

## 5. CARATTERISTICHE FINALI DELLA STRUTTURA

### 5.1 Introduzione

In questo capitolo si descriveranno le varie parti che compongono la struttura, così come sono state sviluppate nella versione definitiva del progetto.

Si daranno indicazioni sui tipi di materiali utilizzati, sulle caratteristiche di geometria e di rigidità delle sezioni resistenti.

Si faranno alcune considerazioni di massima sulle soluzioni previste per i dettagli costruttivi più significativi.

### 5.2 Materiali

Si riportano alcune delle grandezze principali dei materiali utilizzati quali il modulo di elasticità normale, il valore caratteristico a rottura o di snervamento, le tensioni di calcolo ecc..

#### 5.2.1 Carpenteria metallica

- Lamiere e profilati dell'impalcato e dell'antenna

Classe acciaio: Fe430

$$f_{syk} = 275 \text{ N / mm}^2 = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{syd} = 275 \text{ N / mm}^2 = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad (\gamma_s = 1,0)$$

$$E_s = 206000 \text{ N / mm}^2 = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

#### 5.2.2 Calcestruzzi

- Soletta e sezioni composte dell'antenna

Classe  $R_{ck}35$ , additivato con agente *antiritiro*

$$f_{ck} = 0,83 \times R_{ck}$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \quad (\gamma_c = 1,6)$$

$$E_{cls,0} = 337000 \text{ kg/cm}^2$$

- Spalle e pilone

Classe  $R_{ck}40$ , additivato con agente *antiritiro*

$$f_{ck} = 0,83 \times R_{ck}$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \quad (\gamma_c = 1,6)$$

$$E_{cls,0} = 365000 \text{ kg/cm}^2$$

- Fondazioni (valori indicativi)

Classe  $R_{ck}30$ , additivato con agente *antiritiro*

$$f_{ck} = 0,83 \times R_{ck}$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \quad (\gamma_c = 1,6)$$

$$E_{cls,0} = 315000 \text{ kg/cm}^2$$

### 5.2.3 Acciaio armature e cavi

- Per tutti gli elementi armati

FeB44k controllato

$$f_{syk} = 430 \text{ N/mm}^2 = 4400 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{syd} = 374 \text{ N/mm}^2 = 3800 \text{ kg/cm}^2 \quad (\gamma_s = 1,15)$$

$$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2 = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

- Acciaio ad alta resistenza per i *trefoli* del cavo longitudinale

$$f_{ptk} = 19000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{sp,adm} = 11400 \text{ kg/cm}^2 \quad (\gamma_{p,statico} = 1,6)$$

$$E_p = 1950000 \text{ kg/cm}^2 \text{ Modulo elastico apparente dei } trefoli \text{ distesi}$$

Vedere figura 5.2

- Acciaio ad alta resistenza per gli stralli

$$f_{ptk} = 1470 \text{ N/mm}^2 = 15000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (resistenza dei fili)}$$

$$\sigma_{sp,adm} = 613 \text{ N/mm}^2 = 6250 \text{ kg/cm}^2 \quad (\gamma_{p,statico} = 2,4)$$

$$E_p = 155000 \text{ N/mm}^2 = 1580000 \text{ kg/cm}^2 \text{ Modulo elastico apparente dei } trefoli \text{ distesi}$$

Vedere figura 5.1

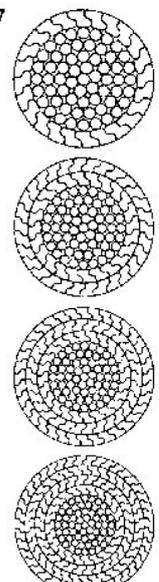
Formazione Construction	Ø Fune Ø Rope mm	Sezione metallica Metallic cross section mm <sup>2</sup>	Peso fune per 100 m Weight of rope per 100 m kg	Carico di rottura minimo Min breaking force	
				daN	kgf
Cod. 75.217 	32	681	560	101500	103470
	36	862	710	128500	130890
	40	1077	890	160500	163810
	44	1303	1070	194500	198270
	48	1551	1280	231500	235990
	58	1841	1520	275000	280330
	56	2136	1760	319000	325180
	60	2462	2020	366000	373090
	64	2789	2300	416500	424570
	68	3149	2600	470000	479110
	72	3530	2910	521000	531100
	76	3933	3240	579000	590220
	80	4358	3590	640500	652910
	84	4805	3960	704500	718150
	88	5274	4350	772000	786960
	92	5764	4750	843000	859330
	96	6276	5170	916500	934260
	100	6890	5690	1005000	1024470
	104	7452	6140	1086000	1107040
	108	8037	6620	1170000	1192670
112	8643	7120	1257500	1281860	
116	9271	7640	1348000	1374110	
120	9922	8180	1441500	1469420	
124	10594	8730	1538500	1568300	
128	11289	9300	1638500	1670240	

Fig. 5.1 a): Caratteristiche dei cavi della Preco

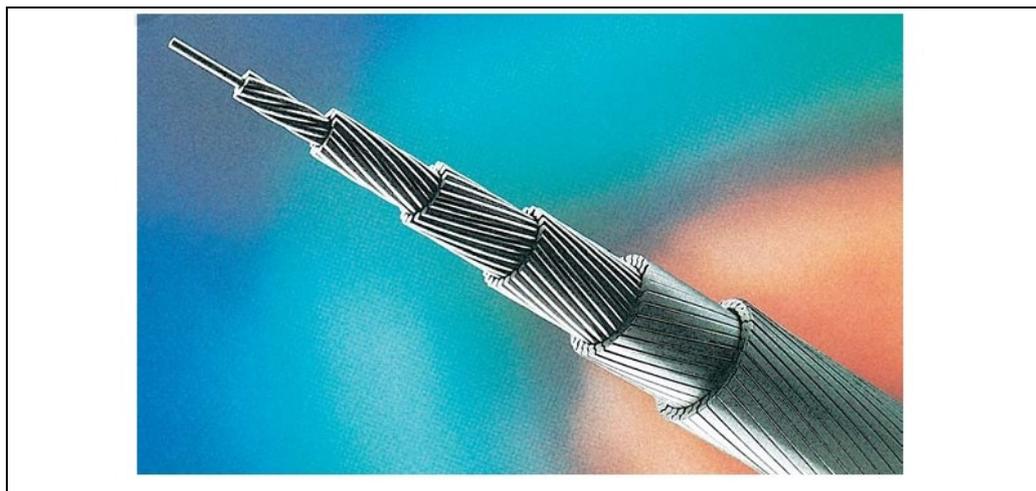


Fig. 5.1 b): Tipica fune spiroidale

Diametro nominale		Tipo	Sezione nominale	Tensione nominale di rottura		Tensione nominale al 1% deformazione		Carico di rottura caratteristico		Carico al 1% deform. caratteristico	
Nominal diameter				Nominal area	Nominal tensile strength		Nominal tensile strength at 1% elong.		Characteristic breaking load		Characteristic load at 1% elong.
mm	pollici		mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	Kg/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	Kg/mm <sup>2</sup>	KN	ton	KN	ton
<b>EURONORM 138-79 B.S. 5896-80</b>											
12.5	0.5	Standard	93	1770	180	1570	160	164	16.7	146	14.7
12.5	0.5	Standard	93	1860	190	1670	170	173	17.7	155	15.8
12.9	0.5	Super	100	1860	190	1670	170	186	19.0	167	17.0
15.2	0.6	Standard	139	1770	180	1570	160	246	25.0	218	22.2
15.2	0.6	Standard	139	1860	190	1670	170	259	26.4	232	23.6
15.7	0.6	Super	150	1770	180	1570	160	265	27.0	236	24.0
<b>ASTM - A416-93</b>											
12.7	0.5	Grade 25OK	92.90	1723	176	1466	150	160.1	16.3	136.2	13.9
12.7	0.5	Grade 27OK	98.71	1861	190	1581	161	183.7	18.7	156.1	15.9
15.2	0.6	Grade 25OK	139.35	1723	176	1465	150	240.2	24.5	204.2	20.8
15.2	0.6	Grade 27OK	140.00	1862	190	1582	161	260.7	26.6	221.5	22.6

Fig. 5.2: Acciai ad alta resistenza per tefoli

## 5.3 Sezione dell'impalcato

### 5.3.1 La struttura metallica

L'ultimo passo di questo percorso di studio del funzionamento dell'impalcato, porta a definire con ulteriore precisione le caratteristiche geometriche dei suoi componenti.

Il posizionamento costante degli stralli rispetto al corpo dell'impalcato ha

reso possibile l'utilizzo di una sezione in linea di massima costante, nelle sue caratteristiche, lungo tutto l'attraversamento.

Si sono resi necessari solo due adattamenti comunque non sostanziali:

- Adattamenti localizzati degli irrigidimenti in corrispondenza degli ancoraggi; essi sono dovuti alle variazioni angolari con le quali gli stralli arrivano all'impalcato (fig. 5.3)
- Modifiche in vicinanza delle spalle per l'alloggiamento del tubolare all'interno dell'impalcato.

Le verifiche di resistenza sono soddisfatte: in particolare i valori più alti di tensione, prossimi al valore di calcolo dello snervamento, sono localizzati nel cassoncino esterno in prossimità delle spalle (vedi capitolo 6).

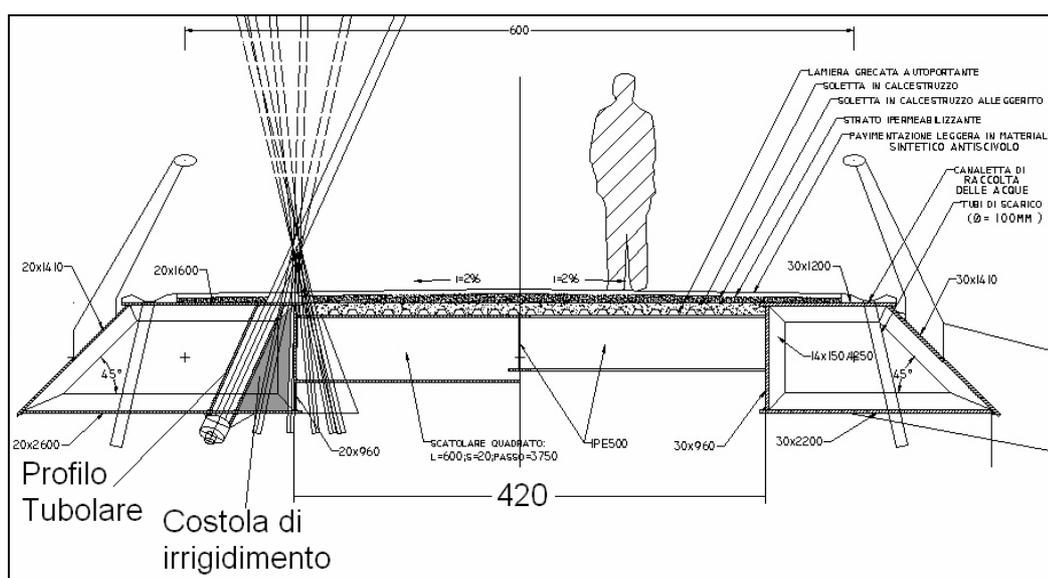


Fig. 5.3: Variazioni angolari degli stralli e corrispondenti sistemi di ancoraggio

Come già detto è stata soprattutto la ricerca di un'opportuna rigidità a decidere gran parte delle caratteristiche geometriche: per il cassoncino interno collegato al cavo di presollecitazione tramite le connessioni trasversali e il

tubolare longitudinale, la domanda di rigidità flessionale (e torsionale) ha portato ad utilizzare lamiere spesse 30 mm. (Per il tubolare contenente la fune si è fatto ricorso ad uno spessore di 30 mm).

Per ogni altro elemento dell'impalcato lo spessore utilizzato è stato di 20 mm.

E' una struttura metallica interamente saldata. L'aspetto costruttivo ed esecutivo non è stato affrontato in modo esauriente: durante l'elaborazione di questo lavoro si sono fatte solo alcune considerazioni in tal proposito.

In particolare, data la possibilità di ricorrere a *stilate provvisorie* in alveo, si è pensato di suddividere l'impalcato in conci tutti di uguale lunghezza  $L=3750\text{mm}$  (esclusi i conci di bordo con  $L=2500\text{mm}$ ), preparati in officina ed assemblati a due a due in tratti di 7,50 m in cantiere, prima del montaggio sulle stilate poste a tale interasse.

Si prevede la realizzazione di 44 conci più i due terminali.

Nella parte centrale, le connessioni trasversali ed il tubolare vengono assemblati fra loro e quindi all'impalcato, in cantiere; i conci vicini alle spalle, dato il progressivo avvicinamento e poi l'introduzione del tubolare al loro interno, vengono invece assemblati come pezzi "particolari" in officina e comprendono appunto parti del tubolare e le connessioni ad esso.

I cassoncini sono caratterizzati da irrigidimenti trasversali formati da "cinture" di piatti  $14 \times 150\text{mm}$  disposti a passo regolare di  $1250\text{mm}$ . Date le loro dimensioni, per contrastare il fenomeno della "perdita di forma" per effetti torsionali, si ritiene necessario ricorrere a dei diaframmi reticolari, costituiti da profilati angolari semplici e posti in corrispondenza di un irrigidimento ogni due.

La linea d'asse curva della passerella, la disposizione “semilaterale” e sul lato esterno degli stralli, nonché il sistema di presollecitazione costituito dal tubolare e dalla fune, hanno portato ad una sezione leggermente asimmetrica, con il cassoncino esterno largo mediamente 2,00 m e spesso 20 mm ed il cassoncino interno largo mediamente 1,60 m e spesso 30 mm. Questo risultato è stato ottenuto in parte nella fase di analisi dinamica, ma soprattutto durante l'analisi deformativa dove opportuni irrigidimenti localizzati (ottenuti modificando le dimensioni geometriche delle sezioni) si sono rivelati efficaci con effetti collaterali minimi.

La diversa distribuzione di rigidità e di massa lungo la sezione trasversale ha portato ad una soluzione dissimmetrica.

Il cassoncino esterno ha la forma di un trapezio rettangolo ed è caratterizzato da due pannelli orizzontali di cui quello inferiore 20x2600 mm e quello superiore 20x1600mm, da un anima verticale (sul lato interno) 20x960mm e da un anima spiovente a 45° (sul lato esterno) 20x1410mm.

Il cassoncino interno ha la forma di un trapezio rettangolo ed è caratterizzato da due pannelli orizzontali di cui quello inferiore 30x2200 mm e quello superiore 30x1200mm, da un anima verticale (sul lato interno) 30x960mm e da un anima spiovente a 45° (sul lato esterno) 30x1410mm.

I due cassoncini longitudinali sono connessi tra loro:

- Da una sequenza di traversi a passo 3,75 m, costituiti da profilati scatolari a sezione quadrata di lato 600 mm e spessore 20 mm
- Da diagonali IPE500 disposti a croce di S.Andrea nelle maglie 7,50 m x 6,00 m (notare:  $3,75 \times 2 = 7,50$  )

Centralmente si è collocato un elemento parallelo ai cassoncini, costituito da una IPE500, che collega longitudinalmente i nodi centrali delle croci di S.Andrea e le mezzerie dei traversi attribuendo nuovi gradi di *iperstaticità* e quindi un certo incremento di rigidezza a flessione trasversale al sistema di connessione. Questo IPE500 non è *passante* attraverso i diagonali ed i traversi (fig. 5.6).

Gli *estradossi* dei traversi e dei vari IPE500 (diagonali e longitudinali) sono allineati e su di essi poggia una lamiera grecata disposta a nervature longitudinali (fig. 5.7) e “autoportante” le cui caratteristiche sono riassunte in figura 5.8.

La lamiera è semplicemente appoggiata alla struttura sottostante e costituisce un cassero a perdere per la soletta in calcestruzzo alleggerito soprastante.

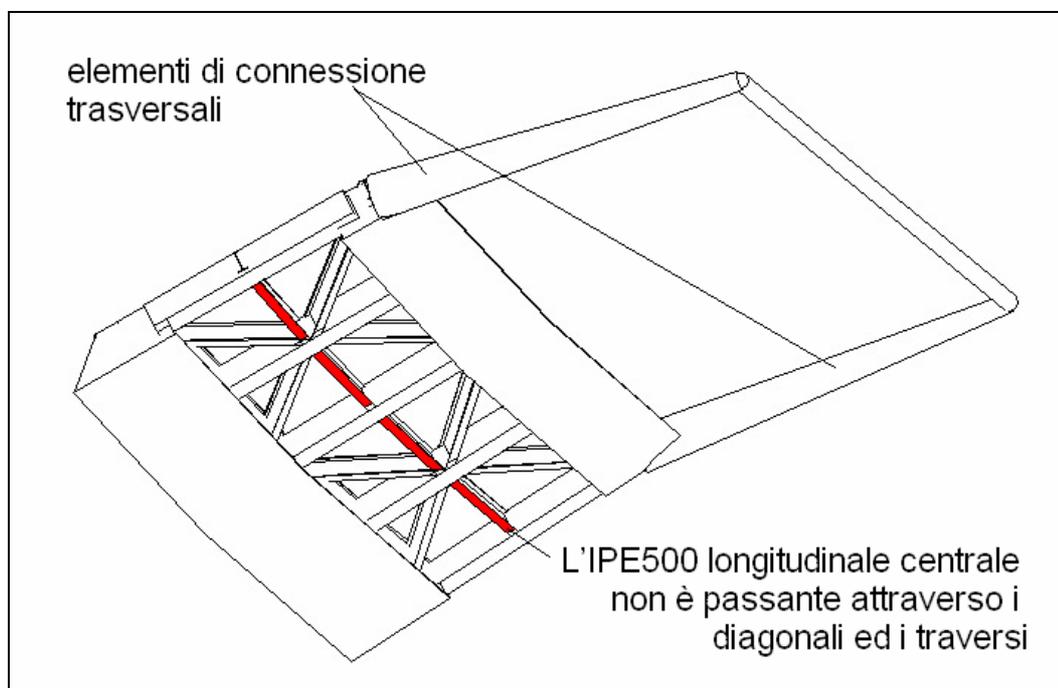


Fig. 5.6: Maglia elementare della passerella

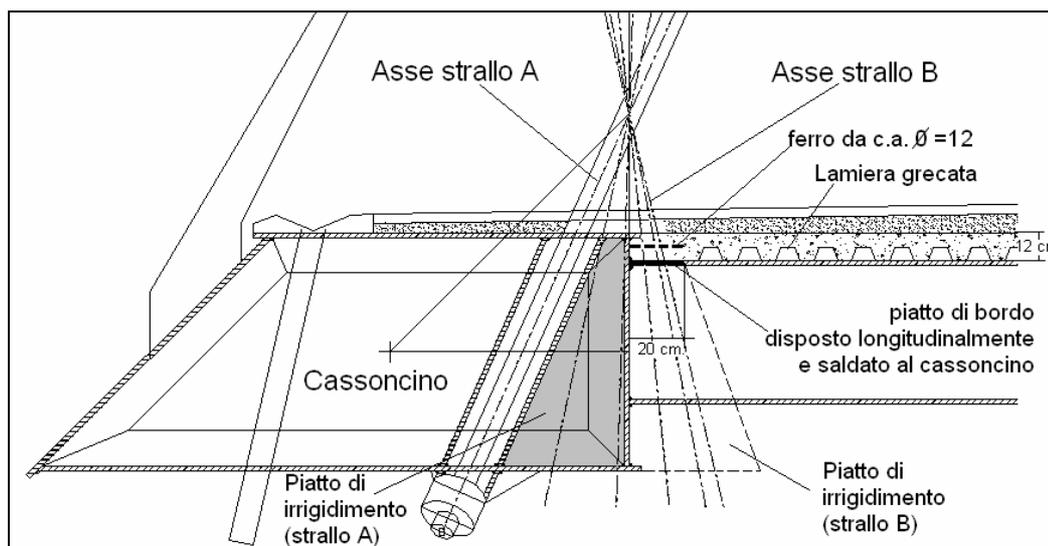


fig 5.7: Particolare della sezione

La soletta è larga 4,20m (fig. 5.3) e affinché funzioni effettivamente come diaframma irrigidente è necessario creare delle connessioni a taglio lungo i suoi bordi a contatto con i cassoni. Si è ritenuto sufficiente ricorrere a dei semplici tondini  $\varnothing=12\text{mm}$  da cemento armato opportunamente sagomati e poi saldati ai pannelli verticali interni dei cassoncini (fig. 5.9). Si è pensato di far terminare i pannelli di lamiera grecata a 20 cm dal cassone per permettere la saldatura ad esso di un piatto 14x200mm che adempiendo al ruolo di cassaforma *di bordo* permetta uno spessore di getto di circa 12 cm entro cui annegare i tondini di cui sopra (fig. 5.7).

Gli elementi di connessione trasversali (fig. 5.6) sono profili tubolari saldati longitudinalmente e a sezione variabile linearmente. Sono composti da conci e ogni concio è caratterizzato da irrigidimenti trasversali formati da piatti 14x150mm disposti a passo regolare di un metro.

Il tubolare è composto da conci di 7,50 m, costituiti da un profilo tubolare saldato di diametro esterno 400 mm e spessore della lamiera 35 mm. Al suo

interno, dopo l'introduzione del cavo, è prevista l'iniezione di malta alleggerita con ruolo stabilizzante nei confronti delle lamiere e protettivo nei confronti del cavo.

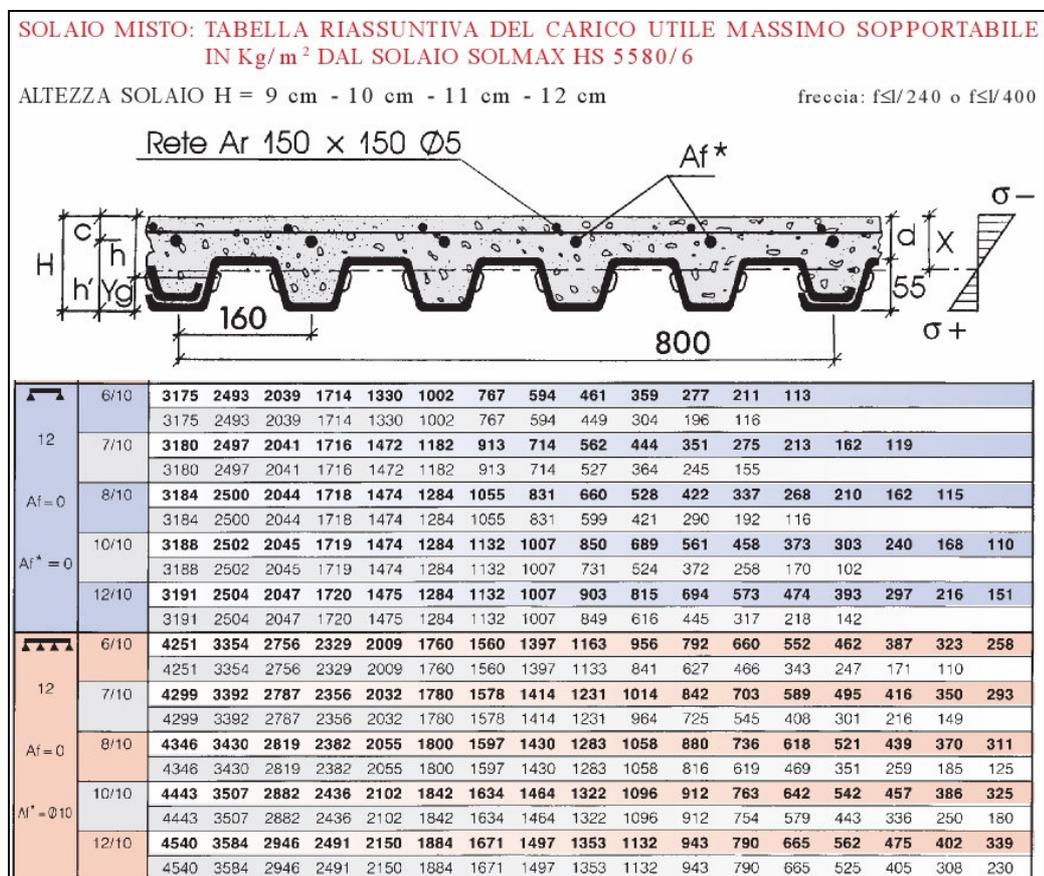


fig 5.8 Caratteristiche della lamiera gradata

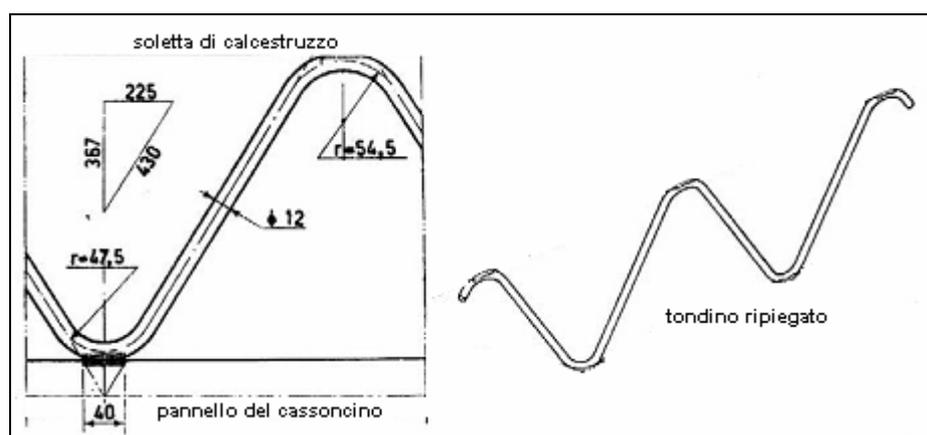


fig. 5.9: Connessione a taglio lungo i bordi della soletta a contatto con i cassoncini

Come già accennato, sono previsti irrigidimenti supplementari in corrispondenza del dispositivo di collegamento degli stralli: lo strallo attraversa tutto lo spessore dell'impalcato entro un profilo tubolare piuttosto rigido per attestarsi alla sua estremità inferiore; l'azione trasmessa dallo strallo al tubolare passa poi alla parte verticale del cassoncino esterno e al cassoncino stesso attraverso delle costolature di irrigidimento disposte parallelamente allo strallo (fig. 5.3). L'orientamento del profilo tubolare, come delle costolature di collegamento al cassoncino, sarebbero dunque variabili lungo la passerella seguendo il diverso "angolo di arrivo" dello strallo (figg. 5.3, 5.7).

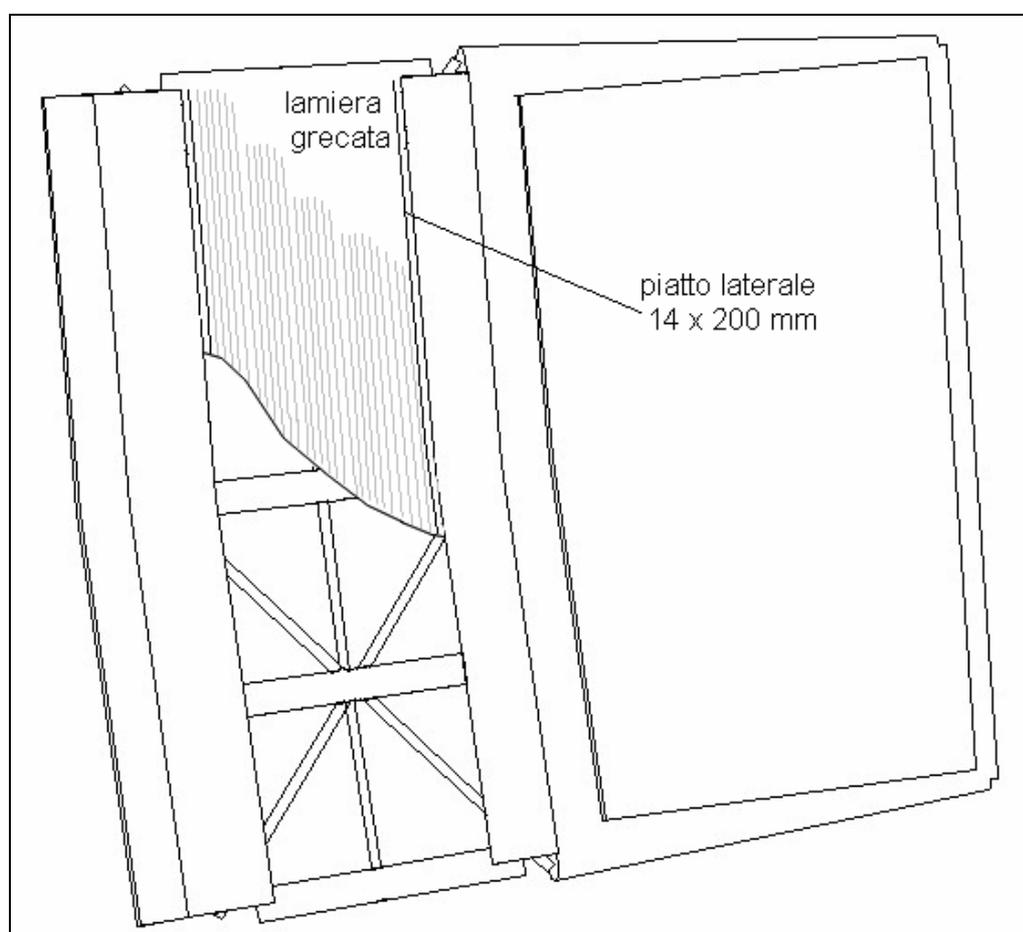


Fig. 5.10: Vista in pianta di un concio con indicazione dei traversi, dei diagonali, dell' IPE longitudinale e lamiera grecata usata per il getto della soletta

### 5.3.2 Soletta e pavimentazione

La soletta, realizzata in calcestruzzo classe  $R_{ck}35$ , ha estradosso orizzontale allineato con gli estradossi dei cassoncini laterali e intradosso coincidente con la lamiera grecata. Lo spessore massimo è di 12cm; lo spessore al netto della grecata è di 6,5cm; tali spessori sono costanti lungo tutta la passerella.

La lamiera è collaborante e spessa 1mm; all'estradosso è collocata una rete elettrosaldata, costituita da tondini  $\varnothing=5\text{mm}$ , a maglie quadrate 150x150mm; i momenti negativi sugli appoggi richiedono armatura aggiuntiva collocata subito sotto la rete elettrosaldata e costituita da tondini  $\varnothing=10\text{mm}$  posti ad interasse di 160mm.

La lamiera è autoportante.

Come già detto gli ammorsamenti laterali ai cassoncini sono ottenuti tramite tondini  $\varnothing=12\text{mm}$  ripiegati e saldati ai pannelli degli stessi: per ottenere una sorta di piccolo cordolo di altezza 12cm entro cui annegare questi ferri si è pensato di terminare la lamiera a 20cm dai pannelli e di sostituirla, come supporto al calcestruzzo soprastante, con un piatto 14x200mm saldato lungo tutto un lato al cassoncino adiacente (fig. 5.7).

Per l'evacuazione delle acque meteoriche si è pensato di ricorrere ad una soletta di calcestruzzo alleggerito (massetto) che abbia all'estradosso una pendenza trasversale del 2% dal centro dell'impalcato verso i bordi. Ai bordi sono previste opportune canalette di raccolta e tubi di scarico (indicativamente:  $\varnothing=100\text{mm}$  a passo 3 metri) (fig. 5.17), che vengono prolungati per una trentina di centimetri al di sotto dell'intradosso dei cassoncini, in modo da evitare fenomeni di sgocciolamento che potrebbero rapidamente danneggiare il rivestimento

protettivo delle lamiere e degradare la struttura.

Per finire è prevista la copertura di tutta la superficie di estradosso con uno strato impermeabilizzante e quindi con una pavimentazione leggera in materiale sintetico antiscivolo.

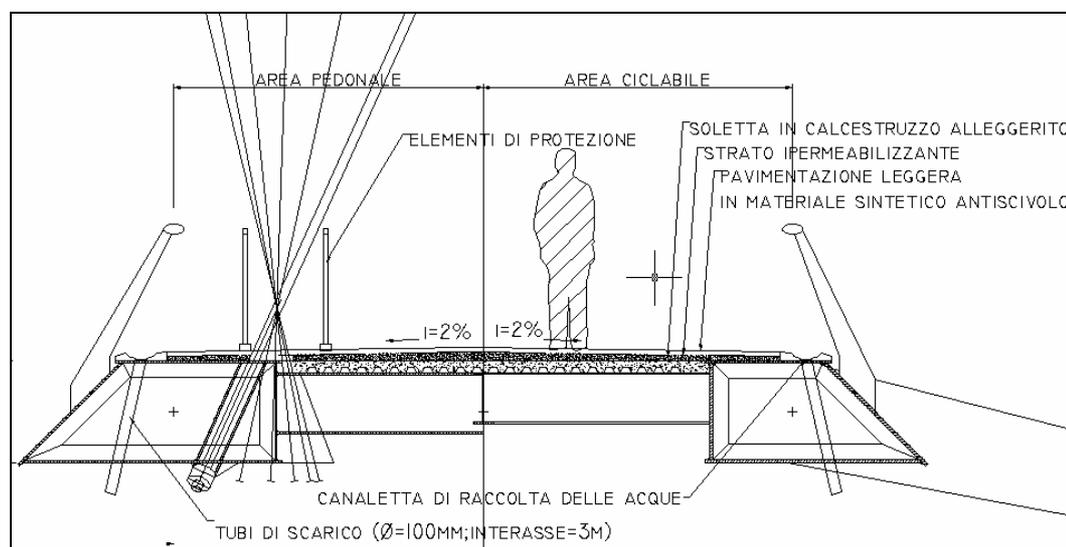


fig. 5.11: Evacuazione delle acque meteoriche

Sebbene preferita esteticamente, la soluzione che prevedeva un tavolato è stata scartata per le complicazioni costruttive che avrebbe comportato: in particolare l'utilizzo di chiodatura per il fissaggio delle tavole avrebbe bucato lo strato impermeabilizzante. Le soluzioni prospettate sono apparse fantasiose e costose, destando peraltro dubbi sul loro corretto funzionamento nella pratica.

Le ringhiere metalliche di protezione presentano dei montanti direttamente saldati alla lamiera “spiovente” dei cassoncini e posti ad un interasse di due metri.

La parte laterale esterna della sezione, che ospita gli stralli variamente inclinati, presenta in corrispondenza degli stessi delle opportune barriere di protezione innestate su piccoli cordoli 10x10cm di calcestruzzo alleggerito, fissati alla sottostante soletta già indurita.

La separazione fra il percorso pedonale collocato sul lato a valle e la pista ciclabile collocata sul lato a monte viene ottenuta tramite semplice segnaletica orizzontale (fig. 5.11).

### 5.3.3 Caratteristiche di rigidezza

Le caratteristiche di rigidezza della sezione trasversale dell'impalcato sono state determinate trascurando la presenza della soletta di calcestruzzo al suo interno.

Unica eccezione è stata fatta per la rigidezza flessionale nel piano orizzontale per la quale la soletta è stata modellata con un elemento *lastra* funzionante come diaframma.

Per la presenza preminente di sezioni resistenti d'acciaio, si sono ritenuti trascurabili gli effetti dei fenomeni viscosi nel calcestruzzo.

## 5.4 Stralli

In ingegneria civile e quindi nei ponti strallati esistono due grandi famiglie di cavi: quelli costituiti da singoli elementi (fili o trefoli) avvolti a spirale e quelli in cui le unità elementari sono parallele. In questo lavoro si è scelto di utilizzare le funi spiroidali.

Questi cavi possono essere del tipo "chiuso" o spiroidale "aperto". Nelle funi chiuse i fili esterni hanno una sezione speciale, generalmente a Z, che fa sì che ciascuno di essi per effetto dell'avvolgimento eserciti una pressione radiale su quello adiacente. Nelle funi spiroidali aperte, invece, tutti i fili sono circolari, generalmente del diametro di 7,1mm (fig. 5.12)

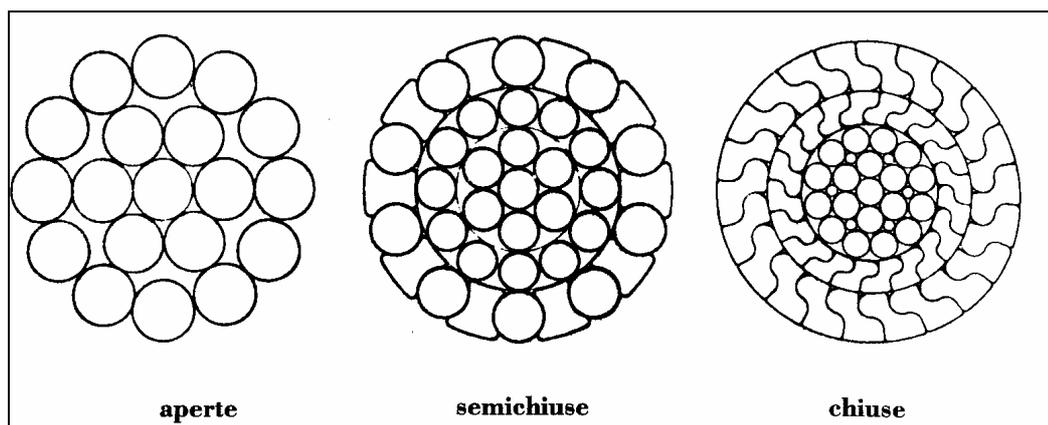


Fig. 5.12: Sezioni di funi spiroidali

Sebbene le funi spiroidali un tempo impiegate per tutti i ponti strallati ad oggi tendano ad essere sostituite da quelle ad elementi paralleli, si è deciso di utilizzarle in questo lavoro per i vantaggi che presentano; in particolare sono state usate funi spiroidali del tipo chiuso.

Vantaggi:

- Ancoraggi relativamente semplici del tipo a *teste fuse*.
- Buona flessibilità
- Possibile *rinvio* su apposite selle poste sulle torri
- Capacità di sopportare pressioni trasversali localizzate sui fili
- Avvolgibilità in bobine
- Possibile prefabbricazione in officina completa di guaina e di materiale di riempimento anticorrosivo (un grasso speciale). In genere una buona protezione contro la corrosione.
- Trasportabilità in cantiere già nella configurazione finale
- Facile montaggio
- In generale sezioni molto compatte e quindi minore esposizione al

vento.

Svantaggi:

- Modulo di elasticità apparente piuttosto basso:  $E = 140000 \div 170000 \text{ N/mm}^2$ .
- Necessaria presollecitazione in officina (rodaggio): se la fune è lunga diviene un'operazione complessa.
- Resistenza statica relativamente bassa: coefficiente di sicurezza alto,  $\nu = 2,4$ . Ciò è causato da una tensione di rottura non troppo elevata dei singoli elementi nonché dipendente dal tipo di cordatura, dalla forma del nucleo e dal trattamento effettuato sui fili.
- Resistenza a fatica relativamente bassa

La soluzione con cavi ad elementi paralleli risolverebbe questi svantaggi, ma presenterebbe un'assenza dei vantaggi citati che nell'ambito di questo lavoro sono sembrati più importanti da ottenere.

Generalmente tutti questi cavi vengono posti in guaine di polietilene ad alta densità (HDPE), resistente ai raggi ultravioletti, caricato con carbonio. Poiché questo ultimo conferisce alla guaina il colore nero, sfavorevole per gli effetti termici, la guaina stessa può essere poi avvolta con nastro colorato. Per una protezione ulteriore contro la corrosione i fili componenti sono stati zincati.

Uno dei problemi fondamentali degli stralli è la loro bassa resistenza a fatica. Essa è sempre condizionata dalla resistenza degli ancoraggi, inferiore a quella del singolo elemento costituente la fune, per due motivi:

- In corrispondenza delle teste fuse si ha un'alterazione del materiale

dovuta a fatti termici conseguenti alla fusione.

- Alle  $\Delta\sigma$  dovute alle variazioni di tiro negli stralli se ne aggiungono altre dovute alla flessione del cavo che nella realtà non è totalmente privo di rigidità flessionale come schematizzato nei calcoli: il nodo di ancoraggio dello strallo viene considerato come una cerniera perfetta, mentre in realtà si tratta di un giunto molto più rigido.

Queste tensioni di flessione, a tutti gli effetti parassite, dipendono dall'angolo  $\alpha$  di cui ruota lo strallo in servizio a causa dei carichi accidentali, dei fatti termici e delle vibrazioni della fune provocate dal vento. Esse si smorzano rapidamente appena aumenta la distanza  $X$  dall'ancoraggio (fig. 5.13)

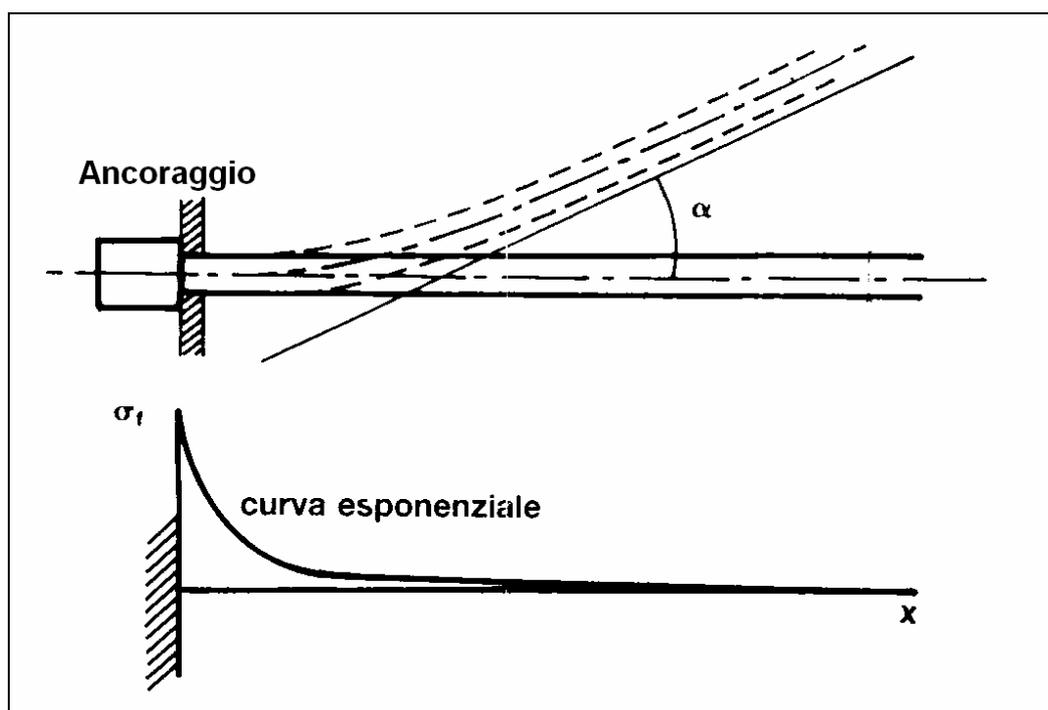


Fig. 5.13: Sollecitazioni di flessione secondarie dovute alle rotazioni del cavo.

Per questi motivi le testate delle funi sono conformate in modo tale da

spostare il punto di rotazione il più distante possibile dalla zona di ancoraggio vero e proprio dei fili: in genere si ricorre ad un dispositivo supplementare di rinforzo, ad esempio un tubo metallico molto rigido, “che obbliga” il cavo a mantenere la direzione teorica per un certo tratto  $l$  a partire dall’ancoraggio. In questo lavoro si è assunto  $l$  all’incirca uguale allo spessore dell’impalcato ( $l = 1200\text{mm}$ )(figg. 5.3, 5.7, 5.14).

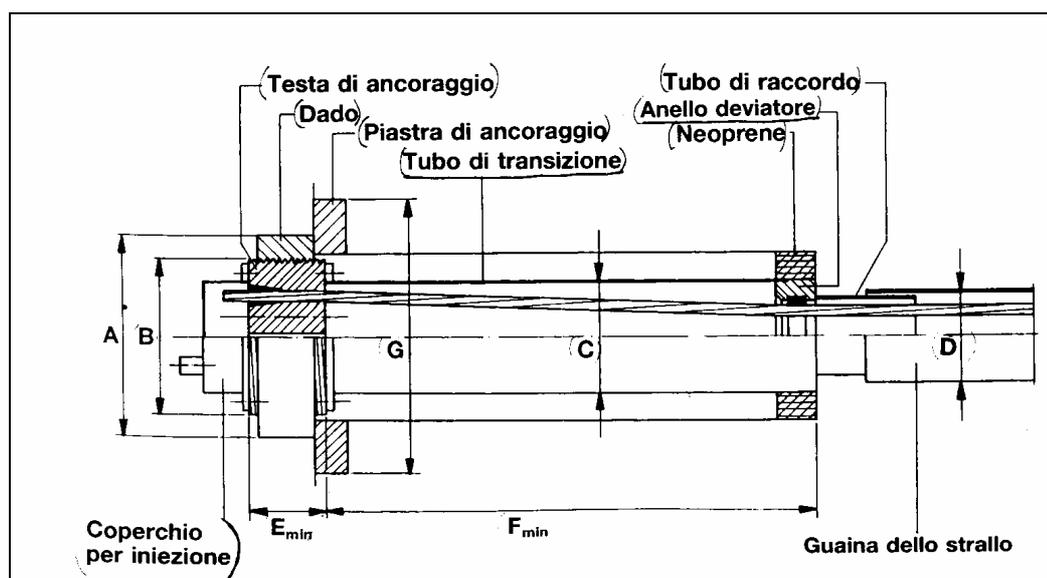


fig. 5.14: Ancoraggio tipo nel caso di cavi a fili paralleli con morsetti di ancoraggio; la situazione è analoga nel caso delle funi spirroidali

Il diametro della fune spirroidale è stato determinato a partire dalle massime sollecitazioni d’esercizio cui è soggetto per effetto dei carichi permanenti ed accidentali.

Secondo la normativa italiana

$$\sigma_{\text{adm,es}} \leq 0,60 f_{\text{ptk}} = 11400 \text{ kg/cm}^2.$$

Questa prescrizione è relativa alla tesatura dei cavi da precompresso e si rivela non cautelativa nel caso degli stralli. Si è scelto di integrare questa mancanza della normativa italiana ricorrendo a studi sperimentali più approfonditi

sulla resistenza a fatica (fig. 5.16):

$$\sigma_{\text{adm,es}} = \sigma_{\text{adm,s}} \quad (\text{tensione ammissibile statica})$$

$$\sigma_{\text{adm,f}} = \Delta\sigma_{\text{adm}} / (1-t) \quad (\text{tensione ammissibile a fatica})$$

dove:

$$\Delta\sigma_{\text{adm}} = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{min}} \quad (\text{variazione di tensione ad esercizio})$$

$$\Delta\sigma_{\text{adm}} \approx 0,3 \sigma_{\text{adm,s}}$$

$$t = \sigma_{\text{min}} / \sigma_{\text{max}}$$

Si sarebbero poi effettuate le verifiche a fatica in base a  $\sigma_{\text{adm,f}}$ , ma poiché le tabelle riguardanti le funi spirroidali davano il carico di rottura, mantenendo lo stesso ragionamento si è passati dalle tensioni agli sforzi assiali: individuati i valori di tiro massimo e minimo nello strallo a esercizio si è potuto ricavare

$$t = T_{\text{min}} / T_{\text{max}}$$

$$T_{\text{max}} = T_{\text{adm,f}}$$

$$T_{\text{rottura}} = (T_{\text{max}} \cdot 2,4 \cdot (1-t)) / 0,3$$

Entrando nelle tabelle con  $T_{\text{rottura}}$  si sono ricavati (approssimando per eccesso) il diametro e l'area resistente dello strallo.

I diametri effettivi dei vari stralli sono stati poi decisi arrotondando per eccesso ed uniformando i risultati, in modo da non avere tante sezioni diverse quanti sono gli stralli.

Gli stralli sono ancorati alla sommità dell'antenna, dotata di opportuni fazzoletti saldati, mediante capicorda in acciaio per teste fuse tipo AP (fig. 5.15).

Inferiormente, come già detto, lo strallo attraversa all'interno di un

tubolare l'intero impalcato per terminare a testa fusa. Questa è collegata ad una piastra di "ripartizione", che contrasta direttamente sul tubolare. Lo sforzo, trasmesso tramite le costolature di cui già parlato, si diffonde all'impalcato.

Capicorda in acciaio per teste fuse, tipo AP				Open spelter sockets type AP										
Tipo	Codice	Carico di rottura	Per fune Ø	A	C	D	E	F	H	M	N	Peso		
Type	Code	M.B.F.	For rope Ø	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	Weight		
n°	t	mm	in	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg		
13	77.417.130	15	10+13	1/2	26	51	25	25	48	140	17	60	1,0	
16	77.417.160	26	14+16	5/8	32	64	31	32	57	171	18	69	1,7	
19	77.417.190	36	17+19	3/4	39	76	35	37	67	202	19	77	2,7	
22	77.417.220	48	20+22	7/8	46	89	41	45	80	235	24	95	4,5	
26	77.417.260	66	23+26	1	51	102	51	52	96	268	27	105	7,0	
30	77.417.300	88	27+30	1,1/8	58	114	57	59	105	300	33	124	11,0	
35	77.417.350	120	31+35	1,3/8	64	127	64	68	122	335	33	130	15,0	
38	77.417.380	142	36+38	1,1/2	78	165	70	86	146	413	40	158	24,0	
42	77.417.420	174	39+42	1,5/8	78	165	76	86	146	413	40	158	25,0	
48	77.417.480	260	43+48	1,7/8	89	178	89	100	200	468	40	169	39,0	
54	77.417.540	280	49+54	2,1/8	101	229	95	108	216	563	46	183	59,0	
60	77.417.600	360	55+60	2,3/8	114	254	108	118	236	597	54	222	87,0	
67	77.417.670	450	61+67	2,5/8	127	273	121	132	264	653	60	247	130,0	
73	77.417.730	480	68+73	2,7/8	133	279	127	138	276	697	73	279	160,0	
80	77.417.800	520	74+80	3,1/8	146	286	133	143	284	734	76	298	195,0	
86	77.417.860	600	81+86	3,3/8	159	298	140	149	296	778	79	317	245,0	
92	77.417.920	700	87+92	3,5/8	171	318	152	171	340	845	83	337	290,0	
102	77.417.960	875	93+102	4	191	343	178	182	362	921	89	369	370,0	
115	77.417.960	1100	105+115	4,1/2	208	480	190	220	440	1160	101	450	600,0	
130	77.417.970	1250	122+130	5	210	500	250	280	560	1280	120	450	1050,0	
155	77.417.980	1350	140+155	5,1/2	230	500	275	300	600	1380	140	510	1350,0	
165	77.417.980	1600	158+167	6,1/2	250	600	290	325	650	1600	175	600	1800,0	

I capicorda possono essere forniti con superficie zincata elettroliticamente o a caldo. Tolleranza 5%.  
On request the spelter sockets can be supplied hot dip galvanised. Tolerance 5%.

fig. 5.15 Capicorda in acciaio per teste fuse

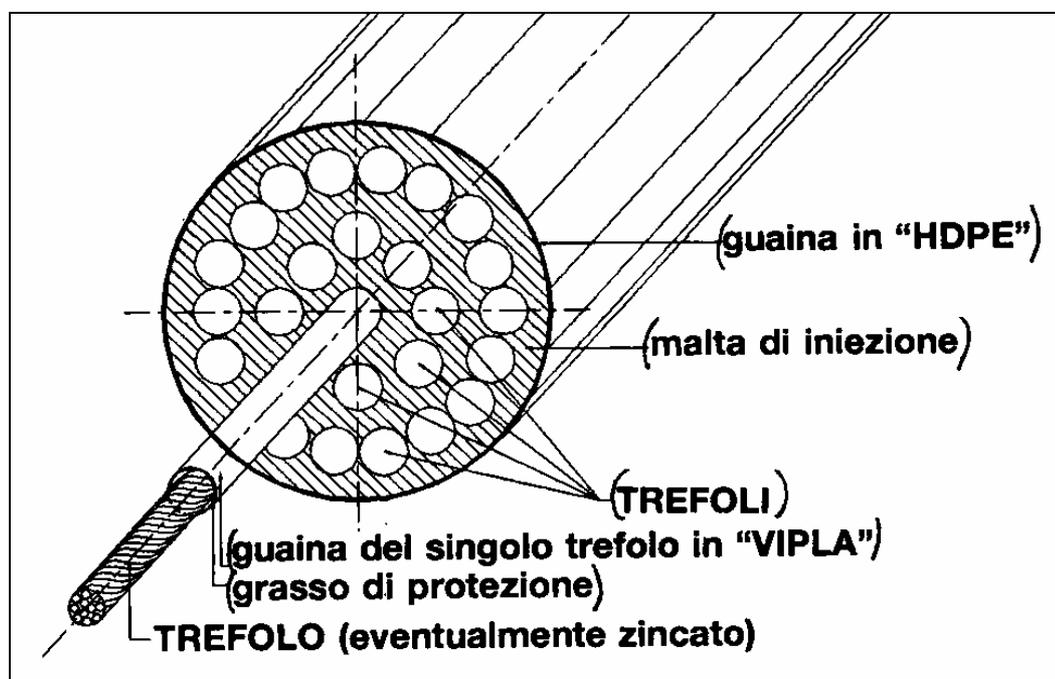


fig. 5.17 Esempio



ad uno speciale strato di grasso protettivo anticorrosione (fig. 5.17).

Il numero di trefoli del cavo è stato determinato a partire dalle massime sollecitazioni d'esercizio cui è soggetto per effetto dei carichi permanenti ed accidentali.

Secondo la normativa italiana

$$\sigma_{adm,es} \leq 0,60 f_{ptk} = 11400 \text{ kg/cm}^2.$$

Questa prescrizione è relativa alla tesatura dei cavi da precompresso e in questo caso si rivela non cautelativa. Si è quindi scelto di integrare questa mancanza della normativa ricorrendo a studi sperimentali più approfonditi:

$$\sigma_{adm,es} = \sigma_{adm,s} \quad (\text{tensione ammissibile statica})$$

$$\sigma_{adm,f} = \Delta\sigma_{adm} / (1-t) \quad (\text{tensione ammissibile a fatica})$$

dove:

$$\Delta\sigma_{adm} = \sigma_{max} - \sigma_{min} \quad (\text{variazione di tensione ad esercizio})$$

$$\Delta\sigma_{adm} \approx 0,3 \sigma_{adm,s}$$

$$t = \sigma_{min} / \sigma_{max}$$

Si sono poi effettuate le verifiche a fatica in base a  $\sigma_{adm,f}$ .

Ogni trefolo viene fissato singolarmente al blocco di ancoraggio (“testata”) che presenta una serie di fori tronco-conici in cui si inseriscono appositi dispositivi di ritenuta, a loro volta di forma conica, composti da tre elementi che si “chiudono” attorno al trefolo realizzando per attrito il bloccaggio dello stesso (sistema Freyssinet). Questo sistema permette, fra l'altro, di tesare i trefoli uno per

uno, in modo da ottenere risultati di grande precisione.

La testata è collegata ad una “piastra di ripartizione”, che appoggia direttamente sulla superficie di contrasto (una parete del blocco di calcestruzzo delle spalle), dimensionata in modo da garantire un'adeguata diffusione delle tensioni di contatto entro il materiale.

## **5.6 Antenna**

Della particolare forma e delle sezioni dell'antenna abbiamo già parlato al capitolo precedente, perciò qui sarà sufficiente riportare le caratteristiche geometriche di un certo numero di sezioni per ciascun elemento che la compone. In particolare, si tratta delle sezioni in corrispondenza delle quali abbiamo effettuato le verifiche di resistenza (fig. 5.18).

Con riferimento ai simboli della figura 5.19, si esprimono le varie grandezze (area, momenti di inerzia ecc...).

Come già detto nelle verifiche di resistenza non si introduce il calcestruzzo, quindi le grandezze menzionate sono riferite alla sola sezione metallica.

## **5.7 Pila**

L'antenna si incastra su una pila in cemento armato che si trova al centro dell'alveo.

Come si vede in figura 5.20 si tratta di un elemento tozzo non prismatico e conformato per cercare di non ostacolare troppo il deflusso delle acque provocando rigurgiti eccessivi (il cui calcolo è comunque ritenuto necessario).

La forma finale presenta la parte anteriore, rivolta a monte, tale da riprendere l'inclinazione del tratto finale dell'antenna secondaria superiore. In questo modo si ritiene non solo di ottenere un risultato esteticamente migliore, ma anche di dare una maggiore percezione soggettiva di stabilità alla struttura.

La pila è stata predimensionata e verificata come elemento pressoinflesso tozzo, seguendo le prescrizioni per i minimi di armatura previsti per i pilastri in cemento armato.

Come accennato la pila è fondata su un sistema di pali di grande diametro che collega i pali di fondazione

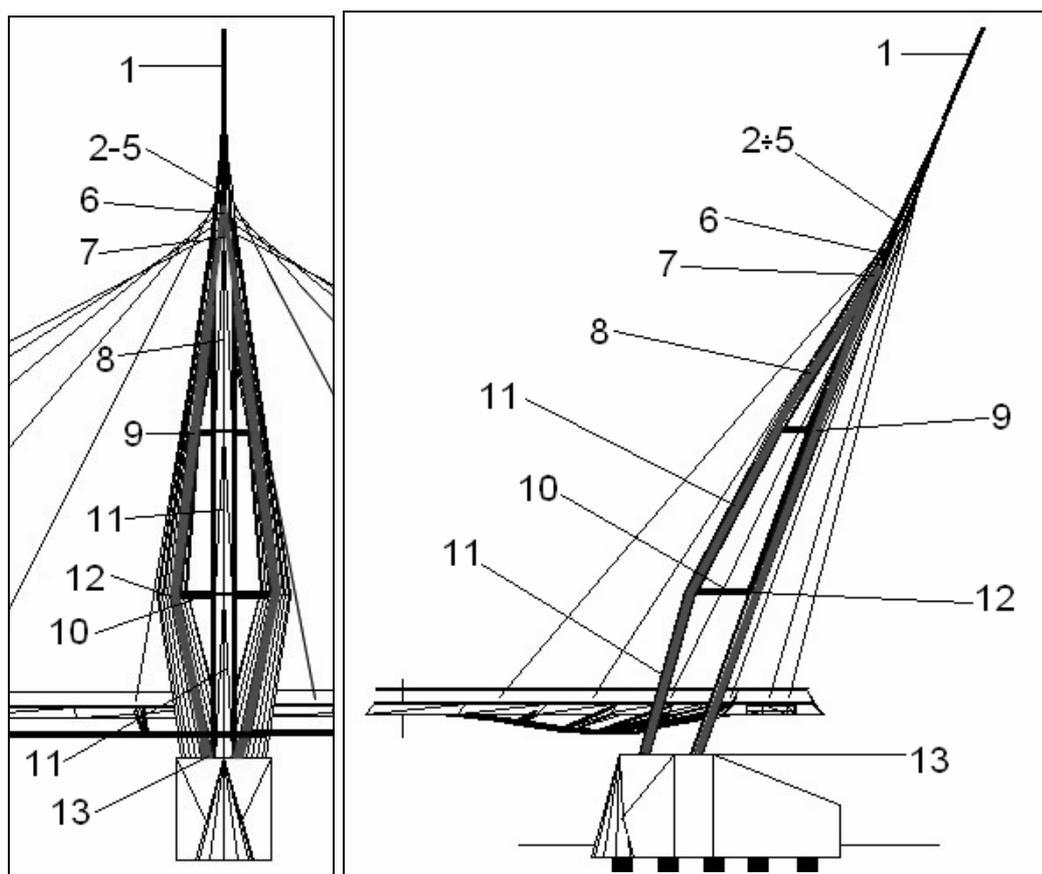


fig 5.18: Sezioni esaminate

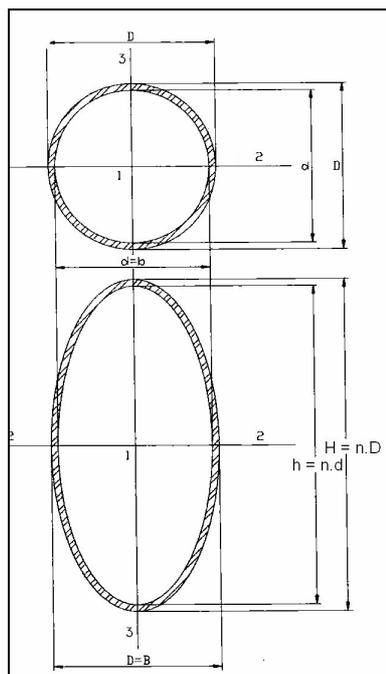


Fig. 5.19: Simboli di riferimento nella tabella

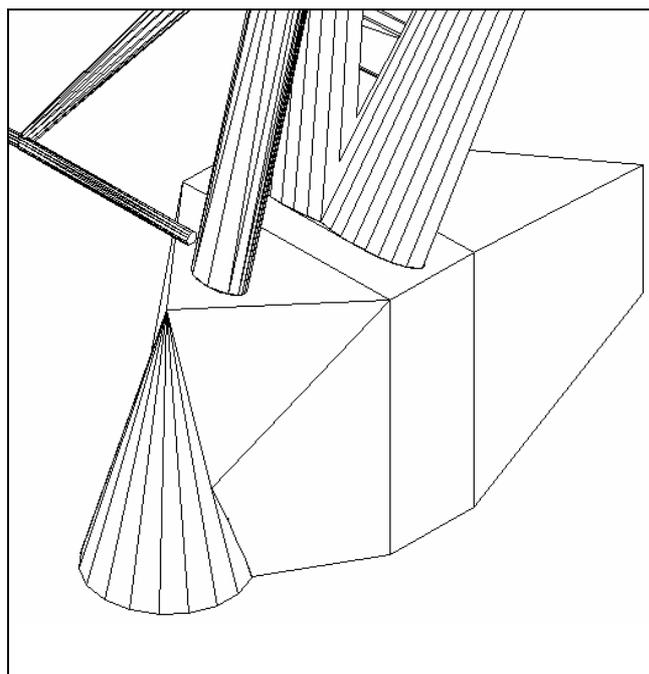


Fig. 5.20: a) Viste di insieme della pila

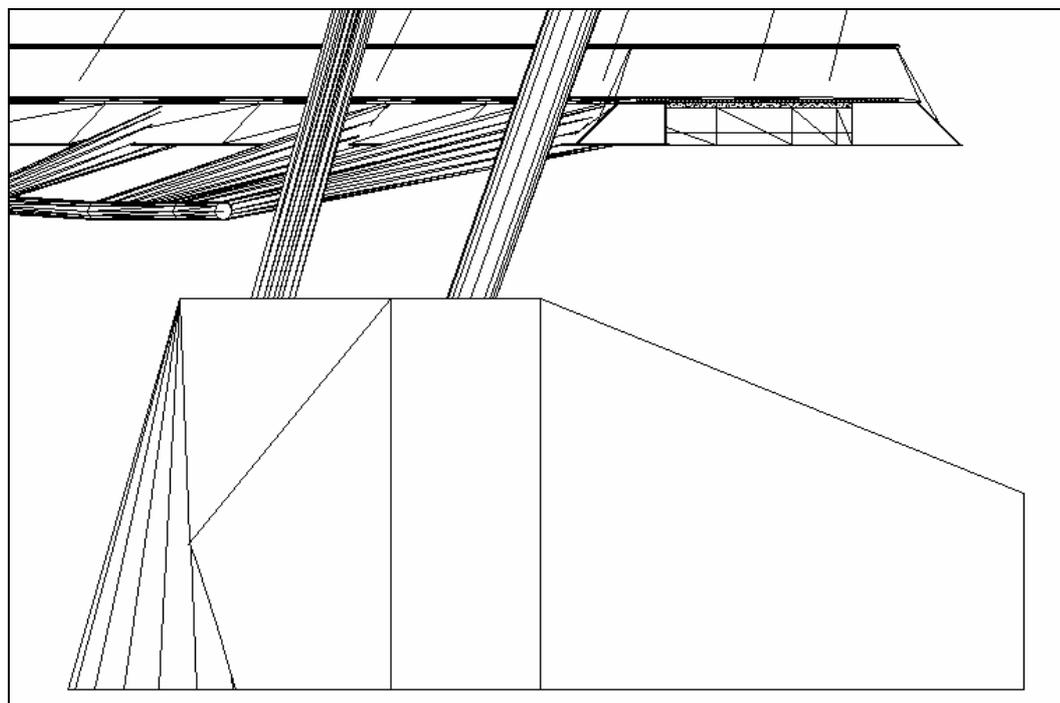


Fig. 5.20: b) Viste di insieme della pila

DATI ANTENNA

Dati Sezione	SEZ. 1	SEZ. 2	SEZ. 3	SEZ. 4	SEZ. 5	SEZ. 6	SEZ. 7
Quota (m)	85	72.34	71.34	70.34	69.34	68.34	67.34
Tipo di sezione	circolare	ellittica	ellittica	ellittica	ellittica	ellittica	ellittica
H (m.)	0.35	1.1	1.5	1.9	2.2	2.25	2.25
B (m.)	0.35	0.55	0.75	0.95	1.1	1.125	1.125
H/B	1	2	2	2	2	2	2
s (mm.)	0.01	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03
Calcolo grandezze							
A (mq)	0.0107	0.0666	0.0918	0.1168	0.2016	0.2064	0.2064
J33 (m <sup>4</sup> )	1.55E-04	2.34E-03	6.12E-03	1.26E-02	2.88E-02	3.10E-02	3.10E-02
J22 (m <sup>4</sup> )	1.55E-04	9.37E-03	2.45E-02	5.06E-02	1.15E-01	1.24E-01	1.24E-01
J11 (m <sup>4</sup> )	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)
Valori riferiti alla sezione circolare							
A (mq)	0.0107	0.0333	0.0459	0.0584	0.1008	0.1032	0.1032
J33=J22 (m <sup>4</sup> )	1.55E-04	1.17E-03	3.06E-03	6.32E-03	1.44E-02	1.55E-02	1.55E-02

Dati Sezione	SEZ. 8	SEZ. 9	SEZ. 10	SEZ. 11	SEZ.12	SEZ. 13
Quota (m)	58.5	49.65	42.5	49.65	35.34	21.07
Tipo di sezione	ellittica	circolare	circolare	ellittica	ellittica	ellittica
H (m.)	2	1.5	0.5	2	2.62	4.5
B (m.)	1	1.5	0.5	1	1.31	1.125
H/B	2	1	1	2	2	4
s (mm.)	0.02	0.03	0.02	0.02	0.03	0.03
Calcolo grandezze						
A (mq)	0.1232	0.1385	0.0302	0.1232	0.2412	0.4128
J33 (m <sup>4</sup> )	1.48E-02	3.74E-02	8.70E-04	1.48E-02	4.94E-02	6.20E-02
J22 (m <sup>4</sup> )	5.92E-02	3.74E-02	8.70E-04	5.92E-02	1.98E-01	9.92E-01
J11 (m <sup>4</sup> )	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)
Valori riferiti alla sezione circolare						
A (mq)	0.0616	0.1385	0.0302	0.0616	0.1206	0.1032
J33=J22 (m <sup>4</sup> )	7.40E-03	3.74E-02	8.70E-04	7.40E-03	2.47E-02	1.55E-02

H : Diametro maggiore

J33 : Momento di inerzia attorno all'asse 33

B: Diametro minore

J22 : Momento di inerzia attorno all'asse 22

s : Spessore lamiera

J11 : Momento di inerzia attorno all'asse 11

A : Area della sezione

Nota: Per gli assi della sezione vedere figura 5.19

(\*) : Le piccole sollecitazioni torcenti non sono state considerate nelle verifiche di resistenza

## 6. ANALISI DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE

### 6.1 Riferimenti normativi

Si riportano nel seguito le normative cui si è fatto riferimento durante la progettazione della struttura.

- Legge 5 Novembre 1971 n° 1086 - « Norma per la disciplina e l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso ed a struttura metallica. »
- Decreto Ministero LL. PP. 9 Gennaio 1996 - « Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche. »
- Circolare Ministero Dei Lavori Pubblici 15 Ottobre 1996 n° 252 - «Istruzione per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche." Di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996. »
- Decreto Ministero Dei Lavori Pubblici 4 Maggio 1990 - « Norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali. »
- Circolare Ministero dei Lavori Pubblici 25 Febbraio 1991 n° 34233 - « Istruzione per l'applicazione delle "Norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali." Di cui al decreto ministeriale 4 maggio 1990. »
- Decreto Ministero Lavori Pubblici 16 Gennaio 1996 - « Norme tecniche

relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi. »

- Circolare Ministero Lavori Pubblici 4 Luglio 1996 n° 156 - « Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi." Di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996. »
- Istruzioni C.N.R. 10011/97 - « Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione. »
- Istruzioni C.N.R. 10030/87 - « Anime irrigidite di travi a parete piena. »

## 6.2 Analisi dei carichi

### 6.2.1 Note introduttive

In realtà, come più volte affermato, il ruolo che si vuole attribuire a questo elemento è essenzialmente quello di migliorare il funzionamento a esercizio della passerella, attribuendole una maggiore rigidità contro la flessione nel piano orizzontale.

Si è potuto facilmente constatare come questo contributo, pur significativo, sia comunque più piccolo, rispetto al contributo irrigidente apportato dalla struttura d'acciaio circostante.

La soletta, col suo contributo, lavora in *parallelo* con il sistema di traversi e controventi sottostanti ed in realtà si rivela utile, ma non necessaria per mantenere livelli deformativi entro i valori ritenuti accettabili. Ciò è dimostrato dall'analisi deformativa effettuata in assenza degli elementi *lastra*, che

evidentemente riproduce una situazione di soletta assente o fessurata.

La soletta-diaframma da beneficio mantenendo la sua integrità nelle condizioni di esercizio, peraltro rivelatesi non particolarmente impegnative. Allo Stato Limite Ultimo, la struttura metallica, verificata più nel dettaglio, si è rivelata spesso più che sufficiente rispetto alla domanda di resistenza.

La rete elettrosaldata è fondamentale per garantire un certo *funzionamento a diaframma* anche dopo la rottura del calcestruzzo, perché favorisce la creazione di un sistema a bielle compresse di calcestruzzo; naturalmente, nonostante ciò, la diminuzione di rigidità è inevitabile.

I calcoli e le verifiche sono stati eseguiti nell'ambito delle ipotesi usuali ed in particolare si è applicata la "sovrapposizione degli effetti"

### 6.2.2 Carichi applicati

Sono state considerate le seguenti azioni, con riferimento ai simboli della Normativa sui ponti stradali:

- $g_1$ : pesi propri strutturali;
- $g_2$ : pesi permanenti portati;
- $\epsilon_1$ : distorsioni e presollecitazione di progetto;
- $\epsilon_3$ : variazioni termiche di progetto;
- $q_1$ : carico mobile folla;
- $q_5$ : azione del vento

Tutte le azioni sono state opportunamente schematizzate ed applicate al modello agli Elementi Finiti tramite il programma di calcolo SAP2000 V.9.0.3.

Pesi propri strutturali ( $g_1$ )

Per tutti gli elementi strutturali (antenna, impalcato, stralli ecc..) il peso viene determinato per via automatica a partire dall'area della sezione e dai pesi specifici dei materiali, assunti pari a:

$$\gamma_{cls} = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{acc} = 7850 \text{ kg/m}^3$$

Pesi permanenti portati ( $g_2$ )

Sono stati introdotti in modo esplicito tramite carichi distribuiti.

Si stima la somma dei pesi di *pavimentazione*, strato impermeabilizzante, parapetti, dispositivi di illuminazione ecc.. in un carico di circa 1000 kg/m.

Distorsioni e presollecitazione di progetto ( $\epsilon_1$ )

Si applicano opportuni incrementi al tiro degli stralli e del cavo.

Si osserva che per simulare la variazione di tiro in questi elementi si è scelto di fare ricorso ad un procedimento equivalente che consiste nell'introduzione di variazioni termiche negative uniformi.

Modificando iterativamente tali variazioni termiche si sono soddisfatte le limitazioni deformative di cui già parlato.

Individuato per ogni elemento  $\Delta T_{eq}$  si è potuti risalire ai valori di presollecitazione  $\Delta N$ . Queste le relazioni utilizzate:

$$\Delta l = \alpha \cdot l \cdot \Delta T_{eq}$$

$$\Delta l = (\Delta N \cdot l) / E \cdot A$$

$$\Delta N = (\Delta T_{eq} \cdot \alpha \cdot E \cdot A)$$

Essendo:

$\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5}$  (coefficiente di dilatazione termica dell'acciaio)

$l$  = lunghezza dell'elemento

$E$  = modulo elastico dell'acciaio

$A$  = sezione dell'elemento

### Variazioni termiche ( $\epsilon_3$ )

Si sono applicati alle varie sezioni i gradienti termici previsti per l'acciaio dalle normative:

$$\Delta T_a = \pm 25^\circ\text{C}$$

Il gradiente termico “a farfalla” tra intradosso ed estradosso  $\Delta T_f = \pm 10^\circ\text{C}$  non è stato analizzato.

### Carico mobile folla ( $q_1$ )

Essendo questo lavoro limitato ad un'analisi globale della struttura non è stato considerato il carico isolato con impronta quadrata  $0,7 \times 0,7$  di valore  $q_{1d} = 1\text{t}$ .

Per l'analisi globale si è introdotto il carico uniformemente distribuito  $q_{1e} = 400 \text{ kg/m}^2$  essendo il ponte di categoria 3.

Sono state prese in considerazione cinque distribuzioni differenti:

- Carico uniforme su tutta la passerella
- Carico uniforme solo su mezza passerella (dalla spalla alla mezzeria)
- Carico uniforme su mezza passerella a cavallo della mezzeria.
- Carico uniforme complementare rispetto al caso precedente.

Con semplici considerazioni di equilibrio si è ritenuta più gravosa a priori una situazione che vedesse la folla distribuita su tutta la sezione trasversale piuttosto che solo su metà (fig. 6.1).

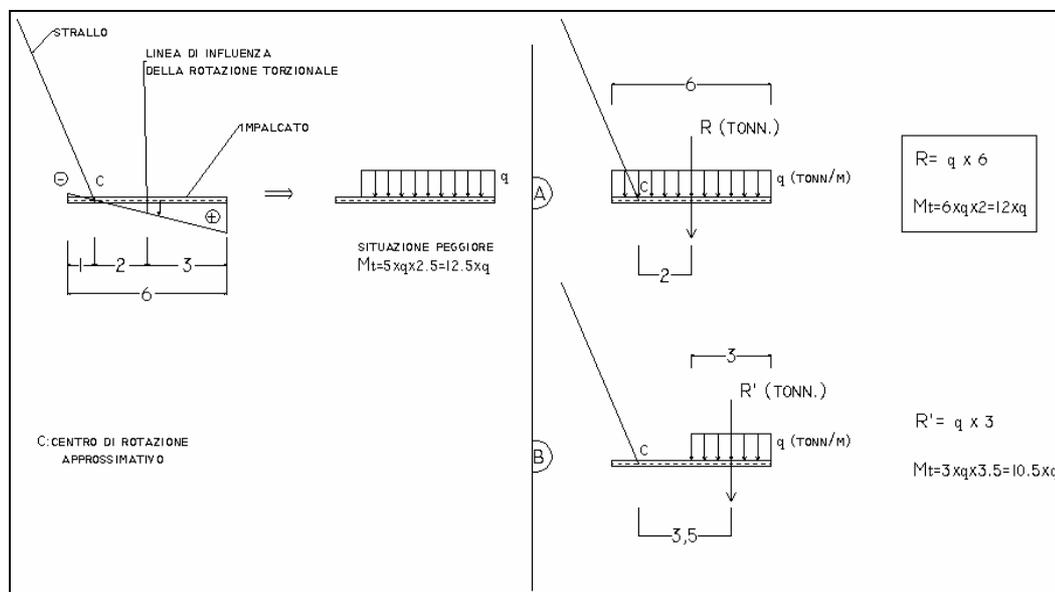


Fig 6.1: Considerazioni di equilibrio in due condizioni particolari di carico folla

### Effetti del vento

L'azione del vento viene convenzionalmente assimilata ad un carico statico agente nel piano orizzontale in direzione trasversale all'asse del ponte su tutto il profilo esposto della struttura:  $q_5 = 250 \text{ kg/m}^2$ .

Sono stati presi in considerazione i due versi longitudinali al fiume.

In realtà questo tipo di struttura presenta problematiche estremamente complesse e non trascurabili al riguardo, collegate alla sua grande deformabilità; esaminarle in modo compiuto non era fattibile poiché avrebbe richiesto studi ampiamente al di fuori dell'ambito di questo lavoro. Ci si è limitati a prendere alcune precauzioni dando un'opportuna forma alla sezione trasversale della passerella in modo da non accentuare questo tipo di fenomeni.

Nei file di questo lavoro queste azioni hanno assunto il nome “vento”.

### 6.2.3 Combinazioni di carico

Trattandosi di un ponte di III categoria alcune delle azioni previste dalla normativa sono nulle o trascurabili; questo riduce il numero delle combinazioni da considerare in fase di verifica, perché alcune risultano coincidenti con altre. Sono state esaminate le combinazioni specificate nella tabella di figura 6.2.

Azione Gruppo	g1	g2	$\epsilon_1$	$\epsilon_3$	q1	q5
A I	1	1	1	1	0	1
A II	1	1	1	1	1	0.4
A III	1	1	1	1	1	0.2
A V	1	1	1	1	0	0
U I	1.5 (1.0)	1.5 (1.0)	1.2 (0.85)*	1.2 (0)	0	1.5
U II	1.5 (1.0)	1.5 (1.0)	1.2 (0.85)*	1.2 (0)	1.5	0.9

Fig 6.2: Coefficienti delle combinazioni di carico analizzate

(\*) Con considerazioni di massima si è ritenuto di esaminare solo il caso con coefficiente 0,85

### 6.2.4 Metodo di verifica

Tutte le verifiche vengono eseguite secondo il “Metodo Agli Stati Limite”, con i criteri previsti dalle normative tecniche sulle costruzioni e sui ponti.

## 6.3 Verifica del comportamento dinamico dell’impalcato

In questo tipo di lavoro si sono rivelate molto più vincolanti le verifiche sul comportamento dinamico, nonché di deformabilità; le verifiche di resistenza, come si vedrà, si sono rivelate ampiamente soddisfatte fin dall’inizio per la presenza di sezioni resistenti superiori al minimo indispensabile.

Per questo motivo sembra logico passare in rassegna e con approfondimenti diversi prima le considerazioni sulla dinamica e sulla deformabilità strutturale e poi, per ultime, quelle sulla resistenza.

Si sono ritenuti *normali* valori dei periodi al di sotto dell'unità.

Si sono ritenuti *ammissibili* valori dei periodi al di sotto di 1,5 secondi.

Si è fatta particolare attenzione ai periodi attorno a 0,5 secondi (frequenza=2 Hz) per il pericolo di *risonanza* nel caso di "passo di marcia".

Si riportano nelle pagine seguenti le caratteristiche dei modi di vibrare definitivi della struttura. Si mostrano inoltre alcuni grafici con le deformate modali relative ai periodi principali dando per chiarezza tre viste del ponte (figg 6.3-6.8).

MODAL PERIODS AND FREQUENCIES						
CASE: MODAL1						
MODE	PERIOD	FREQUENCY	FREQUENCY	EIGENVALUE	MODAL	MODAL
	(T)	(CYC/T)	(RAD/T)	(RAD/T)^2	STIFFNESS	MASS
1	1.3115	0.76248	4.7908	22.9520	22.9520	1
2	1.1206	0.89231	5.6065	31.4337	31.4337	1
3	0.9004	1.11056	6.9778	48.6904	48.6904	1
4	0.8913	1.12194	7.0493	49.6938	49.6938	1
5	0.8911	1.12219	7.0509	49.7157	49.7157	1
6	0.8909	1.12239	7.0522	49.7336	49.7336	1
7	0.8685	1.15133	7.2340	52.3318	52.3318	1
8	0.8372	1.19441	7.5047	56.3212	56.3212	1
9	0.8366	1.19518	7.5095	56.3934	56.3934	1
10	0.8359	1.19618	7.5158	56.4882	56.4882	1
11	0.8290	1.20617	7.5786	57.4357	57.4357	1
12	0.7994	1.25082	7.8591	61.7659	61.7659	1

Fig 6.3 Periodi modali e frequenze

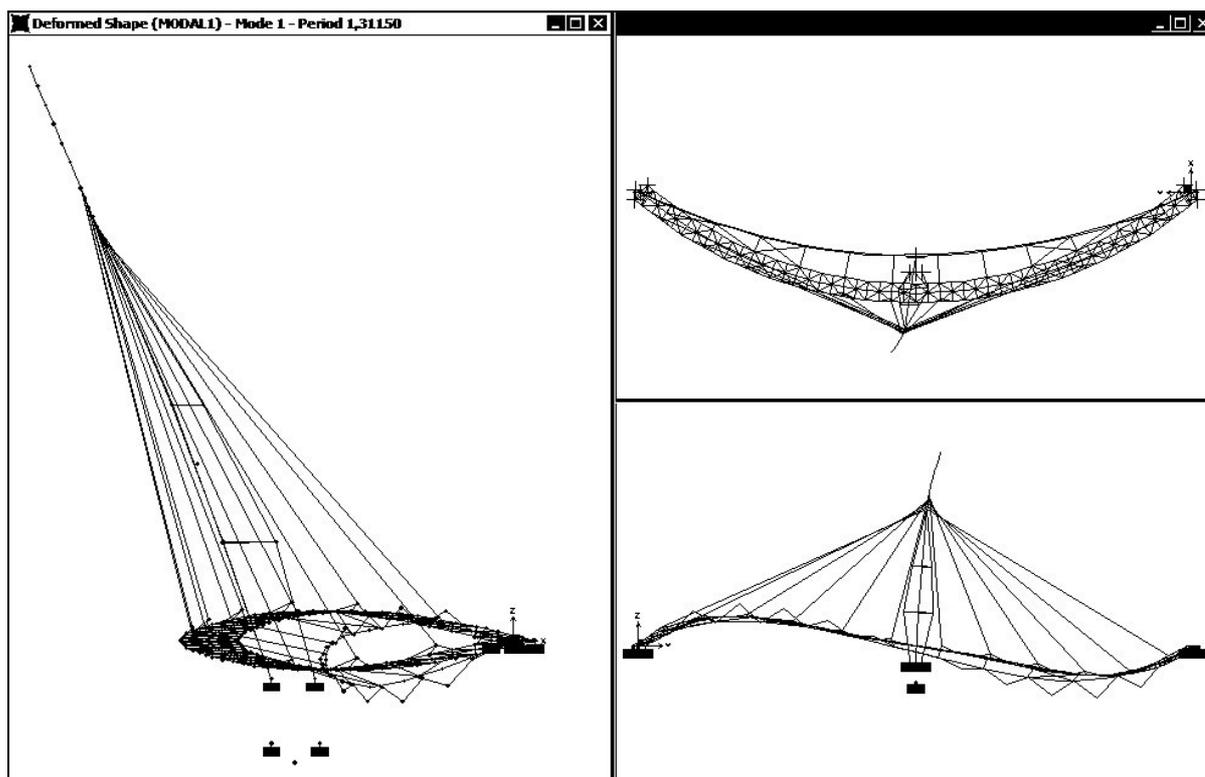


Fig 6.4: Primo modo di vibrare della struttura

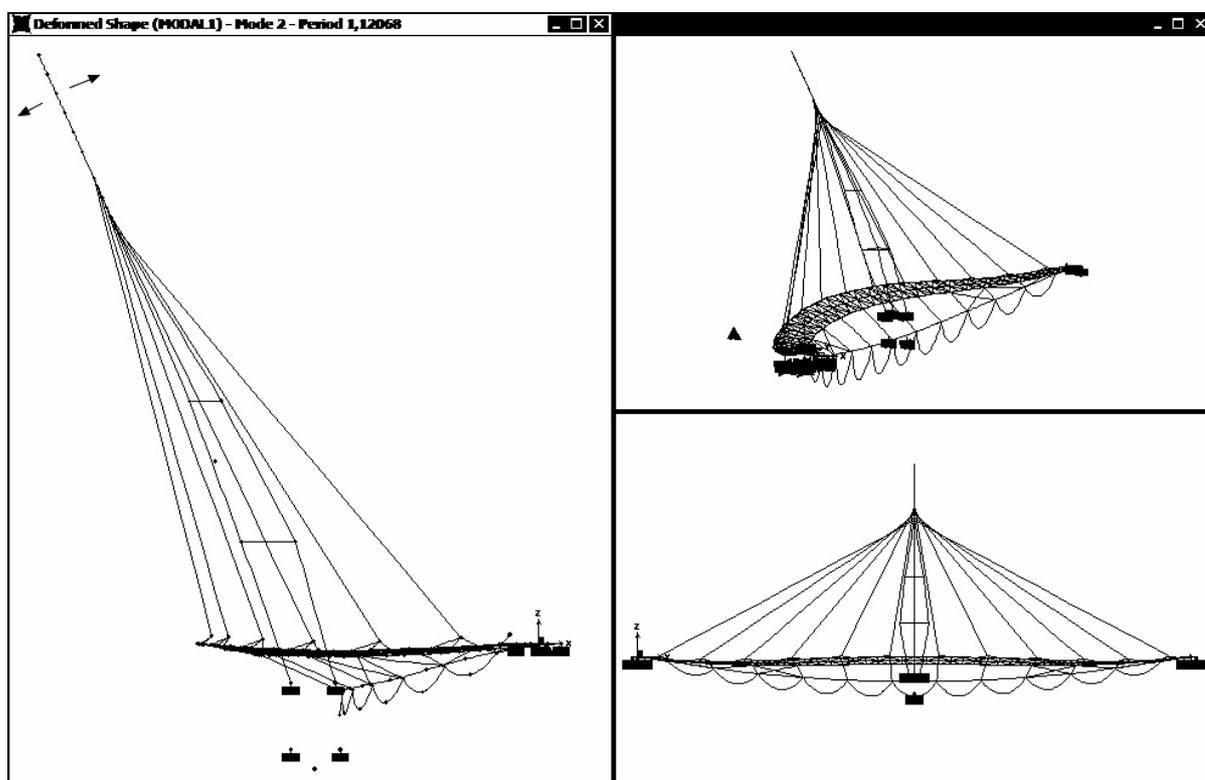


Fig 6.5: Secondo modo di vibrare della struttura

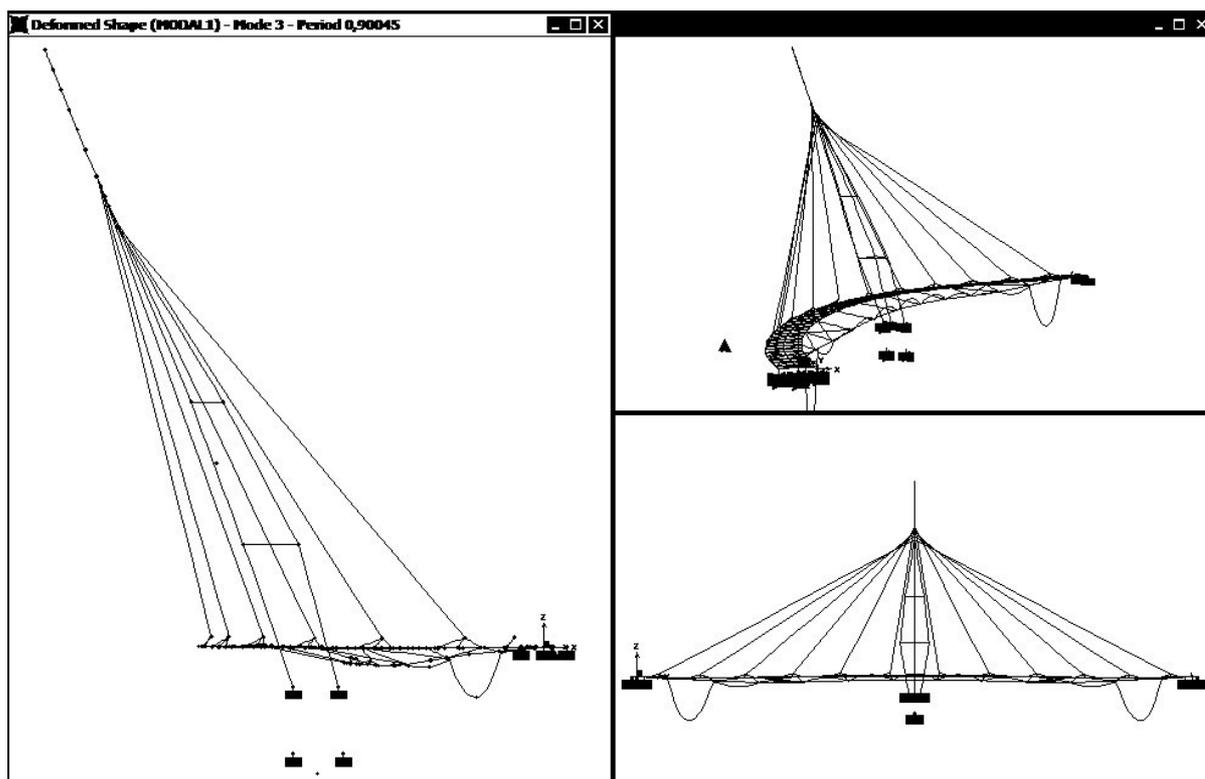


Fig 6.6: Terzo modo di vibrare della struttura

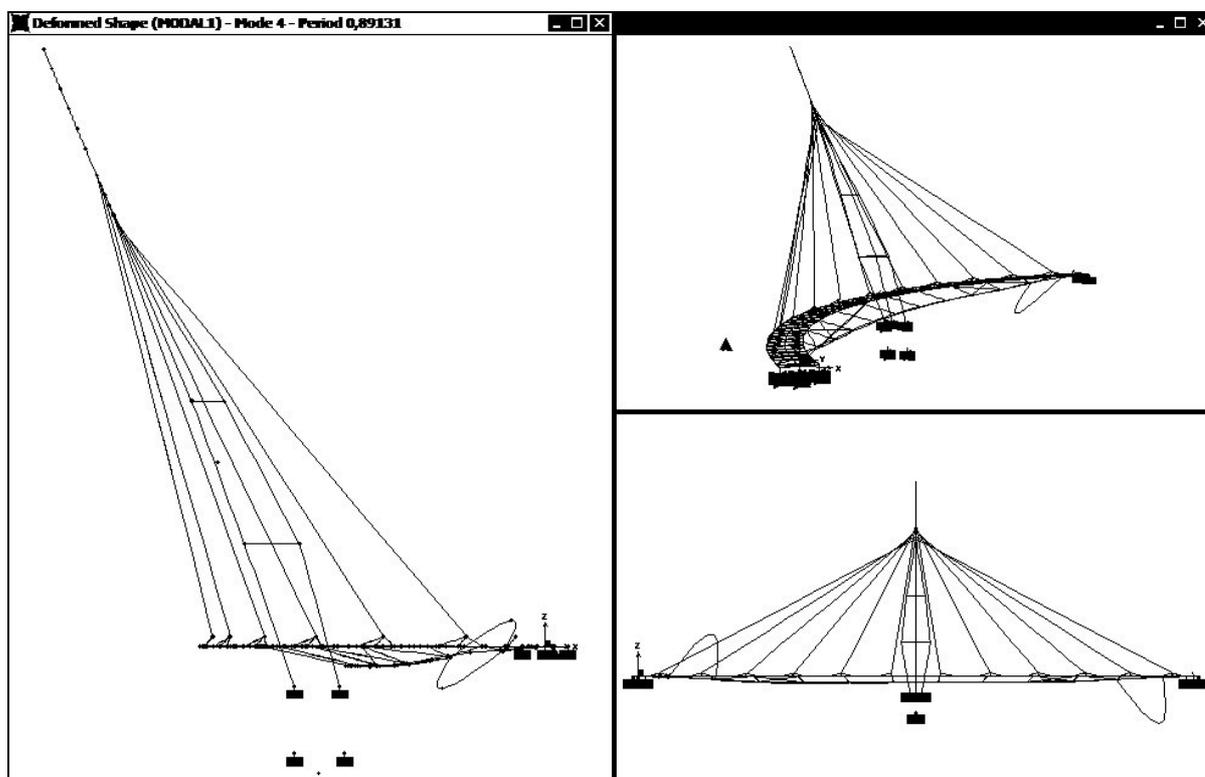


Fig 6.7: Quarto modo di vibrare della struttura

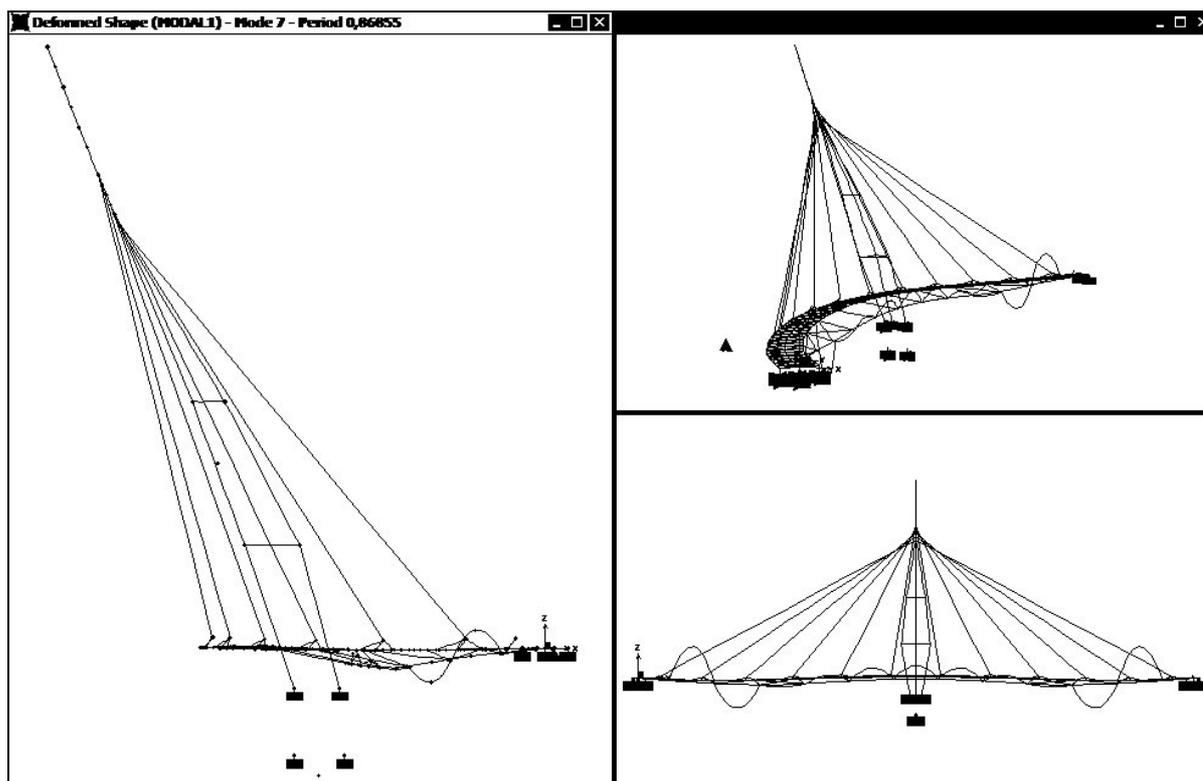


Fig 6.8: Settimo modo di vibrare della struttura

#### 6.4 Verifiche sulla deformabilità dell'impalcato

E' necessario verificare che gli spostamenti e le rotazioni che si manifestano sotto carico siano contenuti entro limiti ammissibili, per non creare sensazioni di disagio all'utente della passerella.

Si controllano le massime deformazioni della struttura sotto l'azione delle più impegnative combinazioni dei carichi accidentali, poiché le deformazioni dovute ai carichi permanenti vengono compensate dalle controfrecce e dalle controrotazioni torsionali (a vuoto è stata ritenuta ammissibile una rotazione massima di 0,00150 radianti) imposte in fase di montaggio con il pretensionamento di stralli e cavo.

Le deformazioni dovute a fenomeni termici si verificano troppo

lentamente per poter essere avvertite da chi si serve del ponte.

Il massimo abbassamento, per effetto del “carico folla”, si verifica più o meno all’altezza del primo e ultimo “quarto” di passerella ed è pari a circa 20cm, che corrispondono ad  $(1/850)L$  con  $L = 170$  m: può quindi essere considerato un valore abbastanza buono (fig 6.9 e 6.10).

Per quanto riguarda le deformazioni nel piano orizzontale, esse sono limitate a circa  $1 \div 2$  cm, quindi non percepibili.

Le deformazioni indotte da azioni torcenti, infine, sono massime in mezzeria dove si verifica una rotazione pari a 0,011 radianti, ossia circa 0,66 gradi che corrispondono ad una pendenza trasversale del piano di calpestio di circa 1,1%.

Come detto nel capitolo 2, a proposito dei vincoli geometrici, nel caso di percorsi in spazi esterni, la L.13 del 9-01-1989 relativa all’eliminazione delle *barriere architettoniche* fissa il limite della pendenza trasversale a valori minori o uguali al 1%. Si ritiene perciò abbastanza soddisfatta la verifica.

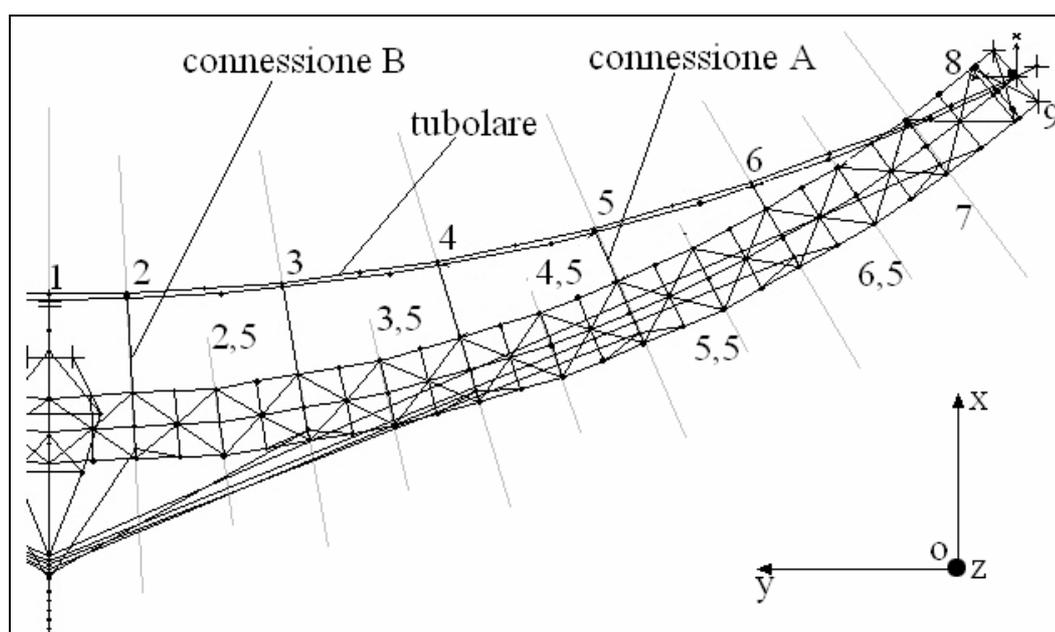


Fig 6.10: Sezioni esaminate di impalcato

Sezione	$\Delta z$ (abbassamenti in metri)		$\theta_y$ (rotazioni tors. in rad.)	
	A vuoto	In Servizio	A vuoto	In Servizio
1	-1,69E-03	-0,161	0,00153	0,01161
2	4,40E-05	-0,153	0,00145	0,01150
2,5	1,65E-04	-0,171	0,00028	0,01002
3	-2,70E-04	-0,178	-0,00015	0,00980
3,5	5,63E-04	-0,189	-0,00102	0,00900
4	9,70E-04	-0,198	-0,00139	0,00863
4,5	1,34E-04	-0,200	-0,00157	0,00730
5	2,23E-03	-0,203	-0,00183	0,00650
5,5	1,74E-04	-0,205	-0,00150	0,00590
6	1,20E-03	-0,205	-0,00088	0,00430
6,5	-2,14E-04	-0,207	0,00079	0,00360
7	-8,10E-04	-0,150	0,00125	0,00250
8	-1,50E-04	-0,070	0,00080	0,00120
9	0,00E+00	0,000	0,00000	0,00000

Fig.6.9: Regime deformativo

### 6.5 Verifiche di resistenza dell'antenna

L'antenna può essere assimilata ad una composizione di pilastri in acciaio ed essere studiata e verificata come tale. Gli elementi sono soggetti prevalentemente ad uno stato di compressione assiale. I carichi permanenti e le azioni di regolazione del tiro nei cavi inducono, nei vari elementi, sollecitazioni di presso flessione con piccola eccentricità, mentre le varie combinazioni di carichi accidentali producono anche sollecitazioni flessionali di una certa entità che in certi casi inducono grandi eccentricità.

In particolare, i carichi verticali uniformemente distribuiti su tutta la passerella ed il vento generano nell'antenna soprattutto momento M33 in

direzione longitudinale al fiume, mentre i massimi valori del momento trasversale M22 nascono per effetto dei carichi folla asimmetrici. Corrispondentemente, nascono anche delle sollecitazioni taglianti V22 (dirette secondo l'asse globale x) e V33 (dirette secondo l'asse globale Y), mentre le azioni torcenti risultano sempre trascurabili per effetto della particolare distribuzione piano altimetrica degli stralli.

### Tensioni normali

La verifica delle antenne è stata condotta per un certo numero di sezioni, dalla cima fino allo spiccatto delle fondazioni, calcolando separatamente le tensioni dovute alle varie caratteristiche di sollecitazione e applicando poi il *principio di sovrapposizione degli effetti*.

Quasi tutte le sezioni sono risultate interamente compresse sotto l'azione delle più impegnative combinazioni di carico.

La sollecitazione complessiva agente su ciascuna sezione dipende dallo sforzo normale N e da due componenti M33 ed M22 di momento, perciò in fase di verifica a rigore si dovrebbe fare riferimento a tre distinte combinazioni di effetti, massimizzando una delle tre caratteristiche alla volta, poiché in generale i valori più gravosi dell'una e delle altre non sono determinati dalle stesse condizioni di carico della struttura; ad esempio il massimo valore di M33 al piede dell'antenna si ha per effetto della stesa simmetrica di "carico folla" sull'impalcato, mentre il massimo valore di M22 nella stessa sezione nasce per effetto della stesa asimmetrica di carico folla, che ovviamente non si applicano insieme.

Si avrebbe:

- Massimo valore di N e valori corrispondenti di M33 ed M22
- Massimo valore di M33 e valori corrispondenti di N ed M22
- Massimo valore di M22 e valori corrispondenti di M33 ed N

Questo procedimento, per il numero di combinazioni analizzate, comporterebbe l'osservazione di numerosi casi per ogni sezione. Avendo già constatato la ampia soddisfazione delle verifiche di resistenza in una struttura di questo tipo, in generale ignorando la concomitanza e utilizzando semplicemente i valori di involuppo, è sembrato inutile, nell'ambito di un progetto comunque non esecutivo, cercare con precisione valori sicuramente entro le limitazioni di verifica.

Si è pensato di impostare una verifica unica per ogni sezione calcolando le tensioni con i valori massimi (in valore assoluto) delle sollecitazioni.

Questo in virtù anche del legame costitutivo dell'acciaio assunto analogo sia a compressione che a trazione.

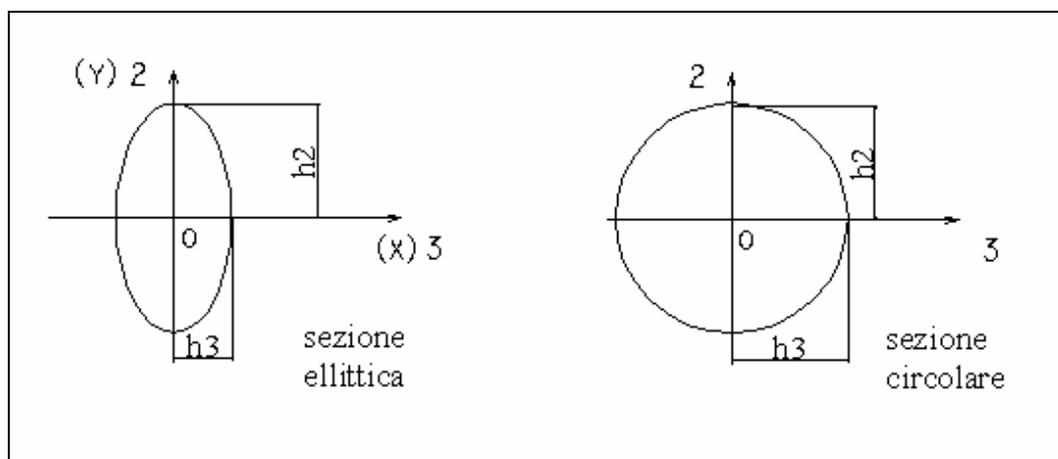


Fig 6.11: Simbologia per l'antenna

La sezione d'acciaio risulta interamente reagente e quindi si procede al calcolo delle massime tensioni ai lembi, sommando poi gli effetti; con riferimento ai simboli della figura 6.11 si scrive:

$$\sigma_z = (N / A) + (M_{33} \cdot h_2) / j_3 + (M_{22} \cdot h_3) / j_2$$

dove A è l'area della sezione,  $j_2$  e  $j_3$  i suoi momenti di inerzia relativi ai suoi assi,  $h_2$  e  $h_3$  le distanze dai lembi estremi agli assi 3 e 2 principali (fig 6.11).

Si è controllato che fosse verificata la condizione  $\sigma_z < 275 \text{ N/mm}^2$ .

### Tensioni tangenziali

Sono presenti, in generale entrambe le componenti di taglio; i valori riscontrati davano contributi trascurabili. Si è posto  $\sigma_z \approx \sigma_{id}$

Riportiamo nel seguito una tabella relativa ai valori massimi delle sollecitazioni agenti sugli elementi dell'antenna e alle tensioni corrispondenti (fig. 6.12 e 6.13).

Sezioni	Tipo	Quota (m)	N (ton)	M3 (ton·m)	M2 (ton·m)	$\sigma_{max/min}$ (N/mm <sup>2</sup> )
1	(ornamentale)	85	0	0	0	0
2	ellittico	72.34	-410.286	-73.171	5.850	148
3	ellittico	71.34	-820.010	-193.981	49.624	219
4	ellittico	70.34	-1226.695	-339.034	156.363	256.8
5	ellittico	69.34	-1589.277	-467.855	323.140	195
6	ellittico	68.34	-1897.190	-548.727	521.747	234
7	ellittico	67.34	-1541.090	-156.180	240.490	122.4
8	ellittico	58.5	-258.237	-277.659	211.099	147.65
9	circolare	49.65	-1577.704	-282.483	$\pm 113.243$	171.62
10	circolare	49.65	72.014	-22.637	-9.493	92.58
10	circolare	35.34	297.745	-12.167	-9.649	140.48
11	ellittico	19.65	-291.622	-106.490	28.842	63.32
11	ellittico	21.07	-319.255	-17.993	-48.364	39.41
11	ellittico	21.07	-332.058	-72.547	512.693	135.51
12	ellittico	35.34	-1621.016	-205.694	310.602	112.88
13	ellittico	21.07	-1712.178	-367.577	3088.834	142.13

Fig 6.12 Verifica dell'antenna

## 6.6 Verifiche di resistenza dell'impalcato

Ogni sezione dell'impalcato risulta soggetta a sei diverse caratteristiche di

sollecitazione: momenti flettenti nel piano verticale ( $M_{33}$ ) e nel piano orizzontale ( $M_{22}$ ), sforzo normale ( $N$ ), torsione ( $M_t$ ), e due componenti di taglio ( $V_{22}$ , verticale e  $V_{33}$ , orizzontale).

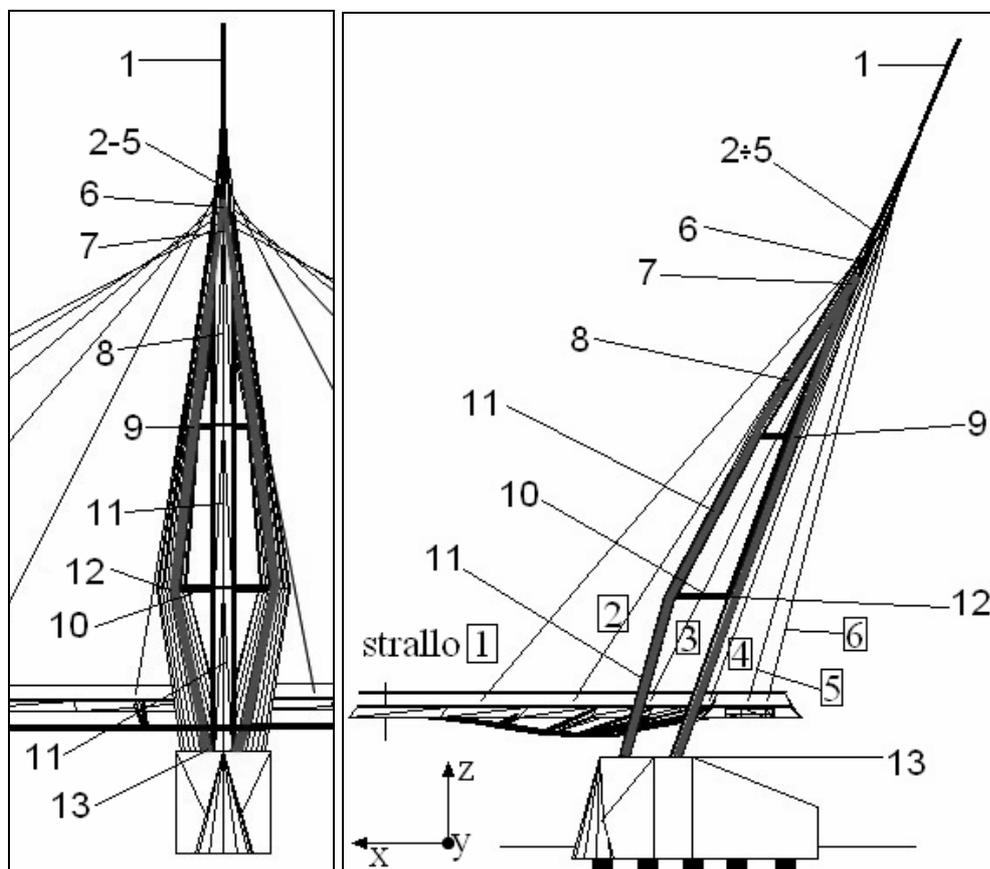


Fig 6.13: Sezioni esaminate dell'antenna

Tensioni normali ( $N; M_{33}; M_{22}$ )

La verifica dell'impalcato è stata condotta per un certo numero di sezioni, da una spalla alla mezzeria (questo grazie alle simmetrie presenti), calcolando separatamente le tensioni dovute alle varie caratteristiche di sollecitazione e applicando poi il *principio di sovrapposizione degli effetti*.

Rispetto alle sollecitazioni che agiscono nel piano orizzontale si può

considerare il solo contributo alla resistenza offerto dalla parte in acciaio poiché questa ha rigidezza complessiva molto superiore a quella della parte in calcestruzzo ed assorbe quindi quasi la totalità dell'azione. Ai fini del calcolo dunque si considerano gli elementi metallici longitudinali dell'impalcato, opportunamente connessi fra loro, come costituenti una trave curva in acciaio soggetta a flessione. Si valutano le tensioni normali  $\sigma$  (e quelle tangenziali  $\tau$ ) con i metodi usuali della tecnica delle costruzioni

Come detto per l'antenna, la sollecitazione totale agente su ciascuna sezione dipende da N, M33 ed M22. Una verifica rigorosa richiederebbe un riferimento a tre distinte combinazioni di effetti che massimizzino una delle tre caratteristiche alla volta. In generale, infatti, i valori più gravosi di queste componenti non sono determinati dalle stesse condizioni di carico della struttura.

Si avrebbe:

- Massimo valore di N e valori corrispondenti di M33 ed M22
- Massimo valore di M33 e valori corrispondenti di N ed M22
- Massimo valore di M22 e valori corrispondenti di M33 ed N

Questo procedimento, per il numero di combinazioni analizzate, comporterebbe l'osservazione di numerosi casi per ogni sezione. Avendo già constatato la soddisfazione delle verifiche di resistenza in una struttura di questo tipo, in generale ignorando la concomitanza e utilizzando semplicemente i valori di *inviluppo*, è sembrato inutile, nell'ambito di un progetto preliminare quale questo, cercare con precisione valori sicuramente entro le limitazioni di verifica.

Si è pensato di impostare una verifica unica per ogni sezione calcolando le tensioni con i valori massimi (in valore assoluto) delle sollecitazioni.

Questo in virtù anche del legame costitutivo dell'acciaio assunto analogo sia a compressione che a trazione.

Si determinano le massime tensioni ai lembi delle sezioni d'acciaio (in valore assoluto), sommando gli effetti delle singole sollecitazioni; con riferimento ai simboli della figura 6.14 si scrive:

$$\sigma_z = (N / A) + (M_{33} \cdot h_2) / j_3 + (M_{22} \cdot h_3) / j_2$$

dove A è l'area della sezione,  $j_2$  e  $j_3$  i suoi momenti di inerzia relativi ai suoi assi principali,  $h_2$  e  $h_3$  le distanze dai lembi estremi agli assi 3 e 2 (fig 6.14).

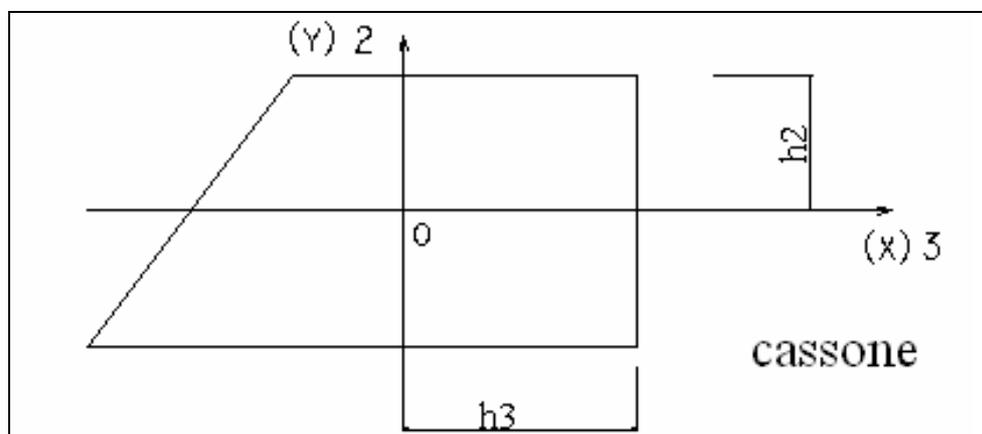


Fig. 6.14: Simbologia per il cassoncino

Si verifica che i valori trovati rientrino entro la condizione  $\sigma_z < 275$  N/mm<sup>2</sup>.

#### Tensioni tangenziali (V22;V33;Mt)

Si suppone, a vantaggio di sicurezza:

- che la totalità dello sforzo tagliante V22 sia assorbita dalle sole anime verticali e oblique dei cassoncini.
- che la totalità dello sforzo tagliante V33 sia assorbita dalle sole

anime orizzontali dei cassoncini.

Su queste anime si ha quindi una distribuzione parabolica di tensione tangenziale  $\tau$  che raggiunge a metà altezza il valore massimo:

$$\tau_{V2,\max} = (V22 / A_{w,2}) \cdot \chi$$

$$\tau_{V3,\max} = (V33 / A_{w,3}) \cdot \chi$$

Dove  $\chi$  è il fattore di taglio ed  $A_{w,2}$  e  $A_{w,3}$  sono l'area delle anime verticali e orizzontali rispettivamente.

Si considerano reagenti a torsione i due cassoncini e si valutano le tensioni tangenziali che si producono nelle loro pareti utilizzando la formula di *Bredt* per sezioni sottili chiuse:

$$\tau_{Mt} = (Mt / 2 \cdot \Omega \cdot b)$$

Dove  $\Omega$  è l'area compresa fra le pareti del cassoncino e  $b$  è lo spessore della parete in esame.

I tagli nelle direzioni verticale (V22) e orizzontale (V33) assumono valori non significativi nelle verifiche come lo stesso momento torcente (Mt).

Si è constatato che:

- Cassoncino esterno:
  - $V2_{\max} = 90,3$  ton (localizzato a  $\frac{1}{4}$  e  $\frac{3}{4}$  della passerella)
 
$$\tau = 22 \text{ N/mm}^2$$
  - $V3_{\max} = 81,5$  ton (localizzato in corrispondenza delle spalle)
 
$$\tau = 9,9 \text{ N/mm}^2$$
- Cassoncino interno:
  - $V2_{\max} = 80,0$  ton (localizzato in corrispondenza delle spalle)
 
$$\tau = 13 \text{ N/mm}^2$$

○  $V_{3_{\max}} = 98,3$  ton (localizzato in corrispondenza delle spalle)

$$\tau = 10,0 \text{ N/mm}^2$$

I valori trascurabili di  $V_{33}$  sono dovuti alla relativa snellezza dell'impalcato che mette in rilievo il funzionamento a flessione.

A proposito di  $M_t$  si osserva che:

- Cassoncino esterno:

$$M_{t_{\max}} = 282,7 \text{ ton}\cdot\text{m} \text{ (localizzato in corrispondenza delle spalle)}$$

$$\tau = 34 \text{ N/mm}^2$$

- Cassoncino interno:

$$V_{2_{\max}} = 375,4 \text{ ton}\cdot\text{m} \text{ (localizzato a } \frac{1}{4} \text{ e } \frac{3}{4} \text{ della passerella)}$$

$$\tau = 38 \text{ N/mm}^2$$

I valori trascurabili di  $V_{22}$  ed  $M_t$  sembrano una ovvia conseguenza di tutte le considerazioni fatte nel capitolo 4, dove si è definita la presenza di un sistema antagonista di azioni trasversali e momenti torcenti, che sicuramente tendono a compensare quelli “naturali” sulla struttura.

Sezione	Tipo	N (ton)	M2 (ton·m)	M3 (ton·m)	$\sigma_{\max/\min}$ (N/m <sup>2</sup> )
1	cassone esterno	-262.826	64.343	155.111	65.86
1	cassone interno	-905.918	-106.560	116.407	94.85
3	cassone esterno	-262.826	64.343	-261.909	89.46
4	cassone esterno	-262.826	64.343	-226.516	81.64
5	cassone esterno	-572.409	-140.623	-117.287	95.04
5	cassone interno	-512.691	84.258	235.714	88.28
6	cassone esterno	-575.409	-140.623	485.856	176.47
6.5	cassone esterno	1012.514	343.858	592.326	267.00
6.5	cassone interno	-583.760	-363.628	702.334	218.30
9	cassone esterno	1012.514	343.858	0.000	136.35
9	cassone interno	-583.760	-363.628	0.000	89.28
5.5	cassone interno	-512.691	84.258	702.334	174.00
-	tubolare	328.648	-38.849	31.728	273.95
-	connessione A	84.546	-105.639	365.834	266.03
-	connessione B	104.361	-89.267	237.901	185.16

Fig 6.15: Verifica dell'impalcato

Si riporta una tabella contenente i valori finali delle tensioni risultanti sull'impalcato (fig. 6.10 e 6.15).

### 6.7 Verifiche negli stralli e del cavo

Per gli stralli ed il cavo si sono determinati gli involucri del massimo sforzo normale, per verificare che non si superino i limiti di esercizio, e del minimo sforzo normale, per verificare che tutti questi elementi restino sempre in trazione. I problemi di fatica, quando presenti, erano minimi.

In sintesi:

$$t = T_{\min.ex} / T_{\max.ex}$$

se  $t > 0,7$  la resistenza a fatica coincide con quella statica, quindi

$$T_{rk} = T_{\text{adm.statico}} \cdot v_s = T_{\max.ex} \cdot v_s$$

se  $t < 0,7$  occorre fare una verifica esplicita a fatica, quindi

$$T_{rk} = ( T_{\text{adm.fatica}} \cdot (1-t) \cdot v_s ) / 0,3 = ( T_{\max.ex} \cdot (1-t) \cdot v_s ) / 0,3$$

Dove  $v_s$  è il coefficiente di sicurezza statico.

Riportiamo nel seguito un prospetto riassuntivo dei valori trovati (fig. 6.13 e 6.16).

Strallo	dfune (mm)	Area (mmq)	Tmax.ex (ton)	Tmin.ex (ton)	t	vs	Trk (domanda) (ton)	Trk (offerta) (ton)
1	96	6276	215.444	179.458	0.83	2.4	517	934
2	72	3530	193.155	150.039	0.77	2.4	463	531
3	68	3149	177.282	123.766	0.698	2.4	428	479
4	72	3530	163.584	99.363	0.607	2.4	513.7	531
5	68	3149	152.14	95.78	0.629	2.4	450.88	479
6	68	3149	139.393	91.209	0.654	2.4	385.44	479

Fig 6.16: Prospetto riassuntivo per gli stralli

In modo del tutto analogo si è trovato il numero di trefoli con cui costituire il cavo nel tubolare; in particolare

$$N^{\circ}\text{trefoli} = T_{\text{rk.domanda}} / t_{\text{rk}}$$

Dove  $t_{\text{rk}}$  è il carico di rottura del singolo trefolo (fig 6.17).

	N°trefoli	Area (mmq)	Tmax.ex (ton)	Tmin.ex (ton)	t	vs	Trk (domanda) (ton)	Trk (offerta) (ton)
Fune	92	12800	1302.73	1179.216	0.9	1.75	2280	2430

fig 6.17: Prospetto riassuntivo del cavo

### 6.8 Reazioni Vincolari alla base dell'antenna

Si verifica che sia *a vuoto* che *a esercizio* alla base del “tripode” ho sempre sforzo di compressione ( $R_z > 0$ ). In base agli assi di riferimento mostrati in figura 6.13 si mostrano i valori trovati in figura 6.18.

reazione vincolare	A vuoto			In servizio		
	antenna principale		antenna secondaria	antenna principale		antenna secondaria
Rx (ton)	-198.97	-198.97	-59.79	-273.33	-394.31	-91.34
Ry (ton)	59.85	-59.85	~0	105.72	-91.47	25.17
Rz (ton)	560.35	560.35	219.69	752.12	1015.34	323.62
Mx (ton·m)	406.87	-406.87	~0	-1004.82	-1997.31	-330.1
My (ton·m)	-228.9	-228.9	-21.77	-455.34	-856.33	-57.22
Mz (ton·m)	178.77	-178.77	~0	-390.27	-828.65	-88.7

fig 6.18: Reazioni vincolari

## Bibliografia

- Ballio G., Mazzolani F.M. “*Strutture in acciaio*”, Hoepli, Milano, 1992.
- Barilli R. “*Il ponte a direttrice catenaria a Hope in Gran Bretagna*”, in ‘*L’Industria Italiana del Cemento*’, Febbraio 1992, AITEC, Roma, 1992.
- Ciampoli M. “*Il ponte di Diepolsau: primo ponte strallato realizzato in Svizzera*”, in ‘*L’Industria Italiana del Cemento*’, Febbraio 1988, AITEC, Roma, 1988.
- Colombo F. “*Manuale di ingegneria civile*”, Hoepli, Milano, 1997.
- Comune di Lucca “*PRG – destinazioni urbanistiche del territorio*”, 2004.
- Comune di Lucca “*Piano delle piste ciclabili*”, 2001.
- Comune di Lucca “*Parco Fluviale del fiume Serchio – Piano Guida*”, 1999.
- Comune di Lucca “*Progetto esecutivo di una traversa in alveo del fiume Serchio – loc. C.Piaggese*”, 1997.
- C.R.O.W. “*Sign up for the bike – Design manual for a cycle-friendly infrastructure*”, C.R.O.W, Netherlands, 1993.
- De Miranda F. “*I ponti strallati di grande luce*”, Ed. Scientifiche Cremonese, Roma, 1980.
- Giannada L., Guglielmetti U., Kurmann J.P., Cretton B. “*I ponti sul Rodano presso Riddles in Svizzera*”, in ‘*L’Industria Italiana del Cemento*’, Aprile 1992, AITEC, Roma, 1992.
- Goppert K., Kratz A., Pfoser P. “*Entwurf und Konstruktion einer S-förmigen Fußgängerbrücke in Bochum*”, in ‘*Stahlbau*’, Febbraio 2005,

Ernst&Sohn, Berlino, 2005.

- Keil A. “*Weit und Krumm*”, in ‘*Stahlbau*’, Dicembre 2004, Ernst&Sohn, Berlino, 2004.
- Keller G. “*Ponte pedonale stralato sul fiume Neckar a Mannheim*” in ‘*L’Industria Italiana del Cemento*’, Novembre 1982, AITEC, Roma, 1982.
- ILVA “*Sovrappassi pedonali in acciaio*”, Sagep, Genova, 1989.
- Lazzari F., Casini M.P., Pierini R., Santucci A., Biagi M. “*Tra territorio e progetto, proposte per una rete ciclabile provinciale – piana di Lucca e Versilia*”, Provincia di Lucca, 2001.
- Manterola J., Troyano L.F. “*Il ponte «Ing. Carlos Fernandez Casado» per l’autostrada Campomanes – Leon in Spagna*”, in ‘*L’Industria Italiana del Cemento*’, Marzo 1985, AITEC, Roma, 1985.
- Monti G. “*Il ponte sul fiume Lèrez a Pontevedra, Spagna*”, in ‘*L’Industria Italiana del Cemento*’, Ottobre 1997, AITEC, Roma, 1997.
- Petrangeli M.P. “*Progettazione e costruzione di ponti*”, Masson, Milano, 1997.
- Pierini R. “*Versilia, pedalando lungo i canali. Riflessioni sul territorio*”, Edizioni ETS, Pisa, 1995.
- Pratelli A. “*Una metodologia per progettare una rete di percorsi ciclabili*”, Trasporti e trazione, pp 15-24 (1/1998).
- Redfield Ch., Kompfner T., Strasky J. “*Passerella pedonale sul fiume Sacramento a Redding, California*”, in ‘*L’Industria Italiana del Cemento*’, Febbraio 1992, AITEC, Roma, 1992.
- Scrolli R. “*Il ponte pedonale strallato a Calgary (Canada)*”, in ‘*L’Industria*

*Italiana del Cemento*, Aprile 1988, AITEC, Roma, 1988.

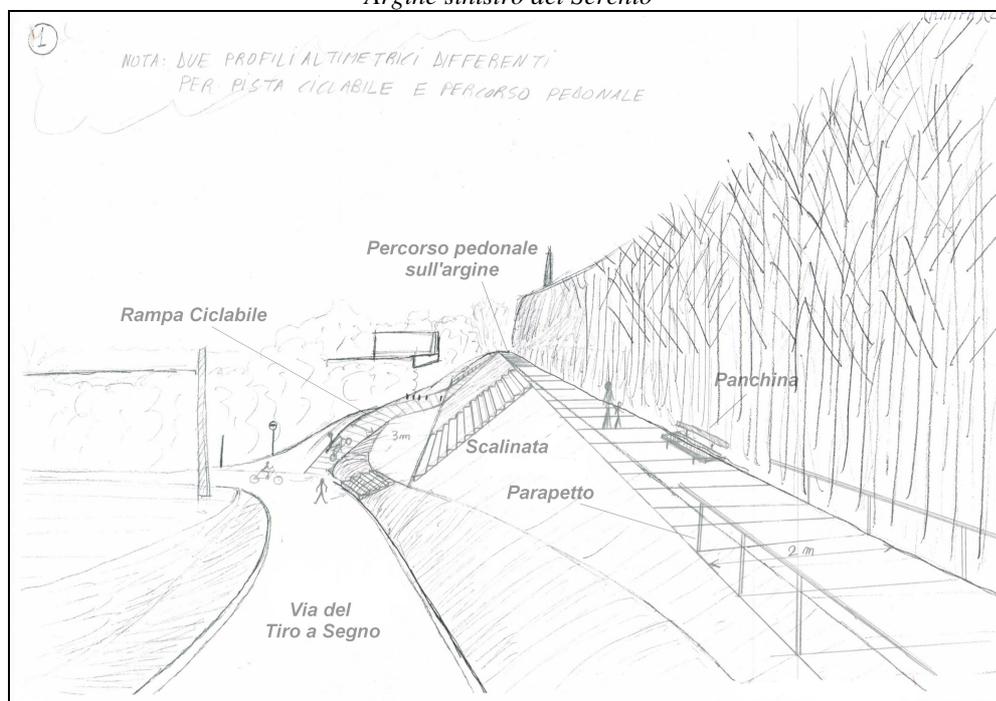
- Selleri F. “*I ponti strallati*”, Tipografia Editrice Pisana, Pisa, 1973.
- Strasky J., Husty I. “*Ponte pedonale sospeso sul largo Vranov nella Repubblica Ceca*”, in ‘*L’Industria Italiana del Cemento*’, Ottobre 1998, AITEC, Roma, 1998.
- Tzonis A. “*Santiago Calatrava Opera completa*”, Rizzoli, New York, 2004.
- Virlogeux M., Arsac A., Combault J. “*La passerella pedonale di Meylan (Francia)*”, in ‘*L’Industria Italiana del Cemento*’, Febbraio 1983, AITEC, Roma, 1983.
- Zignoli V. “*Costruzioni metalliche*”, UTET, Torino, 1976.
- [www.serchio-autoritadibacino.it](http://www.serchio-autoritadibacino.it)
- [www.graeme-peacock.com](http://www.graeme-peacock.com)

## ALLEGATI

### Schizzi progettuali



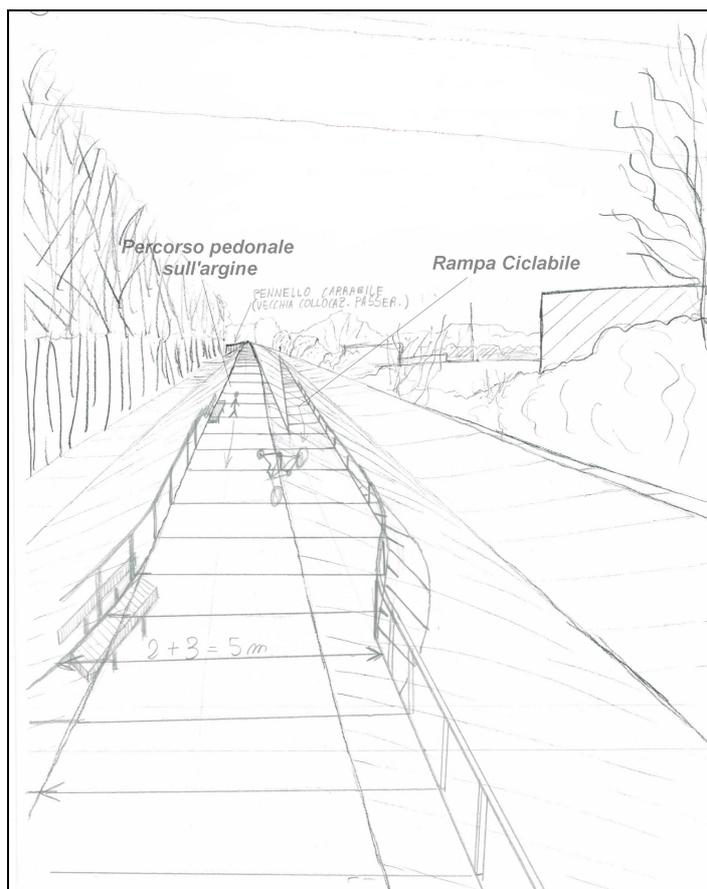
*Argine sinistro del Serchio*



*Sistemazione prevista per l'argine sinistro*



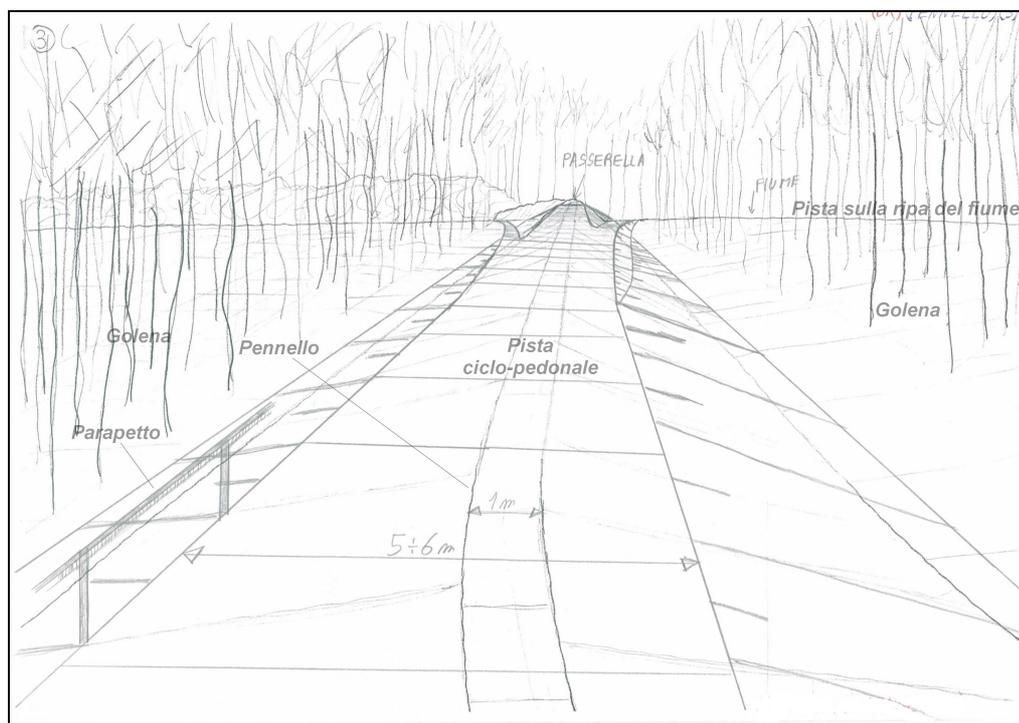
Argine sinistro visto da valle



Sistemazione prevista

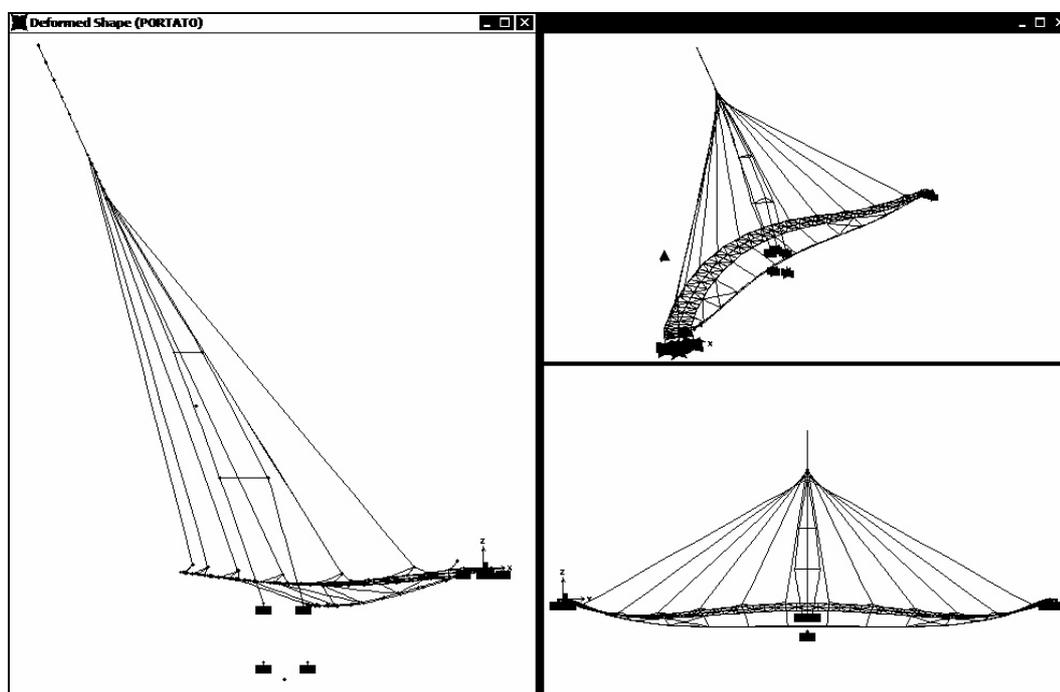


*Il pennello nella golena sinistra*

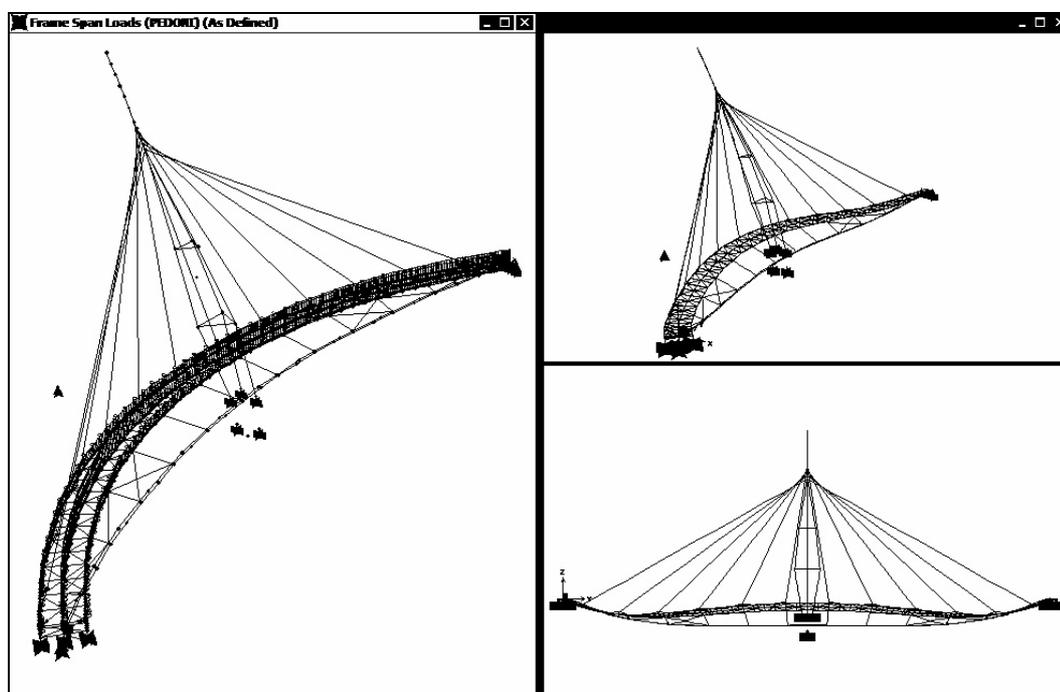


*Sistemazione prevista*

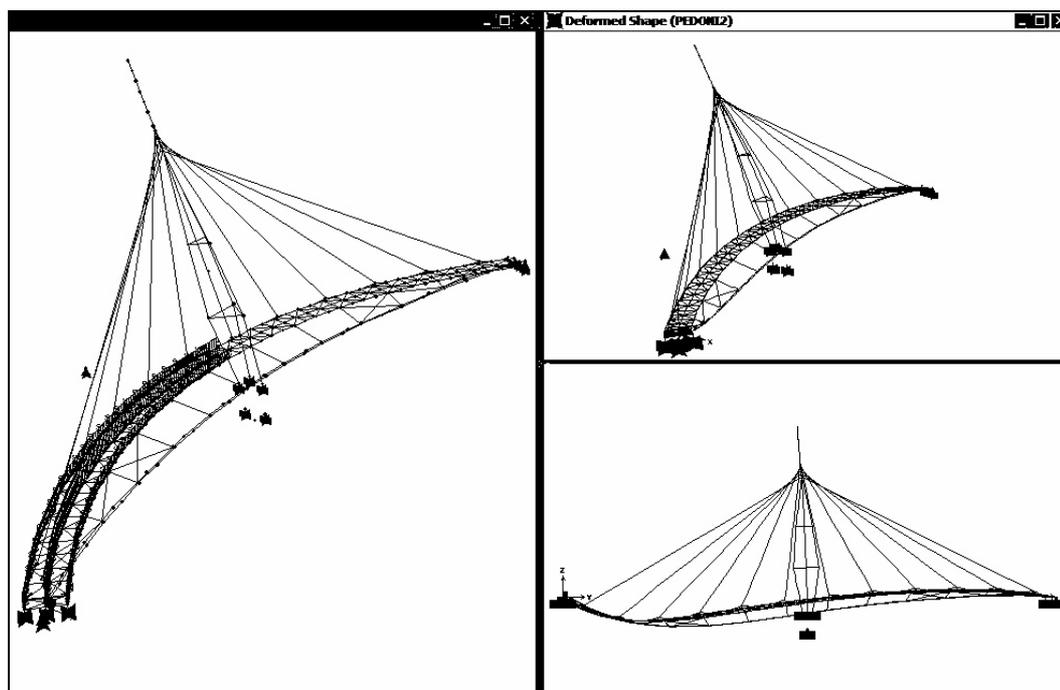
## Deformate



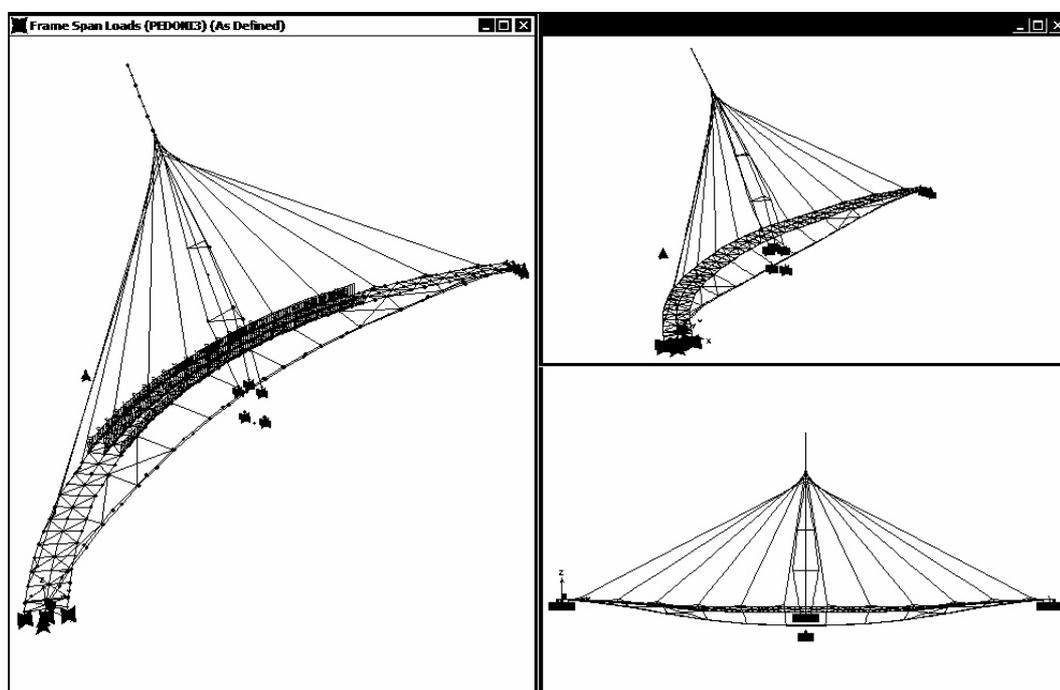
*Permanente portato*



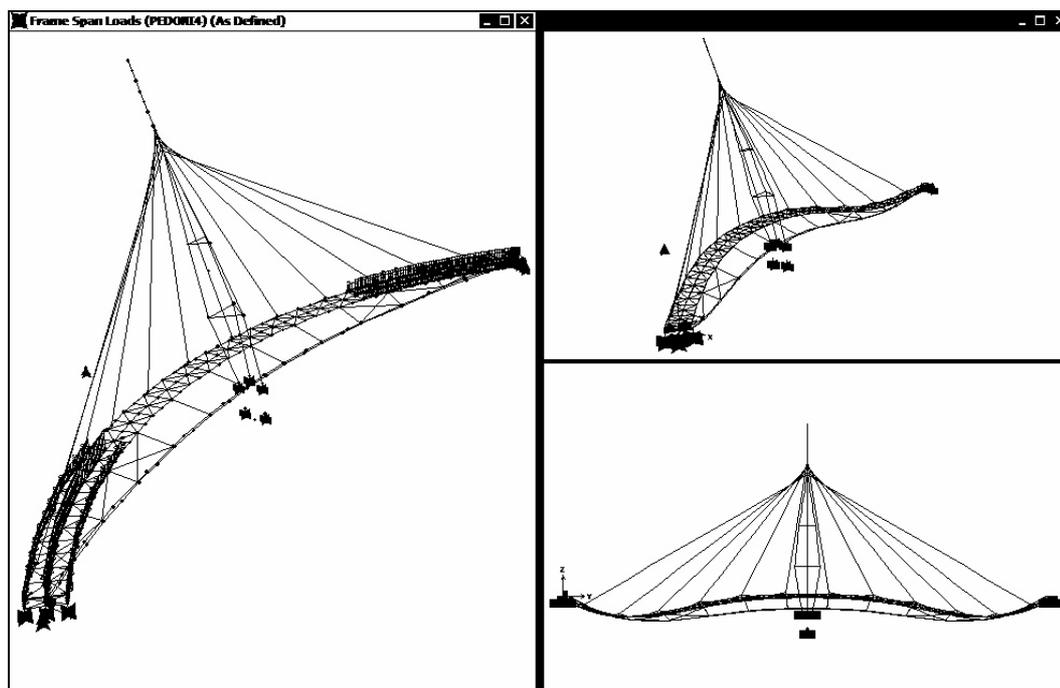
*Pedoni (distribuzione 1)*



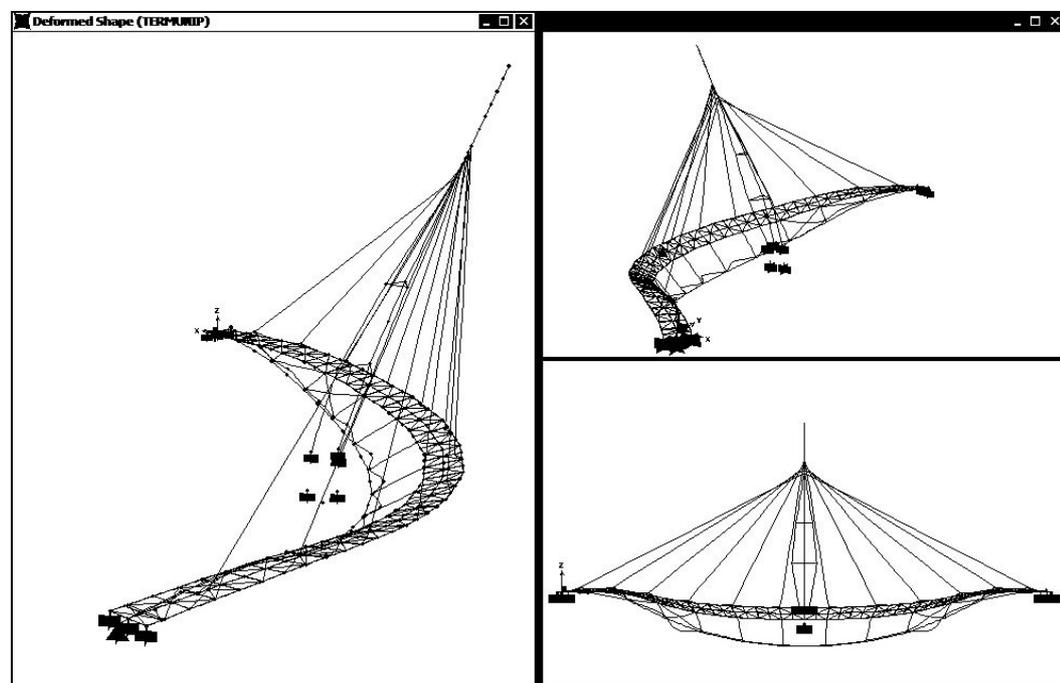
*Pedoni (distribuzione 2)*



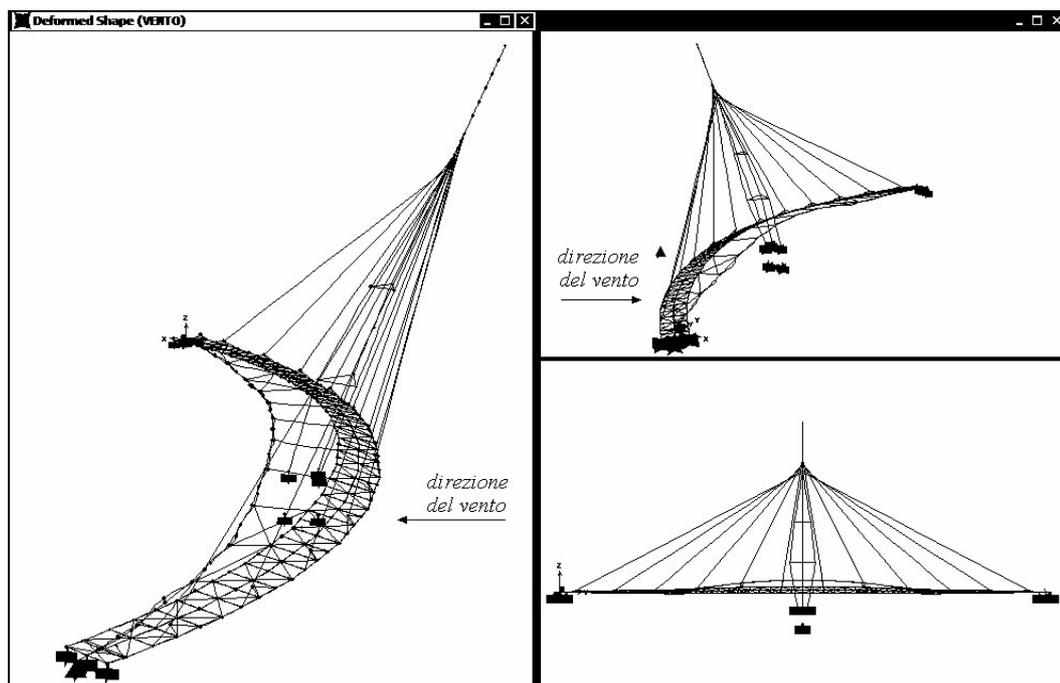
*Pedoni (distribuzione 3)*



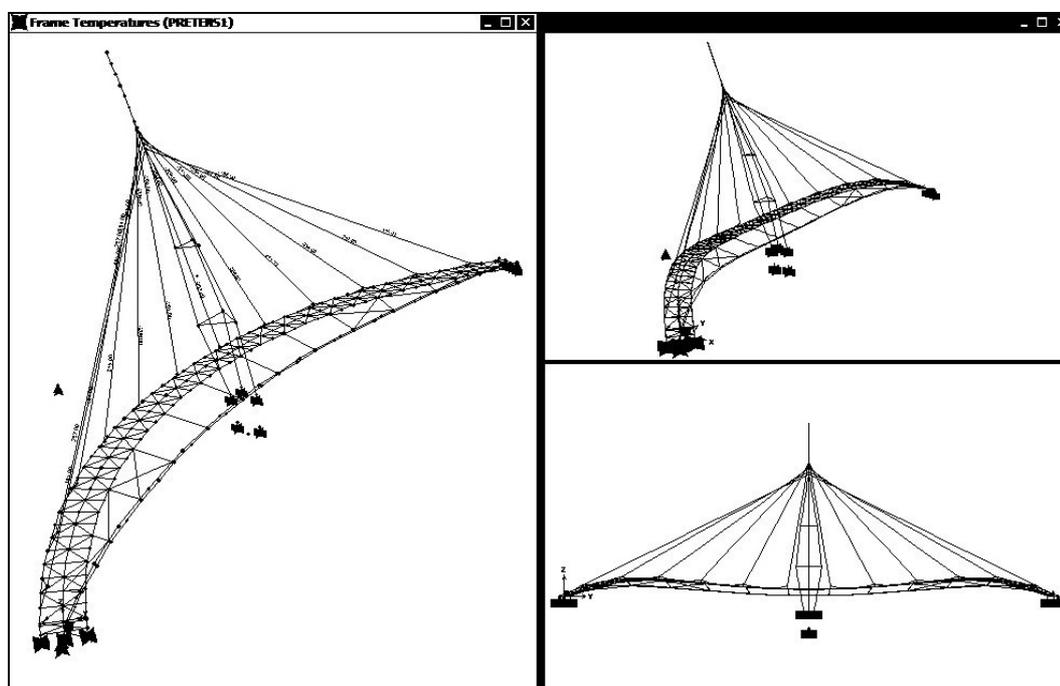
*Pedoni (distribuzione 4)*



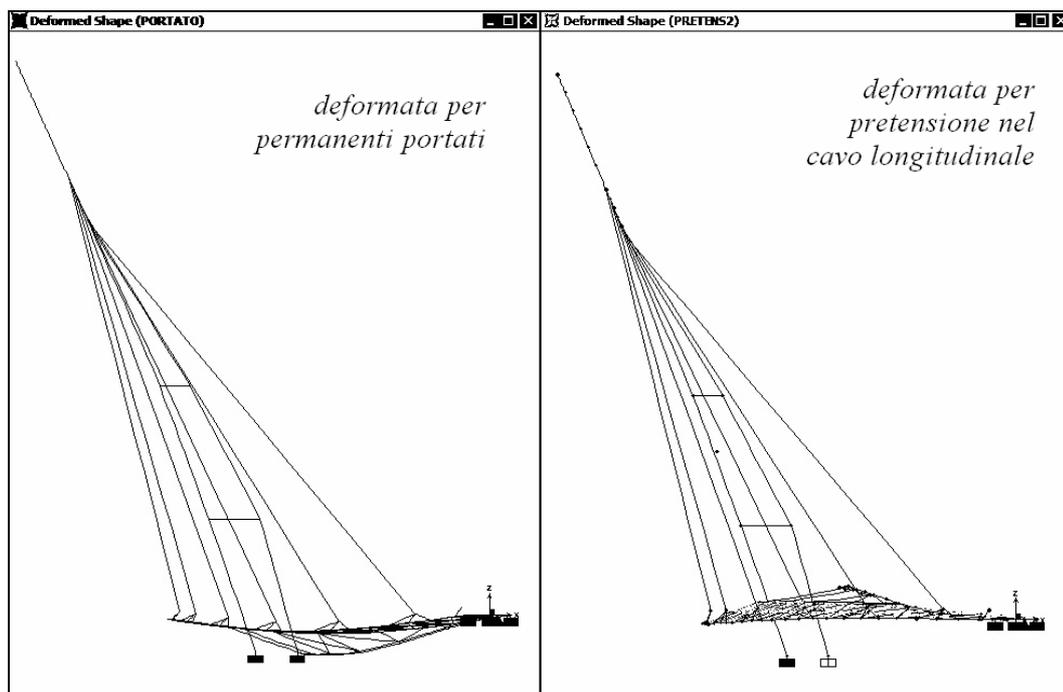
*Variazione termica uniforme positiva*



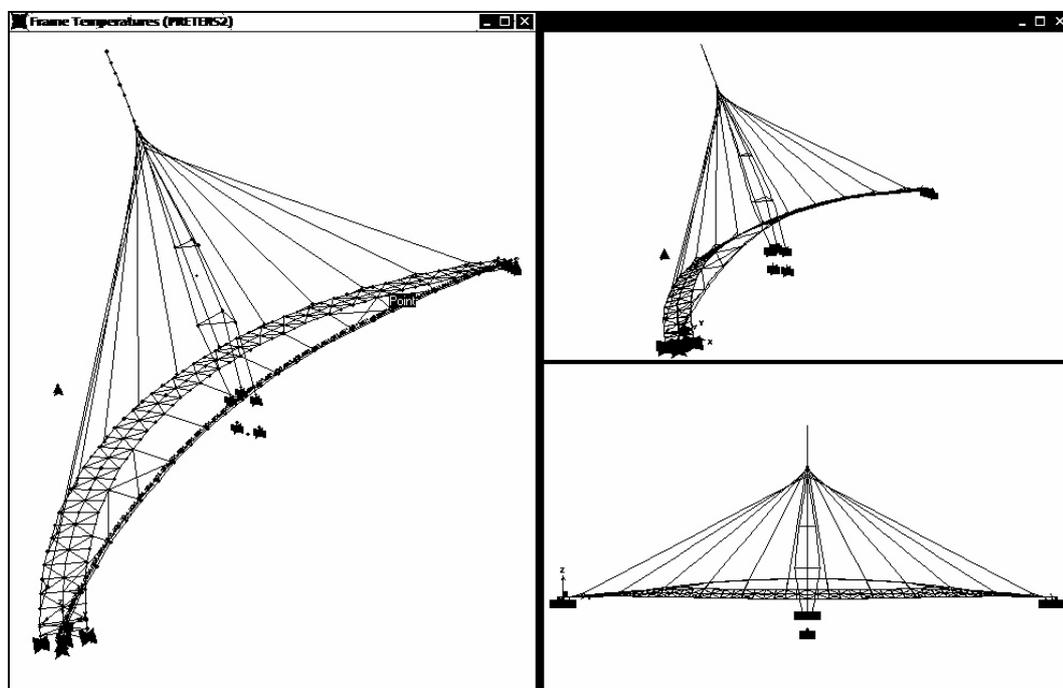
Vento



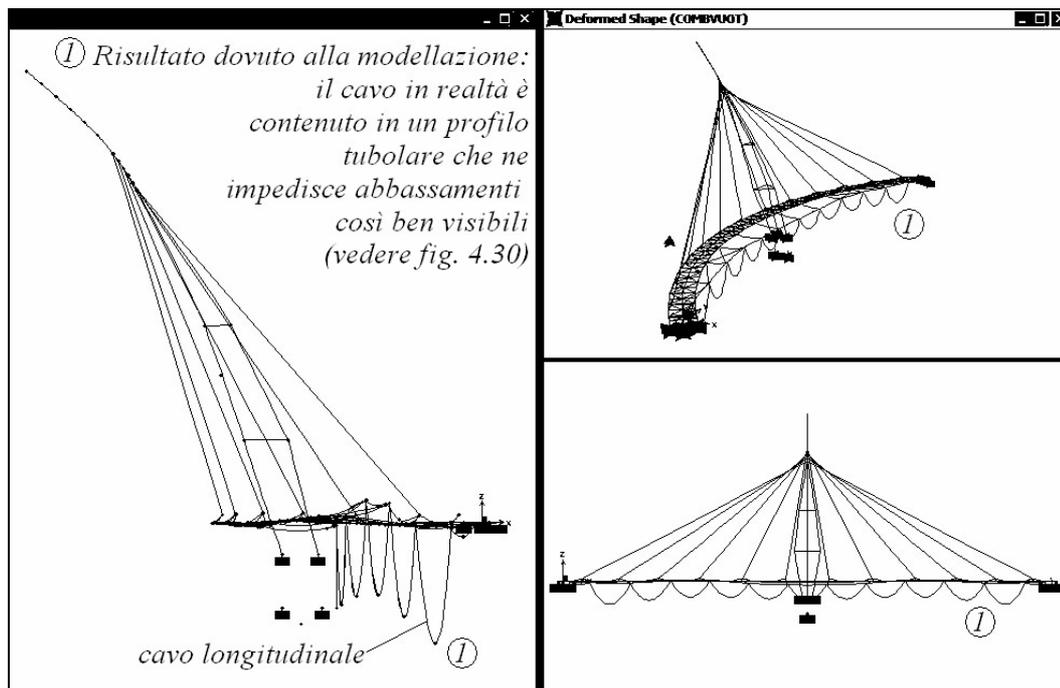
Pretensione degli stralli



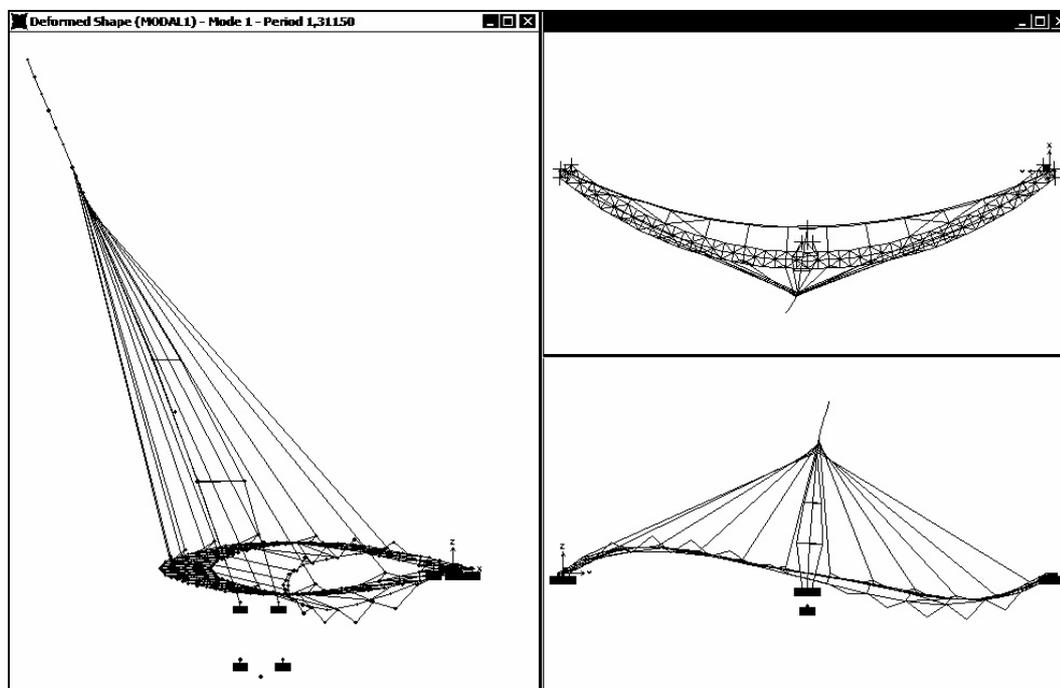
*Contributi antagonisti*



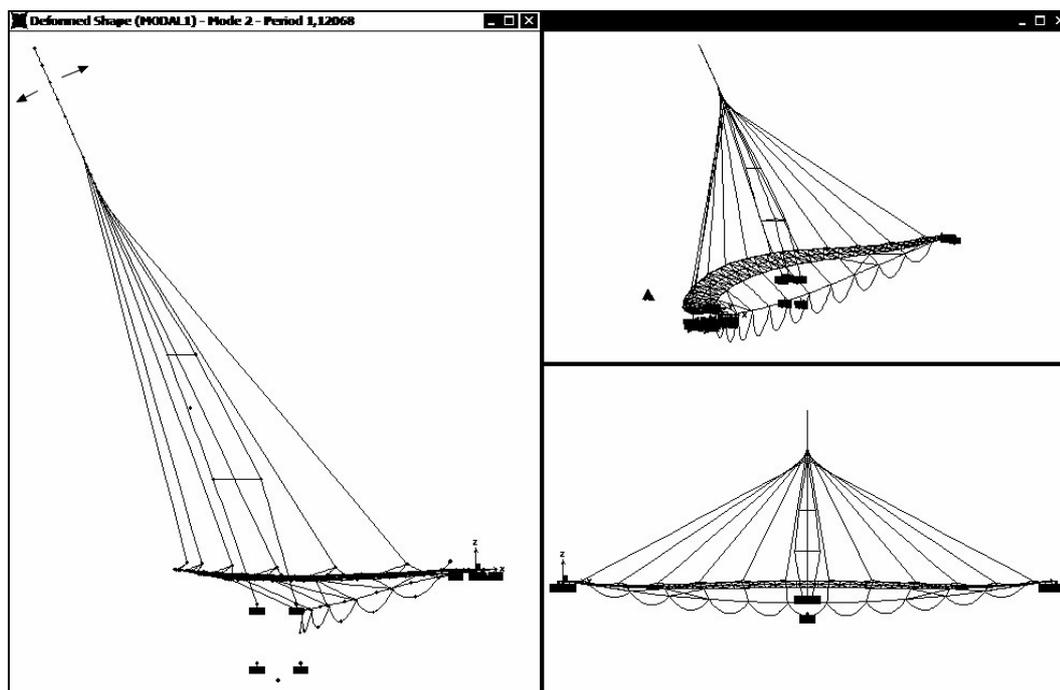
*Pretensione nel cavo longitudinale*



Combinazione a vuoto (solo permanenti)



Modo 1:  $T_0=1,311 s$



Modo 2:  $T_1=1,120$  s