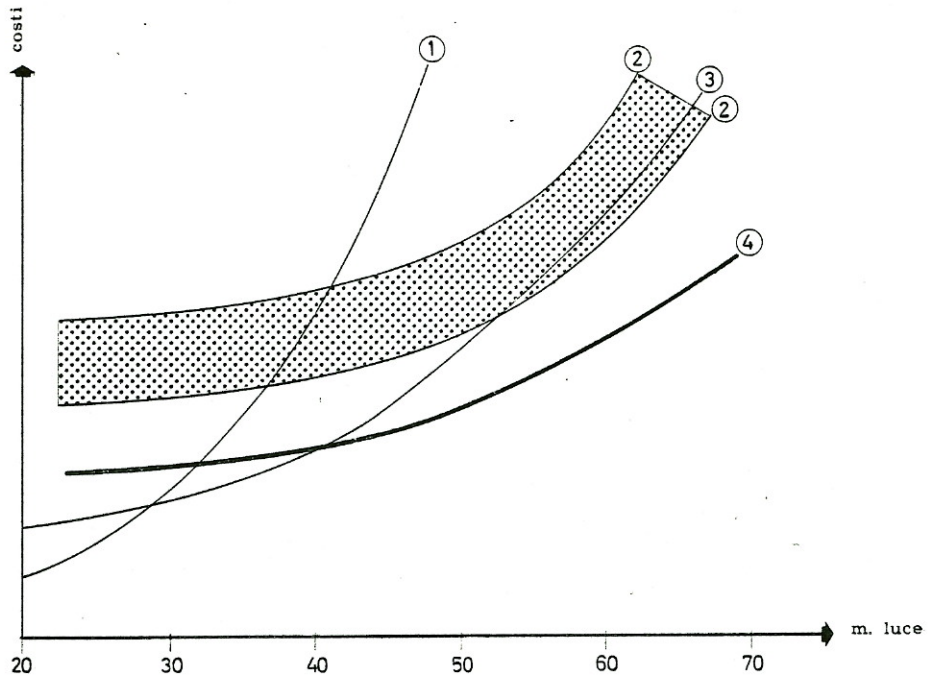


Fig. 3 - Diagramma comparativo dei costi. 1. Travi in acciaio. 2. Lastre a semplice o doppia curvatura. 3. Strutture ad arco. 4. Tensostrutture.

i carichi esterni, le strutture « a funi » possono essere distinte in pre-sollecitate e non pre-sollecitate (fig. 4). Le costruzioni non pre-sollecitate debbono avere prevalenti le sollecitazioni dovute al peso proprio rispetto a quelle del carico accidentale.

Nelle coperture pre-sollecitate, invece, si ha la possibilità, col sistema di funi a curvature opposte, di ottenere, anche pensando assente qualsiasi carico, una ben determinata configurazione ed un regime di sforzi stabilizzante (fig. 5).

In relazione al sistema di funi collegate fra loro, possiamo distinguere principalmente due schemi strutturali: quello con collegamenti verticali è stato anche il primo ad essere usato circa 15 anni fa; ma in esso i collegamenti e le funi formano maglie facilmente deformabili per carichi asimmetrici. L'azione del vento, che può provocare (fig. 6) deformate asimmetriche, si mostrò particolarmente insidiosa e creò gravi difficoltà nella realizzazione del manto di copertura e dei relativi giunti elastici.

Questo problema d'ordine pratico, che aveva frenato lo sviluppo

di queste strutture, venne studiato e risolto da un progettista svedese, David Jawerth, il quale propose un nuovo sistema — che porta il suo nome — con collegamenti inclinati. Questo tipo di collegamento, che ostacola efficacemente gli spostamenti orizzontali e conferisce al complesso una notevole rigidità anche in confronto a carichi asimmetrici, superò le citate difficoltà, dando un notevole impulso all'applicazione di tensostrutture già costruite in numerosi paesi.

Come mostra la fig. 7, dal punto di vista geometrico, le funi portanti e stabilizzanti possono essere disposte, impiegando il sistema Jawerth, secondo i seguenti schemi:

a) Schema simmetrico con collegamento in mezzaria fra la fune portante e la fune stabilizzante;

b) schema asimmetrico, che permette una notevole libertà compositiva;

c) schema a funi incrociate, con la possibilità di ridurre l'altezza degli ancoraggi della fune portante;

d) schema come al punto a) a campate multiple;

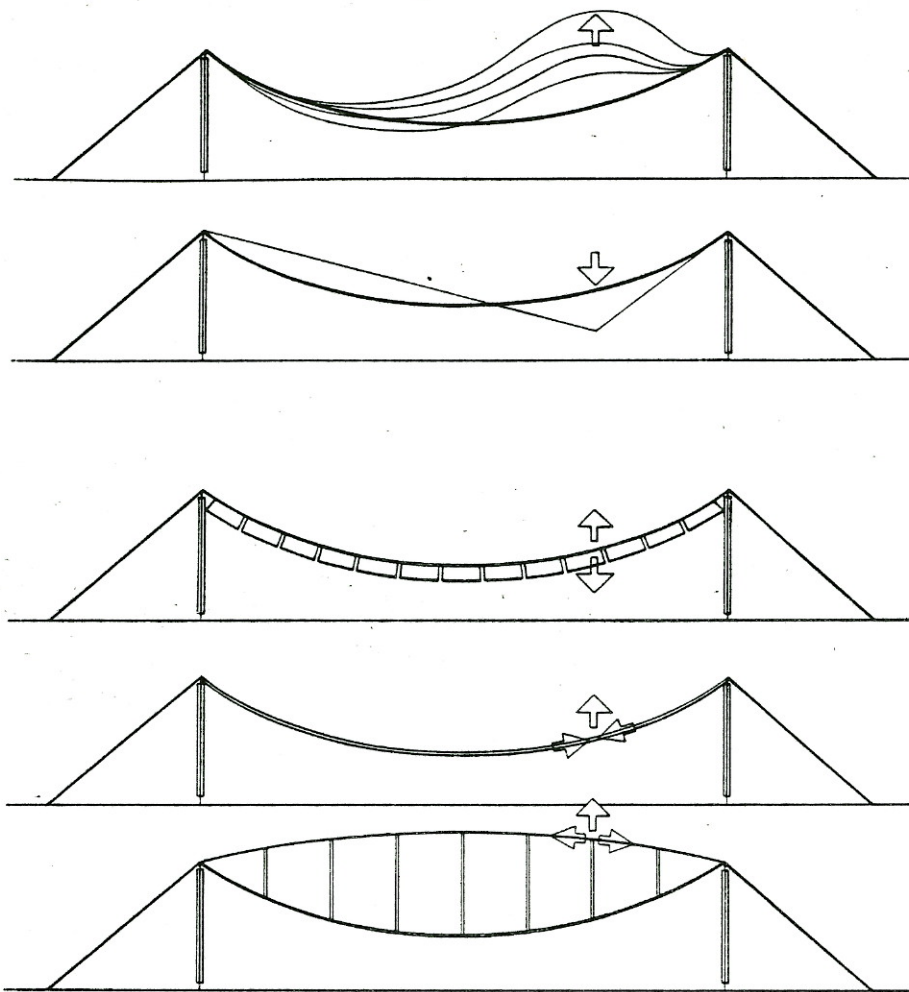


Fig. 4

I. - La fune libera: elemento a geometria variabile sotto carico.

a) Variazione della configurazione dovuta a carichi distribuiti: es. depressione esercitata dal vento.

b) variazione della configurazione per carichi concentrati.

II. - Metodi di stabilizzazione della forma geometrica.

a) Aumento del peso proprio.

b) Introduzione di una rigidità flessionale con funzionamento ad arco invertito.

c) Stabilizzazione mediante introduzione di un'altra fune a curvatura contrapposta.

e) schema come al punto c) a campate multiple.

I sistemi piani già richiamati, opportunamente composti possono formare coperture sia di tipo cilindrico, sia a doppia curvatura, variando la loro posizione relativa. Possono essere disposti a reggera (fig. 8), tra una trave anulare ed un corpo centrale sospeso, dando così origine alla tensostruttura a « ruota », nella quale il sistema delle forze è chiuso ed alla struttura sottostante sono richie-

sti soltanto, a parte il vento, vincoli atti a riportare alle fondazioni i pesi, essendo le spinte radiali assorbite dall'anello di contorno.

D. La progettazione delle tensostrutture.

Il calcolo delle tensostrutture mette in gioco problemi complessi ed in particolare quello connesso con la non linearità degli effetti dei carichi, pur ammettendo la legge di Hook; per cui non può essere

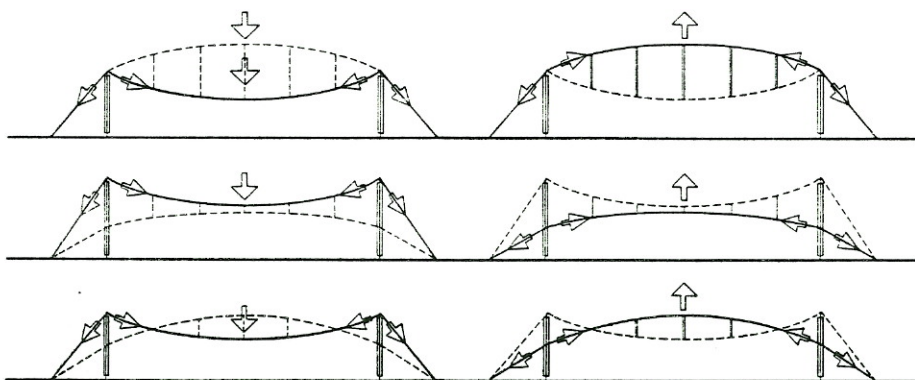


Fig. 5 - Sistemi di irrigidimento per strutture con funi presollecitate.

a) - Fune portante inferiore
- Fune stabilizzatrice superiore
- Collegamento compresso.

b) - Fune portante superiore
- Fune stabilizzatrice inferiore
- Collegamento teso.

c) - Funi incrociate
- Collegamento in parte teso ed in parte compresso.

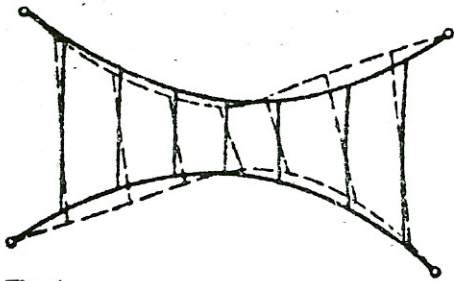


Fig. 6

utilizzato il principio della sovrapposizione degli effetti.
Le fasi calcolative possono essere così distinte:

- Dimensionamento di massima ed analisi strutturale,
- calcolo statico,
- calcolo degli effetti dinamici indotti da azioni che non possono essere considerate agenti staticamente.

Ma, prima di accennare ai procedimenti di calcolo, può essere opportuno considerare le varie fasi di sollecitazione.

Fase 0 - Il sistema è soggetto alla pretensione e al peso proprio delle funi e dei collegamenti, e si assume per la struttura una configurazione iniziale, corrispondente allo stato di sollecitazione indotto dalla pretensione. Se per la fune portante e stabilizzante adottiamo gli indici I e II, $S_{(I,0)}$ ed $S_{(II,00)}$ rappresenteranno gli sforzi nelle due funi nello stato « 0 »; V rappresenterà l'azione dei collegamenti.

Fase 1 - Il sistema è soggetto alla pretensione e al peso proprio della copertura; la deformazione provoca un aumento dello sforzo nella fune portante e una diminuzione di quello della fune stabilizzante.

E' importante determinare, dopo la pretensione, come i successivi incrementi di carico si ripartiranno tra le due funi. La configurazione del sistema in questa fase è essenziale per la determinazione delle lunghezze delle funi e del dimensionamento degli ancoraggi.

Fase 2 - In questa fase sono presenti la pretensione, il peso pro-

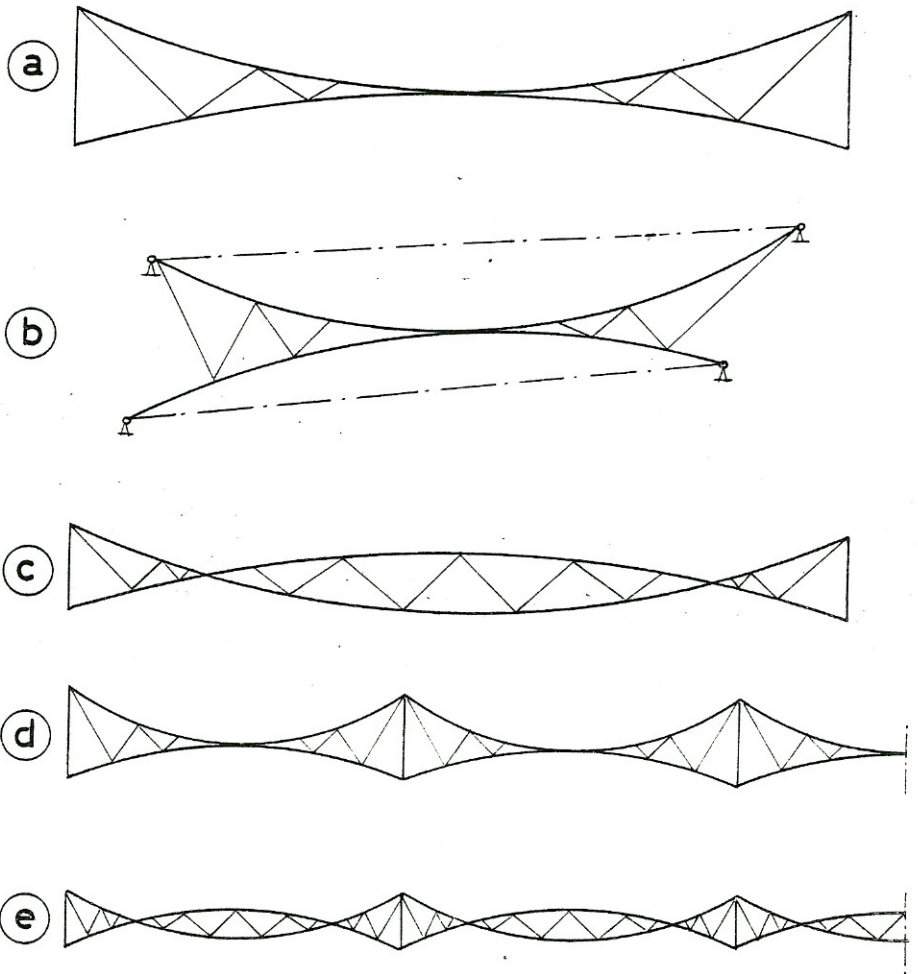


Fig. 7

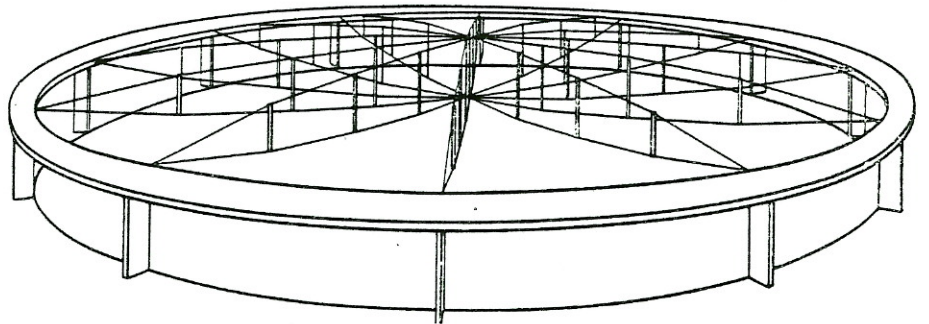


Fig. 8

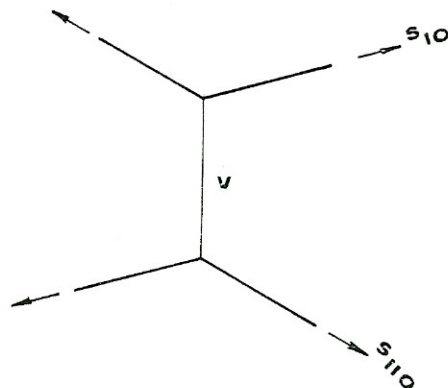


Fig. 9 - Fase 0

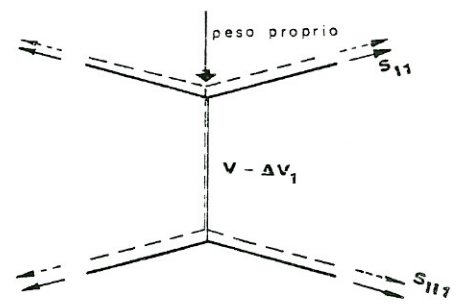


Fig. 10 - Fase 1

prio della copertura e i carichi accidentali (neve). L'effetto della fase 1 viene accentuato. L'effetto della pretensione è ridotto al massimo; ciò nonostante questo residuo deve essere atto a mantenere stabile il sistema. Se il carico accidentale aumentasse fino al punto di annullare lo sforzo della fune stabilizzante, la fune fronteggierebbe da sola il carico restante.

Fase 3 - In questa fase agiscono la pretensione, il peso proprio della copertura ed un carico accidentale negativo (rivolto verso l'alto) dovuto al vento.

Se il carico permanente è relativamente modesto, come frequentemente si ha in questo tipo di strutture, la depressione esercitata dal vento produce uno spostamento del sistema verso l'alto con un conseguente aumento degli sforzi nella fune II, che in questa fase subisce la massima sollecitazione ed una diminuzione negli sforzi della fune portante. A queste condizioni di carico vanno aggiunti evidentemente gli effetti della temperatura e dei cedimenti vincolari.

Per illustrare il modo di procedere, può essere opportuno far riferimento a un esempio concreto.

E. Esempio numerico.

Scegliamo uno schema pressoché simmetrico con

L_I (fune portante) = 70 m,

L_{II} (fune stabilizzante) = 68 m,

f_I (fune portante) = 4,20 m,

f_{II} (fune stabilizzante) = 2,72 m,

interasse = 5 m.

Analisi dei carichi.

Carichi accidentali

neve = 100 Kg/mq,

vento = $0,8 \times 80 = -64$ Kg/mq,

carichi permanenti

peso proprio funi = 6 Kg/mq,

materiale di copertura =
= 40 Kg/mq.

Come si è accennato, si debbono determinare le sezioni delle funi idonee a sopportare con la pretensione la più severa combinazione

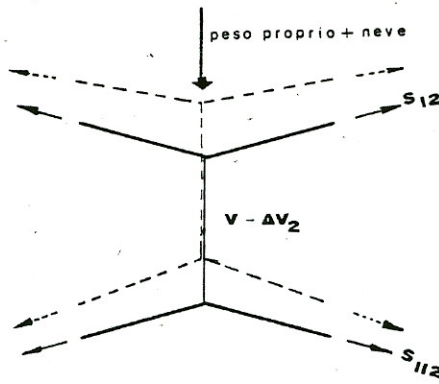


Fig. 11 - Fase 2

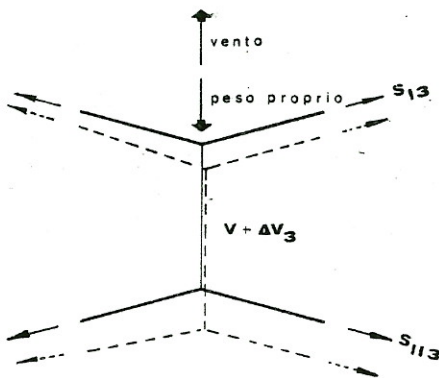


Fig. 12 - Fase 3

dei carichi permanenti ed accidentali rimanendo le stesse funi stabili sottotensione; precisamente è necessario:

a) mantenere uno stato di trazione sotto qualsiasi condizione di carico prevista ed in ogni punto della struttura, con l'evidente compito di non permettere il nascere di una « zona di labilità » o di compressione, incompatibile con le caratteristiche della struttura.

b) assicurare che i valori massimi delle tensioni siano contenuti entro i limiti consentiti.

c) creare un sistema autosmorzante nei riguardi dei carichi dinamici, assicurando che le frequenze naturali siano diverse per le due funi.

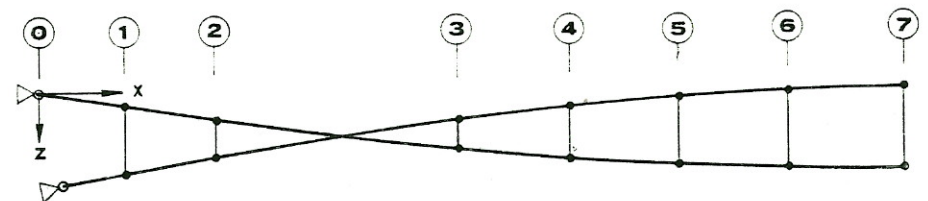


Fig. 13

Per il calcolo di massima è stato proposto (Jawerth) di adottare la ipotesi che la reazione mutua fra le due funi portante e stabilizzante sia ripartita uniformemente; e che si possa inoltre porre la condizione di congruenza soltanto in corrispondenza del punto di mezzo delle due funi.

Come carico unitario corrispondente alla pretensione scegliamo una frazione (per esempio 0,4) del carico totale (in questo caso 730 Kg/m) e precisamente $V \cong 300$ Kg/m.

L'azione del collegamento può essere rappresentata dal « coefficiente di sospensione » $\frac{\Delta V}{q}$, che naturalmente dipende dalle caratteristiche geometriche del sistema.

Questo coefficiente è in genere poco variabile (se ne può ottenere un valore di solito attendibile uguagliando le frecce) e si aggira, per le consuete configurazioni, sul valore 0,35; pertanto fissato questo coefficiente conosciamo la perdita di pretensione. S'intende che tutti questi valori dovranno poi trovare conferma nel calcolo definitivo.

Le situazioni di carico generiche sono:

per la fune I (indicando con q_w il peso per metro delle funi e con q il carico esterno)

$$(q_w + V) + (q - \Delta V)$$

per la fune II

$$-(V - \Delta V)$$

Fissato provvisoriamente ΔV , si conoscono i carichi (supposti uniformemente ripartiti) che agiscono sulle funi e perciò è possibile risalire alle componenti orizzontali degli sforzi delle funi ed alla freccia elastica

$$H = \frac{q \cdot L^2}{8f};$$

$$\Delta f \cong \Delta L / \frac{16}{15} \left(\frac{f}{L} \right) \cdot \left[5 - 24 \left(\frac{f}{L} \right)^2 \right],$$

dove $\Delta L \cong \frac{HL}{EA}$

$$\cdot \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{L} \right)^2 \right]$$

e controllare anche l'ordine di grandezza delle frequenze naturali delle due funi

$$W_i = \frac{n \pi}{L_i} \sqrt{\frac{H_i \cdot g}{q_{wi}}}$$

$$W_{ii} = \frac{n \pi}{L_{ii}} \sqrt{\frac{H_{ii} \cdot g}{q_{wii}}}$$

Usando queste formule per le 4 situazioni di carico previste troviamo i risultati riportati nella fig. 14.

Con gli sforzi massimi possiamo dimensionare le funi, e abbiamo quindi tutti gli elementi per poter procedere ad un calcolo più affinato: tuttavia, come vedremo, i risultati finora ottenuti sono già indicativi.

F. Determinazione dei diversi stati di tensione (e delle relative configurazioni geometriche), conseguenti alla pre-tensione ed ai carichi permanenti ed accidentali.

Lo schema da risolvere è rappresentato nella fig. 15.

L'equazione risolvente è invece rappresentata dalla seguente formula

$$\Delta f = \left\{ - \left[f + H_0 \left(\mu \cdot \chi + \frac{2 \cdot L_a}{E_a \cdot A_a} \cdot \mu \cdot \sec^3 \varphi_a \right) \right] + \mu \cdot L \cdot \alpha \cdot \Delta T + 2 \cdot \sec^2 \varphi_a \cdot \Delta T_a \cdot L_a \cdot \mu \right\}$$

$$\left\{ \frac{1}{2} - \sqrt{\frac{1}{4} + \frac{\mu \cdot \chi + \frac{2 \cdot L_a}{E_a \cdot A_a} \cdot \mu \cdot \sec^3 \varphi_a \cdot [M_0 - H_0 (\mu \cdot L \cdot \alpha \cdot \Delta T + 2 \cdot \sec^2 \varphi_a \cdot \Delta T_a \cdot L_a \cdot \mu)]}{[f + \mu \cdot L \cdot \alpha \cdot \Delta T + 2 \cdot \sec^2 \varphi_a \cdot \Delta T_a \cdot L_a \cdot \mu + H_0 (\mu \cdot \chi + \frac{2 \cdot L_a}{E_a \cdot A_a} \cdot \mu \cdot \sec^3 \varphi_a)]^2}} \right\}$$

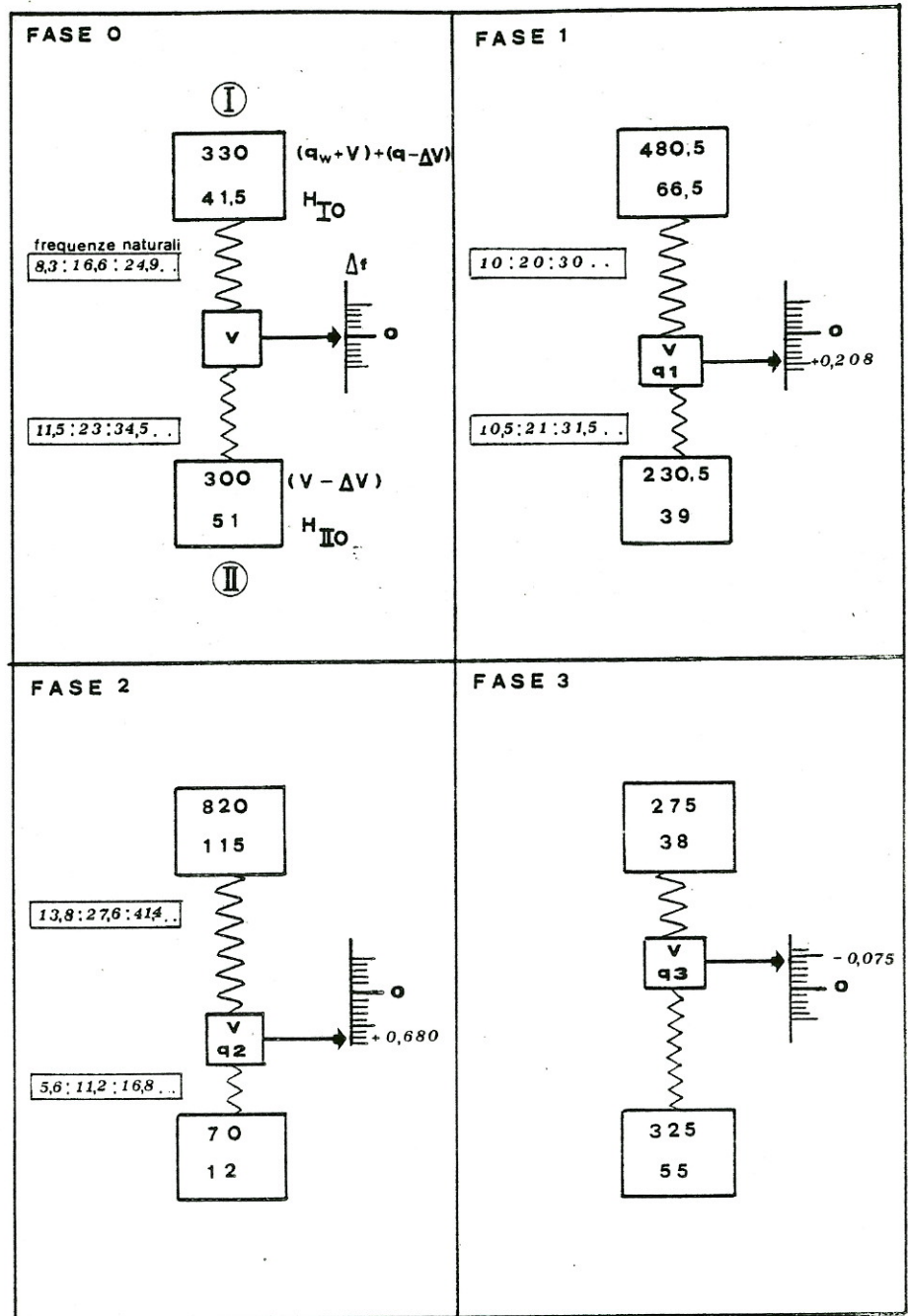


Fig. 14

dove :

$$\mu = \frac{15}{16(5n - 24n^3)} \quad n = \frac{f}{L}$$

$$x = \frac{L}{E \cdot A} \left(1 + \frac{16}{3} \cdot n^2 \right)$$

$$L = l \left(1 + \frac{8}{3} \cdot n^2 - \frac{32}{5} \cdot n^4 \right)$$

Per potere avere un'idea dell'importanza del rapporto $\frac{f}{L}$ sui risultati che si ottengono, vengono riportati i diagrammi, valutati con la (a) che danno utili indicazioni sulla rigidità e capacità portante delle strutture, permettendo inoltre di determinare l'influenza sul costo delle strutture stesse e delle fondazioni.

I casi studiati corrispondono ai seguenti schemi:

Schema 1:

$$(f/L)_I = 0,06 \quad (f/L)_{II} = 0,05$$

Schema 2:

$$(f/L)_I = 0,06 \quad (f/L)_{II} = 0,04$$

Schema 3:

$$(f/L)_I = 0,05 \quad (f/L)_{II} = 0,05$$

Schema 4:

$$(f/L)_I = 0,05 \quad (f/L)_{II} = 0,04$$

G. Diagrammi per il dimensionamento di massima.

Nel diagramma 1 sono stati riportati, per i dati dell'esempio, gli spostamenti Δf in funzione della perdita di pretensione ΔV per diversi valori della pretensione V . Si può notare che le curve corrispondenti alla fune portante si scostano poco dalla linearità mentre per la fune stabilizzante presentano un netto scostamento dal comportamento lineare.

Il punto d'incontro delle linee corrispondenti assicurano la congruenza (secondo Jawerth) del sistema per una determinata V .

Dal diagramma 2 si può osservare che le deformazioni minori so-

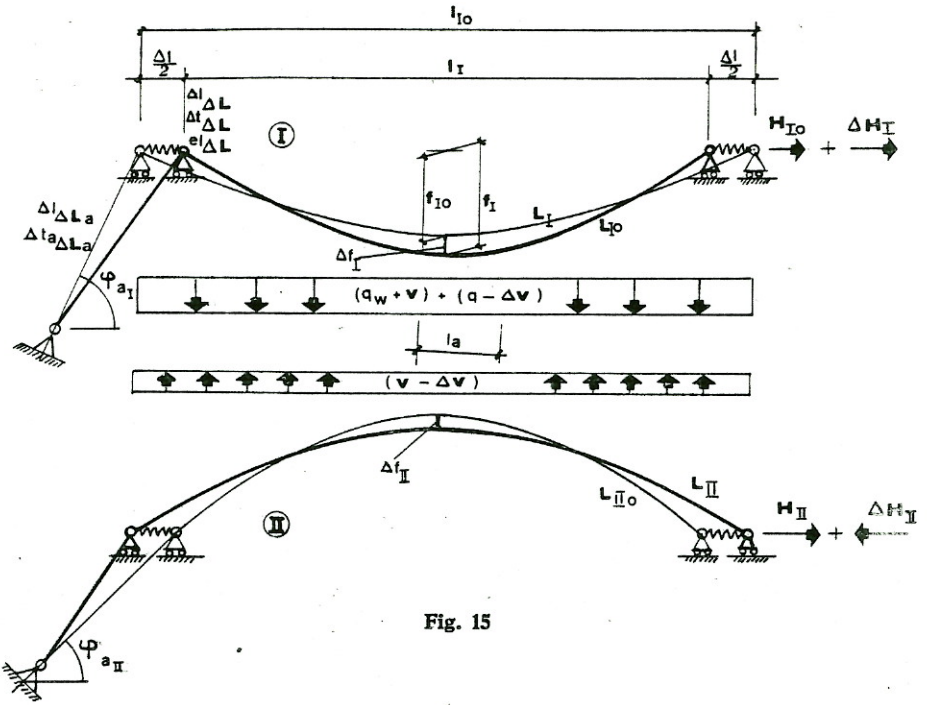


Fig. 15

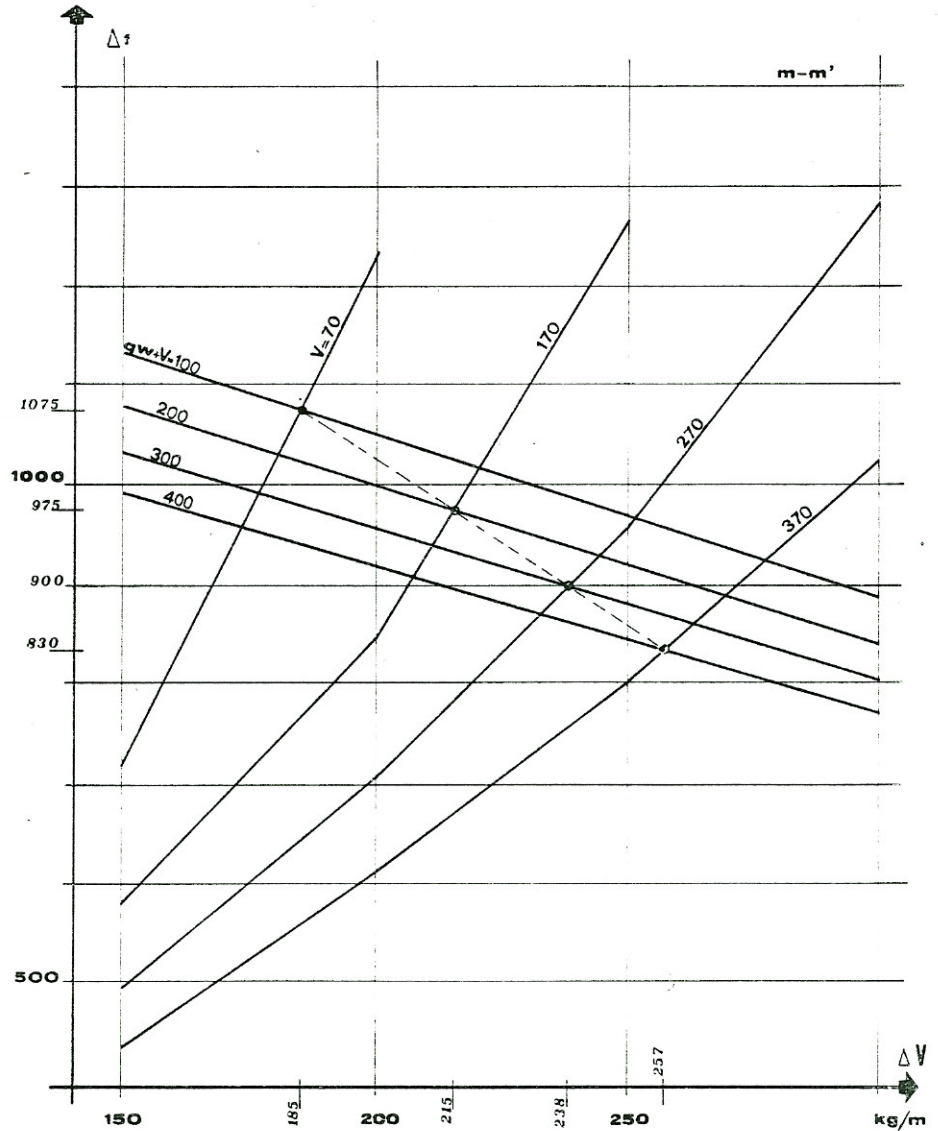


Diagramma 1

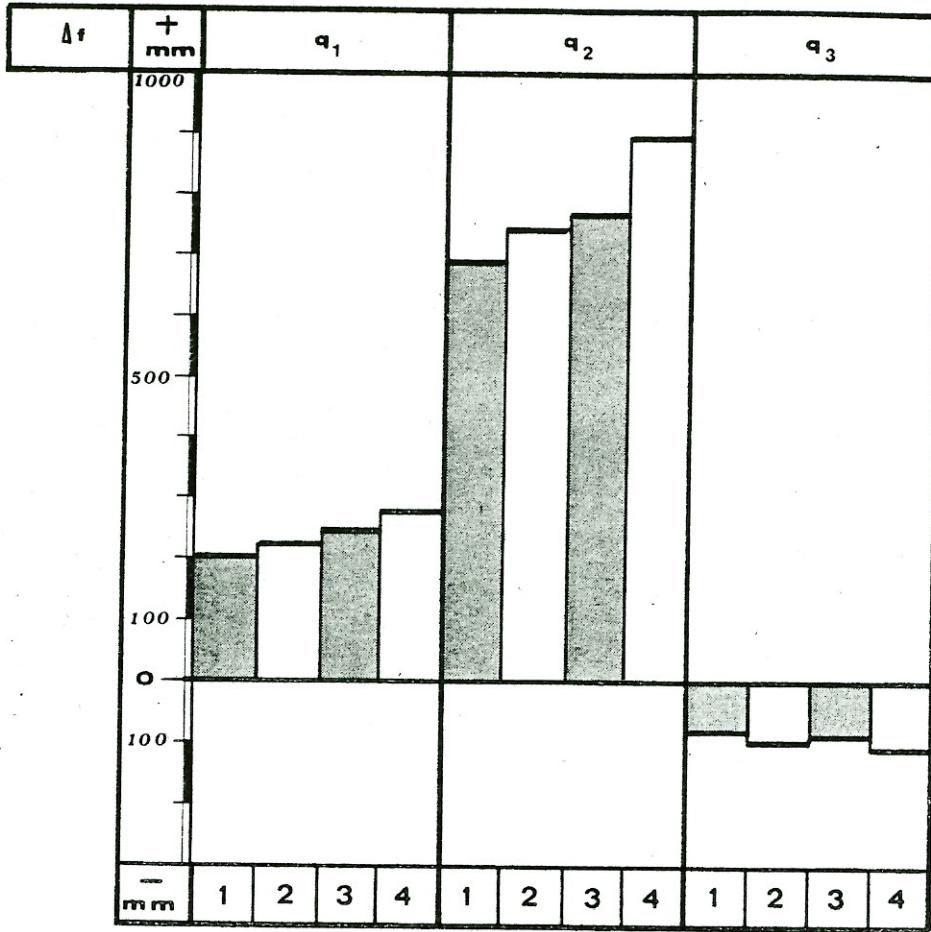


Diagramma 2

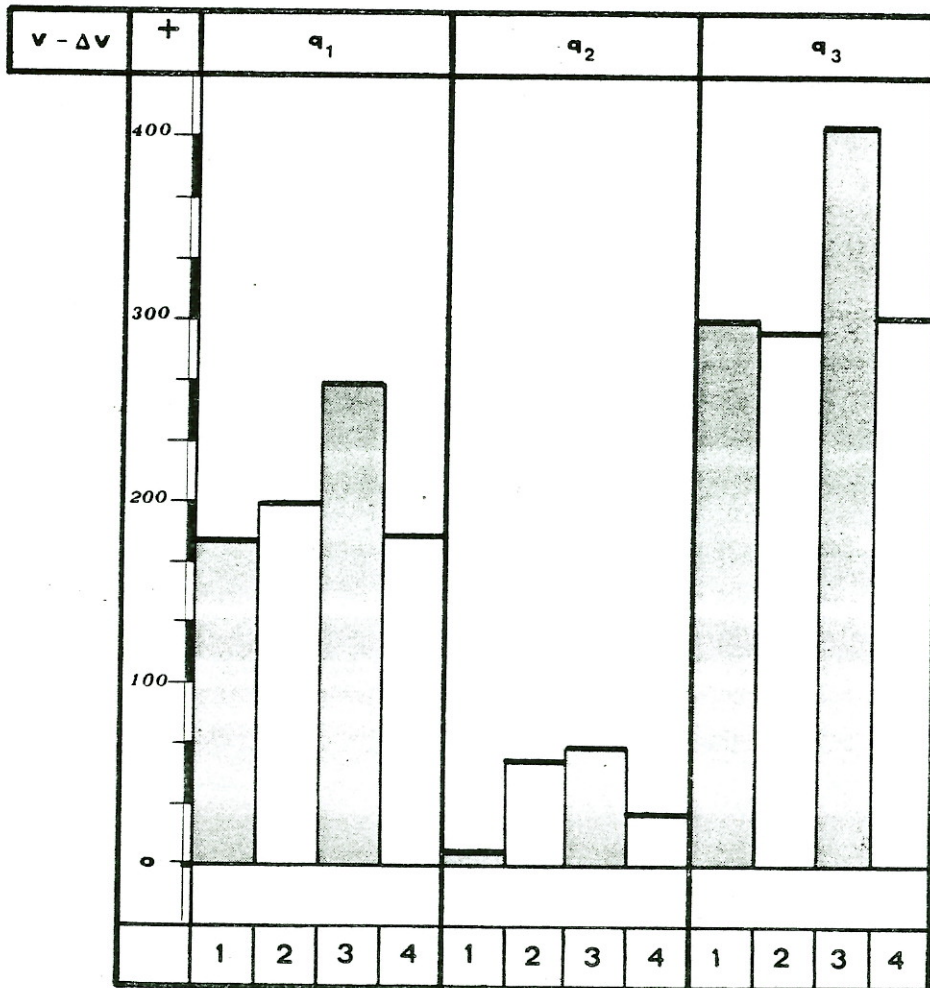


Diagramma 3

Diagramma 4

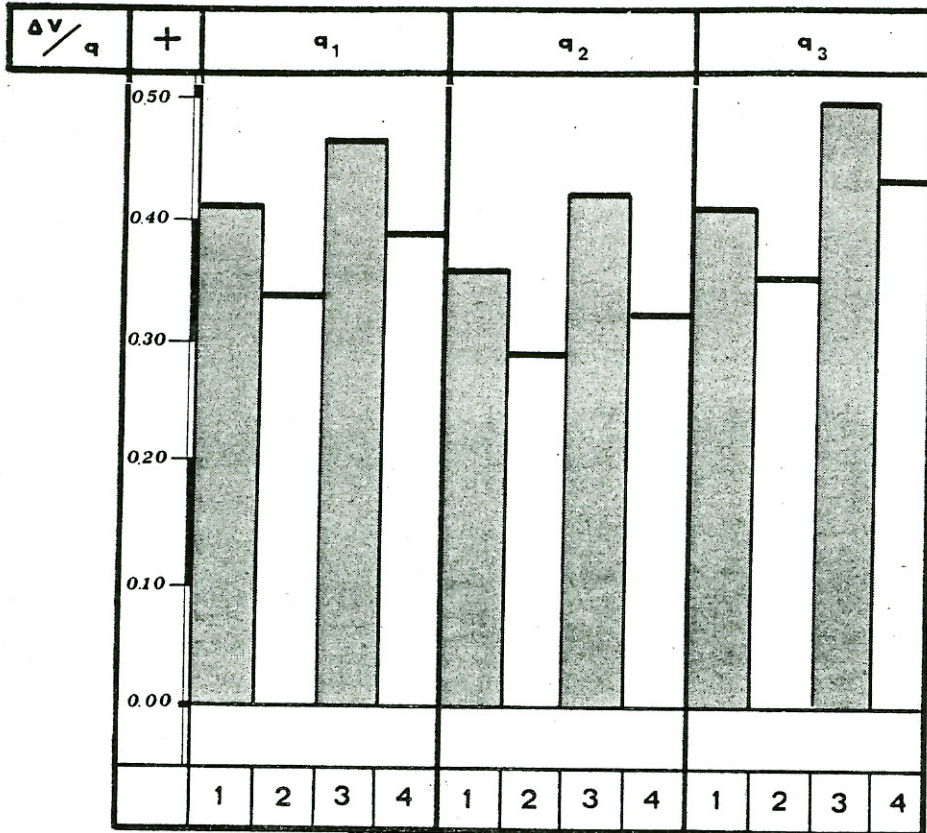


Diagramma 5

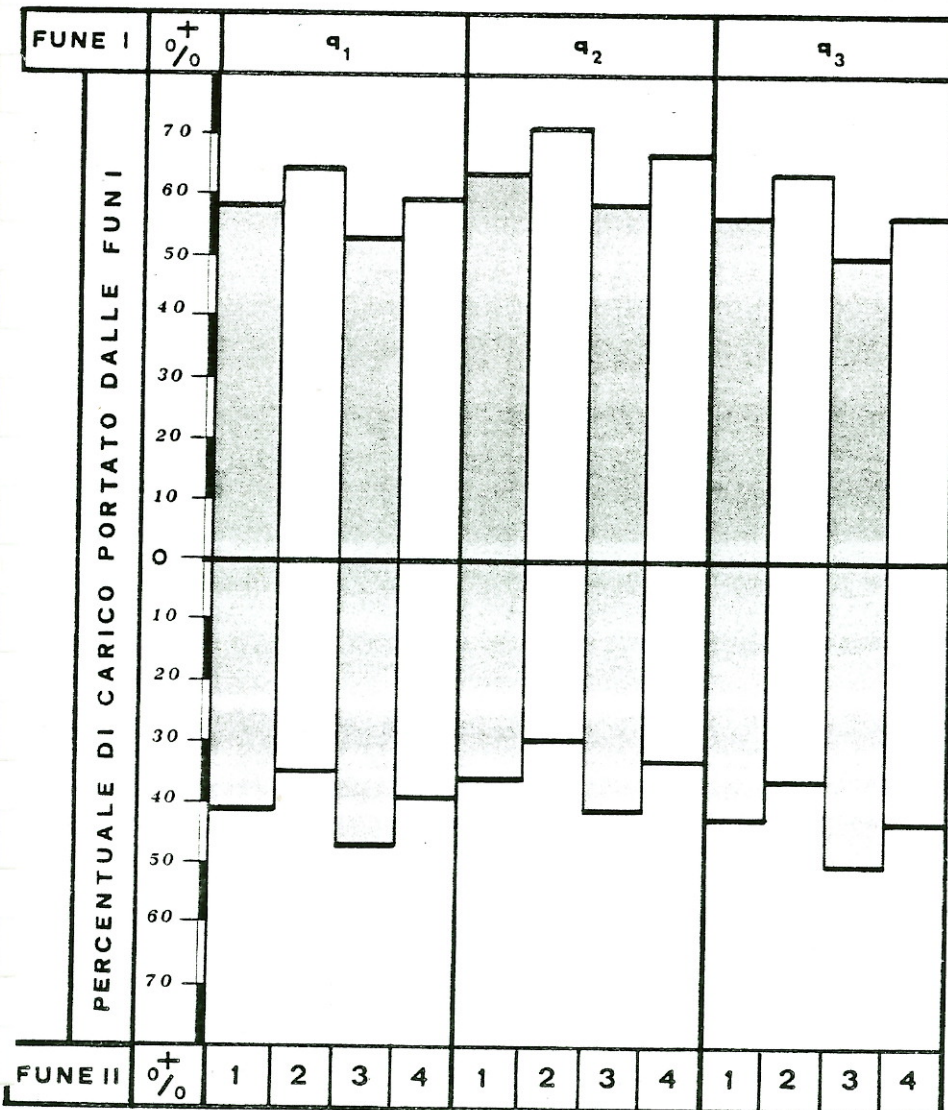
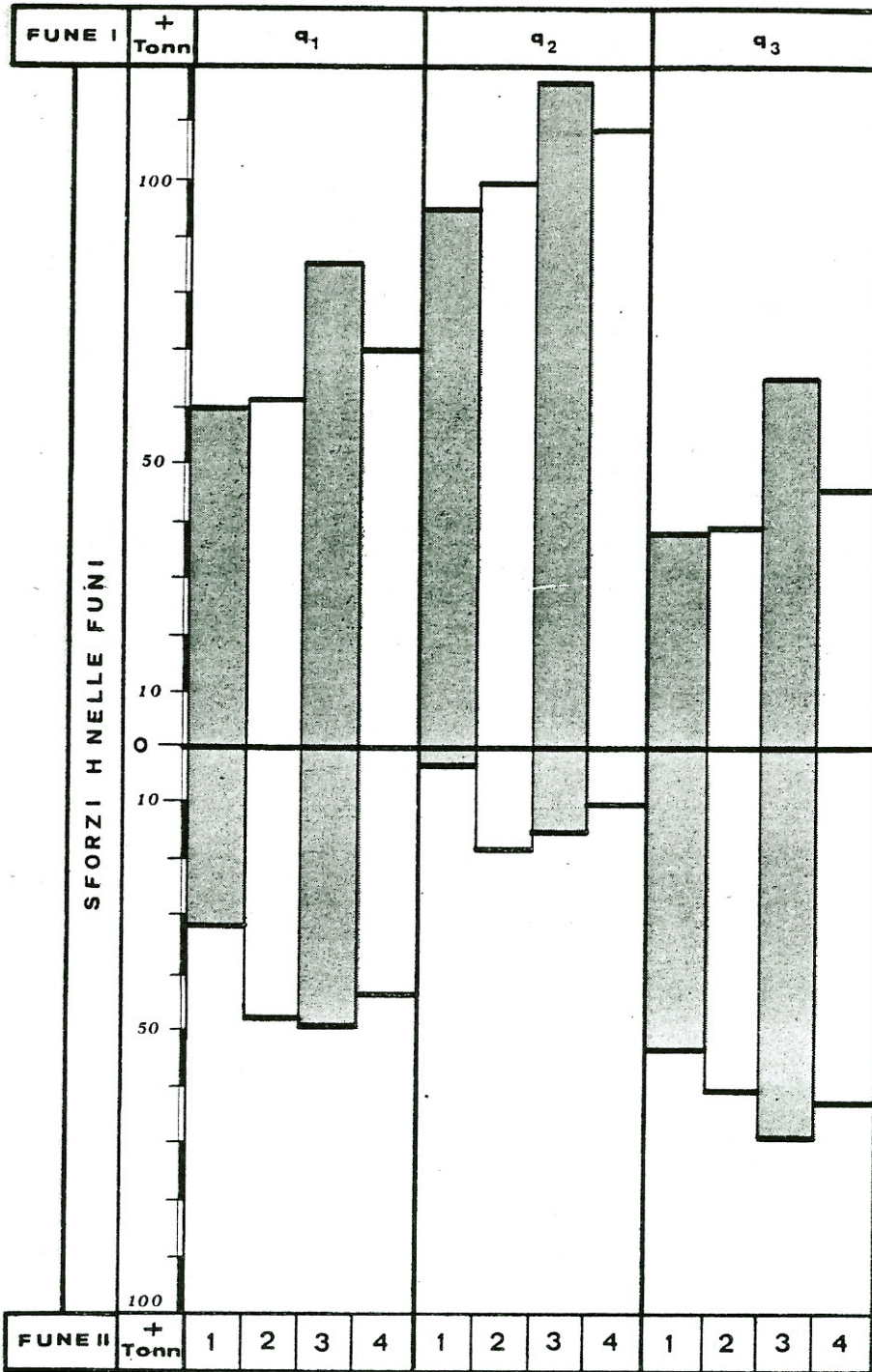
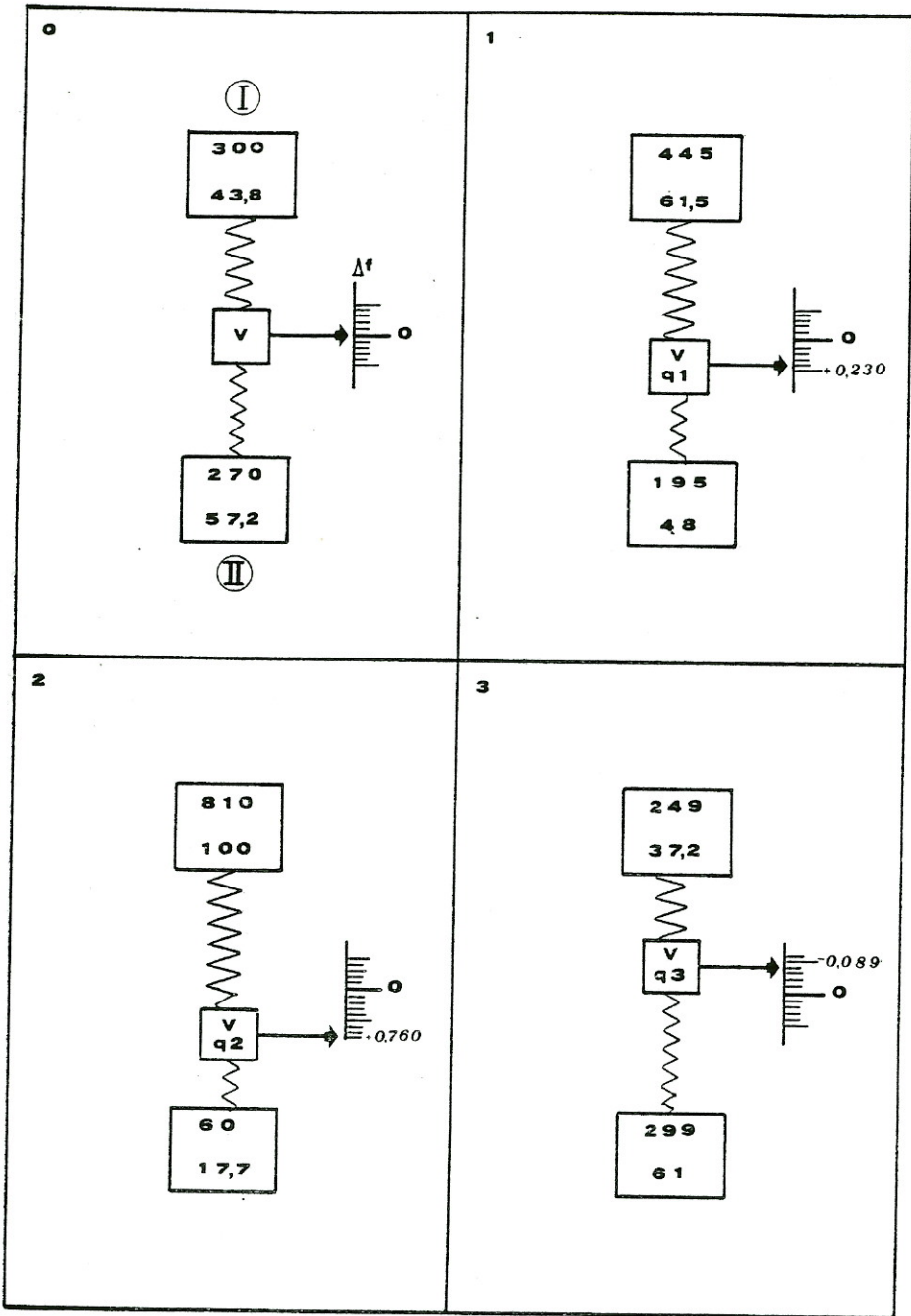


Diagramma 6



no state ottenute per il caso 1 e che, mentre il 2° e il 3° circa si equivalgono, per il caso 4 abbiamo più sensibili deformazioni, specie con q_2 . Lo sforzo $V - \Delta V$ dei collegamenti (diagramma 3), che condiziona l'economia delle aste di parete specie di quelle compresse, mostra la convenienza, solo da questo punto di vista, dei dati del caso 3, mentre gli altri pressappoco si equivalgono. Il diagramma 4 mostra la fonda-

tezza del valore approssimato del « coefficiente di sospensione » $c_s = \Delta V/q$ (funzione delle caratteristiche geometriche strutturali del sistema) col quale è possibile effettuare un'approssimativa ripartizione del carico tra le due funi e un primo dimensionamento, la scelta di un valore di pretensione adatto a controllare quindi il funzionamento qualitativo della struttura sotto l'azione dei carichi statici e dinamici. Infatti dal dia-



gramma suddetto si può notare che il valore di questo coefficiente si mantiene tra 0,30 - 0,50, con piccole variazioni per le diverse condizioni di carico quanto per gli schemi strutturali considerati. Inoltre dal diagramma 5 possiamo avere un'idea di come i carichi si ripartiscano (percentualmente) fra le due funi. Per mezzo di questo diagramma si può notare l'importante funzione della fune stabilizzante, che oltre che irrigidire la struttura, permette (mediante la sua « compressione » intesa

come perdita di trazione), un alleggerimento nella fune I di circa il 30-40 per cento del carico globale, con l'ulteriore effetto benefico di diminuire le deformazioni e di stabilizzarla quando agisce il vento.

Il diagramma 6 permette infine di fare una scelta economica giacché, considerando il diagramma dello sforzo S poco scostato dal valore H, il costo della tensostruttura, a meno dei collegamenti, risulta proporzionale a tale diagramma.

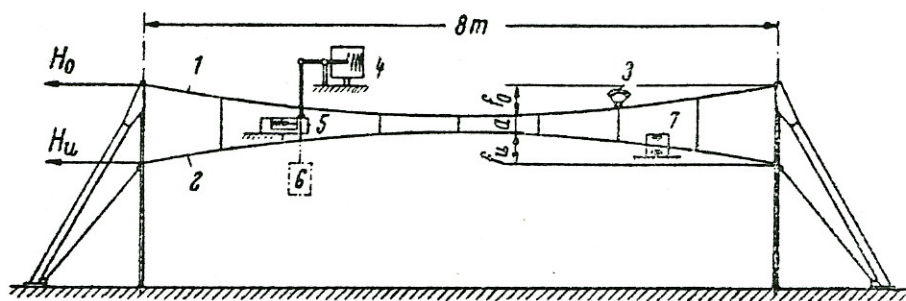


Fig. 16

H. Dimensionamento esecutivo.

Considerando i valori ottenuti nel progetto di massima e nella verifica, si ricava che in questo caso i sistemi strutturali più idonei a soddisfare le condizioni statiche-dinamiche ed economiche richieste sono i casi 1 e 2. Il caso 1 però fornisce delle perdite di pretensione lasciando un margine non accettabile (10 Kg/m), adottando, per la pretensione, un'azione di 270 Kg/m. Questo sistema funzionerebbe bene per $V = 300 \text{ Kg/m}$, lasciando così un residuo di pretensione, nella situazione più gravosa di carico, garante della stabilità del sistema.

Scegliamo perciò il sistema 2 corrispondente ad

$$n_{10} = 0,06, \quad n_{110} = 0,04.$$

Con i risultati così ottenuti, si può passare ad un calcolo più affinato che tenga conto della effettiva indeterminazione statica del sistema e delle asimmetrie di carico.

Questo tipo di calcolo, impostato in campo discreto, approda ad un sistema di equazioni non lineari nelle incognite $u - w$ (spostamenti dei nodi interni), che è stato risolto mediante l'impiego del calcolatore elettronico DCD 6600 del centro di Calcolo della Facoltà di Ingegneria di Bologna.

I risultati definitivi sono rappresentati nello schema 2.

I. CENNI A QUESTIONI DINAMICHE

Le coperture presentano nuovi e poco sperimentati fenomeni di instabilità aerodinamica e di vibrazioni auto-eccitate (flutter), il cui studio cominciò a interessare fortemente anche gli ingegneri civili quando, nel 1940, il Tacoma Narrows Bridge, di 860 m di luce, crollò per risonanza sotto una modesta e regolare azione del vento. Lo stesso problema si è presentato naturalmente anche nella costruzione di coperture sospese, ed è stato trattato principalmente da L. Zetlin, al Congresso I.A.S.S. del 1962 tenuto a Parigi, e da D. Jawerth al Congresso I.A.S.S. di Leningrado nel 1966. Da tali lavori, e soprattutto dalle prove su modello in essi illustrate, è emerso il comportamento nettamente più favorevole per i sistemi di funi aventi collegamenti inclinati.

Nella fig. 16 sono riportate le caratteristiche del modello provato da Jawerth; nelle figg. 17 e 18 trovano ad esempio indicati gli oscillogrammi relativi a un particolare proporzionamento con collegamenti verticali ed inclinati.

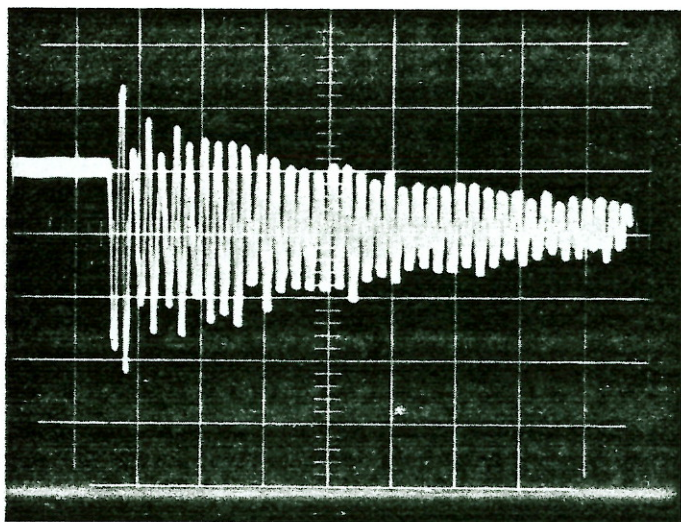


Fig. 17 - Collegamenti verticali.

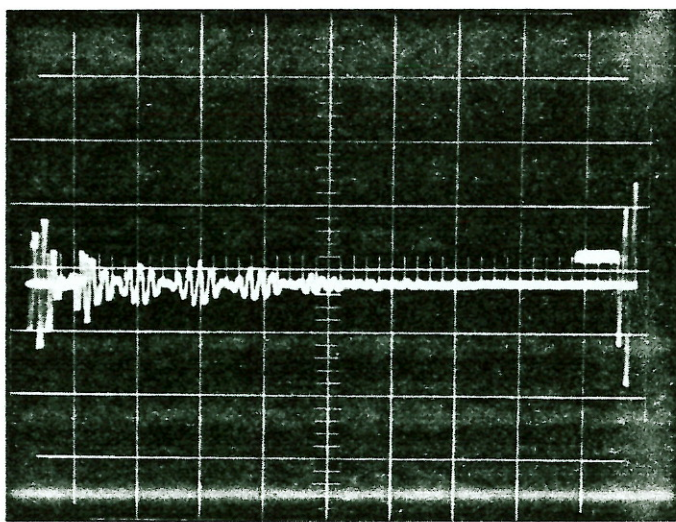


Fig. 18 - Sistema Jawerth.

BIBLIOGRAFIA

Per facilitare la consultazione bibliografica si sono divisi gli articoli e le pubblicazioni secondo gli argomenti trattati, dividendoli nei seguenti gruppi:

A. Procedimenti di calcolo

D. JAWERTH, «Vorgespannte Hängekonstruktionen», *Der Stahlbau*, mag. 1959 - W. CORNELIUS, «Die statische Berechnung eines seilverspannte Daches», *Der Stahlbau*, apr. 1958 - B. FRITZ, «Radial vorgespannte, stählerne Stalhangewerke und ihre Verwen-

dungsmöglichkeit», *Der Stahlbau*, mag. 1958 - G. MAIER, «Sulla statica delle tensostrutture a ruota», *Istituto Lombardo di Sc. e Lett.*, nov. 1962 - H. K. BANDEL, «Das orthogonale Silnetz, hyperbolisch-parabolischer Form, unter vertikalen Lastzuständen und Temperaturänderung», *Der Bauingenieur*, ott.

1959 - G. GUARNIERI - L. GOFFI, « Coperture realizzate con reti di cavi », *Costruzioni metalliche* n. 3, 1961 - F. H. SCHLEYER, « Die Berechnung von Seilwerken (11 bis), Die Berechnung von Seilnetzen », *Colloquio IASS, Parigi*, 1962 - G. ERAS - H. ELZE, « Zur Berechnung und statisch vorteilhaften Formgebung von Seilnetzwerken », *Colloquio IASS, Parigi*, 1962 - A. SIEV, « Stability of prestressed suspended roofs », *D. Sc. Thesis, Israel Inst. of Techn., Haifa* 1961 - L. ZETLIN, « Elimination of flutter in hanging roofs », *Colloquio IASS, Parigi*, 1962 - P. ALLEMAND, « Der Station von Montevideo », *Acier* n. 7-8, 1960 - D. JAWERTH, « Forspänd Hängkonstruktion medmot Varandra Spände Linor », *Särtryck ur Byggnästaren* n. 10, 1959 - D. JAWERTH, « Einige Bauten mit vorgepannten Hängekonstruktion aus gegensinnig gekrümmten Seilen », *Colloquio IASS, Parigi* 1962 - M. MAJOWIECKI, « Coperture sospese - Indagine teorica: Fune portante e fune stabilizzante con collegamenti inclinati - Progetto di un edificio industriale », *Supplemento alla rivista Acciaio*, n. 9, 1970 - M. N. BRAINOV, « Free hanging single curvature net works », *Space structures J. M. Davies* 1966 - H. MOLLMANN - P. LUNDHUS MORTENSEN, « The analysis of prestressed suspended roofs (cable nets) », *Space structures J. M. Davies* 1966 - S. SHORE - G. N. BATHISH, « Membrane analysis of cable roofs », *Space structures J. M. Davies* 1966.

B) Studi Architettonico-Strutturali

F. OTTO, « Das hängende Dach » *Bauwelt Verlag, Berlino* 1953 - F. OTTO, « Tensile structures » vol. I e II, *M.I.T. Press*, 1969 - F. OTTO « Die Raleigh - Arena », *Die Bautechnik* n. 10, 1951 - P. MOENAERT, « Toitures et parois en cables précontraints », *Acier* n. 7-8, 1960 - S. SARGER - J. P. BATELLIER, « Exemples de constructions en toitures suspendues et voiles prétendus », *Colloquio IASS, Parigi* 1962 - R. SARGER, « Etude théorique de constructions en toitures suspendues et voiles prétendus », *Colloquio IASS, Parigi* 1962. M. KERNER, « Risonanze psicologiche dell'ambiente architettonico », *L'Architettura* n. 9, 1968.

C) Progetti

E. R. NEUMANN, « Die Ausführung des freitragenden Hängedaches für die Raleigh, Arena in USA », *Der Stahlbau* n. 6, 1953 - H. HAHN, « Pavillon des Etats-Unis à l'Exposition de Bruxelles

1958 », *Acier* n. 2, 1958 - G. GUILLAME - P. VALLE' - J. PROUVE' - R. SARGER, « Le Pavillon de la France à l'Exposition de Bruxelles 1958 », *Acier* n. 5, 1958 - D. JAWERTH, « Das Vorgespannte Hängedach nach "System Jawerth" über die Sporthalle in Wärnamo, Schweden », *Drath* n. 8, 1960 - E. SAARINEN - F. SEVERUD, « Patinoire D. I. Ingalls - Université de Yale - New York », *L'architecture d'aujourd'hui* n. 3, 1959 - PATTEN - YUNKEN - FREEMAN - GRIFFITS - SIMPSON, « Abri pour concerts en plein air - Melbourne (Sydney Myer Music Bowl) », *Architecture d'aujourd'hui* n. 24, 1959 - « The Sydney Myer Music Bowl », *Bulletin IASS* n. 12, 1962 - L. FINZI, « The tensostructure for the Palasport in Genoa » - ANON, « America's largest cable suspension roof », *Building with Steel, November* 1967 - F. FISCHER, « Cable roof for Madison Square Garden », *Civil Engineering - ASCE, June* 1967 - ANON, « Suspended roof gives 300 ft. clear span », *Building with Steel, November* 1966 - H. D. GRIEGESMANN, « Die Stahlkonstruktion der Messehalle 16 A in Hannover », *Der Stahlbau, August* 1961 - K. KLÖPPEL - W. MORITZ - R. SCHARDT, « Neue Grossflugzeughallen », *Der Stahlbau, September* 1961 - M. MAJOWIECKI, « Tensostrutture: Sistema Jawerth », *Acciaio* n. 4, 1971 - G. CROCI, « La progettazione della « copertura sospesa » per la Cappella della Fondazione Pro-Juventute in Torino », *Costruzioni Metalliche* n. 4, 1966 - D. JAWERTH, « Das Eisstadion Stockholm - Jo Hanneshav - Technologie, Statik, Dynamik und Bauausführung », *Der Stahlbau* 3/1966.