

Grandi Coperture

di Massimo Majowiecki

- 486 **Introduzione**
- 486 **Dal massivo al leggero**
- 489 **Arco, fune e trave**
- 492 **Sistemi reticolari**
- 492 **Evoluzione storica**
- 495 **Tipologie strutturali**
- 495 Introduzione
- 496 Il sistema reticolare monostrato
A semplice curvatura
A doppia curvatura
- 500 Il sistema reticolare multistrato
Sistema reticolare piano multistrato
Sistema reticolare multistrato a semplice e doppia curvatura
- 503 **Nuova Stazione Alta Velocità di Roma Tiburtina**
- 504 Morfologia delle reticolari spaziali
Forme geometriche fondamentali
La Formex Algebra
Le strutture free-form e la tecnica NURBS
La ricerca della forma tramite le tecniche di ottimizzazione matematica: il form finding
- 513 **Osservazioni sulla stabilità dell'equilibrio per sistemi reticolari monostrato**
- 513 Tipologie di instabilità
- 514 Instabilità delle strutture reticolari: avvertenze progettuali
- 515 **Produzione e montaggio**
- 515 Elementi costruttivi: nodi ed aste
Caratteristiche tecnologiche dei nodi
Sistema di supporto: i vincoli esterni
- 522 Tecnologie costruttive
- 522 Metodi di montaggio
Precisione dimensionale
- 523 **Sistemi tensostrutturali**
- 523 **Tensostrutture in funi**
- 524 L'elemento strutturale fune: il rapporto f/L
- 526 Metodi di stabilizzazione geometrica per funi singole
Sistema a stralli
Sistemi sospesi
- 532 Metodi di stabilizzazione per sistemi piani di funi
Sistema piano a collegamenti verticali
Sistema piano a collegamenti inclinati (o diagonali)
- 533 Superfici di copertura generate da sistemi tensostrutturali piani
Travate disposte parallelamente
Travate disposte radialmente
- 536 Strutture di bordo e di ancoraggio per tensostrutture piane
- 538 Sistemi spaziali
La necessità di una superficie Gaussiana a doppia curvatura: il paraboloide iperbolico
Reti di cavi a singolo strato
Reti di cavi a doppio strato
- 544 **Tensostrutture membranali**
- 544 Introduzione
- 544 Dal modello architettonico al modello matematico: la geometria come conseguenza dello stato di sollecitazione-lo Stato 0
- 545 La morfologia come problema di ottimizzazione matematica: il form-finding
- 547 Membrane presollecitate: sistemi costruttivi
- 547 Strutture di cavi e membrana
- 548 **King Abdul Aziz International Airport, Hajj Terminal, Jeddah, Arabia Saudita**
- 548 **Copertura Piazzale Italia, Fiera di Milano**
- 549 **Riqualificazione dell'area del Porto Antico di Genova**
Strutture a membrana portante metallica
- 551 Membrane pneumatiche
- 552 Excursus storico
- 553 **Tokyo Dome, Bunkyo, Giappone**
- 554 **Esposizione Universale, Senri Hills, Osaka, Giappone**
- 556 Effetti del vento sulle costruzioni leggere
Tipologie di azioni del vento
Prove sperimentali in galleria del vento
- 557 Azione del vento sulle coperture a paraboloide iperbolico (HP)
- 558 **Materiali e particolari costruttivi**
- 558 Le funi
Diametro
Formazioni
Senso di avvolgimento
Sezione metallica
Carico di rottura
Peso metrico-massa metrica
Rivestimenti protettivi-zincatura
Caratteristiche tecniche delle funi ad uso strutturale
Modulo di elasticità-deformabilità della fune
- 561 Terminali d'ancoraggio e collegamenti
Terminali di ancoraggio
Connessioni tra funi
Morsetti di rete
Giunzioni longitudinali
Nodi deviatori
Nodi di bordo
- 566 Materiali in tessuto ad alta resistenza
Caratteristiche tecnologiche della membrana
Modello di taglio delle membrane
Materiali innovativi
- 568 Produzione e montaggio
- 569 Travi e reti di funi
- 569 Strutture radiali
- 570 **Juventus Stadium, Torino**
- 572 **Sistemi strutturali ibridi**
- 572 **Le travi armate**
- 572 La capriata Polonceau
- 572 Strutture ad arco armato
- 573 Caratteristiche strutturali
Sforzo assiale nei tiranti delle strutture ibride
Classificazione delle strutture ibride
Scopo del carico di pretensione PS
Controllo delle tensioni mediante la pretensione
- Controllo degli spostamenti mediante la pretensione
Metodi per introdurre lo sforzo di pretensione
- 575 **Fiera di Bologna, Padiglioni 18-20**
- 577 **Fiera di Bologna, Padiglioni 14-15**
- 578 **Coperture tensegrity**
- 578 Definizione di struttura tensegrity
- 578 Tipologie di celle elementari
- 579 Applicazioni alle strutture di copertura
Cupole
Reticolari piane a doppio strato
Archi
- 580 **Gymnastics Hall in Olympic Park, Seoul, Korea**
- 581 **Georgia Dome, Atlanta, USA**
- 582 **Sistemi di copertura mobili**
- 582 **Introduzione e cenni storici**
- 583 **Classificazione delle coperture mobili**
- 584 **Le principali tipologie di coperture mobili**
- 584 Sistemi a telaio
- 584 **Rogers Centre, Toronto, Canada**
- 585 **Oita Dome, Giappone**
- 586 Coperture mobili con strutture membranali
- 588 Coperture mobili con strutture pneumatiche
- 588 **Particolari accorgimenti in fase di progettazione**
- 588 Scelte progettuali architettoniche
- 589 Considerazioni sulla sicurezza

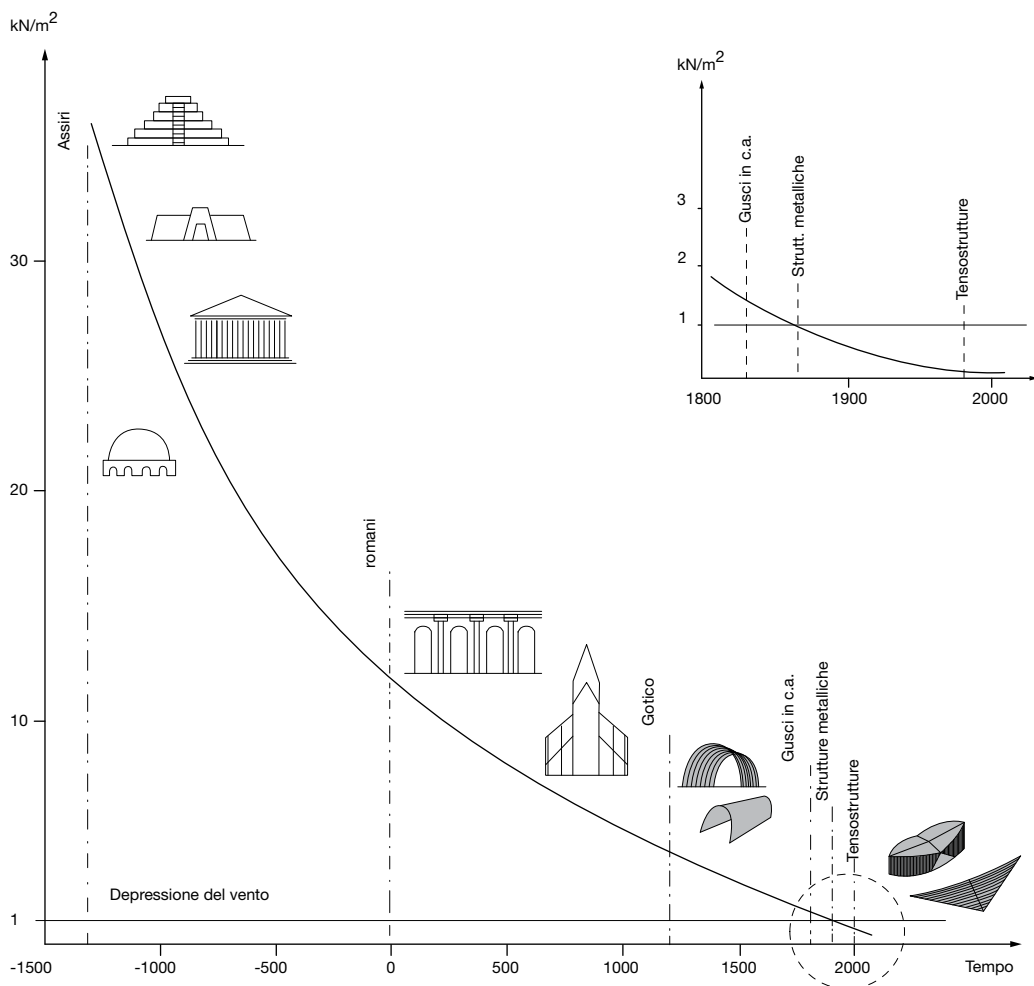
Dal massivo al leggero

La riduzione dei pesi propri delle strutture e, di norma, la conseguente minimizzazione dei costi e dei tempi di costruzione, sono stati i principali obiettivi da raggiungere nell'ambito della evoluzione della Scienza e della Tecnica del costruire. La riduzione dei pesi propri o pesi portanti, detti propriamente anche pesi morti (Dead Load) dagli anglosassoni, presenta andamento iperbolico nel tempo, come è possibile osservare dall'interessante diagramma di fig.1, nel caso specifico relativo ai pesi portanti di strutture di copertura.

La causa principale degli enormi pesi strutturali impiegati dagli Assiri (40[KN/m²]), Romani (15-20[KN/m²]) e nel periodo Gotico (circa 7-9[KN/m²]) è da attribuirsi, principalmente, al basso rendimento strutturale e ai modesti valori del rapporto resistenza/peso ($K = \sigma/\gamma$) dei materiali impiegati (Tab.1).

Mattoni e materiali litoidi, potendo solo resistere a sforzi di compressione semplice, dovevano obbligatoriamente essere associati a schemi costruttivi che si basassero essenzialmente sull'effetto stabilizzante della gravità. Cupole, volte e archi venivano eseguiti con enormi spessori, in modo che la curva delle pressioni originata dal peso proprio (peso portante) della struttura fosse poco influenzata, in direzione e intensità, dall'effetto provocato dai carichi accidentali (pesi portati), garantendo la stabilità con il centramento della curva stessa all'interno della sezione strutturale (Figg.2-4).

Fig.1 Andamento storico dei 'pesi morti' delle strutture



Materiali convenzionali	σ_t^R [N/mm ²]	σ_c^R [N/mm ²]	γ_k [KN/m ³]	k_t [m]	k_c [m]
Mattoni		3	18		166
Legno	85	37,5	5	21,25	9,375
Calcestruzzo		30	25		1,200
S355	520		79,5	6,66	-
S460	640		79,5	8,05	-
S690	860		79,5	10,08	-
S850	1050		79,5	13,37	-
Titanio	900		45	20,00	-
Materiali compositi Hi-Tech					
Fibre di carbonio unidirezionali	1400		15,5	90,00	-
Tessuto in fibre di carbonio	800		15,5	52,00	-
Fibre aramidiche unidirezionali	1600		13	123,00	-
Tessuto in fibre aramidiche (Kevlar)	750		13	58,00	-
Fibre di vetro unidirezionali	1100		20	55,00	-
Tessuto in fibre di vetro	450		20	22,50	-

Tab.1 Proprietà meccaniche dei materiali da costruzione: k è il rapporto resistenza/peso nel caso di sollecitazione di trazione (k_t) e di compressione (k_c)

L'impiego di materiali che lavorano essenzialmente in regime di soli sforzi di compressione, associati a schemi strutturali e tipologie costruttive basate sull'effetto stabilizzante della gravità agente su masse strutturali di notevoli dimensioni, individuano una tradizione costruttiva massiva o pesante, dove il rapporto tra peso portante (Dead Load=DL) e peso portato (Live Load=LL) è molto maggiore dell'unità, comportando, in senso energetico, un basso rendimento strutturale.

Quanto detto si può schematizzare chiaramente nel seguente modo, definendo pesanti quelle strutture per le quali è valevole la relazione:

$$\frac{\text{peso portante (DL)}}{\text{peso portato (LL)}} \gg 1 \quad (1)$$

dove:
 peso portante=peso proprio, permanente o morto della struttura
 peso portato=carichi utili o accidentali, portati dalla struttura

Una notevole riduzione del suddetto rapporto avviene in corrispondenza della seconda rivoluzione industriale. Nuovi materiali da costruzione, in particolar modo l'acciaio, permettono di associare nuovi schemi costruttivi e tipologie strutturali assai più efficienti.

L'acciaio, congiuntamente al calcestruzzo, permette di ottenere due notevoli risultati: la trasmissione di elevati valori di tensione principali di trazione e la possibilità di ottenere configurazioni geometriche complesse.

L'elevato rapporto resistenza-peso del materiale acciaio permette alle costruzioni metalli-

che di varcare, per prime, la soglia del rapporto unitario tra peso portante e peso portato, considerando, quale carico accidentale di riferimento convenzionale, una pressione di 1[KN/m²] (Fig.1).

Le tensioni di trazione trasmesse dalle barre d'acciaio permettono di instaurare un regime di flessione-taglio, riducendo i pesi degli elementi travi in cemento armato. L'iniziale plasticità del calcestruzzo (fase di gettata) permette, d'altro canto, di conformare le superfici medie delle strutture portanti in modo da lavorare, almeno per la condizione di carico permanente, essenzialmente in regime membranale.

Dunque con un materiale litoide artificiale quale il calcestruzzo (resistente a compressione), l'impiego dell'acciaio (resistente a trazione) e l'adozione di schemi strutturali a comportamento meccanico membranale si eseguono gusci sottili di 30 m di luce libera con spessori di soli 100-150 mm (Figg.6,7).



Fig.2
Archi circolari nel Salò del Tinell del Palau Reial Major, Barcellona, 1359-1962

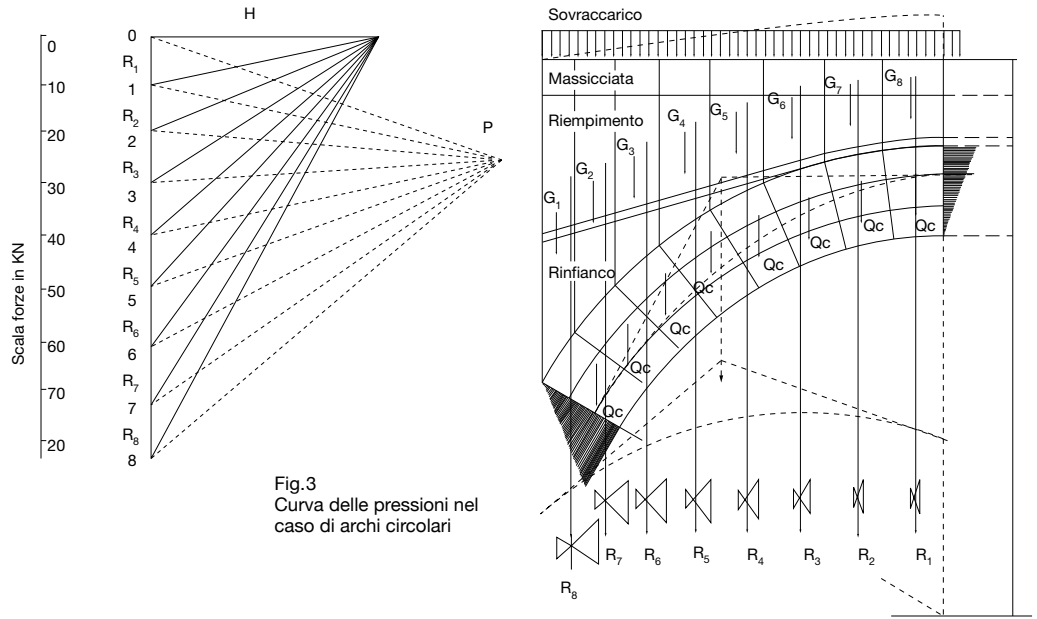


Fig.3
Curva delle pressioni nel caso di archi circolari



Fig.4
Interno del Monastero dos Jerónimos, Lisbona, Portogallo

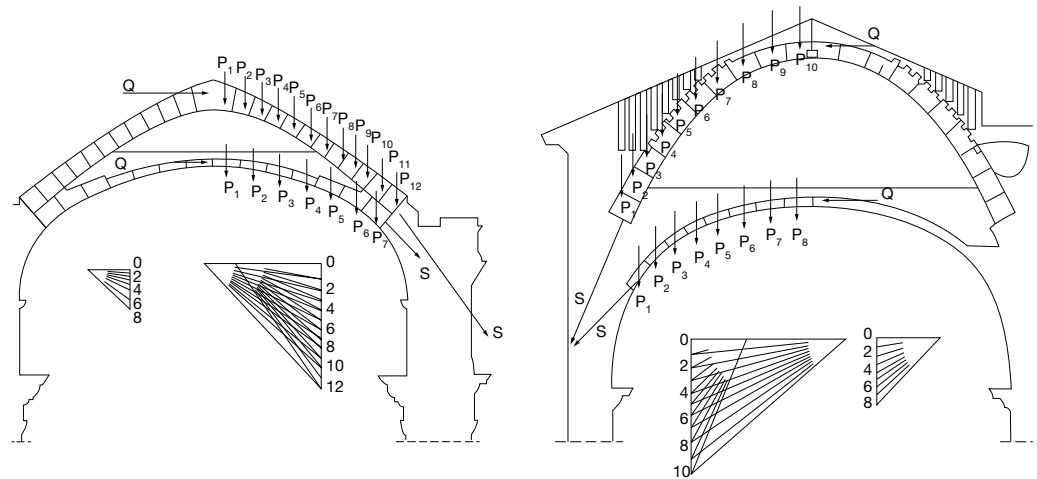
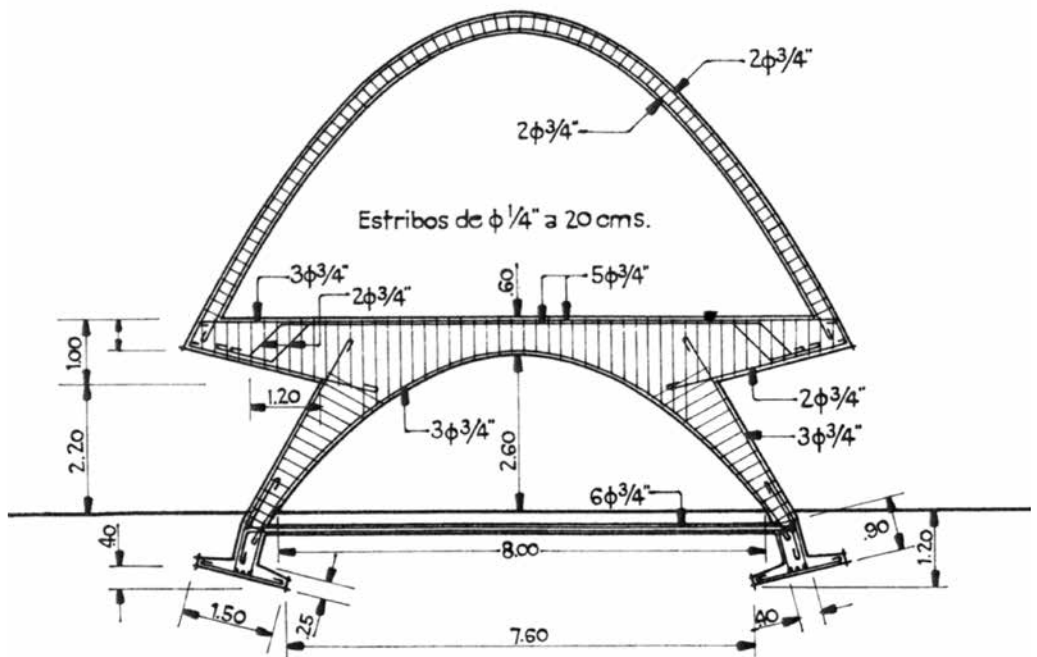


Fig.5
Curva delle pressioni nel caso di archi a sesto acuto tipici dell'architettura gotica



Fig. 6,7
Jorge Gonzalez Reyna, Felix Candela, Laboratorio per la ricerca sui raggi cosmici, Ciudad Universitaria, Città del Messico, 1951-1952



Gli schemi strutturali, associati al materiale acciaio, permettono alle costruzioni metalliche di ottenere una notevole riduzione dei pesi strutturali (circa dieci volte) rispetto alle strutture in cemento armato, anche se, per gli schemi convenzionali, l'alternanza degli sforzi di compressione e trazione comporta la necessità di sovradimensionare, in termini di peso strutturale, le membrature compresse entro limiti che garantiscano una sufficiente sicurezza contro i fenomeni di instabilità (Figg.8-11).

Con la disponibilità di acciai ad alta resistenza e con l'avvento delle funi d'acciaio, è stato possibile associare a queste ultime schemi strutturali che permettono di impiegare il materiale al massimo delle proprie capacità di resistenza, instaurando esclusivamente sforzi di trazione. Detti schemi e tipologie strutturali sono perciò chiamati tensostrutture.

A esse è dovuto principalmente il raggiungi-

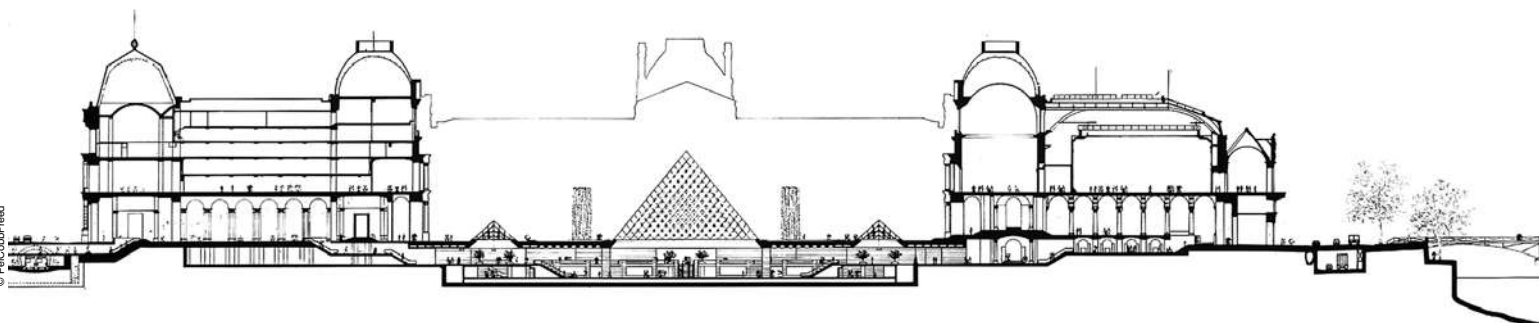
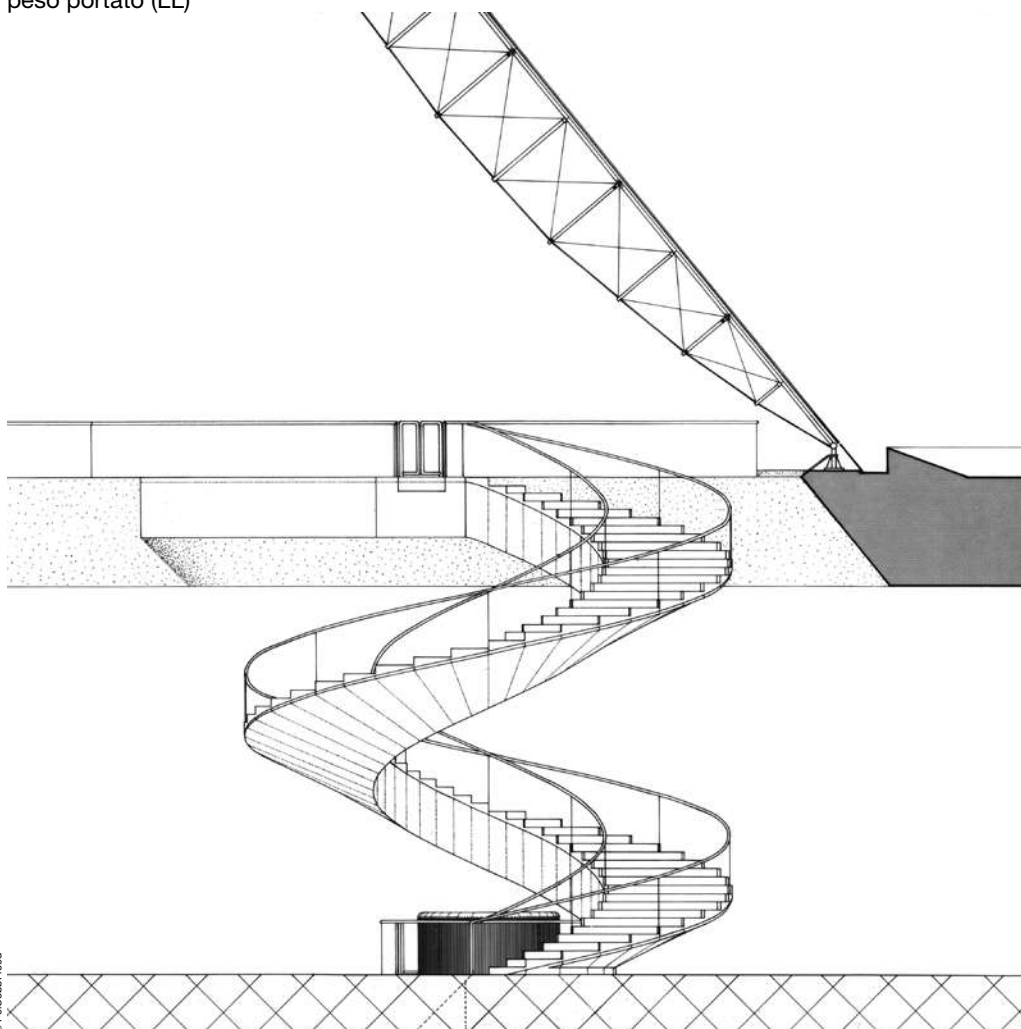
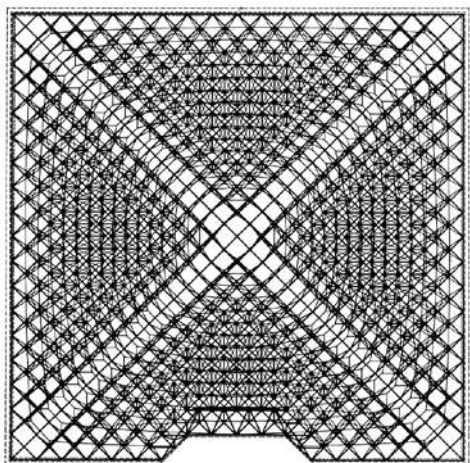
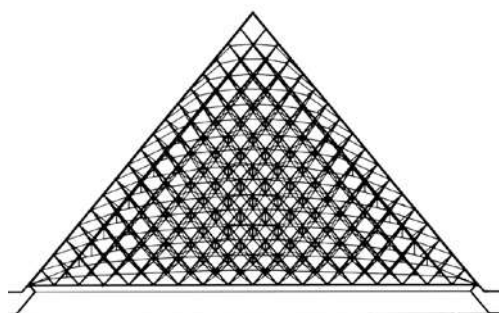
mento dell'obiettivo di minimizzazione dei pesi propri delle strutture orizzontali di copertura. Il peso portante (DL) strutturale è ora, orientativamente, di 100 volte minore rispetto a quello delle strutture in cemento armato e di 10 volte minore delle convenzionali strutture metalliche. I progettisti si trovano così di fronte a nuove problematiche strutturali, quali la stabilizzazione della copertura contro i problemi di sollevamento prodotti dalla depressione del vento, instabilità aeroelastica, flutter, ecc.

Con le tensostrutture è possibile definire una nuova e moderna tradizione costruttiva: le strutture leggere, dove il rapporto peso portante/peso portato diventa una quantità molto minore dell'unità. Pertanto diamo la seguente definizione per le strutture leggere:

$$\frac{\text{peso portante (DL)}}{\text{peso portato (LL)}} \ll 1 \quad (2)$$



Figg.8-11
Pei Cobb Freed & Partners,
Grand Louvre, Parigi,
Francia, 1989.
Esempio di struttura leggera
in acciaio stabilizzata con cavi



© PeiCobbFreed

© PeiCobbFreed

© PeiCobbFreed

Arco, fune e trave

Nella fig. 12 è illustrato il differente comportamento meccanico di un arco a tre cerniere e di una fune in funzione del rapporto fra la freccia e la luce f/l .

Come si può osservare al diminuire di questo rapporto cresce il valore della spinta orizzontale H in modo non proporzionale: infatti per bassi valori del rapporto f/l si ha che piccole variazioni di tale rapporto corrispondono a grandi aumenti della spinta H .

In teoria non esistono limiti di rapporto f/l per le funi, il vincolo progettuale è dato dalla capacità delle strutture di ancoraggio di assorbire la spinta orizzontale H .

Per quanto riguarda gli archi è noto che un arco incernierato alle estremità al momento del collasso presenta tre cerniere plastiche, una in mezzeria e le altre in corrispondenza delle reni, mentre una trave doppiamente appoggiata collassa per la formazione di una sola cerniera plastica posta in mezzeria.

Da prove sperimentali e da simulazioni numeriche¹ risulta che per valori troppo bassi del rapporto f/l (inferiori circa al 4%) si ha che il meccanismo di collasso della struttura non è più quello di un arco ma quello di una trave.

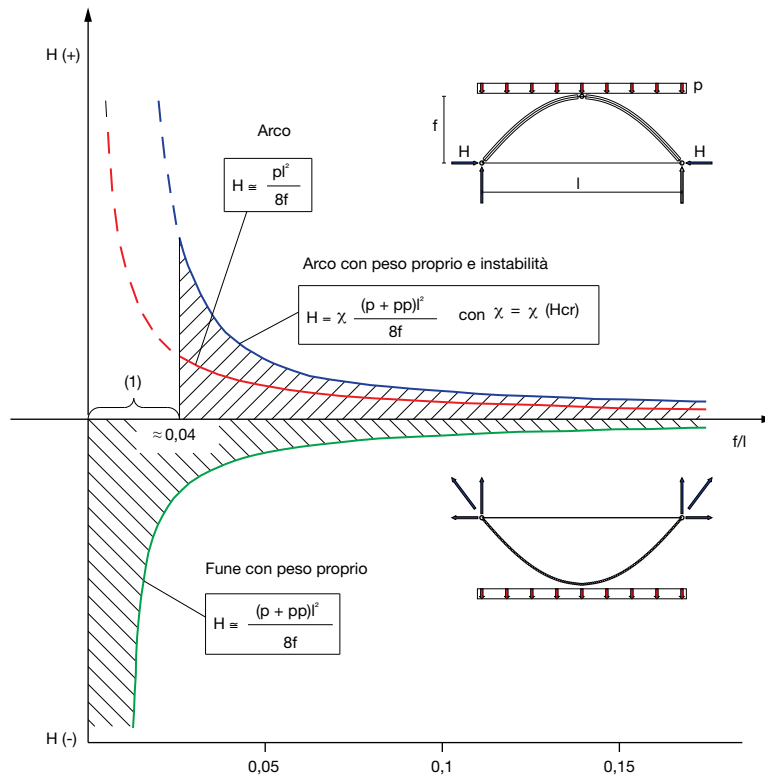


Fig. 12 Confronto fra il comportamento meccanico di una fune e quello di un arco a tre cerniere in funzione del

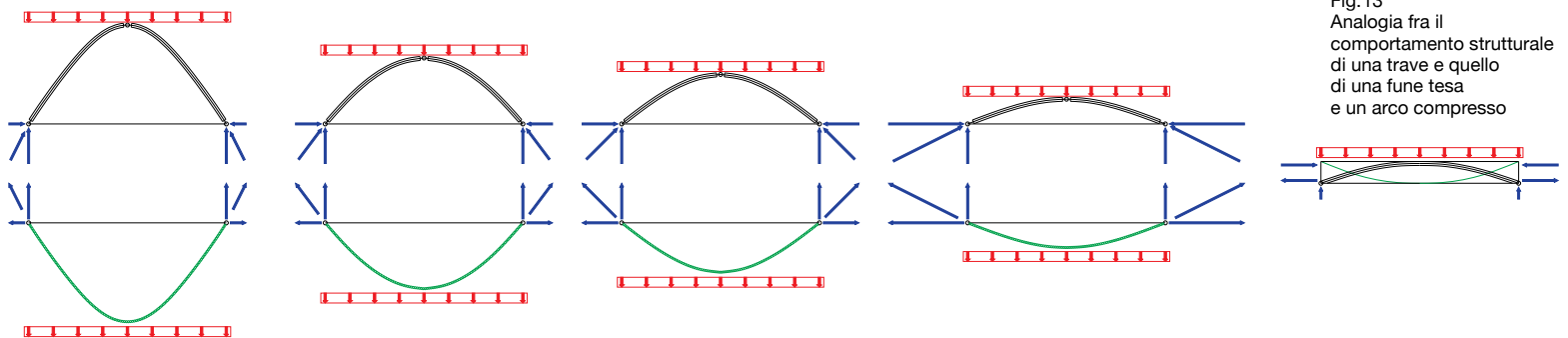


Fig. 13 Analogia fra il comportamento strutturale di una trave e quello di una fune tesa e un arco compresso

Per quanto esposto sopra occorre evitare di progettare strutture ad arco con bassi rapporti f/l in quanto si verrebbe a perdere il funzionamento ad arco e la struttura si comporterebbe invece come una trave, generando forti incertezze sulla sicurezza strutturale.

Inoltre per valori troppo elevati di f/l non risulta più vantaggioso in termini economici realizzare una struttura ad arco o in fune.

In fig. 13 si vede come il comportamento di una trave appoggiata sia riconducibile a una fusione del comportamento di una struttura a fune tesa e di una ad arco compresso.

Da un'analisi delle tensioni interne con il metodo degli elementi finiti (FEM=finite element method) di una trave doppiamente appoggiata soggetta a un carico da peso proprio si osserva infatti che l'andamento delle tensioni principali di trazione e compressione assume la configurazione di un arco compresso e di una fune tesa, come illustrato in fig. 14 dove in blu e in rosso sono indicate rispettivamente le tensioni principali di compressione e trazione in prossimità degli appoggi della trave.

Si può affermare quindi che i meccanismi strutturali principali associati alle strutture orizzontali, sono riconducibili concettualmente alla dualità arco-fune e al meccanismo ibrido flessionale della trave.

Nella fig. 15, pagg. 490, 491, è possibile osservare una raccolta di 'forme strutturali' riconducibili alla tipologia arco-trave-fune. Il quadro illustrato permette di estrapolare dal funzionamento piano 2D a quello spaziale 3D gli schemi tipologici di base.

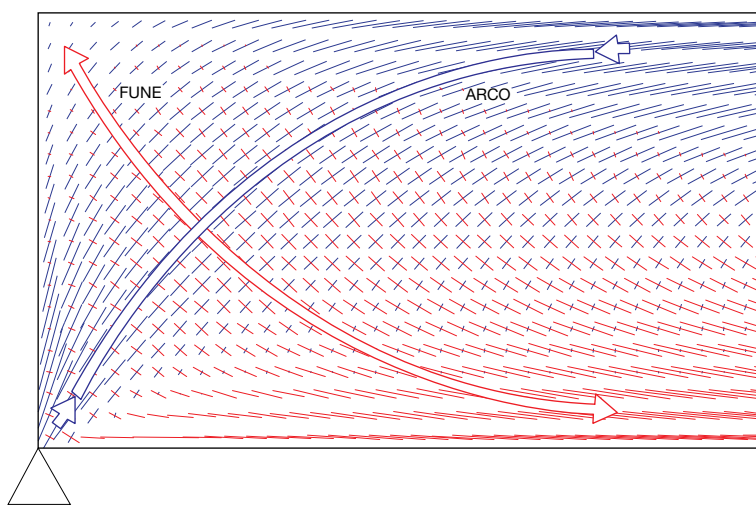


Fig. 14 Visualizzazione della distribuzione dei vettori delle tensioni principali (direzione e intensità) all'interno di una trave semplicemente appoggiata

La raccolta formale della fig. 15, pagg. 490, 491, tratta dal mirabile 'Sistema de estructuras' di Engel² è indirizzata a illustrare schemi tipologici architettonico-strutturali utili per la scelta concettuale preliminare nel processo di sintesi decisionale basata su esperienza progettuale, informazioni e capacità personali del progettista.

¹ M.C.M. Bakker, R.C. Spoorenberg, H. H. Snijder, J.C.D. Hoenderkamp, In-plane plastic limit load of steel circular arches, EUROSTEEL 200-5 Settembre 2008, Graz, Austria.

² Heino Engel, "Atlante delle strutture, Torino", UTET, 2001

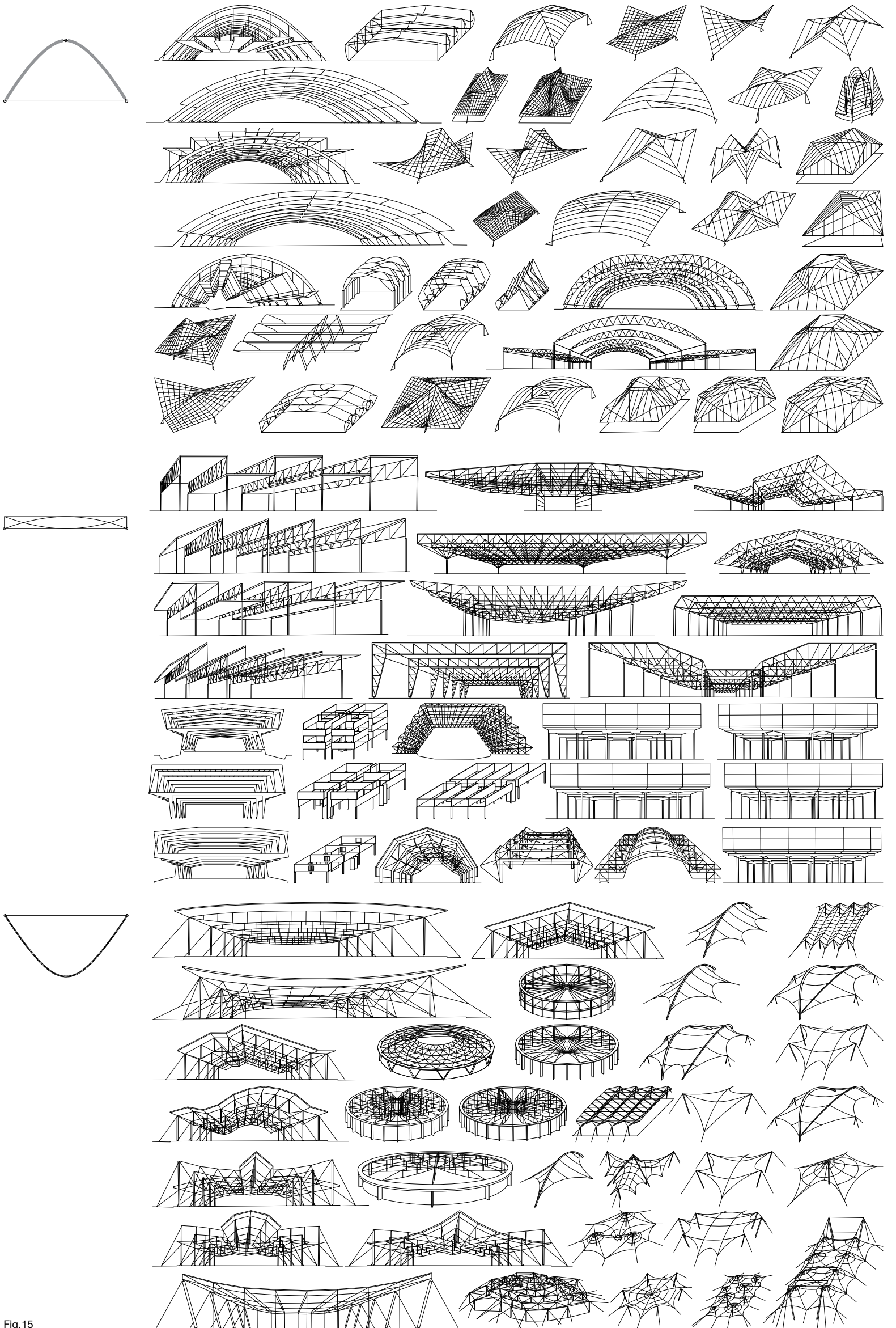
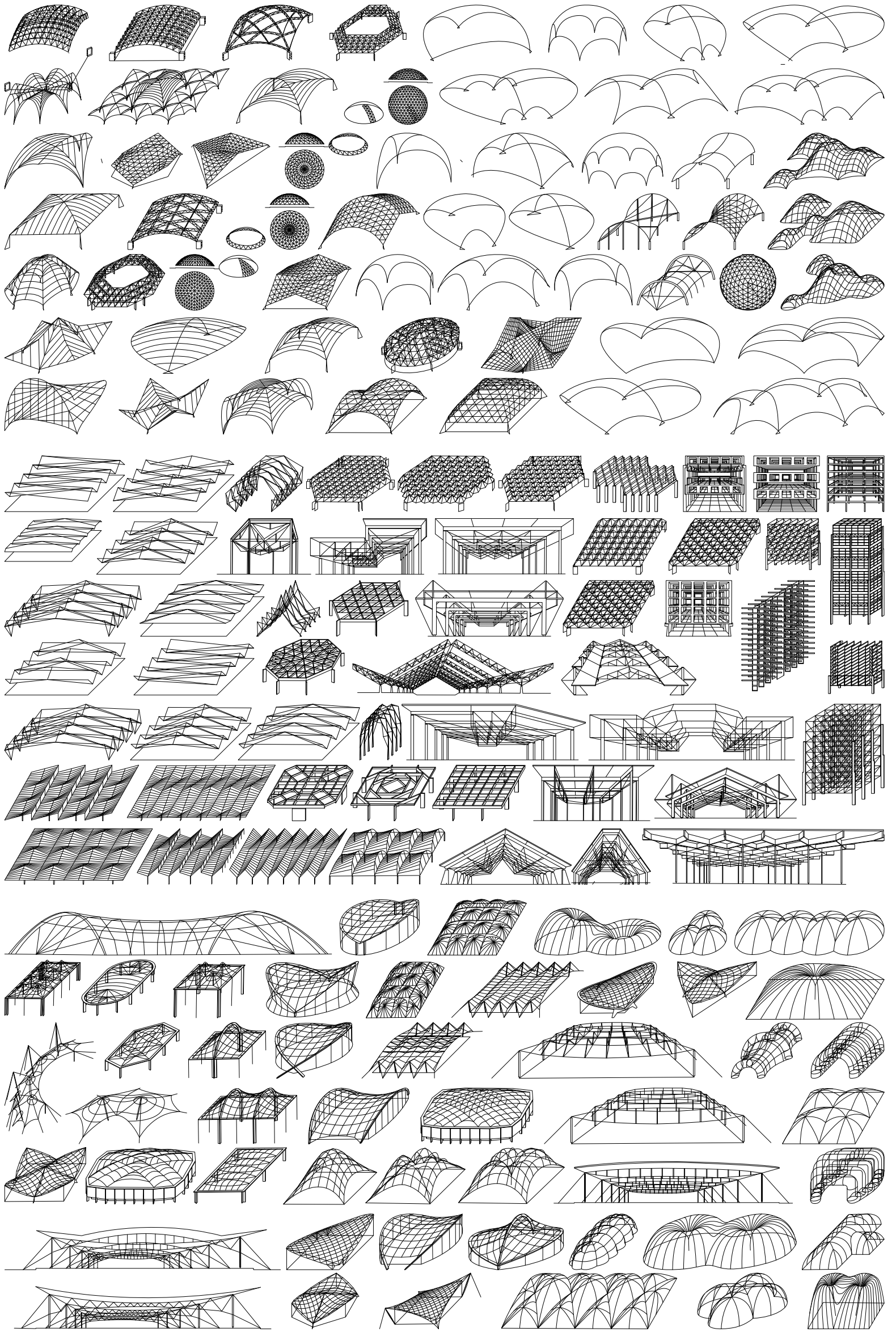


Fig.15



Le coperture di grande luce libera sono oggi ampiamente impiegate in vari settori dell'architettura.

Edifici sportivi

- Stadi
- Palazzi dello sport
- Piscine
- Piscine olimpiche
- Piste da pattinaggio
- Palazzi per atletica indoor

Edifici di importanza sociale

- Padiglioni fieristici
- Sale congressi
- Auditorium e teatri
- Attività a cielo aperto

Edifici industriali

- Hangar
- Terminali di aeroporti

Edifici con funzione ecologica

- Stoccaggio di materiali inquinanti
- Barriere contro l'inquinamento

In base allo stato dell'arte attuale, le tipologie strutturali più frequentemente impiegate per la realizzazione di coperture di grande luce sono:

Strutture reticolari

- Reticolari monostrato
- Reticolari multistrato
- Reticolari spaziali a semplice e a doppia curvatura

Strutture in funi

- Coperture sospese
- Coperture stabilizzate con funi
- Sistemi piani di funi
- Reti di funi mono e multistrato

Strutture membranali

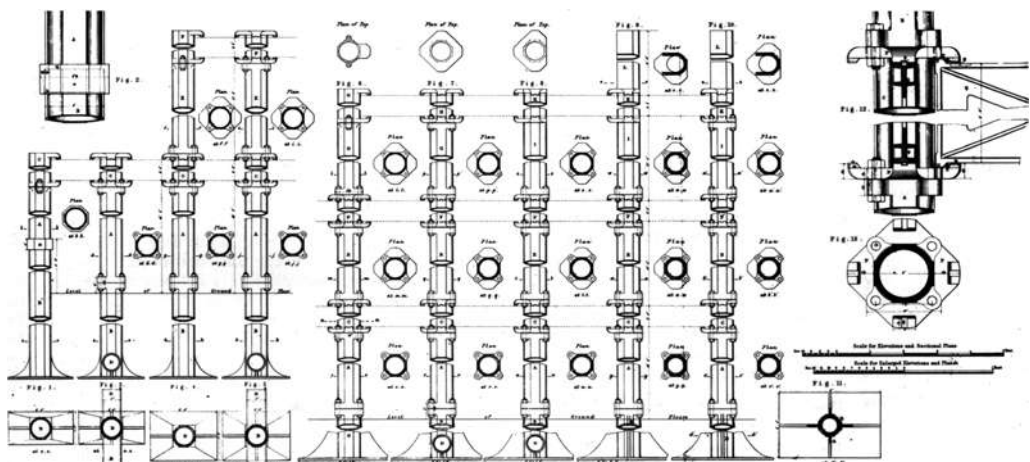
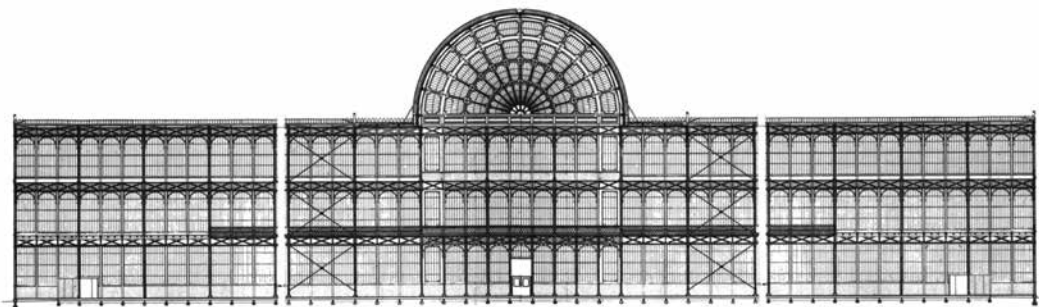
- Membrane presollecitate anticlastiche
- Membrane pneumatiche

Strutture ibride

- Sistema tensegrity
- Sistema di travi e cavi

Coperture mobili

- Sistema scorrevole per traslazione
- Sistema per rotazione
- Sistema pieghevole



Figg.16,17
Crystal Palace, Londra, UK, 1851

Evoluzione storica³

La formalizzazione della tipologia strutturale reticolare piana risale al 1880 con la pubblicazione della 'Teoria dei sistemi reticolari' di August Föppl. Prima della scrittura di questo trattato su progetto di Joseph Paxton era già stato costruito il Crystal Palace a Londra (Figg.16,17), che evidenziò per primo la possibilità dell'industrializzazione del processo costruttivo. La struttura infatti, dopo essere stata inizialmente installata a Hyde Park nel 1851 per ospitare l'Esposizione Universale, venne smontata e ricostruita a Levensham nel 1854. Seguace delle teorie proposte da Föppl, e influenzato dall'architettura del ferro dilagante in quegli anni, Gustave Eiffel nel 1889 vide erigere la sua sorprendente torre panoramica in occasione dell'Esposizione Universale di Parigi nel 1889 e a questa seguirono opere ispirate agli stessi principi come, ad esempio, il ponte 'Firth of Forth' a Queensferry. Nello stesso periodo hanno inizio studi sul possibile utilizzo di questa tipologia strutturale anche in ambito meccanico. Probabilmente i primi esempi di strutture reticolari spaziali furono sviluppati da Alexander Graham Bell che nel primo decennio del XX

secolo svolse studi sperimentali su reticoli spaziali composti da unità a ottaedro e a tetraedro, applicando questi studi anche alla costruzione di modelli di velivoli. Bell apprezzava la duplice proprietà, di alta resistenza e peso ridotto, caratteristica delle forme rigide tridimensionali tetraedriche e le utilizzò in molti suoi progetti. Una delle prime strutture reticolari che adottava nodi di fusione ed elementi tubolari fu la torre di osservazione a Beinn Bhreagh, USA costruita da Bell nel 1907. In campo biologico e fisico-chimico vi sono moltissimi esempi di strutture molecolari basate su geometrie spaziali elementari, ad esempio la coordinazione tetraedrica delle molecole dell'acqua nel ghiaccio (Figg.19,21). La stessa molecola d'acqua possiede una struttura che regola nello spazio le combinazioni degli atomi di ossigeno e di idrogeno (Fig.18), così come la struttura molecolare dell'acciaio presenta una disposizione degli atomi di ferro e di carbonio secondo un ordine tridimensionale (Fig.20). L'osservazione e l'imitazione delle strutture dei cristalli ha sicuramente influenzato la ricerca e l'applicazione delle strutture spaziali in ambito architettonico.

Fig.18

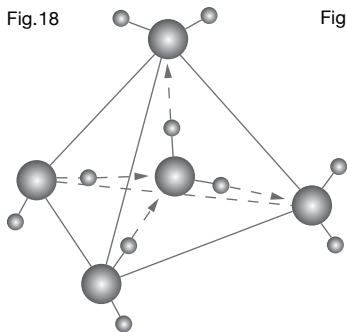


Fig.19

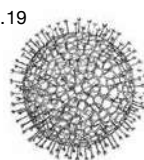


Fig.20

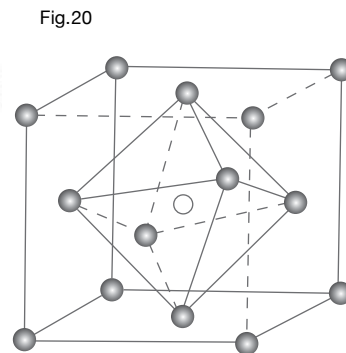
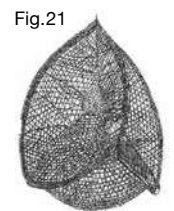


Fig.21



Figg.18-21
Coordinazione tetraedrica delle molecole dell'acqua nel ghiaccio e soluzione solida interstiziale del carbonio nel ferro gamma

3 John Chilton, Atlante delle strutture reticolari, UTET, Torino 2002

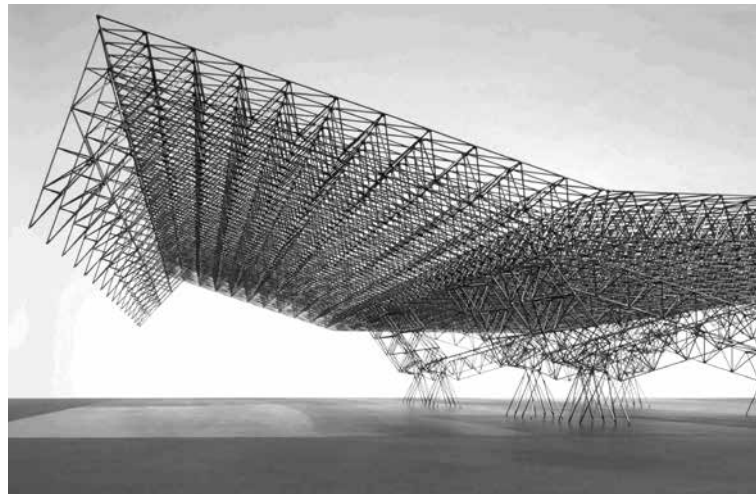
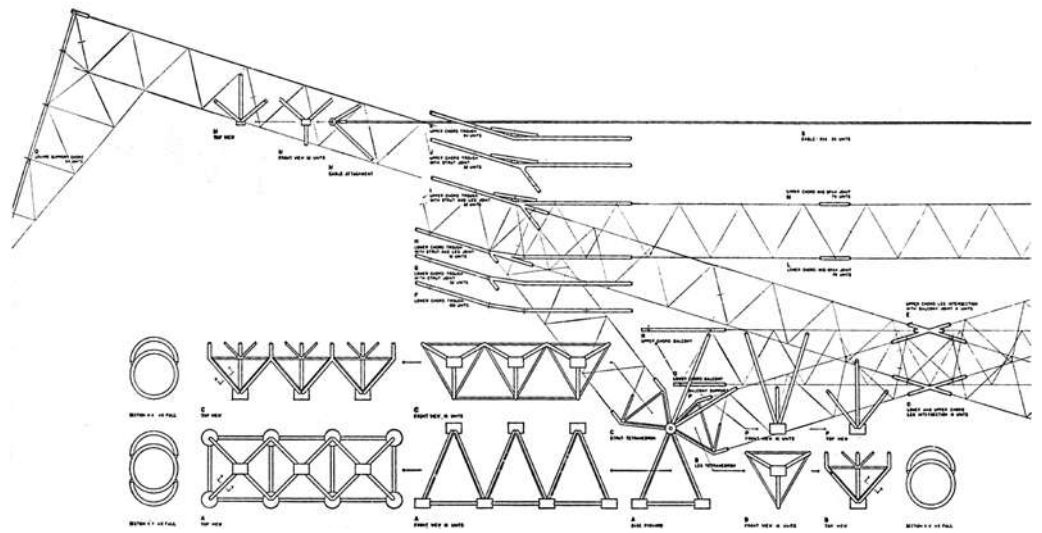
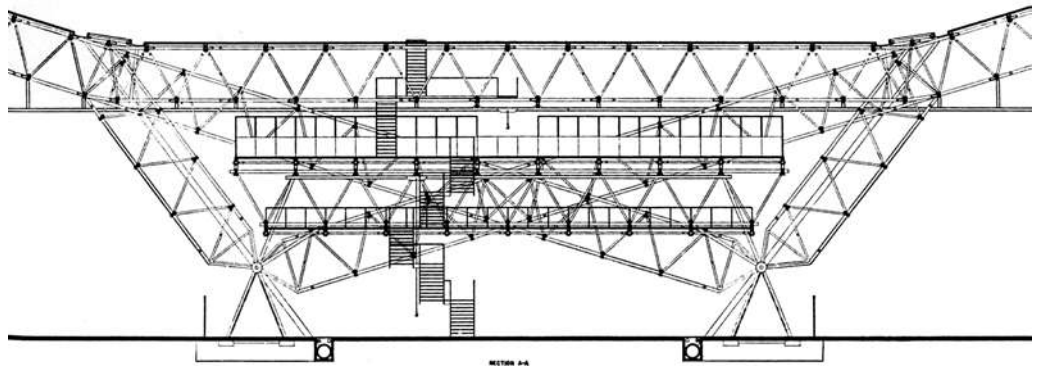
Le strutture reticolari tridimensionali vennero utilizzate in architettura a partire dall'introduzione del sistema Mero, nel 1943.

Si trattava dal primo sistema di reticoli spaziali disponibile commercialmente su larga scala, e venne sviluppato in Germania da Max Mengeringhausen (1903-1988). Il sistema è composto da aste tubolari connesse a nodi dotati di giunti sferici. In Gran Bretagna, negli anni Cinquanta, Denings di Chard sviluppò il sistema Space Deck, basato sulla giunzione per bullonatura di moduli piramidali in acciaio prefabbricati. Da allora in poi, e con poche modifiche alle dimensioni dei moduli e ai materiali, gli Space Deck sono stati largamente usati con successo. Un modulo simile, con le stesse dimensioni in pianta ma con una diversa altezza totale, è stato adottato per la costruzione di coperture e solai dal sistema di edilizia modulare Nenk. Questi reticoli spaziali, nei cui vani quadrati superiori venivano inserite lastre prefabbricate in calcestruzzo, hanno consentito di realizzare solai con maggiore libertà nella collocazione delle colonne e di conseguenza migliore programmazione nell'utilizzo dello spazio sottostante. Nel corso degli anni Cinquanta e Sessanta furono sviluppati, a livello mondiale, moltissimi sistemi reticolari spaziali.

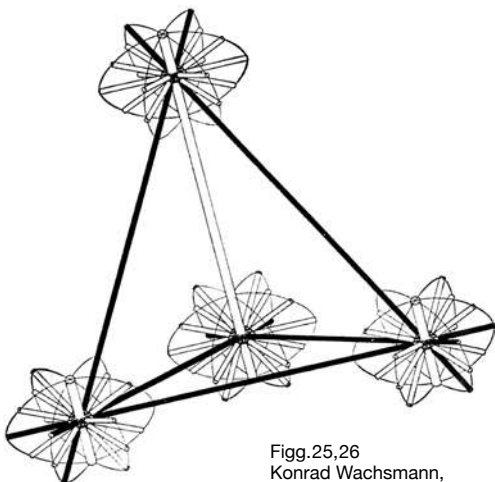
La copertura del Ford Rutunda Building costruita in Michigan nel 1953, è costituita da reticoli Octet Truss in alluminio che formano le facce di una cupola geodetica del diametro di 28,4 m e pesante solo 8,5 tonnellate. Questa struttura reticolare è una costruzione 'senza nodi' perché le testate a X delle aste ne consentono la bullonatura diretta nei punti di intersezione, senza richiedere l'uso di uno specifico elemento nodale.

Konrad Wachsmann (1901-1980) fu incaricato nel 1959 di sviluppare un sistema reticolare per gli hangar a grandi luci dell'aeronautica americana (Figg.22-26). L'incarico richiedeva grande flessibilità nella costruzione, nella geometria e nel tipo di edificio, ma esigeva anche che i componenti fossero smontabili e riutilizzabili nella stessa o in altre configurazioni.

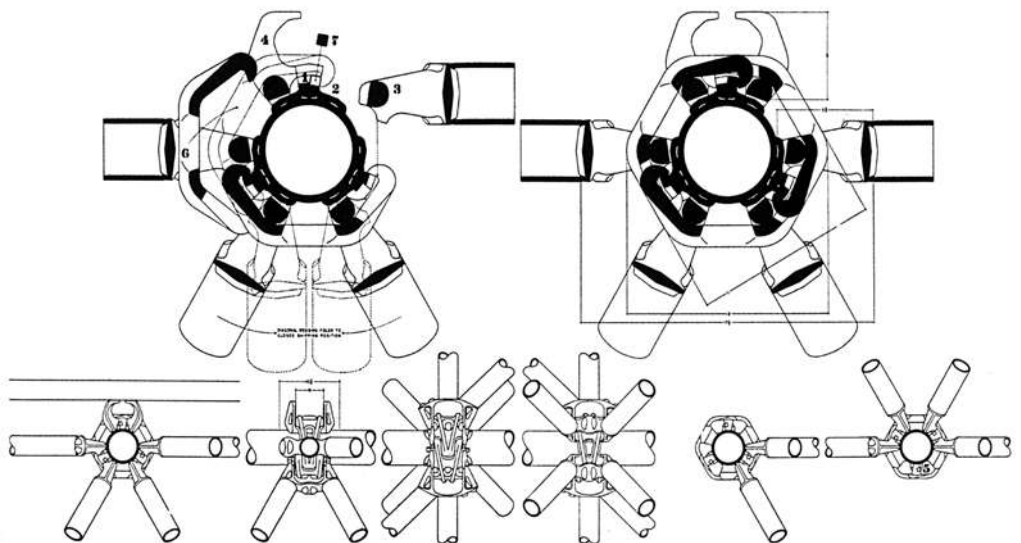
Il sistema di Wachsmann prevedeva un connettore universale abbastanza complicato, costituito da una combinazione di quattro elementi standard forgiati a stampo che consentono di collegare fino a venti elementi tubolari a ogni giunto. I giunti fra correnti e diagonali furono progettati in modo che per il loro montaggio in cantiere fosse sufficiente solo un martello, con il quale si forzavano, entro appositi intagli, tre cunei di acciaio dolce che servivano a bloccare i connettori sulle aste dei correnti principali.



Figg.22-24
Konrad Wachsmann,
Hangar per l'Aeronautica
Militare degli Stati Uniti,
1950-1953



Figg.25,26
Konrad Wachsmann,
giunto universale



In Francia, Stéphane du Château sviluppò i sistemi Tridirectionelle SDC (1957), (Fig.27), che richiedeva la saldatura in officina o in cantiere delle aste tubolari ai giunti, e Pyramitec (1960), che utilizzava moduli piramidali a base triangolare, quadrata o esagonale.

Questo sistema fu il precursore dell'Unibat (1962), che prevedeva moduli simili, uniti per bullonatura solo alle estremità.

Du Château progettò anche i sistemi Tridimatic (1965), ottenuto con l'interconnessione di reticoli piani prefabbricati, e Spherobat (1984), che usa nodi sferici in due pezzi, attraverso i quali i bulloni si fissano alle estremità delle aste tubolari. In Canada la Fentiman Bros. di Ottawa, Ontario, introdusse su base commerciale nel 1960 il sistema Triodetic che usa prevalentemente alluminio come materiale per le aste e per i giunti.

L'innovazione del sistema consisteva nell'uso di elementi tubolari estrusi, appiattiti o zigrinati alle estremità e di un mozzo compatto estruso dotato di scanalature che si adattano alle estremità zigrinate dei tubi.

Fig.28
Impaccamenti di sfere
studiati da Richard
Buckminster Fuller

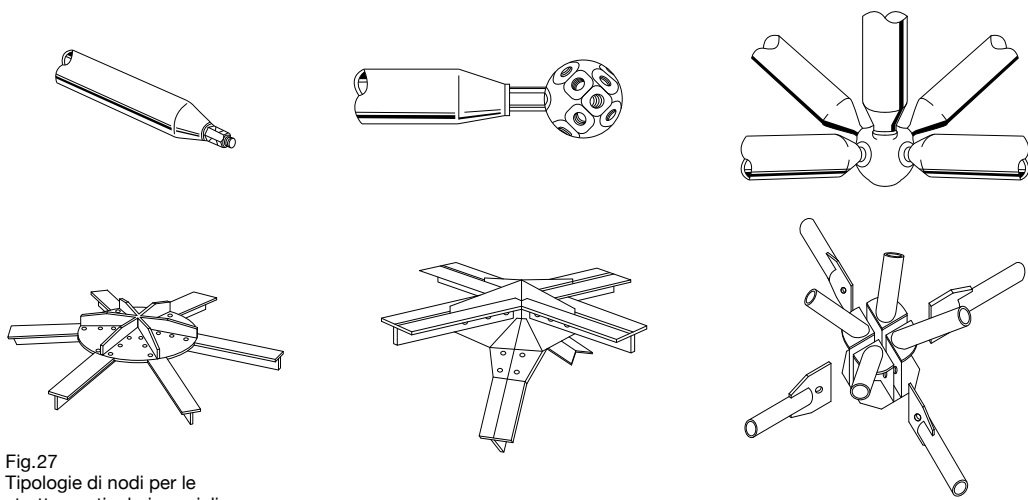
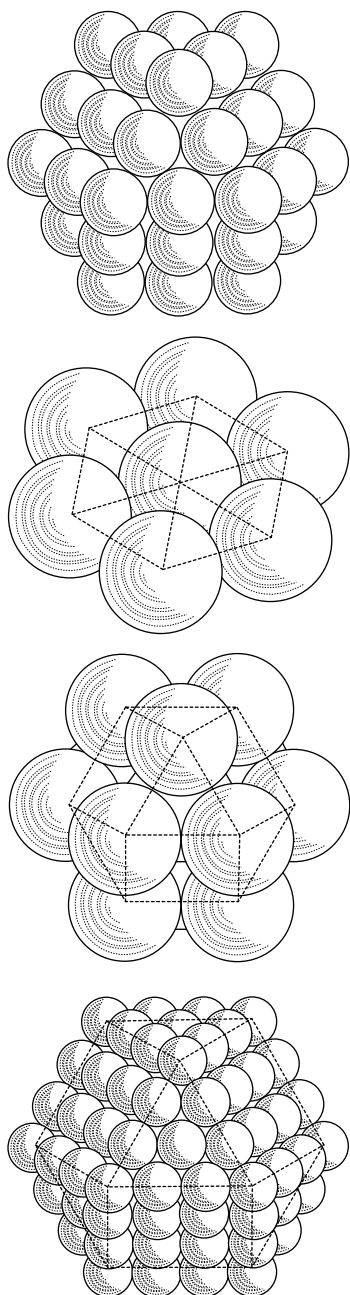
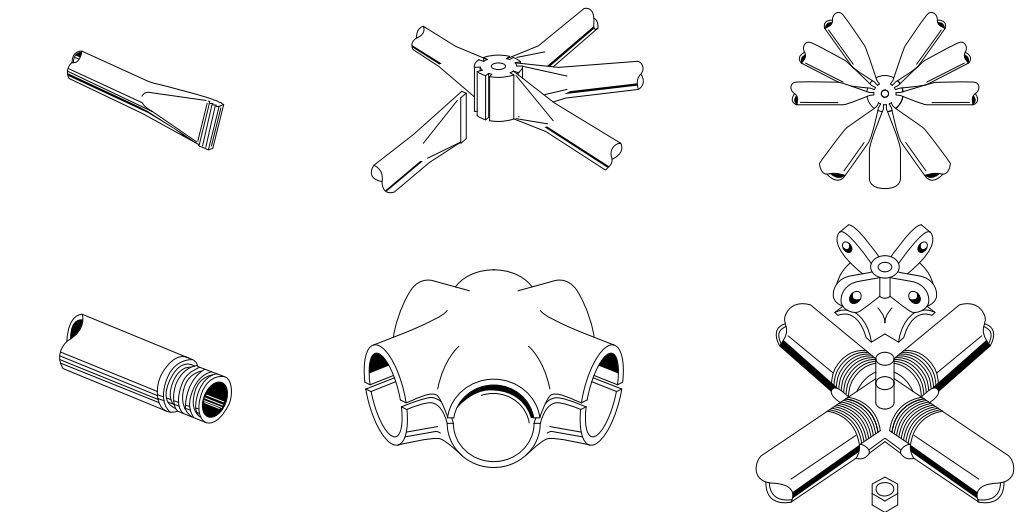


Fig.27
Tipologie di nodi per le
strutture reticolari spaziali



Negli USA, Richard Buckminster Fuller (1895-1981), a seguito dei suoi studi sul posizionamento nello spazio di sfere a contatto fra loro, sviluppò il sistema Octet Truss, il cui nome deriva dalla figura geometrica a ottaedro/tetraedro formata dalle linee che collegano i centri delle sfere impaccate fra loro in un insieme continuo, in modo che ogni sfera sia circondata da altre dodici in stretto contatto (Fig.28). Gli elementi della trave reticolare seguono l'andamento di queste linee.

Fuller, in occasione dell'Expo del 1967 a Montreal, costruì il padiglione americano realizzando una cupola geodetica di 76 m di diametro a tre quarti di sfera. Robert Le Ricolais e a Z. S. Makowski studiarono, con notevolissime implicazioni sul piano del calcolo, l'impiego di piastre reticolari a doppio strato, mettendone in luce le doti di rigidità e leggerezza. Alla fine degli anni Sessanta e nei primi anni Settanta del XX secolo il più largo impiego dei computer e lo sviluppo di programmi per un'analisi più accurata delle strutture spaziali accrebbero la fiducia nel loro impiego per strutture più estese e di maggiore luce, e molti pionieristici sistemi reticolari furono sostituiti dai sistemi di seconda generazione.

La British Steel Corporation (Divisione Tubi), ora British Steel Tube & Pipes, sviluppò il sistema Nodus (Fig.27) dotato di una limitata gamma di sofisticati giunti standard e progettato per adattarsi ai suoi prodotti a sezione tubolare, disponibili in diverse dimensioni con diverse capacità di carico.

Per le olimpiadi di Città dei Messico nel 1968, gli architetti Felix Candela, Antoni Peyri e Castenada Tamborrel progettarono un palazzo dello sport la cui copertura era supportata

da una serie di archi reticolari che si intersecavano ortogonalmente e che formavano un reticolo spaziale a doppia curvatura e a doppio strato, con una luce di 132 m. All'Expo 70 di Osaka, anche il Giappone costruì diverse strutture reticolari.

Da segnalare, al centro dell'area espositiva l'enorme reticolo di 291,6x108 m, supportato da sei colonne alte 30 m sul livello stradale, che ricopriva il Festival Square (architetto: Kenzo Tange; ingegnere: Yoshikatsu Tsuboi). Esempi notevoli di reticoli a grande luce costruiti nel 1970 e 1973, furono gli hangar di manutenzione della British Airways all'aeroporto londinese di Heathrow, progettati da Z. S. Makowski & Associates.

Negli anni Ottanta del XX secolo, l'impiego di profilati continui in acciaio laminato a freddo per le aste di reticoli spaziali 'senza nodi', portò allo sviluppo di sistemi più economici e più leggeri, come quello australiano Harley, che possono competere con le già affermate costruzioni di telai a portale per edifici di media luce. In questo tipo di reticolo, i correnti continui nelle due direzioni ortogonali sono costituiti da profilati a C bullonati ai nodi dorso contro dorso. Negli anni Ottanta e nei primi anni Novanta compaiono in Gran Bretagna il CUBIC Space Frame, lo SPACE-grid e i sistemi reticolari Conder Harley; si tratta rispettivamente di un telaio spaziale modulare, di uno sviluppo del sistema UNIBAT di reticoli spaziali e di una versione modificata del sistema australiano di reticoli spaziali Harley.

Tutto ciò ha portato all'evoluzione degli schemi statici e all'individuazione delle reticolari spaziali come tipologia costruttiva capace di sfruttare la leggerezza e la rigidità del mate-

riale acciaio quando lavora per sforzo assiale; infatti si ha un migliore sfruttamento del materiale se negli elementi resistenti non si generano sollecitazioni di tipo flessionale.

Il sistema di aste e nodi, mutuamente connessi, ha evidenziato i vantaggi di prefabbricazione e standardizzazione degli elementi per il cui montaggio è necessaria una quantità di manodopera inferiore rispetto a quella impiegata per le strutture tradizionali.

Inoltre, un sistema reticolare spaziale è caratterizzato da quella leggerezza, conseguente alla diminuzione della quantità di materiale impiegato, che permette una buona ripartizione dei carichi e un ottimizzabile sfruttamento del materiale. Questi risultati si manifestano ora nel ruolo preminente delle reticolari spaziali nella progettazione di grandi strutture di copertura e, essendo indiscutibili i vantaggi che derivano dal loro impiego, sono tuttora oggetto di studi, progressi tecnologici e strutturali che fanno intravedere forme sempre più complesse di impiego.

Tipologie strutturali

Introduzione

Nelle strutture reticolari piane le aste sono disposte in modo da formare geometrie triangolari, ed è proprio l'indefornabilità del triangolo a conferire alla struttura una notevole rigidità. Le strutture reticolari spaziali sono derivate da quelle reticolari piane e si sviluppano per ripetizione di una maglia di base, tipicamente tetraedrica o semi-ottaedrica: si tratta di una tipologia strutturale ad alto grado di iperstaticità caratterizzata da rigidità e leggerezza.

Si prevede che i carichi siano applicati esclusivamente ai nodi assunti come cerniere perfette e che in essi concorrano, prive di eccentricità, aste unicamente soggette a sforzi assiali.

Le aste di una reticolare spaziale sono disposte in maniera tale che i carichi esterni vengano assorbiti, non solo dalle membrature a essi più direttamente interessate, ma anche da tutte le altre, comprese quelle che si trovano lontane dal punto di applicazione del carico.

Si realizza quindi uno stato tensionale più uniforme di quello che può ottenersi in una struttura tradizionale, con una migliore distribuzione degli sforzi tra le varie aste; l'eventuale cedimento di un elemento resistente, non conduce, in genere, al dissesto totale dell'opera (collasso progressivo o 'a catena'), in quanto le membrature non interessate al fenomeno possono dar luogo a una nuova situazione di equilibrio cui corrisponde, naturalmente, un diverso stato tensionale del complesso.

La sovradescritta capacità redistributiva degli sforzi di una struttura è detta 'effetto spaziale'. Questo è naturalmente dipendente dalla sua forma strutturale e, per una stessa forma, dalla geometria dello schema.

Da un punto di vista statico, inoltre, una struttura spaziale in acciaio può avere un compor-

tamento compreso tra due situazioni limite.

Posti a un estremo gli schemi nei quali i carichi inducono solo sforzi flessionali, taglianti e torcenti, all'altro si trovano quelli in cui le sole sollecitazioni esistenti nelle varie membrature sono gli sforzi normali di trazione o compressione. Nella pratica una struttura si trova sempre in una situazione intermedia tra quelle descritte; essa gode cioè in misura più o meno spiccata di quello che si definisce 'effetto reticolare' che contraddistingue un sistema i cui membri siano sollecitati solo da sforzi normali di trazione o compressione. È indubbio che una struttura reticolare in acciaio sia tanto più valida staticamente ed economicamente quanto maggiori risultino in essa, sotto l'azione dei carichi, sia l'effetto spaziale sia l'effetto reticolare, i quali riflettono rispettivamente la distribuzione e lo sfruttamento ottimale del materiale impiegato. Le caratteristiche di comportamento spaziale e reticolare colgono la natura essenziale delle strutture reticolari spaziali, in base a queste è possibile distinguere fra la vasta tipologia di opere esistenti gli schemi reticolari spaziali propriamente detti da quelli che solo formalmente appaiono tali.

Le strutture reticolari spaziali generalmente presentano le seguenti caratteristiche:

- strutture definite geometricamente da nodi situati nello spazio e da aste che li collegano secondo disposizioni ripetitive, generalmente a matrice di forma tetraedrica o piramidale (Fig.29);

- strutture a comportamento statico integrato, cioè prive di una specifica differenziazione degli elementi componenti in rapporto alle diverse azioni esterne o funzioni statiche assolute (ad esempio elementi principali o secondari, elementi portanti o di controvento ecc.);

- strutture prevalentemente caricate solo in corrispondenza di nodi, per cui le aste componenti, considerando i nodi come cerniere sferiche, risultano sollecitate quasi esclusivamente da sforzo normale (bielle tese o compresse).

Le strutture reticolari spaziali sono utilizzate più spesso per realizzare costruzioni continue quali piastre, volte a semplice o doppia curvatura, oppure sistemi composti di piastre o di volte. La tipologia di reticolare spaziale più ricorrente è quella a doppio strato, i cui nodi sono disposti su piani paralleli (strato inferiore e strato superiore).

Le aste che collegano nodi dello stesso strato sono dette correnti; quelle che collegano un nodo dello strato inferiore con uno dello strato superiore sono dette diagonali.

Le esigenze fondamentali che una struttura reticolare spaziale deve soddisfare per garantire buone prestazioni sia sul piano strutturale sia su quello economico, si possono riassumere nei seguenti punti fondamentali:

- i carichi agenti (in particolare quelli concentrati) devono interessare tutte le membrature della struttura;

- gli elementi che compongono la struttura devono essere soggetti prevalentemente a sforzi normali e l'entità delle sollecitazioni non deve variare eccessivamente da un elemento all'altro;

- l'impiego di un numero limitato di sezioni per realizzare i profili;

- verificare che nel caso di eventuale cedimento di uno o più elementi distinti si riesca a creare un percorso alternativo di carico salvaguardando così la stabilità globale della struttura;

- le operazioni di montaggio e rimozione della struttura o di parti di essa devono poter es-

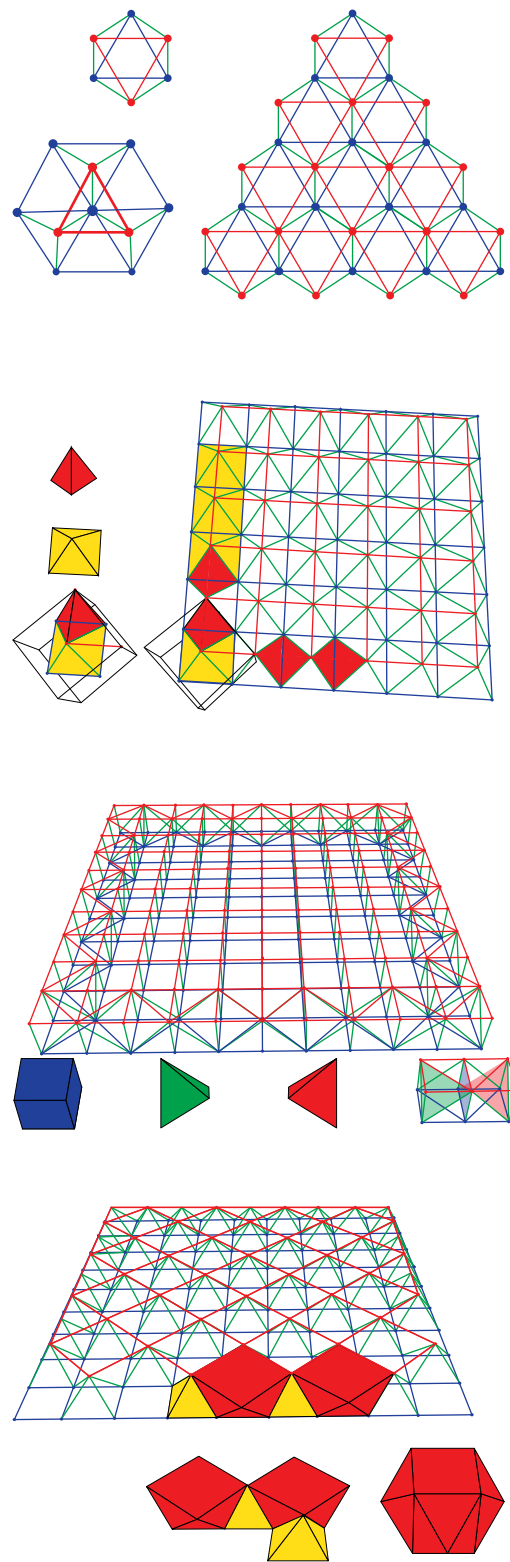


Fig.29
Esempi di geometrie fondamentali per la generazione di una reticolare spaziale

sere agevoli e rapide; l'uso di configurazioni spaziali si rivela quindi essere vantaggioso per la facilità con cui si coprono grandi luci, per le caratteristiche di leggerezza e per le possibilità di prefabbricazione, caratteristiche che permettono di risolvere in modo veloce ed economico numerosi problemi architettonici.

A queste proprietà è dovuto il loro largo impiego in tutte le declinazioni; sono infatti individuabili tipi differenti di strutture reticolari spaziali tra cui è possibile scegliere, in funzione del livello di applicabilità, convenienza ed esigenze tecniche.

Il sistema reticolare monostrato

1. A semplice curvatura

L'adozione di un grigliato a superficie curva piuttosto che disposto in piano permette di realizzare strutture sufficientemente rigide da essere impiegate per coperture di vaste aree. Inizialmente le coperture a superficie curva erano realizzate in muratura o calcestruzzo, ma con il progresso dei sistemi per realizzare le strutture reticolari in acciaio si è iniziato a costruirle anche con questa tecnologia.

Infatti la possibilità di prefabbricazione degli elementi presenta tutti i vantaggi che derivano dall'utilizzo di sistemi discreti; poterli assemblare in opera consente un notevole risparmio per l'assenza della cassetta, una conseguente semplificazione delle operazioni da svolgere in cantiere, ma soprattutto una maggiore libertà espressiva che si manifesta nella possibilità di prevedere il ricoprimento delle maglie mediante pannelli trasparenti.

La tradizionale facilità di montaggio è stata ulteriormente migliorata mettendo a punto procedimenti che permettono di assemblare a terra l'intera struttura e quindi metterla in opera raggiungendo allo stesso tempo la curvatura e la posizione finale desiderata.

A livello generale si può affermare che il comportamento dei grigliati monostrato è assimilabile principalmente a quello membranale.

Il comportamento a membrana, caratteristico di qualsiasi struttura in cui la terza dimensione sia trascurabile rispetto alle altre due, è caratteristico di una struttura in cui le sollecitazioni flessionali e torcenti siano trascurabili rispetto a quelle che si presentano all'interno del suo piano di giacitura (sollecitazioni membranali). Questo comportamento è fortemente minato dalla presenza dei carichi concentrati.

Il comportamento a lastra si ha invece in una struttura in cui la sollecitazione membranale sia trascurabile rispetto a quella flessionale e torsionale. Si ricorda che la distinzione tra i due comportamenti non è tanto netta quanto sembrerebbe dalle precedenti osservazioni, in quanto in una struttura sono sempre presenti, seppure in diverse proporzioni a seconda dei casi, sia sollecitazioni flessionali sia membranali. Nel grigliato a semplice curvatura le possibilità di progetto della forma geometrica sono numerose; nonostante le tradizionali volte a botte e cupole sono realizzabili gusci, paraboloidi ellittici, prestando sempre attenzione che si tratti di superficie a curvatura gaussiana positiva. A questa precauzione si associa quella di rispettare il rapporto freccia-luce alla cui diminuzione conseguono forti spinte orizzontali e flessioni rilevanti nelle nervature.

In una situazione di questo tipo non è da escludere che la struttura si comporti come una trave piuttosto che nel modo desiderato in fase di progetto, è preferibile infatti che la forma sia rialzata in modo da rendere predominanti le sollecitazioni assiali. Nella maggior parte della produzione si utilizzano grigliati multi direzionali disposti lungo la superficie dei gusci, che possono essere semplici (giacitura unica di elementi prismatici) o doppi se si vuole un miglior comportamento spaziale, una riduzione dei pesi e comunque in tutti i casi in cui la luce da coprire sia rilevante.

È possibile suddividere le volte in funzione della geometria della maglia: triangolare o quadrangolare, a seconda delle condizioni di appoggio e della forma della superficie, determinando con questa scelta il comportamento

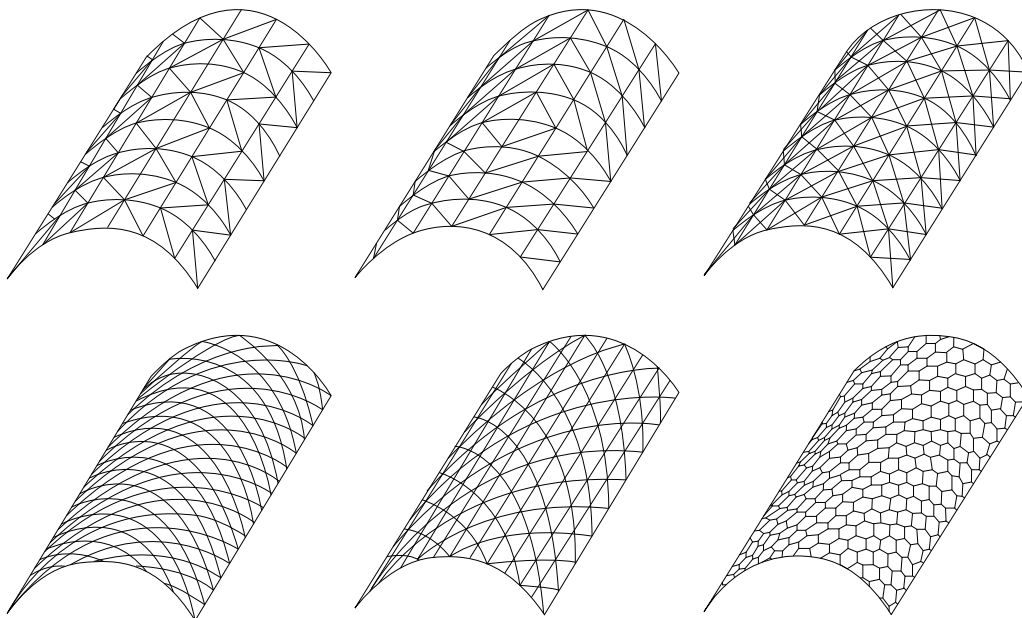


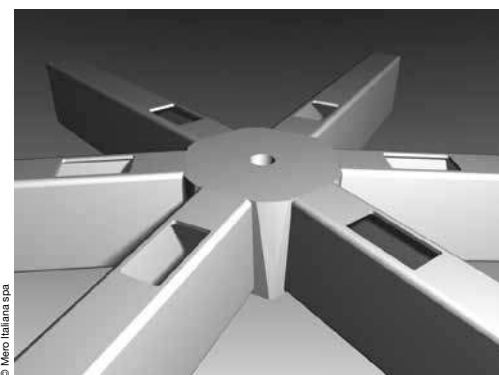
Fig. 30
Grigliati monostrato
a semplice curvatura

statico della struttura (Fig. 30). Le maglie triangolari sono più rigide e adatte a qualsiasi superficie ma presentano un dettaglio più complesso per i collegamenti e un comportamento staticamente meno efficace per azioni fuori dal piano; da questo derivano previsioni di spessori maggiori e un conseguente aumento dei costi. È possibile contenere i costi di progetto non solo prevedendo geometrie differenti per la maglia, ma facendo in modo che sia necessario un numero quanto più ridotto di elementi differenti facilmente ottenibili, anche se complessi, con le tecniche C.A.D./C.A.M. e le macchine a controllo numerico (Figg. 31-33).

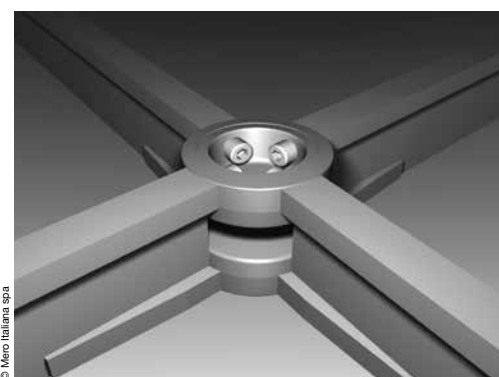
La distribuzione delle sollecitazioni in questo sistema strutturale è pressoché uniforme specialmente in presenza di carichi uniformemente distribuiti e, di conseguenza, gli sforzi sono prevalentemente membranali.

Quando la distribuzione del carico non dovesse essere uniforme si creano inevitabilmente sollecitazioni flessionali.

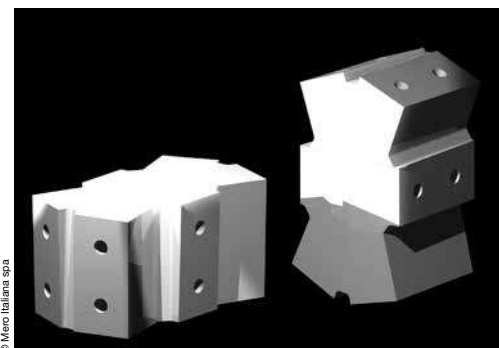
Le volte a botte realizzate con reticolari monostrato possono coprire luci considerevoli; da tenere presente la necessità di vincolarle adeguatamente ai bordi in modo da ottenere l'effetto cerchiante che questo tipo di strutture necessita. Da ricordare che nella tecnologia delle volte lamellari realizzate sia in acciaio sia in alluminio, le connessioni avvengono agevolmente utilizzando bulloni e piatti piegati e il manto di copertura apporta la stabilità necessaria alla struttura nel suo piano di giacitura.



© Mero Italiana spa



© Mero Italiana spa



© Mero Italiana spa

Figg. 31-33
Esempi di nodi per strutture
reticolari monostrato

2. A doppia curvatura

La cupola è una delle forme costruttive più antiche ma non di meno rappresenta un costante elemento nella composizione architettonica. L'adozione di questa geometria è irrinunciabile quando si voglia racchiudere il massimo volume con la minima superficie e quando sia richiesta per la struttura una certa economicità. In epoche antiche il materiale utilizzato era la muratura di mattoni o di pietre naturali, più tardi si ricorse allo sfruttamento del legno e ancora al calcestruzzo che inevitabilmente sollevava il problema di erigere complesse impalcature con un considerevole aumento del costo dell'opera. Quindi non suscita stupore che le cupole a traliccio realizzate in acciaio abbiano, fin dalla loro prima comparsa, riscontrato un notevole successo. È all'ingegnere tedesco J. M. Schwedler che si deve l'invenzione, nella seconda metà dell'Ottocento, della cupola reticolare composta da due ordini di aste, distribuite lungo i meridiani e i paralleli, che intersecandosi creano maglie quadrangolari, triangolarizzate per mezzo di aste diagonali che contrastano le azioni membranali di taglio consentendo l'irrigidimento e la stabilità necessarie alla struttura (Fig.34).

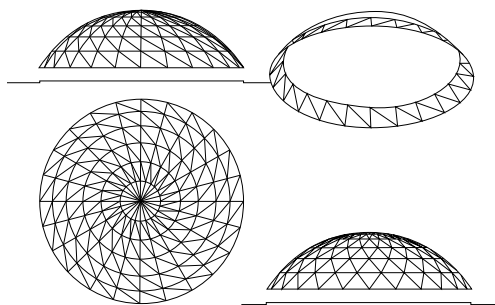


Fig.34 Cupola reticolare di Schwedler⁴

La realizzazione di strutture di questo tipo è stata inoltre incentivata per ragioni di facilità costruttiva: non necessitano di centinature in fase di montaggio, la struttura è autoportante (Fig.35).

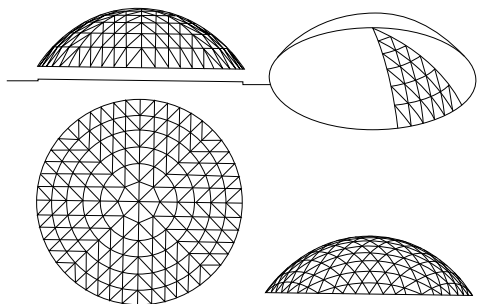


Fig.35 Schemi reticolari spaziali a doppia curvatura⁴

Si distinguono per questa forma strutturale diverse categorie e conseguenti metodi di realizzazione. Si parla di cupole a traliccio a un reticolo nel caso in cui i nodi del traliccio si trovino su una superficie di rivoluzione, di cupole a traliccio a due reticoli nel caso in cui i nodi siano posizionati su due superfici di rivoluzione concentriche e di cupole a traliccio con superficie collaborante quando il rivestimento dell'ossatura collabora in maniera attiva per resistere alle forze sollecitanti.

Le prime realizzazioni di questo tipo di strutture hanno evidenziato la necessità di minimizzare il numero di aste e di nodi dimensionalmente diversi in modo da contenere il più possibile i costi e velocizzare le operazioni di montaggio.

Le cupole geodetiche, il cui sviluppo si deve a Richard Buckminster Fuller, hanno permesso la soluzione di questo problema essendo costituite, anche per grandi luci, da aste aventi praticamente tutte la stessa lunghezza (Fig.36) all'interno dello stesso triangolo sferico. Per contro questo tipo di geometria inevitabilmente crea un'irregolarità della linea di contorno, conseguenza che rende difficile la realizzazione della giunzione col blocco di fondazione (Fig.37).

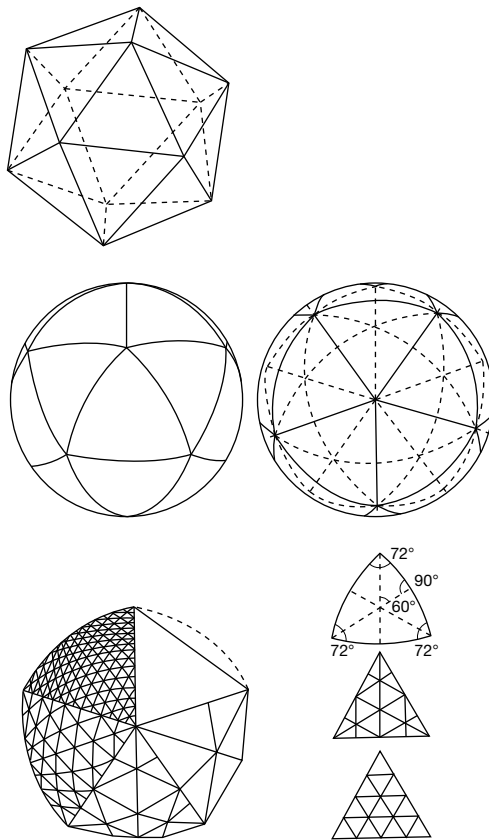


Fig.36 Generazione geometrica di cupola geodetica da icosaedro

Il guscio reticolare ha un comportamento isotropo, gli sforzi si ripartiscono esclusivamente in funzione della geometria.

Quando la scelta progettuale si orienta verso soluzioni che prevedono cavi pretesi, si parla di guscio ibrido in quanto composto da archi, dotati di rigidità flessionale, e da cavi che ne sono privi. Questa tipologia strutturale, diversamente da quella più tradizionale del guscio reticolare, ha un comportamento anisotropo in cui i cavi assorbono sollecitazioni minori rispetto a quelle degli archi e richiedono un livello di pretensione basso.

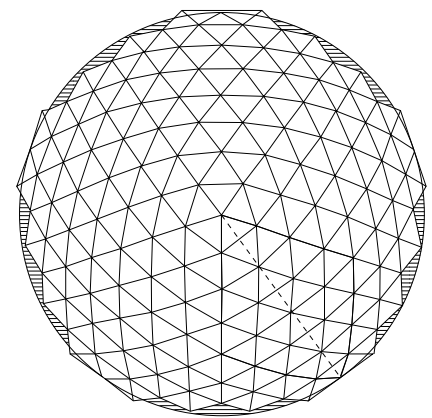
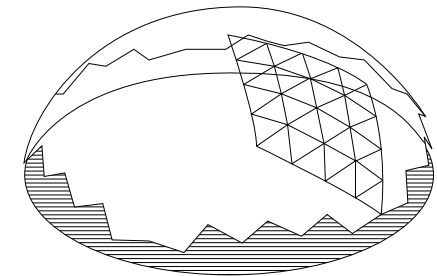
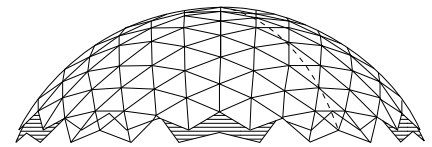


Fig.37 Suddivisione geometrica della superficie di una cupola geodetica

Per maggiori approfondimenti si rimanda alla sezione dedicata alle strutture ibride.

Per rendere agevole e veloce il montaggio di reticolari spaziali monostato, per le quali proprio la velocità di montaggio è il maggior pregio, la Mero ha sviluppato nodi con resistenza flessionale che permettono lo sviluppo di forme complesse dove la forma non permette di generare un meccanismo strutturale prevalente di tipo membranale, come illustrato nelle figg.31-33.

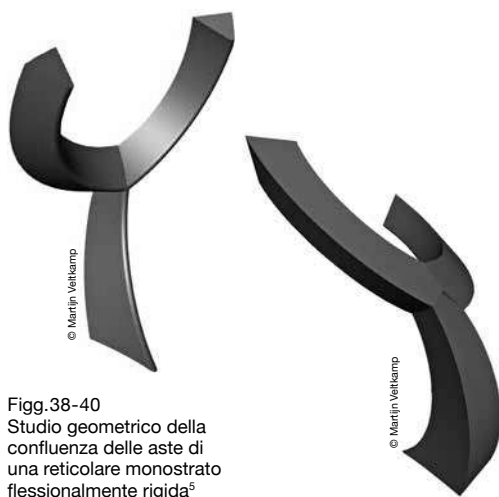
Sistemi reticolari

Un esempio di struttura reticolare monostrato è la copertura per la nuova sede della Regione Lombardia (Figg.41-44): la struttura principale è costituita da una reticolare metallica monostrato ad aste tubolari, curva nello spazio e a maglie triangolari.

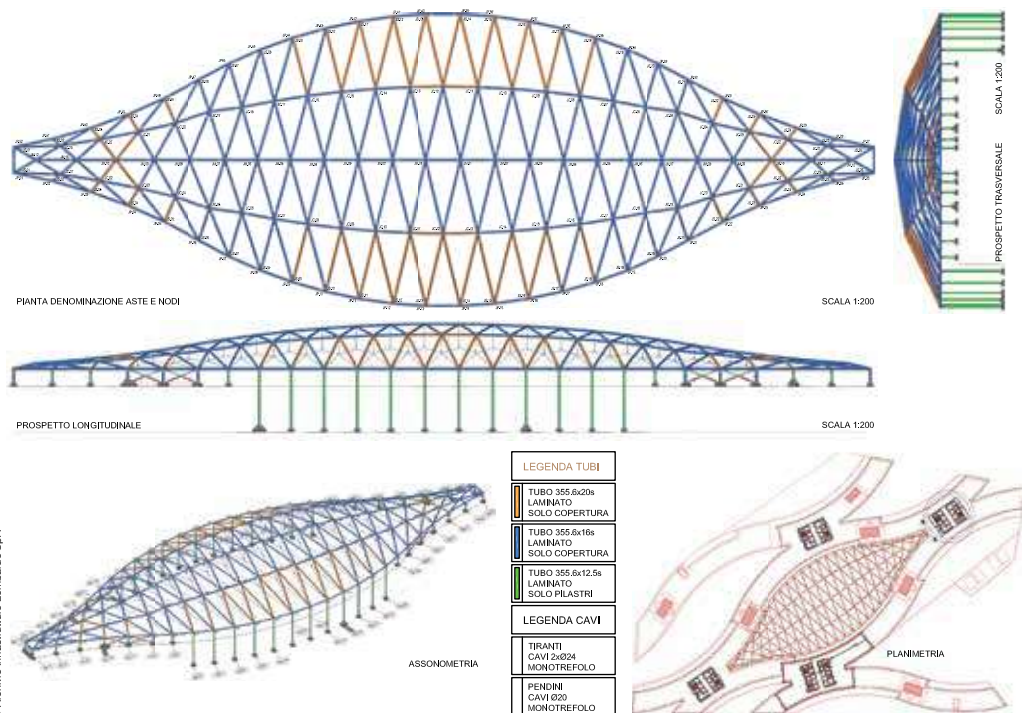
La trasmissione dei carichi verticali ai sottostanti edifici è affidata a due concomitanti meccanismi resistenti: il primo è costituito dagli archi trasversali, le cui spinte sono parzialmente contrastate dai tubi perimetrali (grazie alla disposizione planimetrica curva degli stessi); il secondo è costituito dalle 'costole' longitudinali e dai controventi orizzontali di estremità, che complessivamente configurano una sorta di 'trave' longitudinale.

La doppia curvatura del 'guscio reticolare' garantisce anche una sufficiente rigidezza nei confronti di azioni asimmetriche.

È importante ricordare che in questo tipo di strutture reticolari occorre avere nodi che garantiscano una adeguata rigidezza flessionale in modo da rendere meno probabili fenomeni di instabilità a scatto denominati fenomeni di 'snapping' (vedi pragrafo *Osservazioni sulla stabilità dell'equilibrio per sistemi reticolari monostrato*).



Figg.38-40 Studio geometrico della confluenza delle aste di una reticolare monostrato flessionalmente rigida⁵



5 Martijn Veltkamp, Free Form Structural Design: Schemes, Systems & Prototypes of Structures for Irregular Shaped Buildings, Delft university, IOS Press, 2007

Figg.41-44 Pei Cobb Freed & Partners, Caputo Partnership, SistemaDuemila, Copertura di Piazza Città di Lombardia, nella nuova sede della Regione Lombardia, Milano, Italia, 2006-2011

Vari studi sulla problematica geometrica della confluenza di aste curve di una reticolare monostrato e sulla tipologia di sezione da trasversale da adottare sono stati effettuati nell'Università di Delft (Figg.38-40). Un esempio pratico di soluzione di questo genere di problemi geometrici e strutturali è lo stadio costruito per le Olimpiadi di Beijing del 2008 (Figg.45-50), soprannominato 'Bird's nest'.

Figg.45-50
Herzog & de Meuron,
226 National Stadium for
the 2008 Olympic Games,
Beijing, Cina, 2004-2008



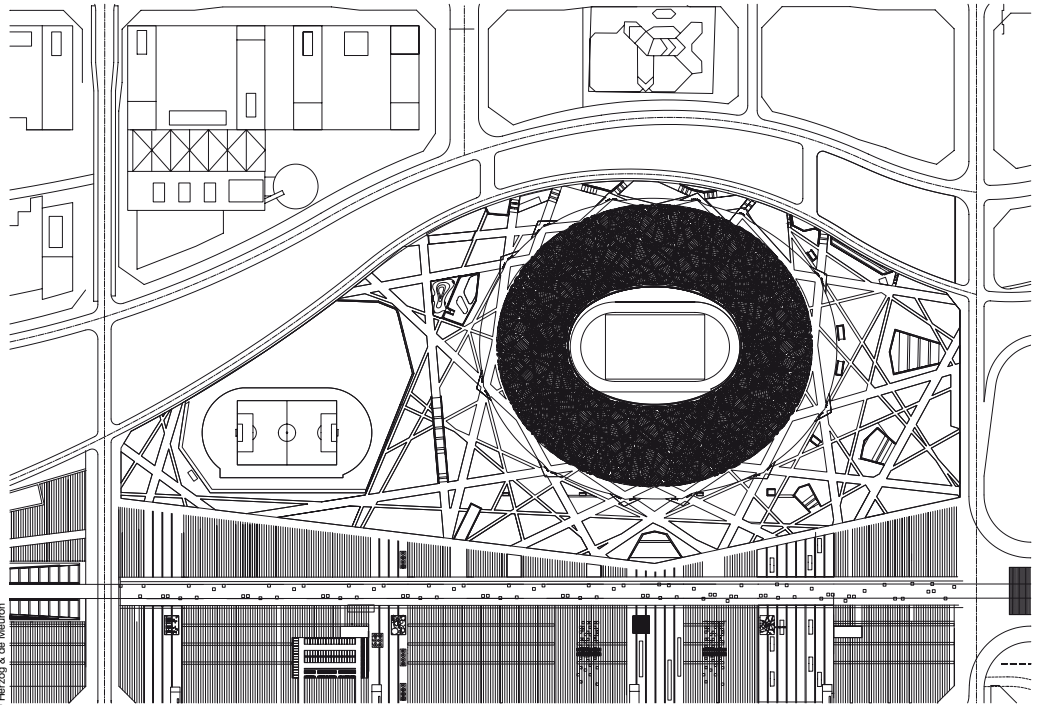
© Iwan Baan



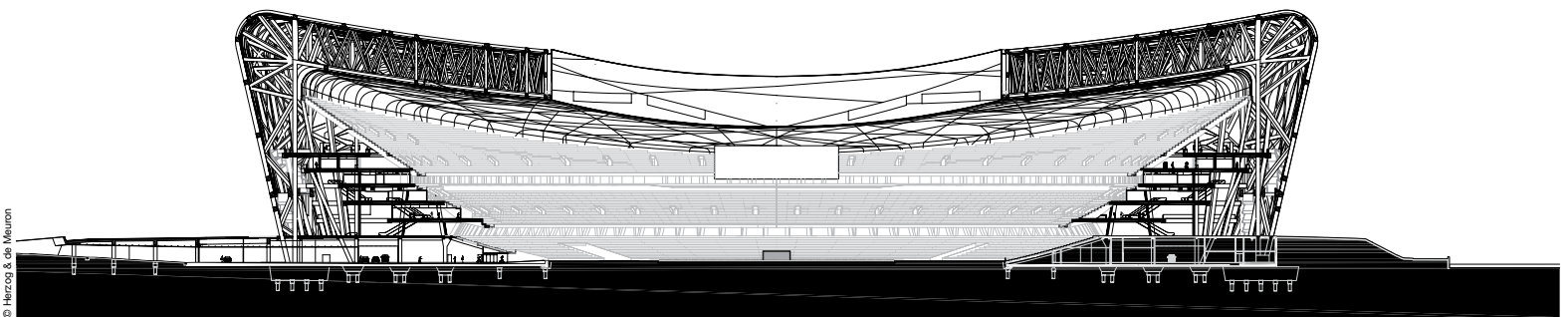
© Iwan Baan



© Iwan Baan

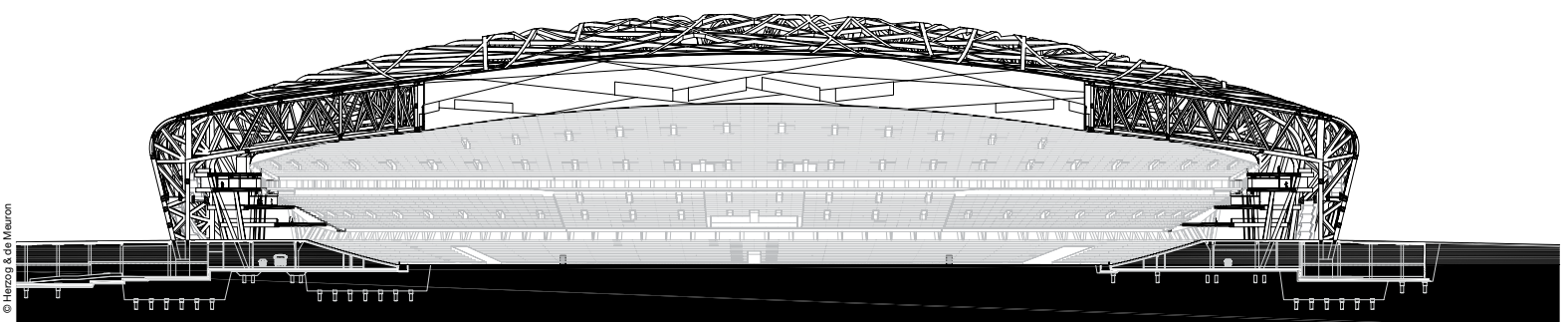


© Herzog & de Meuron



© Herzog & de Meuron

0 10 25 50M



© Herzog & de Meuron

0 10 25 50M

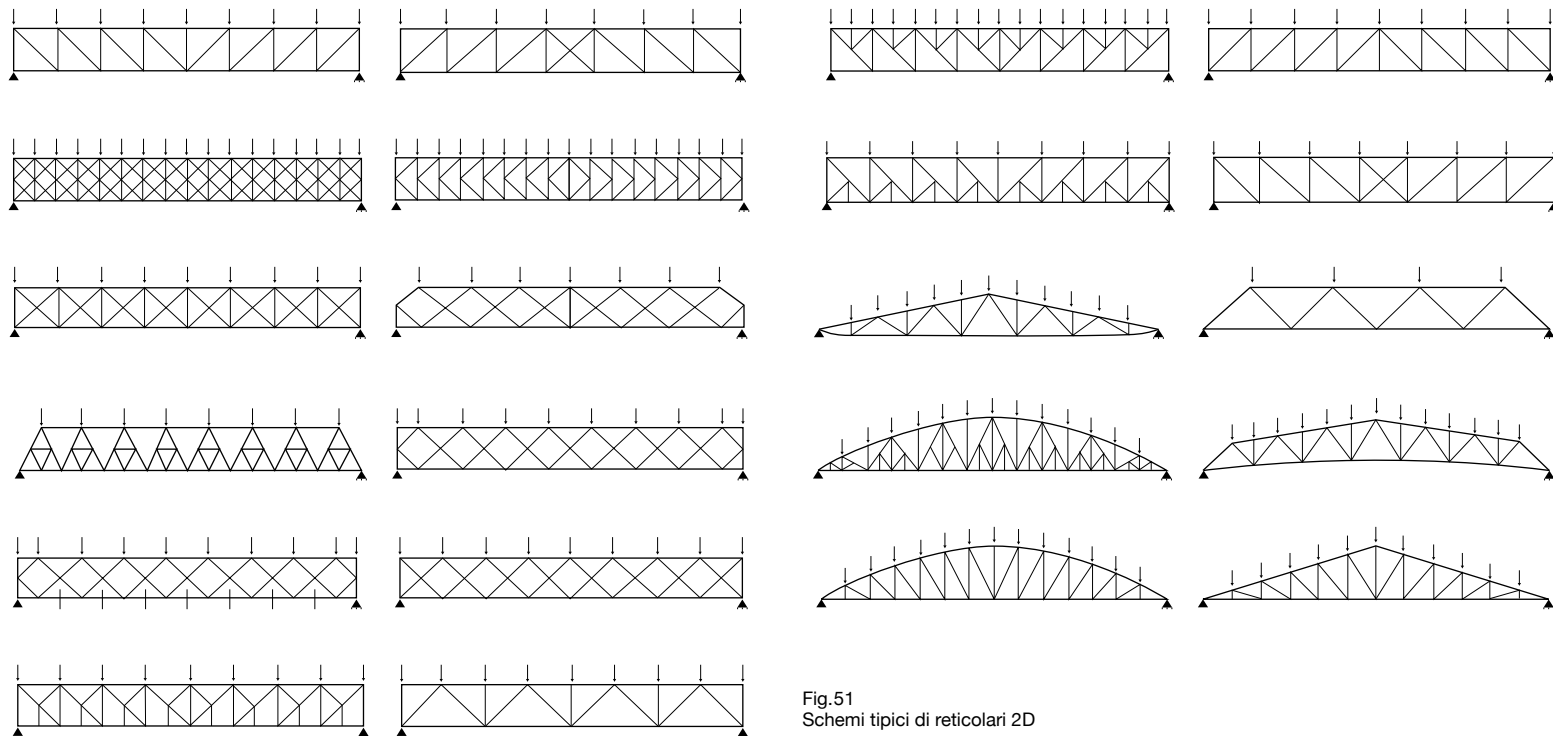


Fig. 51
Schemi tipici di reticolari 2D

Il sistema reticolare multistrato

Nelle strutture reticolari piane (Fig. 51) le aste sono disposte in modo da formare geometrie triangolari, ed è proprio l'indeformabilità del triangolo a conferire alla struttura una notevole rigidità.

La reticolare piana isostatica può essere progettata in modo da ottimizzare e/o uniformare le sezioni delle aste che compongono il corrente superiore, inferiore e i diagonali.

La varietà delle geometrie possibili, la disposizione delle aste di parete tra le briglie, è notevole ed è funzione dell'impiego previsto.

La determinazione, in sicurezza, della dimensione della sezione deriva dall'entità degli sforzi di trazione e compressione valutati sulle aste utilizzando semplici relazioni di equilibrio (metodo dell'equilibrio dei nodi) o la statica grafica (metodo Cremoniano).

Le strutture reticolari spaziali estendono l'effetto reticolare alla terza dimensione, e si sviluppano per ripetizione di un modulo spaziale tipicamente tetraedrico o semi-ottaedrico che conferisce alla struttura una notevole rigidità (Fig. 52).

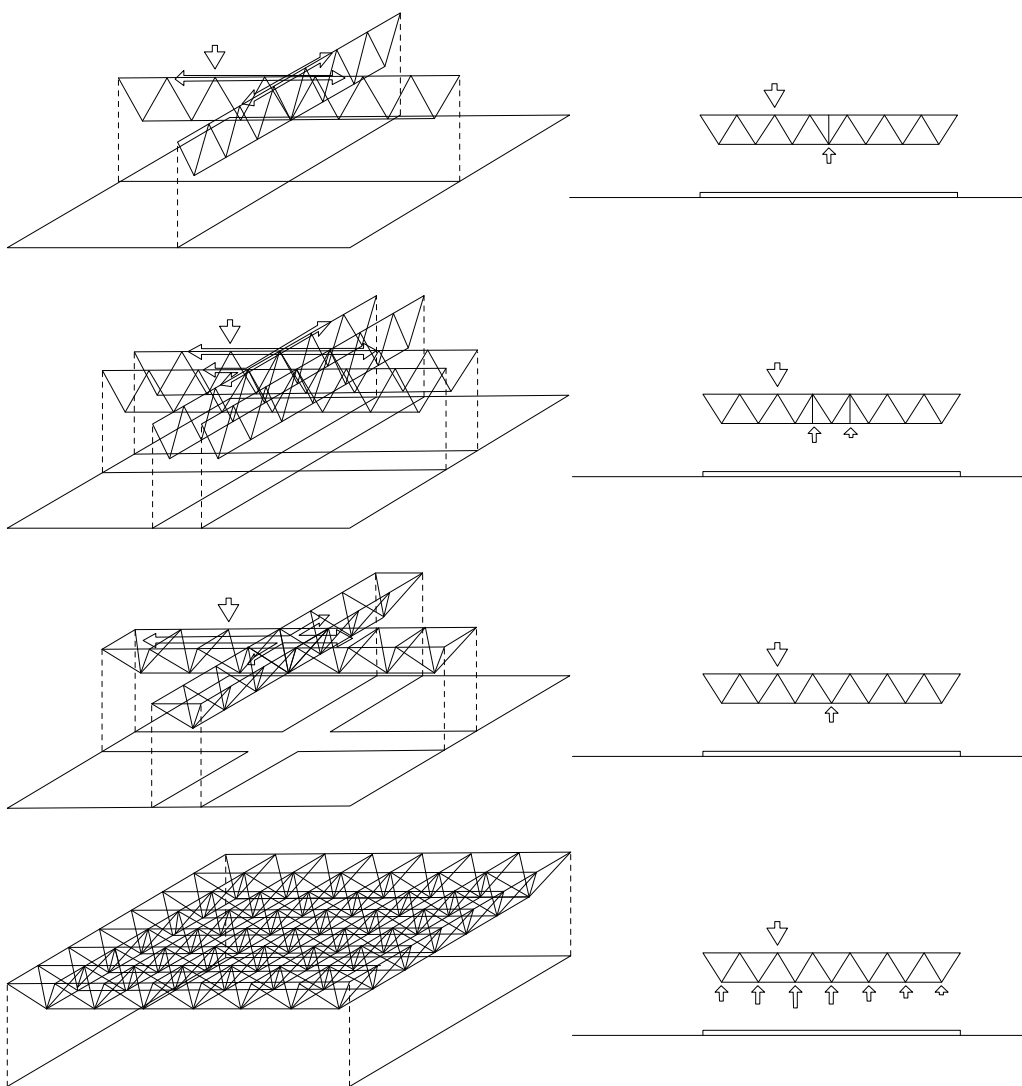


Fig. 52
Schema concettuale di struttura spaziale

1. Sistema reticolare piano multistrato

Il grigliato piano a doppio strato è costituito da due reticoli semplici contenuti in piani, uno superiore e l'altro inferiore orizzontali o inclinati, collegati tra loro da aste verticali o variamente inclinate. Il tipo di maglia dei reticoli componenti, che possono essere uguali o diversi, caratterizza il grigliato che può risultare a due o più direzioni.

Nella fig. 53 sono schematizzate le principali tipologie di grigliato:

- Quadrato su quadrato: gli strati superiore e inferiore sono costituiti da una maglia quadrata che da una vista in pianta risultano sovrapposte. I diagonali collegano i nodi del reticolo superiore con la mezzieria delle aste del reticolo inferiore.

-Quadrato su quadrato ruotato di 45°: lo strato inferiore è costituito da una maglia quadrata ruotata di 45° rispetto alla maglia quadrata superiore. Da una vista in pianta i vertici della maglia inferiore risultano sovrapposti alle mezzerie delle aste della maglia superiore. Le aste diagonali collegano i vertici dei quadrati del reticolo superiore con i vertici dei quadrati del reticolo inferiore.

-Quadrato su quadrato sfalsati: lo strato superiore è sfalsato, usualmente di mezzo quadrato nelle due direzioni, rispetto a quello inferiore. In questa configurazione le aste diagonali collegano i punti di intersezione del reticolo superiore con quelli adiacenti del reticolo inferiore, generando un insieme continuo di celle tetraedriche e semi-tetraedriche. Questa configurazione risulta essere la più frequentemente usata nelle applicazioni pratiche.

-Quadrato su quadrato ruotato di 45° e sfalsato: lo strato inferiore è costituito da una maglia quadrata ruotata di 45° rispetto alla maglia quadrata superiore. Da una vista in pianta i vertici della maglia inferiore risultano coincidenti con i baricentri dei quadrati costituenti la maglia inferiore. Le aste diagonali collegano i vertici dei quadrati del reticolo superiore con i vertici dei quadrati del reticolo inferiore.

-Triangolo su triangolo: gli strati superiore e inferiore sono costituiti da una maglia triangolare che da una vista in pianta risultano sovrapposte. I diagonali collegano i nodi del reticolo superiore con la mezzeria delle aste del reticolo inferiore.

-Triangolo su triangoli ed esagoni: lo strato inferiore è costituito da triangoli mentre quello inferiore da esagoni e triangoli disposti in modo che gli esagoni non abbiano lati in comune ma che siano sempre contornato da triangoli. Le aste diagonali collegano i vertici del reticolo superiore con i vertici del reticolo inferiore.

-Triangolo su esagoni: lo strato superiore è composto da triangoli, mentre quello inferiore da esagoni i cui vertici coincidono in pianta con i baricentri dei triangoli del reticolo superiore. Le aste diagonali collegano i vertici del reticolo superiore con i vertici del reticolo inferiore.

-Triangolo su rombi: lo strato superiore è composto da triangoli, mentre quello inferiore da rombi i cui vertici coincidono in pianta con i baricentri e i vertici dei triangoli del reticolo superiore. Le aste diagonali collegano i vertici del reticolo superiore con i vertici del reticolo inferiore.

Nei grigliati spaziali piani a doppio strato, i carichi esterni sono di norma applicati ai nodi strutturali mediante un'orditura di arcarecci. Infatti ogni carico esterno viene distribuito in ogni direzione e le aste risultano sollecitate prevalentemente da sforzi assiali, a eccezione della flessione indotta dal peso proprio dell'asta ed eventualmente dall'azione del vento sul lato del tubo.

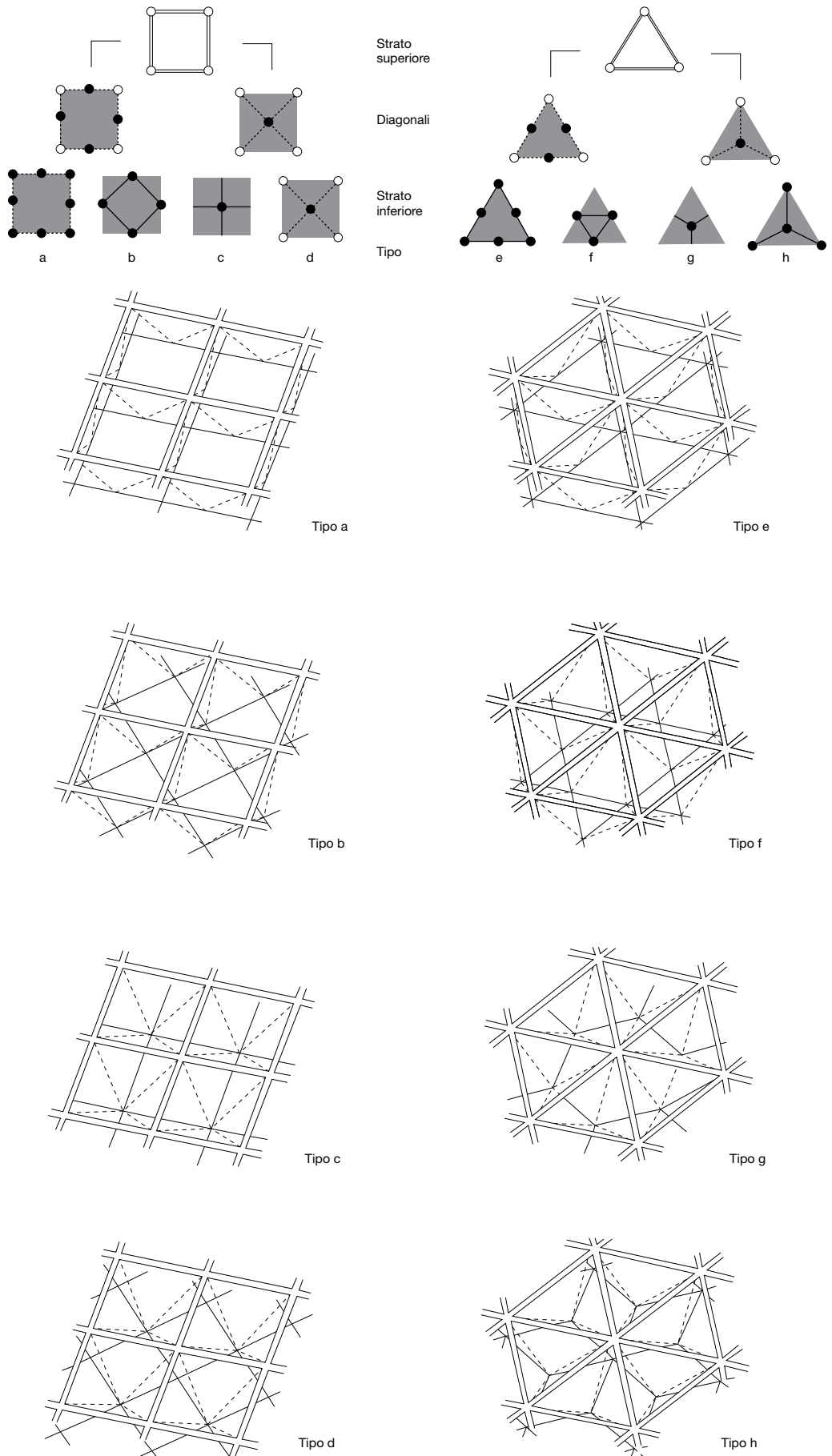
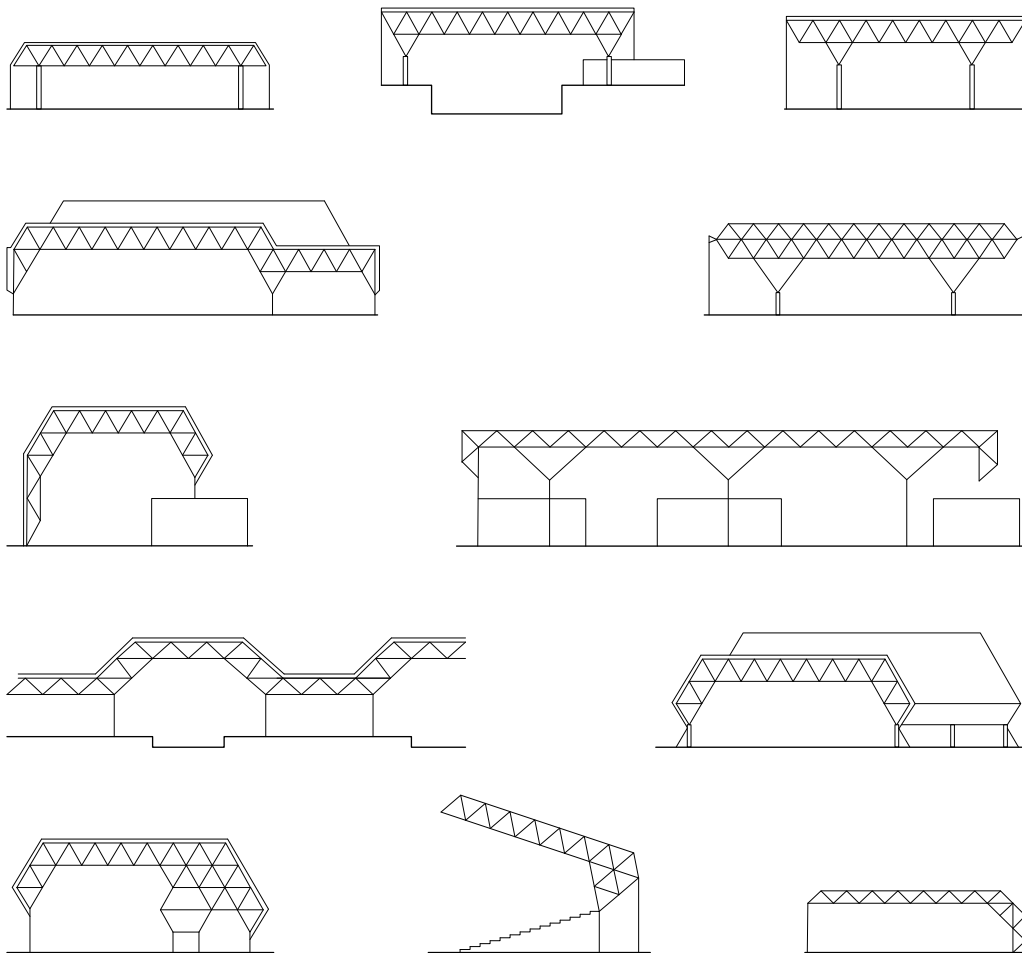
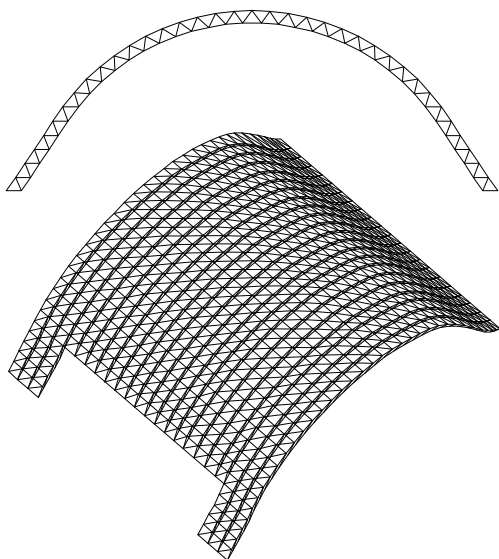


Fig.53
Moduli elementari
delle strutture spaziali
a doppio strato⁶

6 G.S. Ramaswamy, M. Eekhout, G.R. Suresh, Analysis, design and construction of steel space frames, Thomas Telford, 2002

Altri vantaggi che si hanno realizzando una copertura piana con la tecnologia reticolare multistrato sono:

- la facile integrazione con le strutture impiantistiche, data dallo spazio libero presente fra il corrente superiore e inferiore della struttura;
- la buona resistenza alle azioni dinamiche accidentali, poichè per questo tipo di struttura il collasso di una parte raramente porta a un collasso globale;
- le variazioni possibili nella forma e nella disposizione degli elementi resistenti permettono di trovare varie soluzioni architettoniche Fig.54.



2. Sistema reticolare multistrato a semplice e doppia curvatura

Le volte reticolari multistrato sono costituite da un grigliato disposto lungo la superficie del guscio e collegato al grigliato inferiore mediante aste diagonali: la struttura risulta essere molto rigida e molto meno a rischio di fenomeni di instabilità globale rispetto a una reticolare monostrato.

Queste buone caratteristiche meccaniche dei reticoli multistrato consentono di realizzare con questa tecnologia coperture a volta molto ribassate, tenendo presente che occorre comunque avere una pendenza adeguata per consentire lo smaltimento delle acque meteoriche (Fig.55).

Superfici curve in grigliato a doppio strato sono oggi molto diffuse; in genere i problemi costruttivi da affrontare sono quelli riguardanti la scelta del tipo di membratura e il tipo di collegamento. Per le aste si adotta più frequentemente la sezione tubolare ma non mancano i casi di impiego dei normali profilati da carpenteria (Fig.56).

Fig.54
Alcune soluzioni architettoniche possibili con le strutture reticolari impiegando moduli tetraedrici

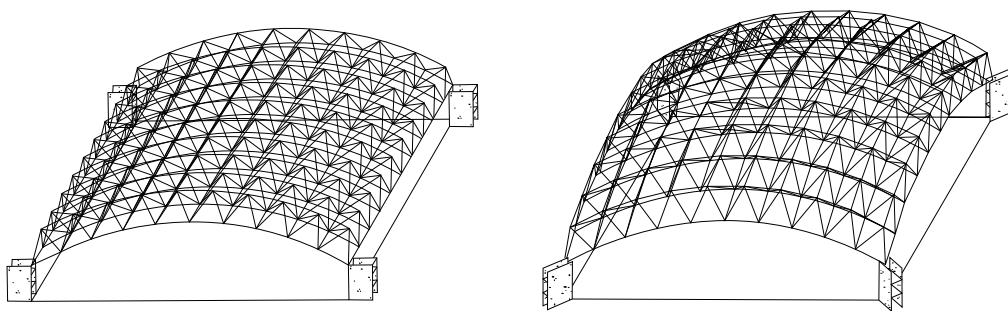
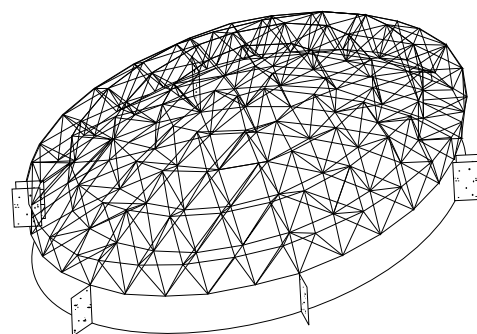


Fig.55
Schemi di strutture reticolari spaziali a doppio strato a semplice e doppia curvatura



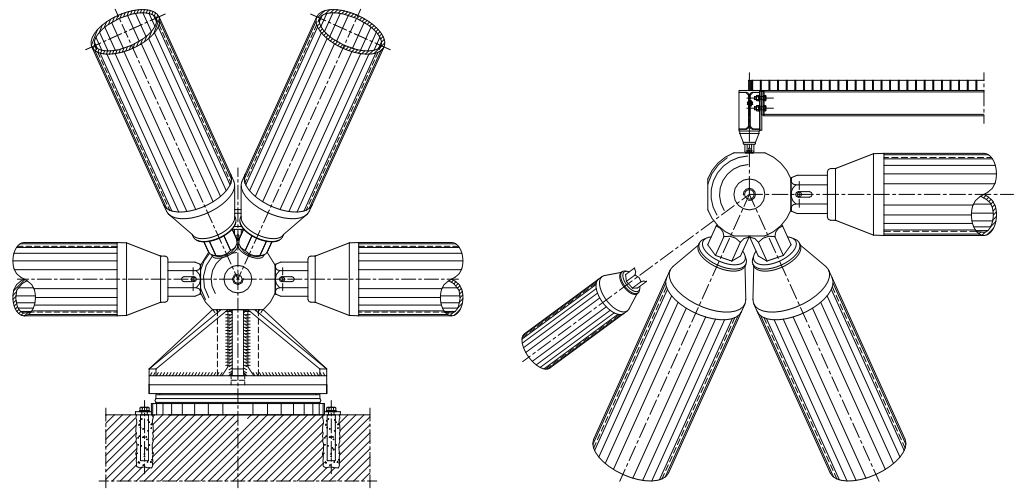
Fig.56
Berg Arkitektkontor AB,
Ericsson Globe, Stoccolma
Svezia, 1986-1989



**ABDR Architetti Associati,
Nuova Stazione Alta Velocità
di Roma Tiburtina, 2006-2011**

Un esempio di struttura realizzata con una reticolare piana multistrato è la nuova stazione per l'Alta Velocità Tiburtina di Roma (progetto strutturale: Studio Tecnico Majowiecki con E.M. Gruttadauria). In questa stazione la reticolare spaziale costituisce la struttura principale con le seguenti funzioni:

- a) sostegno della struttura d'interfaccia di copertura;
- b) sostegno dei volumi sospesi;
- c) sostegno degli impalcati e delle passerelle di uso impiantistico;
- d) sistema di controvento orizzontale globale.



© Studio Maggi/Moreno Maggi



Le dimensioni in pianta sono di 348,8 m in senso longitudinale e di 52 m in senso trasversale. Il modulo costitutivo è formato da una piramide avente base 4,472 m (in senso longitudinale) x 3,253 m (in senso trasversale), altezza (asse-asse) di 3,6 m ed è composta da aste tubolari collegate tra loro mediante nodi sferici. In corrispondenza delle estremità longitudinali l'altezza della reticolare viene gradualmente ridotta da 3,6 m a 1,8 m circa. I tubi impiegati sono in acciaio S355 J2 con diametro variabile tra 168,3 mm e 323 mm.



© Studio Maggi/Moreno Maggi

Figg.57-61



Morfologia delle reticolari spaziali

1. Forme geometriche fondamentali

La più diretta definizione dello stato geometrico delle strutture spaziali si ottiene dallo studio delle geometrie poliedriche fondamentali. Un poliedro regolare ha le facce composte da poligoni regolari dello stesso tipo e dimensione (Fig.62).

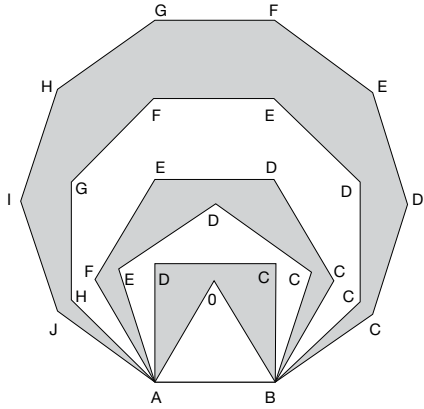
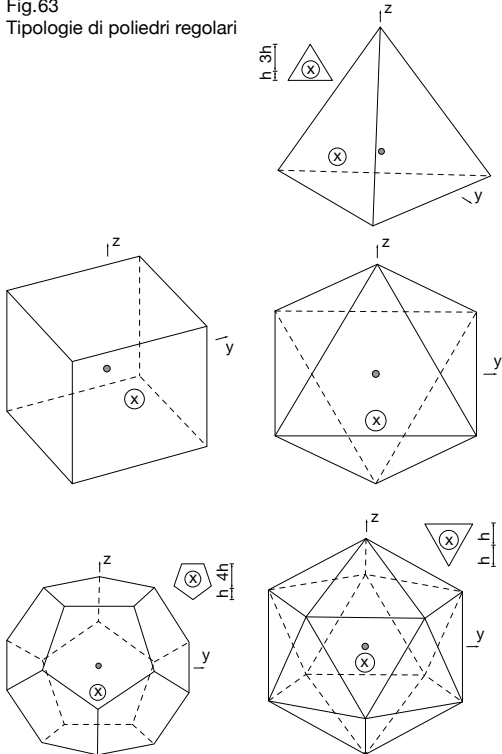


Fig.62 Sei tipi di poligoni regolari

Esistono solo cinque tipologie di poliedri regolari (Fig.63) che sono:

- Tetraedro (4 facce triangolari)
- Cubo o Esaedro (6 facce quadrate)
- Ottaedro (8 facce triangolari)
- Dodecaedro (12 facce pentagonali)
- Icosaedro (20 facce triangolari).

Fig.63 Tipologie di poliedri regolari



Le prime realizzazioni di strutture spaziali hanno impiegato geometrie tratte dai poliedri regolari con suddivisione triangolare su base cubica in modo da avere rapporti base-altezza pari a $\sqrt{2}$ (Fig.64). I poliedri semiregolari sono composti da facce costituite da poligoni regolari ma non tutti dello stesso tipo.

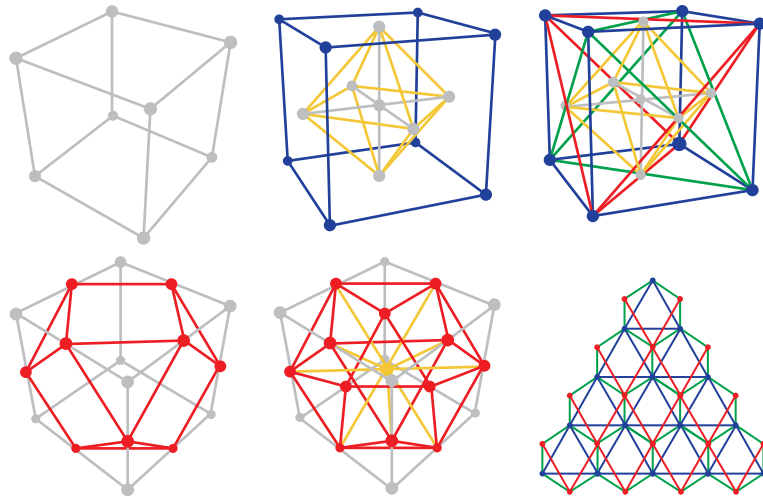


Fig.64 Suddivisione triangolare dei poliedri regolari

Ci sono 13 tipi di poliedri semiregolari che sono stati scoperti ai tempi dell'antica Grecia e descritti da Archimede (Fig.65): Sia i poliedri regolari sia semiregolari hanno tutti i vertici circoscrivibili in una sfera. Queste figure geometriche elementari sono alla base delle strutture geodetiche e reticolari più complesse che vengono ampiamente impiegate nell'architettura.

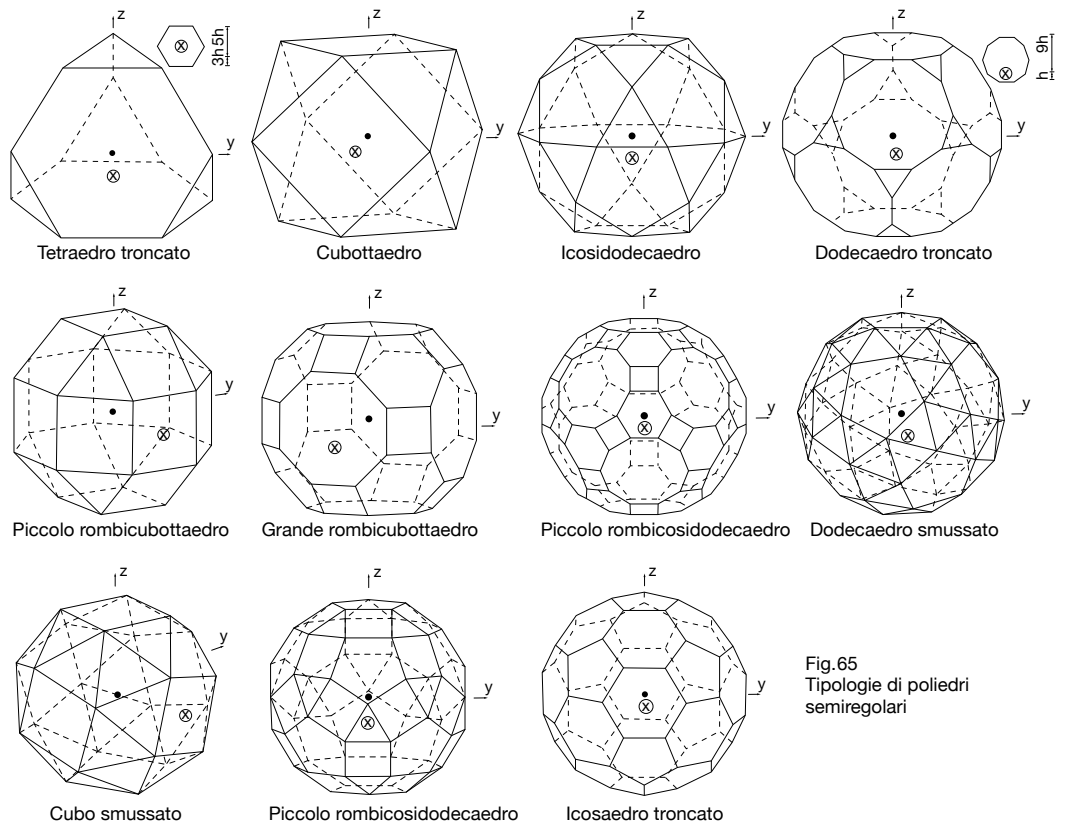
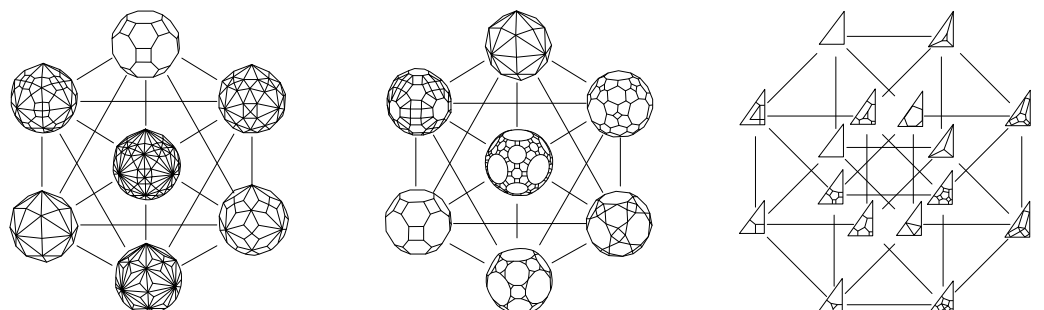


Fig.65 Tipologie di poliedri semiregolari

Oltre a quelle precedentemente elencate esistono varie tipologie di poliedri affini che possono essere ricavati da una diversa suddivisione delle superfici (Fig.66).

Fig.66 Esempi di poliedri affini



2. La Formex Algebra

Formex Algebra⁷ è un procedimento matematico che fornisce una base analitica per la soluzione di problemi geometrici nella modellazione al computer delle strutture, in particolare per quelle di forma poliedrica.

La generazione delle forme poliedriche può essere effettuata in due passaggi:

-impiegando una funzione chiamata 'funzione poliedro' a cui corrisponde una configurazione chiamata 'configurazione poliedrica'.

-la funzione "tractation retronorm" è impiegata per ottenere la proiezione delle configurazioni poliedriche su una o più superfici specificate. Possono essere usati differenti tipi di proiezione, come la centrale o la parallela, per generare interessanti forme poliedriche.

Si consideri la configurazione mostrata in fig.68, ottenuta proiettando la configurazione poliedrica di fig.69 su una sfera concentrica a un icosaedro e usando il centro della sfera come centro di proiezione: un'espressione di Formian come quella illustrata in fig.67 descrive questa operazione.

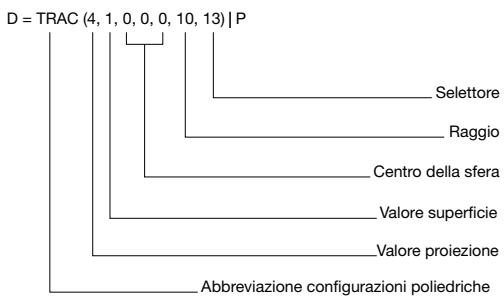


Fig.67 Notazione di Formian della funzione tractation retronorm

La configurazione di fig.68 è invece un esempio di una configurazione geodetica.

Come esempio si consideri la configurazione mostrata in fig.70. Si tratta di una forma geodetica ottenuta proiettando la configurazione icosidodecaedrica di fig.71 su un ellissoide mediante una proiezione centrale.

L'espressione di Formian che descrive queste operazioni è la seguente:

D1=TRAC(1,0,0,-10,2,0,0,-5,11,15,20,13)|P1
La variabile P1 rappresenta la forma poliedrica di fig.71 e può essere scritta come

P1=POL(12,10,[0,0; 8,0],[1; 10])|E1#
POL(12,10,[0,0; 8,0],[21; 26])|E2

La variabile E1 rappresenta la maglia della faccia triangolare di una configurazione icosidodecaedrica, mentre la variabile E2 rappresenta la maglia di una faccia pentagonale di una configurazione icosidodecaedrica.

Una forma geodetica può avere più di uno strato, per esempio si consideri la configurazione mostrata in fig.72 dove è mostrata una forma geodetica a doppio strato ottenuta dalla proiezione della configurazione poliedrica di fig.73 su due superfici sferiche concentriche usando una proiezione radiale. La Formex Algebra risulta utile quando si ha a che fare con strutture molto grandi in cui la modellazione geometrica risulta difficoltosa se fatta senza che i nodi strutturali siano legati da una funzione matematica. I concetti della Formex Algebra ritrovano quindi applicazione in molteplici campi dell'ingegneria.

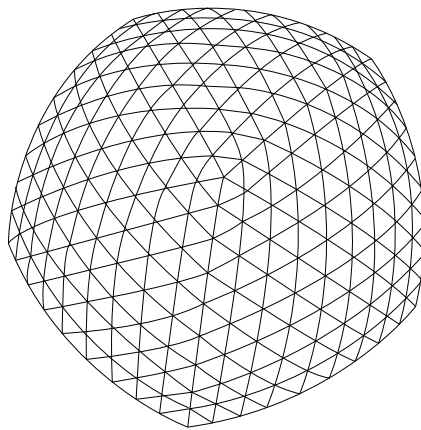


Fig.68 Proiezione su una sfera

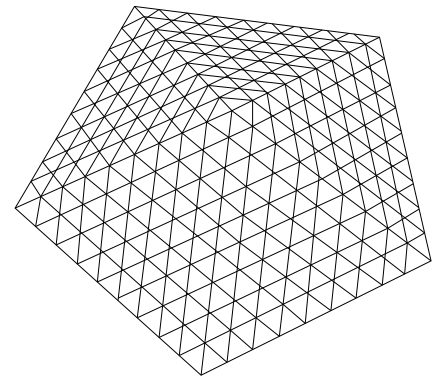


Fig.69 Configurazione poliedrica

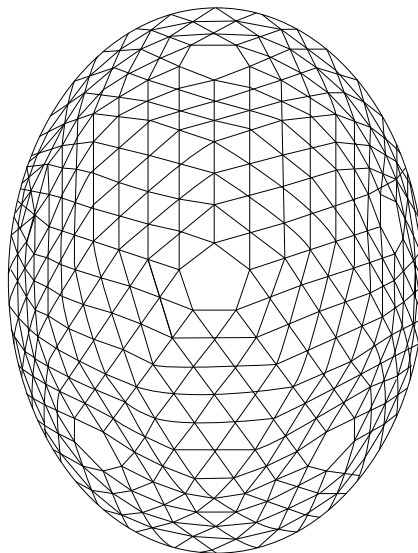


Fig.70 Vista di una forma geodetica

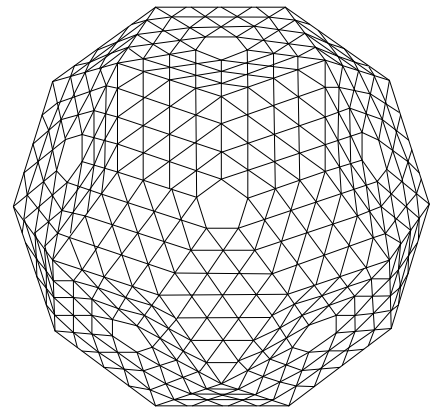


Fig.71 Vista di una configurazione icosidodecaedrica

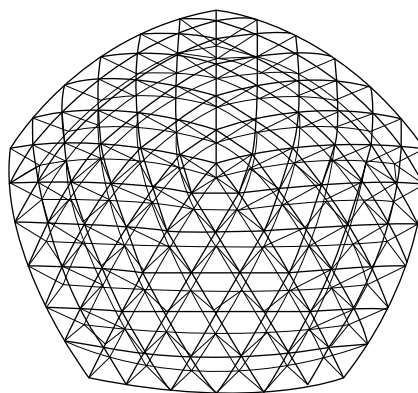


Fig.72 Una forma geodetica a doppio strato

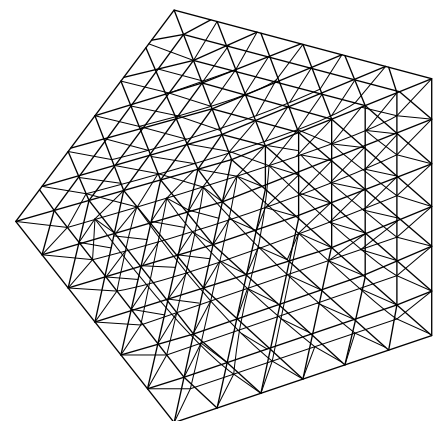


Fig.73 Configurazione poliedrica doppio strato

7 Nooshin Hoshyar, Formex configuration processing in structural engineering, London, Elsevier, 1984

3. Le strutture free-form e la tecnica NURBS

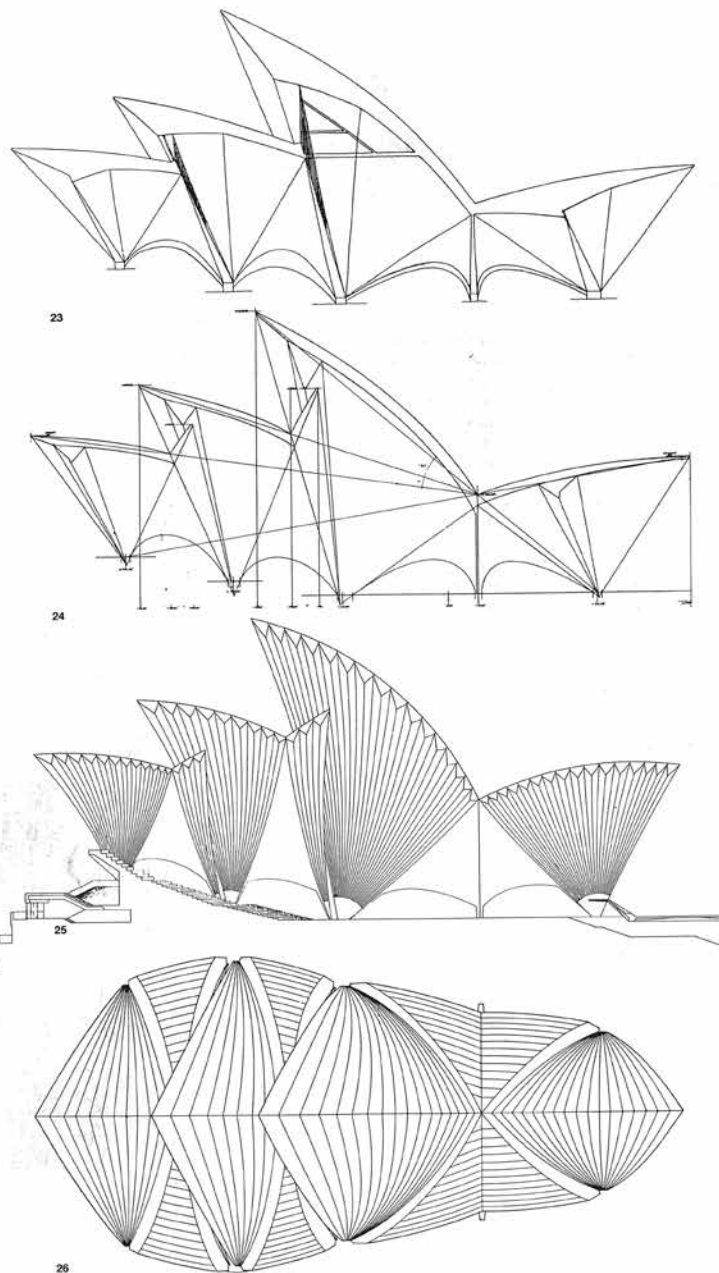
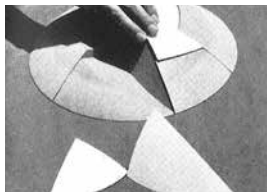
Nonostante la possibilità di ottenere risultati formali sofisticati impiegando software commerciali, indirizzati all'elaborazione di superfici e volumi, come semplici 'black box' appare opportuna la conoscenza delle basi geometriche elementari degli algoritmi in essi contenuti per procedere alla progettazione di strutture spaziali free-form associata alla produzione automatica CAD/CAM⁸.

Il contributo tecnologico degli ultimi decenni ha attraversato l'architettura iniziando un processo di innovazione e, per certi versi, influenzandola talmente da essere soprannominato 'processo di ingegnerizzazione dell'architettura'. In realtà, il fenomeno può essere interpretato come una nuova, storica, sintesi scientifica ottenuta mediante l'integrazione del contenuto tecnologico, apportato specialmente dai nuovi materiali da costruzione, e dall'associazione di questi con tipologie e metodologie costruttive appropriate (nominate hi-tech).

Attualmente assistiamo a una metamorfosi del linguaggio di progettazione prodotta dalle tecniche informatiche (IT) interattive grafiche (CAD). Nel processo di progettazione concettuale architettonica la componente tecnologica informatica, mediante l'impiego di algoritmi geometrici per la generazione di superfici e solidi e di sistemi software nati in ambito di design industriale, diventa dominante: la 'forma architettonica' può essere 'decostruita' con libertà formali e compositive prima inimmaginabili; ne risulta che il profilo architettonico di una gens, che popoli un tempo e un luogo determinati, rappresentativo del più ampio contesto culturale cui appartiene, al quale corrispondono tradizioni e costumi tipizzanti che fondano autentiche sensazioni architettoniche, può venire rapidamente omogeneizzato da un processo informatico globalizzante.

Si assiste a una libera espressività formale che origina 'oggetti architettonici' la cui forma, nella maggior parte dei casi, sembra non avere alcun nesso con principi di carattere strutturale. Molti di questi nuovi 'oggetti architettonici' ci hanno meravigliato e, nel nome della definizione stessa del termine architettura, quale attività tecnico-intellettuale volta a modificare l'ambiente fisico in relazione alle esigenze della vita associata, sono stati largamente apprezzati; non si può negare che alcune costruzioni raggiungono livelli di arte architettonico-scoltorica e che il ruolo della struttura diventi unicamente quello di ente resistente dell'oggetto di 'design architettonico'.

Queste nuove realtà architettoniche, basate essenzialmente su capacità artistiche individuali, quali la Sydney Opera House di Jørn Utzon (Figg. 74-76), e il Guggenheim Museum Bilbao di Frank O. Gehry) possono, d'altro canto, risultare didatticamente devianti inducendo a elaborare imitazioni progettuali che, pur partendo da Aspera possono, senza arrivare ad Astra, fermarsi a Mediocritas e introdurre pericolosi 'equilibrismi' in campo strutturale; mentre le artistiche aggregazioni morfologiche di alcuni progetti ispirati al cosiddetto 'effetto Bilbao' possono fare ritenere fuori moda ogni edificio a configurazione tradizionale.



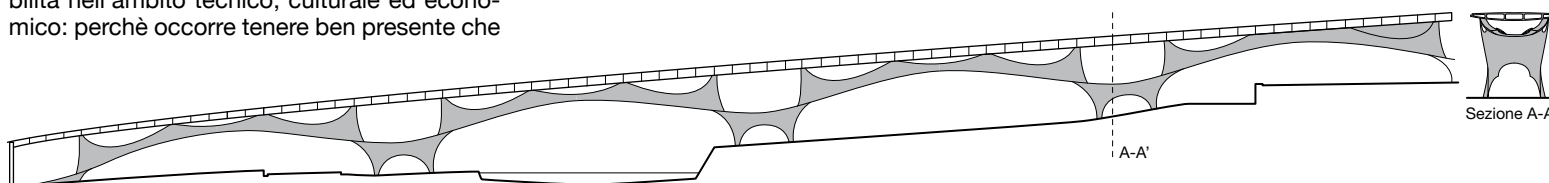
Figg. 74-76
Jørn Utzon,
Sydney Opera House,
Sydney, Australia,
1959-1973



⁸ Helmut Pottmann, Andreas Asperl, Michael Hofer, Axel Kilian, Architectural Geometry, Bentley Institute Press, 2007

I vantaggi legati all'uso delle reticolari spaziali di nuova generazione tecnologica hanno inevitabilmente portato i progettisti allo sviluppo di forme strutturali innovative che potessero meglio adattarsi alle esigenze di progetto.

Si abbandonano la regolarità e la rigidità della geometria modulare tradizionale a favore della definizione di una forma che sia rispondente alla richiesta estetica. La definizione di questa nuova tipologia strutturale va sotto il nome di free-form. La spinta principale verso un approccio progettuale di tipo free-form è indissolubilmente legato alle nuove potenzialità delle tecnologie e delle tecniche attuali che permettono di affrontare forme architettoniche complesse e fornire con successo soluzioni pratiche. D'altro canto, imitazioni e originalità a tutti i costi ottenibili dalla facilità operativa del FFD aprono problemi di etica di sostenibilità nell'ambito tecnico, culturale ed economico: perchè occorre tenere ben presente che

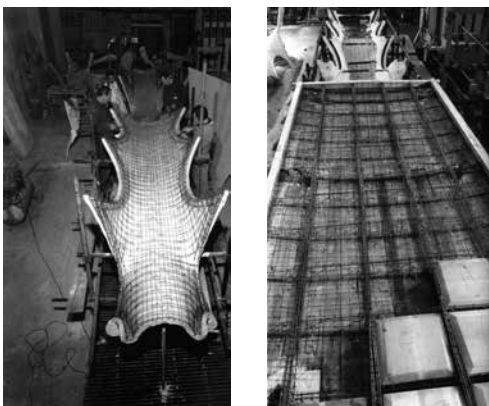


l'invenzione di forme strutturali 'libere' deve pur sempre soggiacere alle fondamentali leggi dell'equilibrio e della resistenza.

Un approccio più consapevole, nell'ambito dell'interazione architettonico-strutturale, è fornito dal 'form finding'. Il form-finding cerca geometrie ottime a partire da una configurazione iniziale fornendo differenti soluzioni che ottimizzano la geometria della struttura a favore di un migliore funzionamento statico, e si è sviluppato parallelamente all'architettura free-form. Il metodo è accomunato al precedente per la novità di soluzioni progettuali che offre. Ma diversamente dal processo creativo dei free-form, le geometrie proposte sono variazioni di una geometria iniziale che viene modificata al fine di ottenere un'ottimizzazione della struttura. Questo è reso possibile dall'utilizzo del cosiddetto algoritmo genetico.

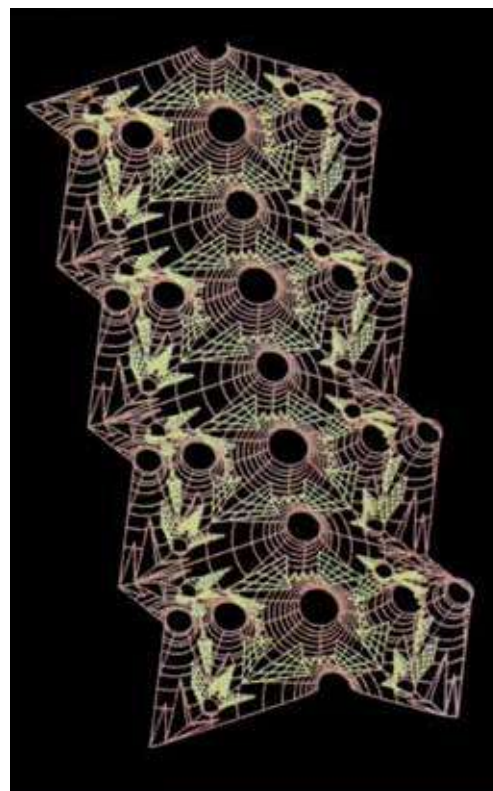
Gli Algoritmi Genetici (AG), proposti nel 1975 da J.H. Holland, sono un modello computazionale idealizzato dall'evoluzione naturale darwinista; in pratica si tratta di tecniche euristiche di calcolo 'general purpose' applicabili in differenti problematiche: controllistica per gasdotti, scheduling. Gli AG, lavorano con popolazioni di soluzioni e tentano di guidare la ricerca, attraverso miglioramenti, utilizzando il principio di sopravvivenza delle migliori soluzioni la cui qualità viene valutata in funzione di un ulteriore sviluppo di generazioni in cui ogni soluzione contribuisce alla successiva generazione in proporzione alla sua capacità di ottimizzazione. Il metodo AG applicato all'ingegneria civile permette di identificare le soluzioni ottime a partire da una configurazione iniziale. È importante comunque ricordare che procedure empiriche di ricerca geometrica di forma architettonico-strutturale erano già state seguite per esempio da S. Musmeci (Figg.77-80) e A. Gaudi (Figg.81,82), che attraverso lo studio di appositi modelli sperimentali hanno progettato grandi strutture che lavorano in regime membranale di compressione senza ricorrere a procedure numeriche e software di calcolo.

Questo per ricordare che gli AG possono essere utili in fase di ottimizzazione di una struttura ma non possono sostituire l'esperienza e l'intuizione del progettista.



Figg.77-80
Sergio Musmeci,
Viadotto dell'Industria,
Potenza, Italia, 1969

Figg.81,82
Sagrada Familia,
Barcellona, Spagna, 1882.
Ricerca morfologia
membranale mediante
modello fisico sospeso,
il ribaltamento cambia
il segno allo stato tensionale
di membrana: modello
(+ stato tensionale di
trazione), realtà (- stato
tensionale di compressione)



•Curve free-form

Nel campo delle costruzioni sono da tempo impiegate geometrie ricavate dalle sezioni coniche, mentre le curve free-form modellate con un piccolo numero di punti di controllo sono strumenti più recenti sviluppati a partire dal 1950 in poi.

Una conoscenza di base del metodo di generazione e delle principali proprietà delle curve free-form permette al progettista di scegliere il tipo di curva più adatto all'impiego richiesto (Fig.83).

Come costruire le curve free-form?

Una curva free-form può essere disegnata a mano libera affidandosi all'abilità del disegnatore oppure tramite l'ausilio di strumenti meccanici chiamati spline (Figg.84,85). Questo tipo di strumenti consiste in una barra elastica di acciaio o legno fissata in alcuni punti o deformata da appositi pesi attaccati a essa.

•Curve di Bézier

Nel 1959 il progettista francese della Citroën Paul de Casteljaou ha generalizzato un algoritmo per la costruzione di una parabola passante per tre punti, creando quello che oggi è noto come algoritmo di de Casteljaou per la costruzione di curve a partire da n punti di controllo. Queste curve sono univocamente definite a partire dal solo poligono di controllo, attraverso un procedimento di interpolazione lineare sviluppato nel 1962 dal progettista della Renault Pierre Bézier, che ha poi pubblicato i risultati prima di de Casteljaou.

È interessante notare una serie di proprietà delle curve di Bézier.

- Il grado polinomiale della curva è univocamente definito dal numero di punti di controllo.
- La curva di Bézier di secondo grado (con 3 punti di controllo) è una parabola.
- La cubica di Bézier è sufficientemente flessibile per creare un singolo loop o una cuspid.
- La curva di Bézier è interamente contenuta nel dominio convesso formato dai punti di controllo.
- La curva e il poligono di controllo sono invarianti affini, cioè è indifferente applicare una trasformazione lineare di rototraslazione, proiezione parallela o similitudine al poligono o alla curva.

Limiti delle curve di Bézier.

-Una curva con elevato numero di punti di controllo è difficilmente gestibile, in quanto segue sempre meno il profilo del poligono di controllo.

-I punti di controllo hanno un controllo globale sulla forma della curva: questo è molto negativo dal punto di vista della progettazione, in quanto costringe a continui aggiustamenti per imporre il passaggio della curva per i punti obbligati dal progetto.

Per unire un numero elevato di punti di controllo, in generale si preferisce unire tratti di curve di grado più basso, garantendo nei punti di contatto uguale tangente (derivata prima) e uguale curvatura (derivata seconda).

Ne consegue che per avere risultati accettabili occorre lavorare con curve di grado 3 come minimo, coinvolgendo quindi 4 punti di controllo per ciascuna curva (compresi i punti appartenenti a due rami consecutivi).

Per garantire a priori questa continuità anche a livello di derivate, i punti di controllo si devono trovare in posizioni ben precise; per questo motivo sono state inventate le curve B-Spline.

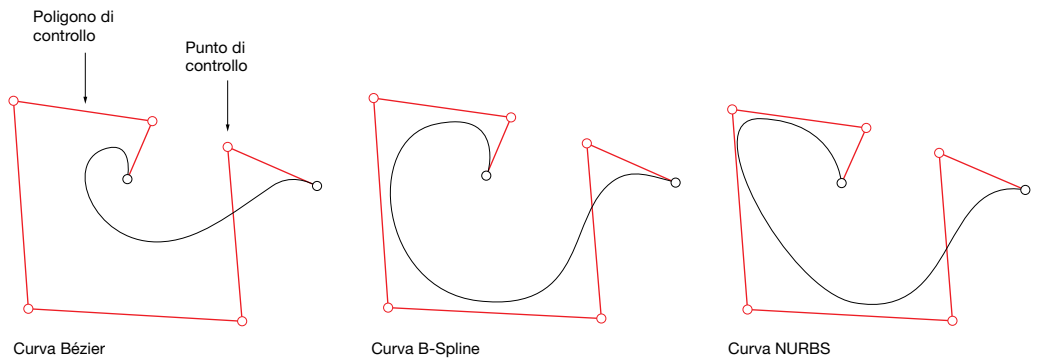
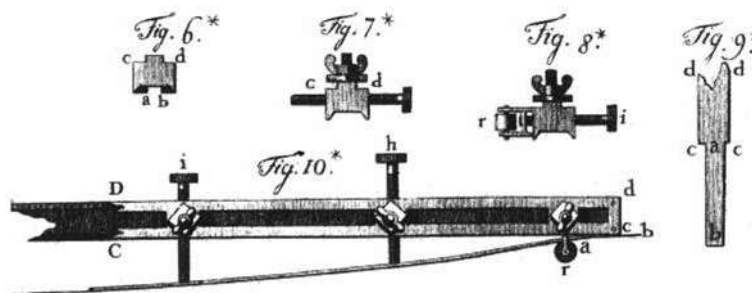


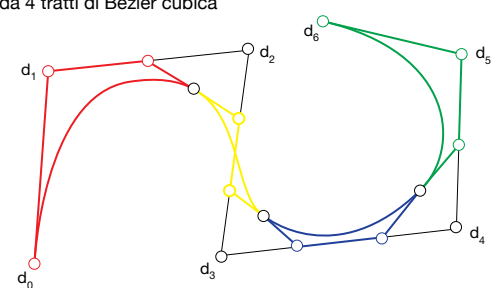
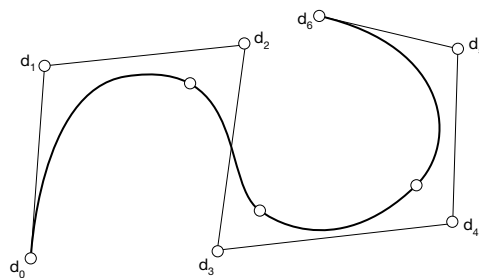
Fig.83 Metodo di generazione delle principali proprietà delle curve free-form



Figg.84,85 Spline meccanica per il disegno a mano



Fig.86 Una curva B-Spline con 7 punti di controllo, formata da 4 tratti di Bézier cubica



•Curve B-Spline

Le curve B-Spline consistono in tratti di curve di Bézier dello stesso grado collegati nella maniera più morbida possibile (a livello di derivate). L'algoritmo di generazione delle B-Spline consente la concatenazione automatica di questi tratti di curve.

È facile notare, inoltre, come le curve di Bézier siano un caso particolare di B-Spline (Fig.86). Il termine B-Spline fu coniato dal matematico rumeno Isaac Schoenberg, che assegnò la B di 'basis' alla parola spline che denota l'attrezzo da disegno utilizzato nel campo dell'ingegneria navale per realizzare le curvature degli scafi. Una curva B-Spline è definita dai punti di controllo (come la Bézier), dal grado scelto e dal vettore dei nodi.

Il grado (n) è definito come il grado dei segmenti di curva di Bézier utilizzati per formare la curva. Ovviamente, in una curva B-Spline tutti i segmenti devono avere lo stesso grado. I nodi sono parametri che indicano il punto di congiunzione tra i vari tratti consecutivi di curva di Bézier.

In generale nei software CAD si utilizza una spaziatura uniforme di questi nodi, da cui il termine 'curva uniforme' tipico delle B-Spline

e non, ad esempio, delle NURBS. Dato un certo poligono di controllo, è interessante notare l'evoluzione della curva interpolante al variare del grado n dei tratti di curva di Bézier, ad esempio con 8 punti di controllo.

Con riferimento alla Fig.87:

- n=1: la curva coincide col poligono di controllo, i 7 tratti sono rettilinei
- n=2: la curva è formata da 6 archi di parabola
- n=3: la curva consiste in 5 segmenti cubici
- n=7: massimo grado consentito, la curva si discosta molto dal poligono di controllo.

Le curve B-Spline apportano dei miglioramenti alle classiche curve di Bézier, poiché consentono modifiche locali alla curva (e non soltanto globali) e possono essere impostate in modo da chiudere un loop in maniera morbida.

Le curve B-Spline cubiche sono largamente usate nel campo del design, in quanto la garanzia di continuità di tangente e curvatura tra i diversi tratti di curva fa percepire all'occhio umano una forma particolarmente gradevole e naturale.

Il difetto di queste curve risiede nell'impossibilità di rappresentare le curve classiche derivate dal cerchio e dalle sezioni coniche, a eccezione della parabola che, come si è visto, è una curva di Bézier di secondo grado.

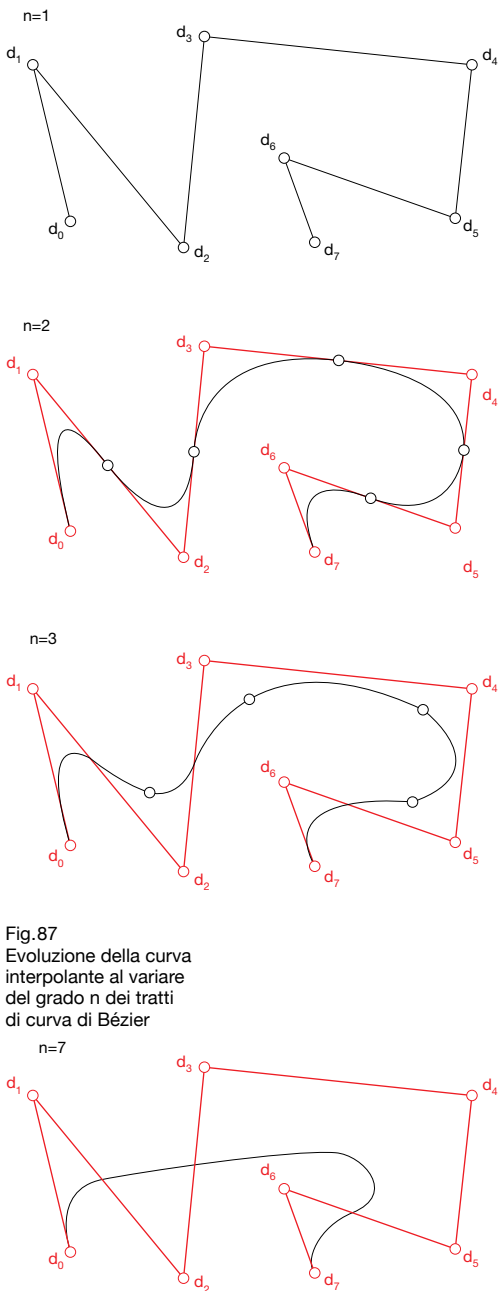


Fig. 87
Evoluzione della curva interpolante al variare del grado n dei tratti di curva di Bézier

•Curve NURBS

Per ovviare ai limiti delle curve B-Spline e avere un unico strumento in grado di riprodurre qualsiasi tipo di curva, la ricerca matematica ha portato alla creazione delle curve NURBS, il cui acronimo significa Non-Uniform Rational B-Splines. L'appellativo 'non uniforme' si riferisce al vettore dei nodi della curva NURBS, che però a rigore può essere anche uniforme come nel caso della B-Spline (caso particolare di NURBS), mentre l'aggettivo 'razionale' deriva dalla definizione dei vari tratti di curva a livello algebrico (ad esempio polinomiale). Dal punto di vista strettamente geometrico, una NURBS piana non è altro che la proiezione centrale di una B-Spline spaziale sul piano $z=1$, in cui l'appiattimento di una dimensione è dato dalla presenza di nuovi parametri nodali detti 'pesi' che consentono un controllo molto raffinato sulla forma della curva (Fig. 2.2.40). In pratica, i pesi associati ai punti di controllo non sono altro che le coordinate z della B-Spline da cui deriva la nostra NURBS. La modifica di uno di questi parametri provoca, come ci si può aspettare, una deformazione locale della curva, che si avvicina al punto di controllo al crescere del peso corrispondente

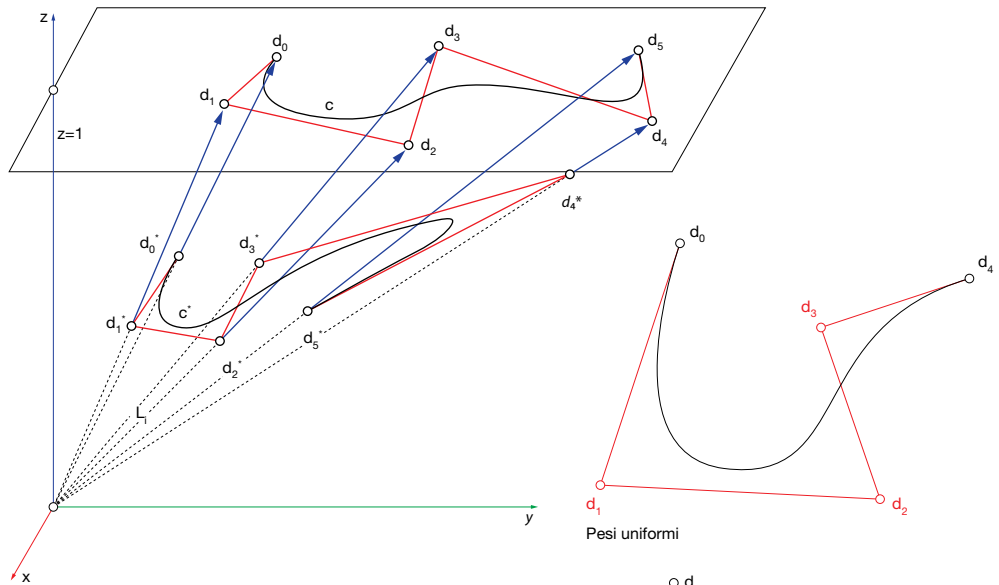


Fig. 88
Esempio di NURBS piana

e se ne allontana al suo calare (Fig. 89). Il caso particolare in cui i pesi sono tutti uguali tra loro ci riporta a una trasformazione di similitudine della B-Spline iniziale, quindi a ottenere una nuova B-Spline.

Una NURBS in senso stretto richiede che almeno uno dei pesi sia diverso dagli altri. Perciò, in una curva NURBS l'utente può controllare i punti di controllo, il grado e i pesi, conservando le utili proprietà sul dominio convesso dei punti di controllo e sulle modificazioni solo a livello locale.

Come anticipato in precedenza, le sezioni coniche (cerchio, ellisse, parabola, iperbole) sono tutte rappresentabili con una curva NURBS con 3 punti di controllo (d_0, d_1, d_2).

A seconda del caso andranno variati i pesi, e in particolare:

- Parabola:
tutti i pesi $w=1$
(infatti la parabola è una Bézier di grado 2)
- Iperbole:
il peso w_1 del punto d_1 sia maggiore di 1
- Ellisse:
il peso w_1 del punto d_1 sia minore di 1
- Cerchio:
il peso w_1 del punto d_1 sia uguale a $\sin(\varphi/2)$ con φ angolo tra d_0d_1 e d_1d_2 (Fig. 90).

•Superfici free-form

La flessibilità richiesta dalla moderna progettazione di superfici tridimensionali è difficilmente raggiungibile con le forme tradizionali fornite dalla geometria, come il cilindro, il cono, la sfera, superfici di rivoluzione, ecc.

Se come primitive utilizziamo le curve free-form viste in precedenza, è immediato definire le superfici di Bézier o le superfici B-Spline. Queste particolari superfici tridimensionali sono tuttavia molto restrittive dal punto di vista matematico, ragion per cui si utilizzano le superfici di suddivisione per ovviare a queste limitazioni. Questo strumento è stato sviluppato nell'ambito dell'industria dell'animazione, per rendere possibili disegni animati che riproducessero una gamma di movimenti impensabile tramite l'utilizzo di rigide entità geometriche.

Pesi uniformi

Aumento peso in d_1

Diminuzione peso in d_1

Fig. 89
Deformazione locale della curva NURBS

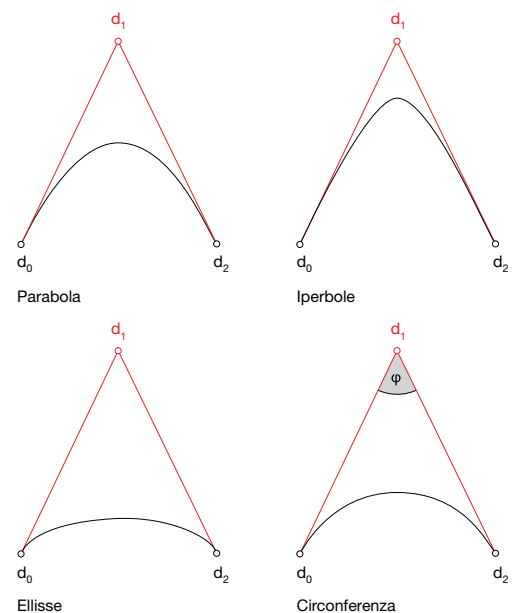


Fig. 90
Sezioni coniche rappresentate attraverso NURBS con tre punti di controllo

•Superfici di Bézier

È possibile creare una superficie traslazionale a partire da 2 semplici curve di Bézier e dai loro relativi poligoni di controllo: definiamo un poligono 'riga' e un poligono 'colonna'. Infatti, è sufficiente definire la prima curva come la variabile u e la seconda come la variabile v ; è immediato constatare come l'applicazione dell'algoritmo di de Casteljau per la costruzione della curva 'u' ponendo che la variabile v fornisca risultato identico al caso contrario in cui si procede alla costruzione della curva 'v' a partire dalla variabile u . Il risultato è la superficie di Bézier traslazionale, in cui l'unico punto necessariamente in comune tra le 2 curve di partenza è il punto di controllo iniziale b_{00} . Per estensione, è semplice ricavare la generica superficie di Bézier.

Infatti, al posto di 2 curve di controllo possiamo definire una mesh di controllo, una matrice di punti visualizzata come insieme di poligoni di controllo riga e colonna. In questo modo, si può sinteticamente descrivere una superficie di Bézier indicando il grado delle curve primitive che la costituiscono nelle 2 direzioni principali: in pratica, si parla di superficie di Bézier di grado (m,n) se i poligoni riga e colonna alla base delle curve generatrici hanno rispettivamente $(m+1)$ e $(n+1)$ punti di controllo.

Ad esempio, la superficie di Bézier di grado $(1,1)$ ha in totale 4 punti di controllo nella sua mesh, generati da un poligono riga e da un poligono colonna composti ciascuno da 2 punti di controllo (quindi, banalmente, rette).

Questa superficie è un paraboloide iperbolico, che può degenerare in un piano e i 4 punti in questione sono complanari.

La superficie di Bézier eredita le proprietà delle curve che la compongono: un poligono formato da punti della mesh di controllo che si trovano al bordo della superficie definisce una curva di Bézier che appartiene alla frontiera della superficie stessa; è questo l'unico caso in cui questi poligoni descrivono una curva effettivamente appartenente alla superficie.

Se i gradi (m,n) della superficie rimangono bassi, questa è particolarmente adatta per la progettazione strutturale, in analogia a quanto visto in precedenza per le curve di Bézier.

I punti appartenenti alla mesh di controllo formano un dominio convesso che contiene la superficie. Una superficie cilindrica può essere descritta come un caso particolare di superficie di Bézier di grado $(1,n)$ avente tutti i poligoni colonna rettilinei, mentre se tutti i punti di un poligono riga degenerano in un unico punto, si ottiene una superficie conica (Fig.91). Un altro caso strutturalmente interessante è quello delle superfici derivanti dall'arco di catenaria e dalle sue approssimazioni ad arco di parabola ad asse verticale.

Per ottenere queste superfici è necessario imporre un sistema di riferimento con l'asse z verticale e verificare che le proiezioni ortogonali su un piano (x,y) dei 3 punti di controllo del generico arco formino 2 segmenti allineati e congruenti (Fig.92).

Per estensione, se i punti di controllo formano una maglia rettangolare sul piano (x,y) si ottengono particolari superfici di Bézier: il paraboloide ellittico di grado $(2,2)$ e il paraboloide iperbolico di grado $(2,2)$ (Fig.93).

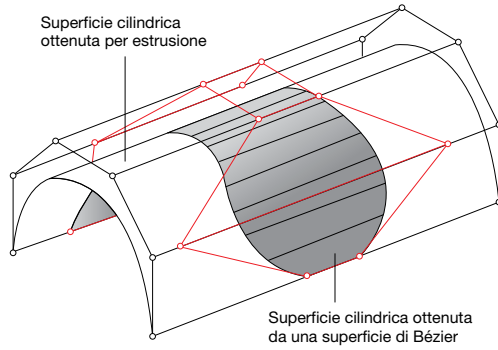


Fig.91
Generiche superfici coniche possono essere ricavate tramite superfici Bézier

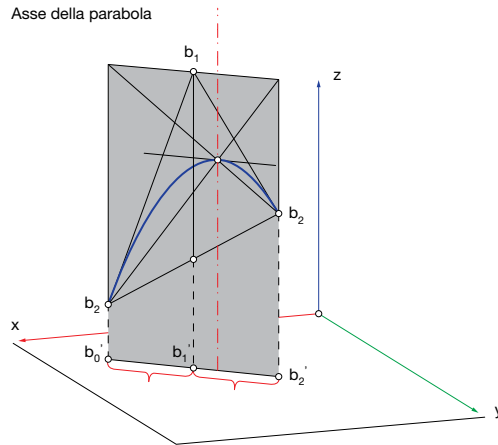


Fig.92
Punti di controllo in una generica parabola ad asse verticale

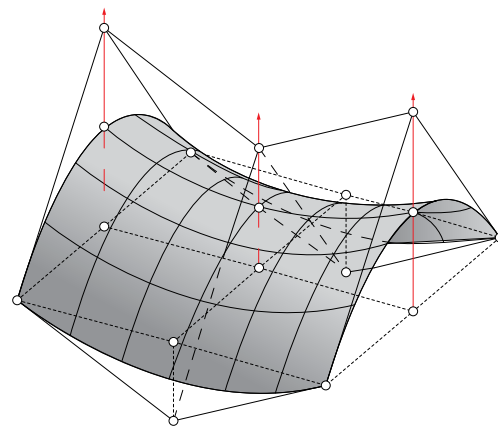
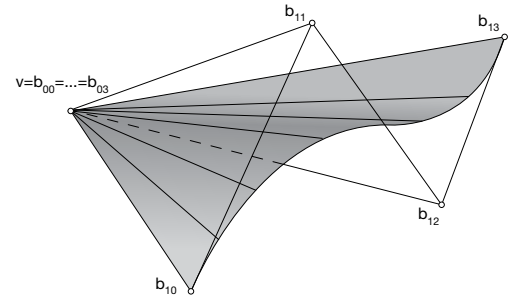


Fig.93
Superficie di Bézier di grado 2,2 (paraboloide iperbolico)



•Superfici B-Spline e NURBS

Le superfici di Bézier ereditano pregi e difetti delle corrispondenti curve: in particolare, al crescere del grado della superficie, essa mal rappresenta la griglia di punti di controllo, rendendo assai difficoltoso il rispetto della forma architettonica nel free-form design.

Per questa ragione sono state studiate le curve B-Spline e NURBS, che introducono rispettivamente la possibilità di definire il grado delle curve generatrici a prescindere dal numero di punti di controllo, e i pesi riferiti a ciascun punto di controllo che consentono una modellazione molto più versatile della superficie free-form. La forma di una superficie può essere definita in diversi modi, tra cui l'assegnazione di alcuni punti appartenenti alla superficie stessa. Il problema di interpolazione successivo alla definizione di questi punti è, nella sua forma più generale, molto complesso da risolvere. Tuttavia, se questi punti formano una mesh di quadrilateri, esiste una soluzione più rapida adottata dalla maggioranza dei software di modellazione 3D: si crea infatti una serie di superfici B-Spline passanti per i punti della mesh stessa (punti totalmente diversi dai punti di controllo della superficie B-Spline) (Fig.94).

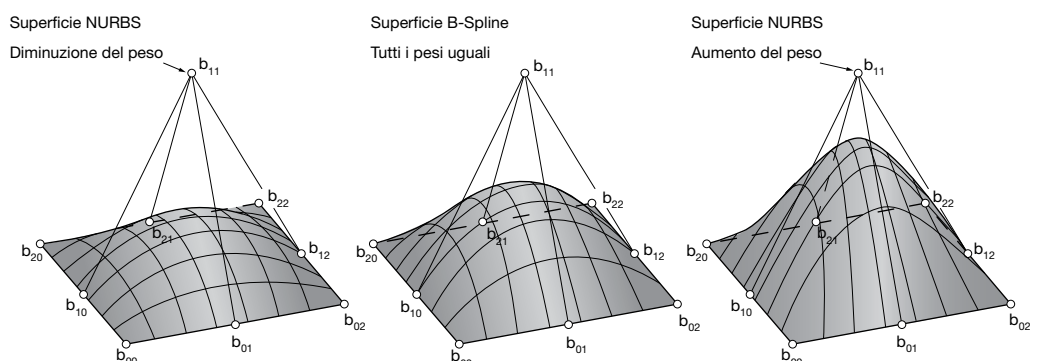


Fig.94
Pesi e parametri di forma nelle superfici NURBS

4. La ricerca della forma tramite le tecniche di ottimizzazione matematica: il form finding

•Ottimizzazione strutturale

Nel corso degli anni è stato sviluppato un gran numero di tecniche di ottimizzazione strutturale. Per prima è stata l'industria aerospaziale a riconoscere l'importanza dell'ottimizzazione strutturale in quanto interessata alla riduzione dei pesi strutturali (Figg.95-97), poi col passare del tempo l'interesse è cresciuto sempre di più data la necessità di costruire strutture efficienti, leggere e di basso costo. Un altro tipo di ottimizzazione strutturale è quello finalizzato alla ricerca di una forma che consenta un comportamento in regime membranale sotto l'azione dei carichi esterni (Fig.98). In termini generali un problema di ottimizzazione può essere espresso come la minimizzazione di una funzione obiettivo $f(x)$ soggetta a vincoli nella sua variabile x : $\min f(x)$,

$$\forall x \in \mathfrak{R}^n \text{ soggetto a } c_i(x) = 0, c_j(x) \geq 0 \quad (3)$$

con $i \in \gamma, j \in \Xi$ dove c_i e c_j sono funzioni in x e rappresentano i vincoli. Nei processi di ottimizzazione strutturale le variabili sono spesso legate alle tensioni nei materiali, agli spostamenti, alle frequenze di vibrazione e altre grandezze. Da un punto di vista strutturale, molti autori adottano la seguente classificazione riguardo i differenti livelli di ottimizzazione.

-Dimensione: l'ottimizzazione procede con la minimizzazione di una o più variabili di risposta (tensione, deformazione o altre) agendo su una o più variabili di progetto (come lo spessore di un piatto o la sezione normale di un elemento) nel rispetto di alcune condizioni come equilibrio, congruenza, vincoli esterni, ecc.

-Forma: l'ottimizzazione ha lo scopo di trovare la forma ottimale di un dominio che è una variabile di progetto.

-Tipologia: l'ottimizzazione per strutture continue procede controllando il numero, posizione e forma degli spazi vuoti nella struttura e la tipologia della maglia strutturale.

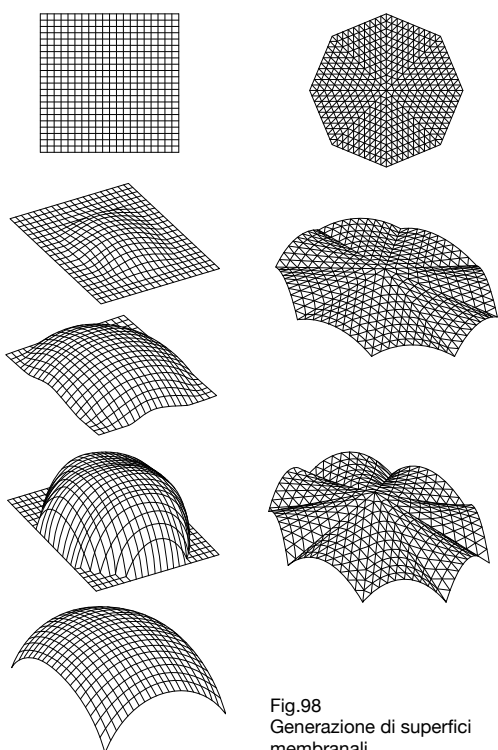


Fig.98
Generazione di superfici membranali

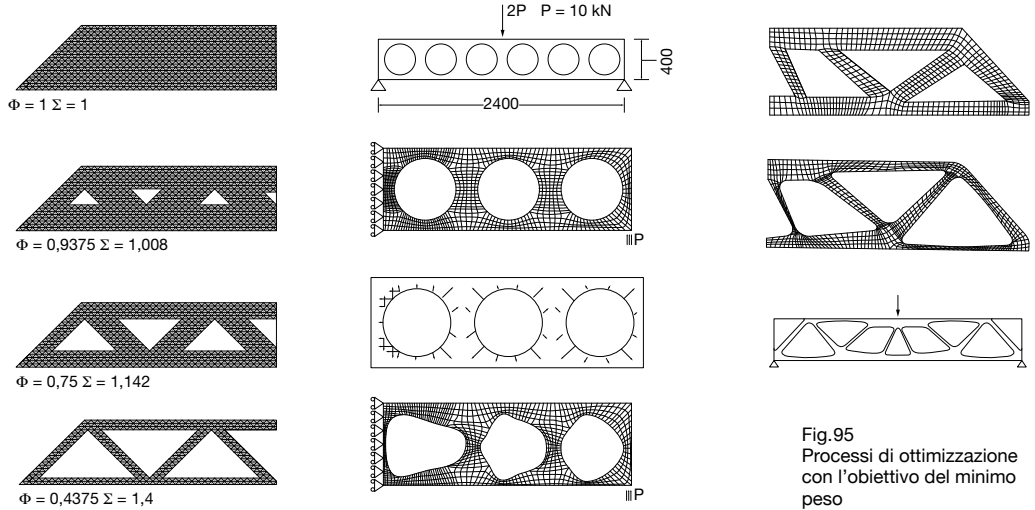


Fig.95
Processi di ottimizzazione con l'obiettivo del minimo peso

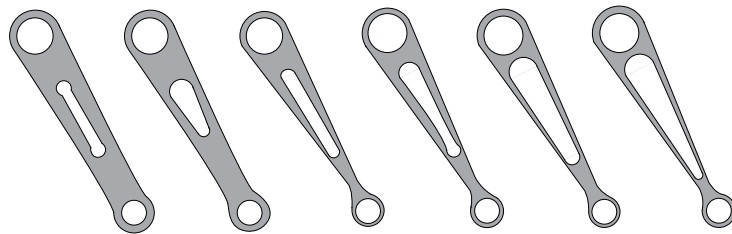


Fig.96
Ottimizzazione di un organo di trasmissione

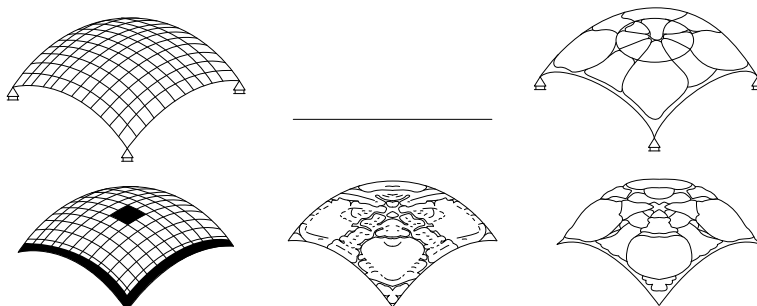


Fig.97
Ottimizzazione tipologica di tipo evolutivo applicata a una struttura a guscio

Le funzioni obiettivo più comunemente usate sono pesi, spostamenti o tensioni nella struttura. Molte tecniche sono state introdotte per risolvere il problema espresso nella formula (3). Fra queste le cosiddette tecniche di ricerca sono procedure numeriche che da un progetto di partenza con piccoli step vanno a migliorare il valore di una funzione obiettivo e/o il grado di avvicinamento ai vincoli progettuali richiesti. Quando non è possibile fare ulteriori miglioramenti in questo senso la ricerca è terminata. In passato l'Optimality Criteria (OC) e il Mathematical Programming (MP) metodi guadagnarono molta popolarità fra i ricercatori. Sfortunatamente nessuno di loro è abbastanza solido ed efficiente da essere applicato in generale (o almeno in una vasta gamma di problemi) perché sono procedure matematiche che incontrano difficoltà intrinseche nell'affrontare i problemi strutturali. Questo è dovuto principalmente al fatto che devono calcolare le derivate di funzioni che sono, molto spesso, non regolari. Inoltre questo tipo di approccio non può tenere in considerazione le incertezze e approssimazioni che sono in genere presenti nei casi reali. Possono essere impiegate molte altre tecniche, compresa la Evolutionary Structural Optimization (ESO) o l'Homogenization Method (HM).

È molto promettente l'approccio al problema dell'ottimizzazione strutturale dato dagli Algoritmi Genetici (GA) e dalla Programmazione Genetica (GP), basati su algoritmi evolutivi che prendono ispirazione dagli eventi naturali. Essi affrontano il problema in maniera totalmente differente rispetto alle procedure matematiche citate sopra.

•Algoritmi Genetici

Gli Algoritmi Genetici sono basati sulla legge naturale della sopravvivenza del migliore (teoria Darwiniana). Questo metodo crea una popolazione di individui generati a random, quindi gli individui si riproducono secondo le leggi della natura e la popolazione si sviluppa di generazione in generazione.

Alla fine del processo, gli individui con la più alta attitudine alla sopravvivenza rappresentano la soluzione ottimale.

Possono essere considerate diverse funzioni obiettivo, le più comuni nel campo dell'ottimizzazione strutturale sono:

- minimizzazione del peso;
- massimizzazione della rigidezza;
- un controllo delle vibrazioni libere;

Queste funzioni possono anche essere combinate ottenendo così un'ottimizzazione a multiobiettivo.

Le informazioni appartenenti a ogni individuo sono registrate in un codice di cromosomi e questi dati vengono combinati insieme durante la fase di riproduzione. Il meccanismo di scambio di informazioni cromosomiche segue i seguenti passaggi fondamentali:

- passaggio di informazioni (crossover);
- mutazione (mutation);
- inversione (inversion).

Per rendere questo tipo di approccio applicabile è necessario rappresentare le possibili combinazioni delle variabili in termini di serie di bit e trovare una funzione obiettivo per valutare la bontà di ogni soluzione. Il vantaggio degli algoritmi genetici è che presentano un minor rischio di bloccarsi in punti di minimo locale e sono in grado di fornire non una singola soluzione ma un set di progetti ottimali. La procedura può essere schematizzata come segue:

1. La dimensione della popolazione è definita e i valori delle variabili assegnati tramite valori dei bit assegnati con sistema casuale.
2. Gli individui con i migliori valori delle funzioni obiettivo sono scelti per la riproduzione.
3. La nuova generazione è creata applicando il crossover: le informazioni dei bit sono scambiate fra gli individui selezionati nello step precedente.
4. A ogni passaggio vengono effettuate variazioni casuali delle stringhe (mutation).
5. La funzione obiettivo è valutata per tutti gli individui della nuova generazione e sono effettuate iterazioni fino a che non si hanno più ulteriori miglioramenti. Un diagramma di flusso del procedimento si può vedere in fig.99. Tipicamente la funzione obiettivo è una funzione abbastanza semplice (ad esempio il computo del peso totale della struttura) espressa in funzione delle variabili di progetto.

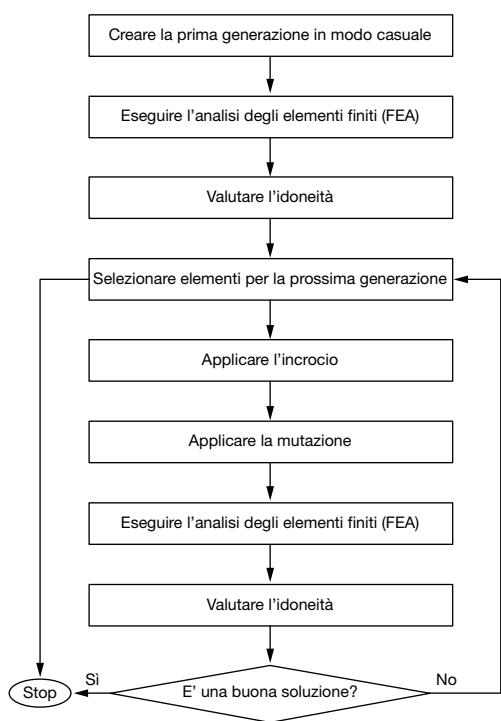


Fig.99 Diagramma di flusso della procedura di ottimizzazione realizzata mediante algoritmi genetici

Inoltre il progetto è spesso soggetto a un certo numero di vincoli (dipendenti da tensioni, spostamenti, carichi di collasso, frequenze di vibrazione, etc.) la cui relazione con le variabili di progetto può essere molto complessa e deve essere valutata con un'analisi agli elementi finiti. Come esempio⁹ si prenda una struttura reticolare piana come quella illustrata in fig.100. La struttura è stata discretizzata con 29 elementi biella e il carico applicato P è pari a 100 [kN]. È stato considerato un acciaio S235 con le seguenti caratteristiche:

- Modulo elastico: $E=206000 \text{ MPa}$;
- Modulo di taglio: $G=80000 \text{ MPa}$;
- Peso per unità di volume: $\gamma=78.50 \text{ kN/m}^3$;
- Coefficiente di Poisson: $\nu=0.3$;
- $\sigma_{\text{ammisibile}}=160 \text{ MPa}$ ($t < 40 \text{ mm}$);
- $\sigma_{\text{ammisibile}}=140 \text{ MPa}$ ($t \geq 40 \text{ mm}$).

I parametri adottati per gli algoritmi genetici sono:

- numero della popolazione: $s=100$;
- massimo numero di generazioni= 2000 ;
- algoritmo di selezione: roulette wheel;
- attivata una selezione elitaria
- probabilità di mutazione: $p=0,1$.

L'algoritmo tiene conto automaticamente del peso proprio della struttura e valuta l'instabilità dei membri compressi in base a quanto esposto nella normativa italiana CNR-UNI 10011. Sono stati effettuati diversi tipi di ottimizzazione:

-Ottimizzazione delle dimensioni
Le sezioni normali delle aste sono supposte tubolari circolari definite dai parametri del diametro esterno d e lo spessore t con $i=1,2, \dots, 15$ (per ragioni di simmetria sono stati considerati solo 15 elementi). Lo spessore è supposto essere costante e pari a $0,005 \text{ m}$, mentre il diametro deve soddisfare il vincolo $0,1 \text{ m} \leq d_i \leq 0,2 \text{ m}$. Le simulazioni numeriche forniscono il peso ottimale di $8'547 \text{ N}$ corrispondente a una riduzione del peso (rispetto alla prima generazione casuale) del 20%.

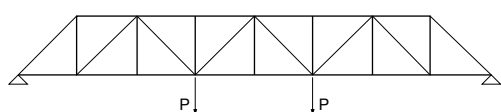


Fig.100 Reticolare 2D doppiamente appoggiata

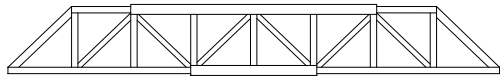
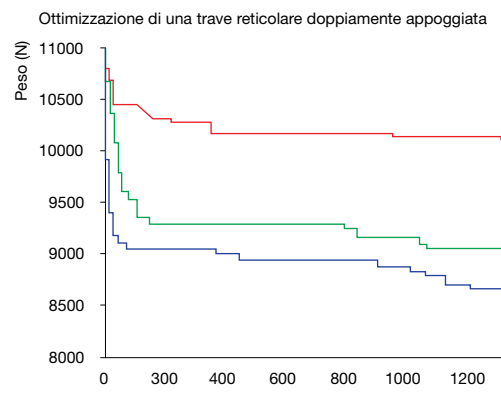


Fig.10 Ottimizzazione dimensionale



— Dimensionale
— Topologica
— Dimensionale + topologica

In fig.101 sono illustrati i tubi di diverso diametro dopo l'ottimizzazione.

-Ottimizzazione topologica
In questo processo di ottimizzazione i nodi della struttura sono liberi di spostarsi in verticale e in orizzontale rispetto alla loro posizione originale di una quantità pari a $\Delta \pm 0,8 \text{ m}$. Tutte le aste hanno la stessa sezione normale che rimane invariata nel proceso di ottimizzazione (sezione circolare avente diametro $d=0,1143 \text{ m}$ e spessore $t=0,005 \text{ m}$). In fig.102 è illustrata la geometria iniziale. La procedura numerica fornisce come risultato ottimale il peso di $10'121 \text{ N}$. In questo caso la riduzione di peso è pari al 6,6%. Il risultato finale è mostrato in fig.103.

-Ottimizzazione combinata
Questo processo è una combinazione delle due precedenti ottimizzazioni. Lo spessore dei tubi circolari è supposto costante pari a $0,005 \text{ m}$, mentre il diametro è variabile entro il limite $0,1 \text{ m} \leq d_i \leq 0,2 \text{ m}$. Allo stesso modo i nodi sono liberi di spostarsi in verticale e in orizzontale rispetto alla loro posizione originale di una quantità pari a $\Delta \pm 0,8 \text{ m}$. La soluzione ottimale è rappresentata in fig.104 e corrisponde a un peso di 8729 N , con una riduzione rispetto al peso della prima generazione casuale del 23,1%.

-Confronto
L'intero processo di ottimizzazione è mostrato in fig.105 dove si nota come la maggior parte della riduzione di peso si abbia nelle prime 100 iterazioni. Per questo tipo di problema dopo 2000 generazioni l'ottimizzazione delle dimensioni sembra dare risultati migliori rispetto a quella topologica, ma in termini di riduzione del peso relativa entrambe sono superate dalla tecnica combinata.

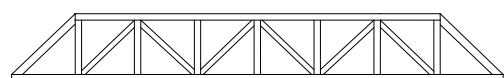


Fig.102 Ottimizzazione topologica, configurazione iniziale

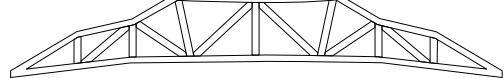


Fig.103 Ottimizzazione topologica, risultato finale

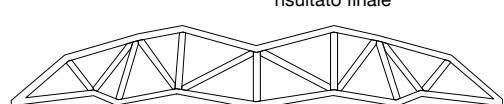


Fig.104 Ottimizzazione combinata, risultato finale

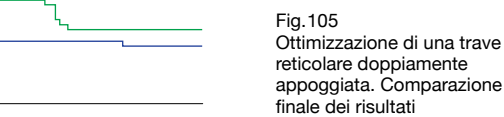


Fig.105 Ottimizzazione di una trave reticolare doppiamente appoggiata. Comparazione finale dei risultati

9 M. Majowiecki, M. Petrucci, Structural Optimization and Free Form Design, International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), Symposium, Venice, 2010

Osservazioni sulla stabilità dell'equilibrio per sistemi reticolari monostrato

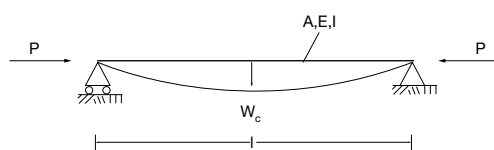
Dal momento che il progresso tecnologico e il raffinamento dei metodi di calcolo consentono la progettazione di strutture sempre più ardite, l'instabilità strutturale, nelle sue diverse manifestazioni, assume importanza crescente in un numero sempre maggiore di situazioni. Attualmente la maggior parte dei dissesti strutturali è da attribuirsi a fenomeni di instabilità e il loro verificarsi è aggravato dal fatto che il collasso per instabilità è di tipo improvviso, senza segni premonitori, non lasciando il tempo necessario per scaricare o rinforzare la struttura (Figg.106,107).



Figg. 106, 107
Esempio di collasso di una copertura reticolare monostrato dovuto a un fenomeno di instabilità di tipo snap through

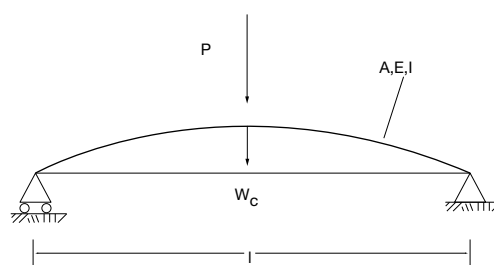
L'instabilità anche quando non è la causa diretta del collasso interagisce in modo determinante con altri fenomeni, per cui la valutazione della capacità portante, e quindi del limite di funzionalità di una struttura, non può prescindere dalla valutazione di questo aspetto. La crisi di una struttura può essere causata dal raggiungimento del valore tensionale di rottura nel materiale che compone un determinato elemento strutturale; si possono avere pericolosi collassi di tipo fragile se l'elemento strutturale che si rompe per primo ha una funzione fondamentale per l'intera struttura (per esempio la rottura di un pilastro alla base di un edificio). Nella pratica, tuttavia, si verificano casi di crisi strutturale per stati tensionali inferiori a quelli di rottura o snervamento del materiale. Il fenomeno è imputabile non alle sollecitazioni presenti, bensì al fatto che piccole deviazioni dalla configurazione indeformata di equilibrio alterano radicalmente la risposta della struttura inducendo picchi di sforzo elevati.

In altre parole, la perdita della configurazione ideale di progetto da parte della struttura può portare al collasso della stessa prima del raggiungimento delle prestazioni ultime del materiale. Prendendo l'esempio di una trave rettilinea e snella soggetta a compressione si nota che il carico massimo sopportabile a compressione è molto inferiore a quello sopportabile a trazione. Il fenomeno è imputabile alla perdita di equilibrio della configurazione rettilinea quando l'asta è soggetta al carico di compressione. Accade infatti che al crescere del carico le piccole imperfezioni geometriche o meccaniche dell'asta guidino il sistema a portarsi in configurazioni di equilibrio differenti a quella rettilinea di partenza, per le quali il carico critico risulta essere sensibilmente inferiore a quello massimo sopportabile a trazione. È bene sottolineare che tali imperfezioni sono sempre presenti in un sistema reale: ad esempio la linea d'asse di una trave non sarà mai perfettamente rettilinea per ovvie ragioni costruttive, come del resto è chiaro che assumere una trave di materiale perfettamente omogeneo rappresenta solamente una semplificazione della realtà. In fase progettuale, quindi, risulta importante stabilire le forze massime sopportabili dalla struttura in funzione della configurazione geometrica e valutare se tali configurazioni di equilibrio risultino stabili o instabili. Intuitivamente si può dire che si ritiene stabile la configurazione di equilibrio di una struttura se piccole perturbazioni inducono oscillazioni di entità limitata, confinate nell'intorno della configurazione stessa, e instabile in caso contrario. L'instabilità può originarsi per sollecitazioni di tipo compressione, flessione, torsione, taglio o per sollecitazioni composte, in strutture in campo civile, aerospaziale e meccanico.



- OAB Comportamento ideale di tipo stabile
- AC Comportamento ideale di tipo instabile
- $\bar{O}\bar{S}$ Comportamento reale (asta con imperfezioni)

Fig. 108
Instabilità di tipo Euleriano



- AB... Risposta dell'arco ribassato
- BE Salto di configurazione

Tipologie di instabilità

L'inizio degli studi in tema di stabilità viene tradizionalmente fatto risalire alle indagini di Eulero (circa 1750) sulle configurazioni di equilibrio delle aste elastiche compresse, in cui fu messa in luce l'esistenza di una soglia di carico raggiunta la quale l'asta può inflettersi, configurando un evento critico diverso dalla perdita di resistenza. Se considerato in un'ottica Euleriana, il fenomeno di instabilità è associato alla perdita di rigidità della struttura nei confronti della deformata critica.

Il sistema, al crescere del carico, raggiunge valori per i quali oltre alla configurazione di equilibrio di partenza, sono possibili altre configurazioni di equilibrio (Fig.108).

Tale valore del carico, detto critico, rende nulla la rigidità del sistema nei confronti della sua configurazione indeformata.

Un tipo di instabilità differente rispetto a quella euleriana risulta composta da quei sistemi (ad esempio l'arco ribassato) che anche se soggetti a carichi conservativi e costituiti da materiali elastici rispondono non linearmente sin dall'inizio del processo di carico.

Questo tipo di instabilità è detta snap through o instabilità a scatto perché la struttura passa repentinamente da una configurazione di equilibrio all'altra (Fig. 109).

Un modello semplificato che può essere usato per studiare il fenomeno dell'instabilità degli archi ribassati è quello illustrato in fig.110, composto da due bielle incernierate nel loro punto di giunzione.

Come si vede dalla figura all'aumentare della forza P_A , raggiunto il punto di carico critico, si ha un brusco passaggio di configurazione e il sistema trova l'equilibrio nella configurazione capovolta.

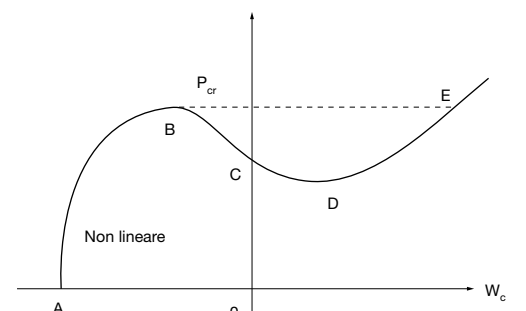
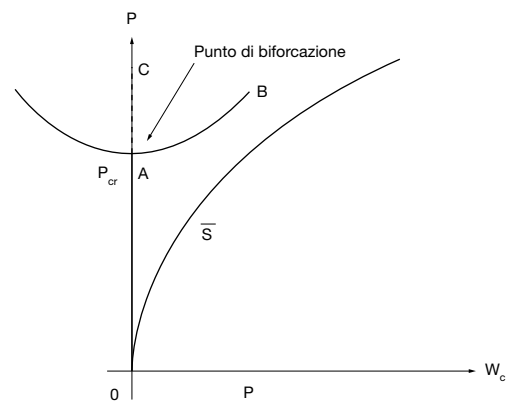


Fig. 109
Instabilità a scatto (snap through)

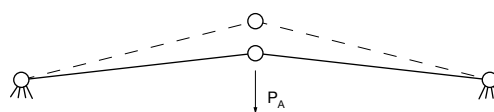


Fig. 110
Modello semplificato per lo studio dei fenomeni di snap through degli archi ribassati

Nella fig.111 sono riassunti vari fenomeni di instabilità che possono interessare le strutture civili. Da tenere presente oltre ai fenomeni statici i fenomeni di instabilità dinamica che possono instaurarsi quando la struttura è soggetta a un carico non conservativo come il vento.

Instabilità delle strutture reticolari: avvertenze progettuali

Ci sono motivi differenti che contribuiscono a che una struttura reticolare spaziale raggiunga lo stato critico, ma principalmente è possibile individuare due ragioni fondamentali del suo insorgere:

- le sollecitazioni (sempre presenti azioni di compressione, spesso accompagnate da flessioni non trascurabili);
- le caratteristiche statiche e tecniche delle connessioni, la cui rigidità influisce sulla sensibilità della struttura ai fenomeni di instabilità. Sono quindi possibili numerose forme di instabilità che possono interessare la struttura nel suo complesso o in alcune delle sue parti. In particolare si possono riscontrare:
- instabilità nei singoli elementi e nei nodi per effetto degli sforzi agenti. Questa instabilità può essere sia di tipo euleriano sia di seconda specie;
- instabilità globale di seconda specie (snapping);
- instabilità di una parte di struttura per concentrazioni locali di sforzo.

Il problema relativo al singolo elemento è facilmente controllabile, si tratta semplicemente di verificare l'asta per instabilità euleriana da carico di punta, tenendo eventualmente conto della flessione se presente e, prudenzialmente, assumendo come lunghezza libera di inflessione il valore di lunghezza dell'asta stessa. L'instabilità dei nodi che collegano le aste è uno dei fenomeni più pericolosi per la stabilità del reticolo spaziale e può scaturire da variazioni della geometria per difetti di montaggio o come conseguenza dell'instabilità euleriana dell'elemento asta che vi si collega. La perdita locale di stabilità ha degli effetti dinamici difficilmente prevedibili che possono portare a fenomeni di snap trough o altresì detto snapping.

Il fenomeno dello snap through si realizza con un ingobbimento della superficie, o di parte di essa, che passa così repentinamente a una configurazione di equilibrio ribaltata rispetto a quella iniziale (come illustrato nel paragrafo precedente).

Questo tipo di instabilità è favorito dalla presenza di nodi poco rigidi fra le aste e interessa prevalentemente le strutture reticolari che lavorano in regime membranale di compressione e dotate di scarsa rigidità flessionale, come le reticolari monostrato.

In teoria anche una struttura reticolare spaziale a doppio strato potrebbe essere soggetta al fenomeno di instabilità per snap through, ma data la sua elevata rigidità flessionale dovuta alla distanza che c'è fra lo strato superiore e inferiore questo risulta molto improbabile.

Infatti nel caso di superfici a doppia curvatura il fenomeno dello snap through, quando si voglia realizzare una struttura monostrato perfettamente incernierata nei nodi, è facilmente riscontrabile. È dunque necessario che le connessioni fra le aste siano il più rigido possibile, in questo modo anche quando il fe-

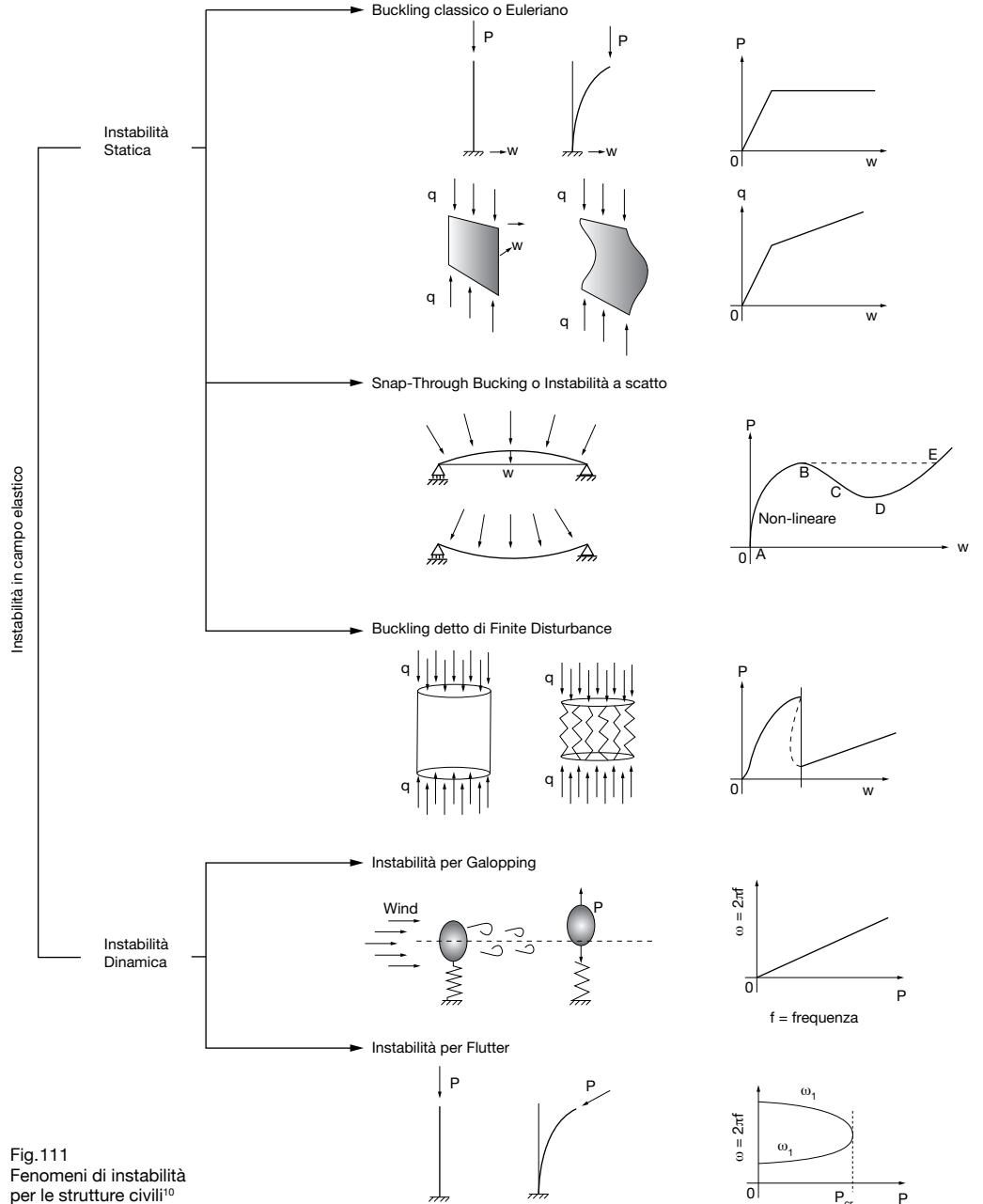


Fig. 111 Fenomeni di instabilità per le strutture civili¹⁰

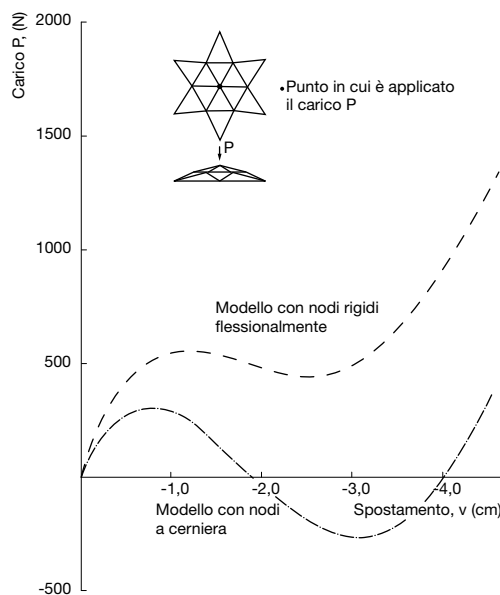


Fig. 112 Incremento della resistenza a fenomeni di instabilità di II specie di una struttura reticolare monostrato dovuta alla presenza di nodi rigidi flessionalmente piuttosto che a cerniere

nomeno dovesse verificarsi l'energia derivata coinvolgerebbe con minore probabilità i nodi adiacenti, compromettendo eventualmente solo una parte della struttura e non coinvolgendola in una indesiderata instabilità globale. Dal grafico di fig. 112 si nota come la rigidità flessionale dei nodi aumenti il valore del carico critico per il quale si manifesta in una reticolare monostrato il fenomeno di instabilità di snap through. La rigidità dei nodi di una struttura reticolare monostrato deve essere quindi individuata sperimentalmente nella prima fase di redazione del progetto e utilizzata in seguito per una valutazione più accurata del comportamento del sistema.

10 Erasmo Viola, Fondamenti di dinamica e vibrazione delle strutture, Pitagora Editrice, 2001

Oltre alle difficoltà di realizzazione dei collegamenti questa tipologia strutturale rivela un comportamento instabile anche quando vi fossero importanti imperfezioni iniziali geometriche (tolleranze nella lavorazione) o di materiale (disomogeneità) di cui si tiene conto definendo dei campi di spostamento iniziali applicati alle coordinate dei nodi della struttura ideale (Fig. 113).

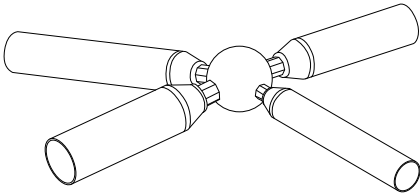


Fig. 113
Esempio di nodo a cerniera

Da queste considerazioni emerge che l'instabilità globale è sicuramente il fenomeno più insidioso da analizzare per una struttura reticolare monostrato, innanzitutto perché la perdita di instabilità elastica può indurre al crollo della struttura anche quando sia stata verificata la stabilità degli elementi singoli, e anche perché dipende da vari fattori:

- forma della superficie media;
- tipo di carico che si considera applicato alla struttura (simmetrico, non simmetrico, concentrato);
- caratteristiche elastiche dei vincoli esterni e interni;
- inevitabili imperfezioni costruttive e di montaggio.

È importante precisare che per un corretto progetto di una struttura sensibile a fenomeni di instabilità occorrono sia il predimensionamento con un modello semplificato sia l'analisi non lineare di un modello agli elementi finiti.

Questo perché quando si tratta un modello agli elementi finiti con analisi non lineare è sempre meglio avere una certa sensibilità sui risultati del calcolo: sarebbe infatti molto rischioso fidarsi ciecamente dei risultati computazionali che vanno sempre analizzati con occhio critico avendo ben presente il fenomeno fisico che si sta simulando. Dal grafico in fig. 114 si vede come i risultati di un'analisi del fenomeno di instabilità per snap through dipendano dal grado di non linearità dell'analisi effettuata: per un'analisi lineare il fenomeno non si nota, per un'analisi del secondo ordine si raggiunge un valore approssimato del carico critico, mentre per analisi dal terzo ordine in poi il valore del carico critico arriva a convergere.

In fig. 115 è rappresentato un modello numerico con il quale è stata eseguita un'analisi non lineare per studiare i fenomeni di instabilità globale. Nella progettazione di una struttura reticolare monostrato occorre, una volta eseguiti i calcoli elastici lineari e le relative verifiche di instabilità locale dei singoli elementi, eseguire un'analisi di instabilità globale incrementando i carichi agenti sul modello fino a portarlo al collasso e valutandone quindi il relativo coefficiente di sicurezza.

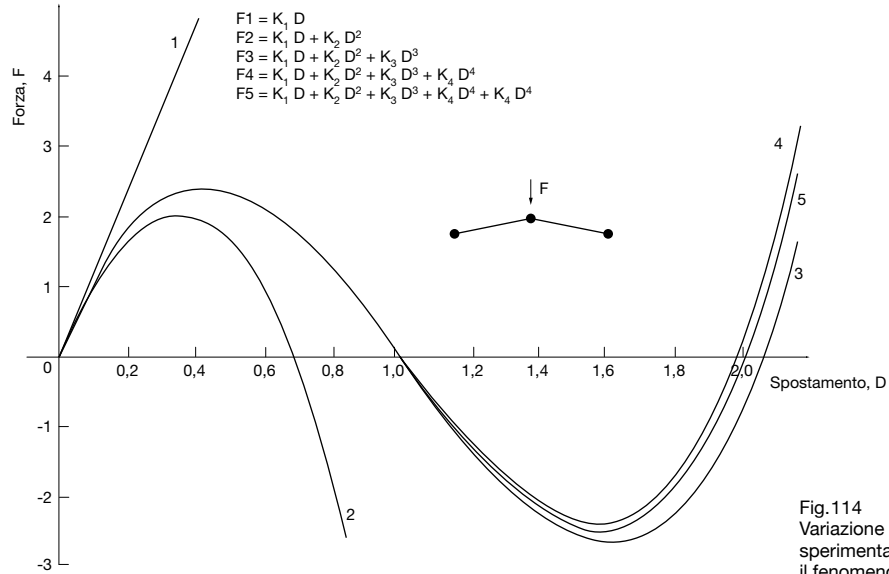


Fig. 114
Variazione dei risultati sperimentali riguardo il fenomeno dello snap through in base al grado di non linearità dell'analisi effettuata

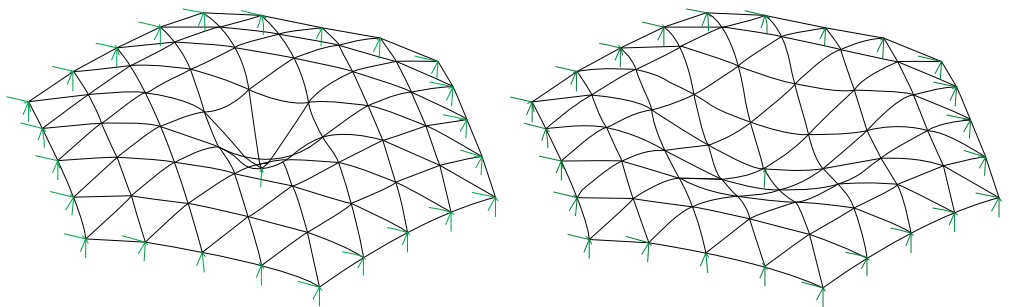


Fig. 115
Modellazione numerica del fenomeno dello snap back in una struttura reticolare monostrato

Produzione e montaggio

Elementi costitutivi: nodi e aste

Un punto chiave ai fini dell'efficienza statica ed economica delle strutture reticolari spaziali è rappresentato dai giunti (nodi) che collegano le varie membrature (aste) componenti la struttura.

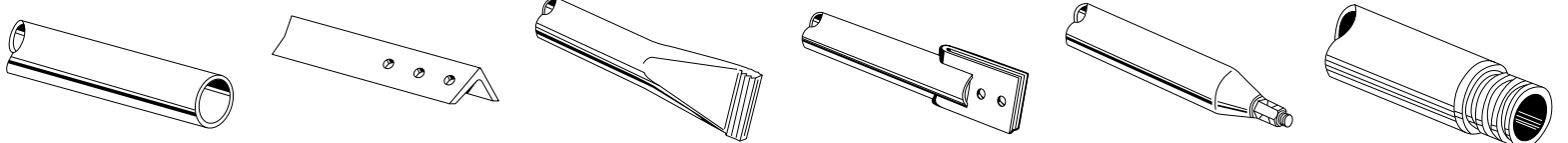
Esistono allo stato attuale dell'arte decine di sistemi costruttivi per realizzare le strutture reticolari spaziali, ognuno dei quali si caratterizza per il tipo di sezione delle aste e soprattutto per il tipo di nodo, e molti di essi sono brevettati. Il tipo di sezione delle aste più diffuso è certamente quello a profilo cavo circolare, dato che il comportamento prevalente delle aste è quello di bielle soggette a trazione e compressione; un profilo circolare permette quindi di ottenere un comportamento simmetrico dell'asta nelle verifiche a instabilità per compressione.

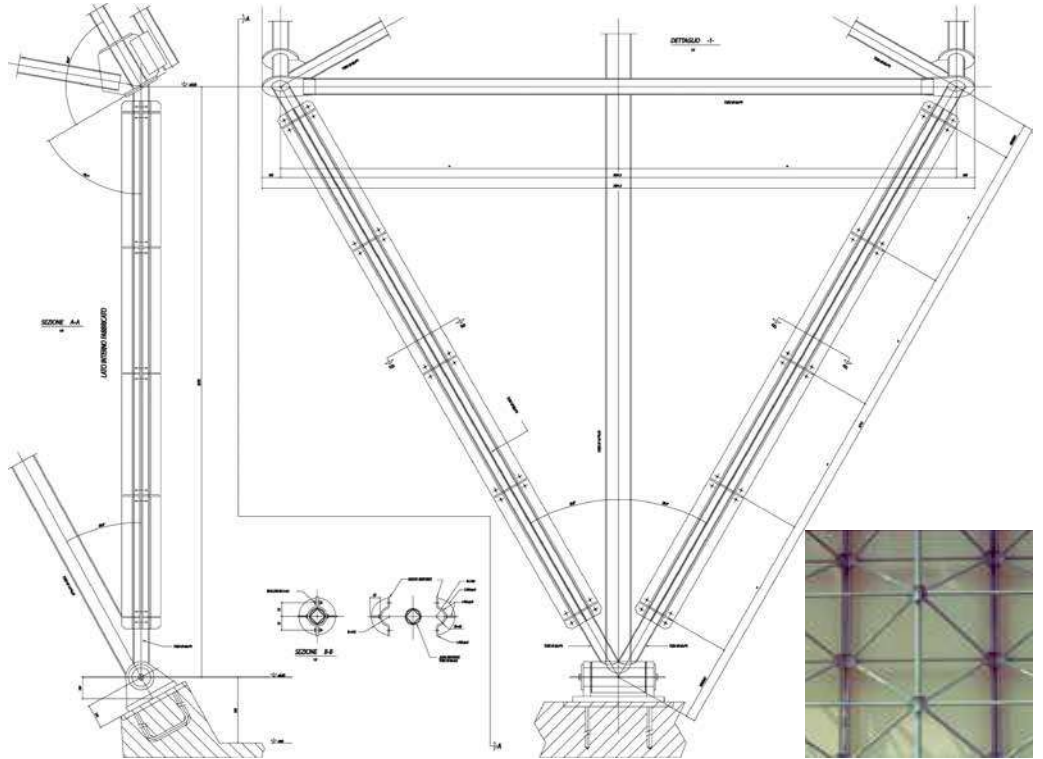
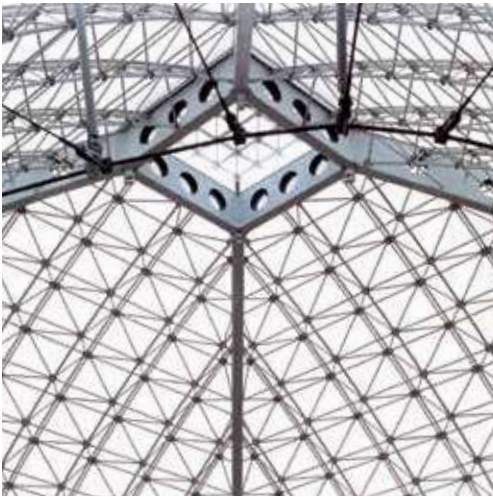
I nodi sono classificati in base a:

- disposizione e numero delle aste che possono convergere nel nodo per formare il reticolo spaziale;
- esistenza o meno del nodo come elemento costruttivo materialmente distinto dall'asta;
- tipo di giunzione dell'asta nel nodo: saldata, bullonata con vite assiale, bullonata con unione a taglio o ad attrito, ecc. (Fig. 116).



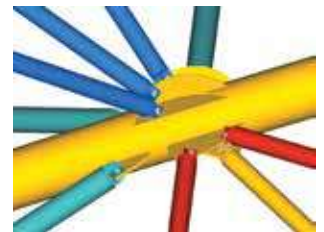
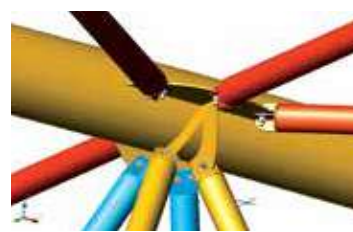
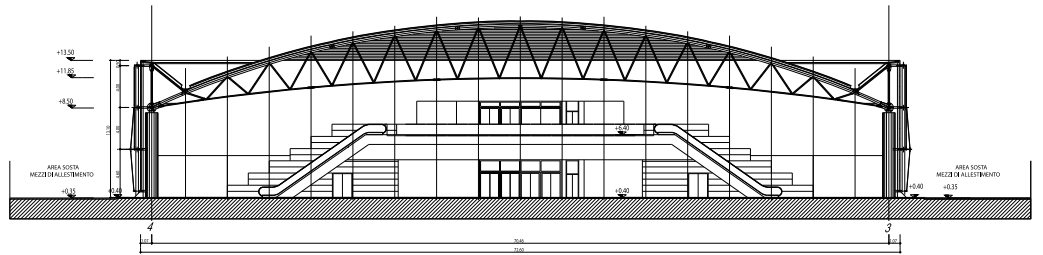
Fig. 116
Tipologie di estremità delle aste per nodi in carpenteria e meccanica





Figg. 117-120
Carlo Maria Sadich
(strutture: Studio Tecnico Majowiecki)
Palazzo Mauro De André,
Ravenna, Italia, 1989-1990

Figg. 121-124
Studio Valle Progettazioni
(strutture: Studio Tecnico Majowiecki),
Fiera di Roma, Italia,
2005-2006



Sistemi reticolari



© Marcus Bredt



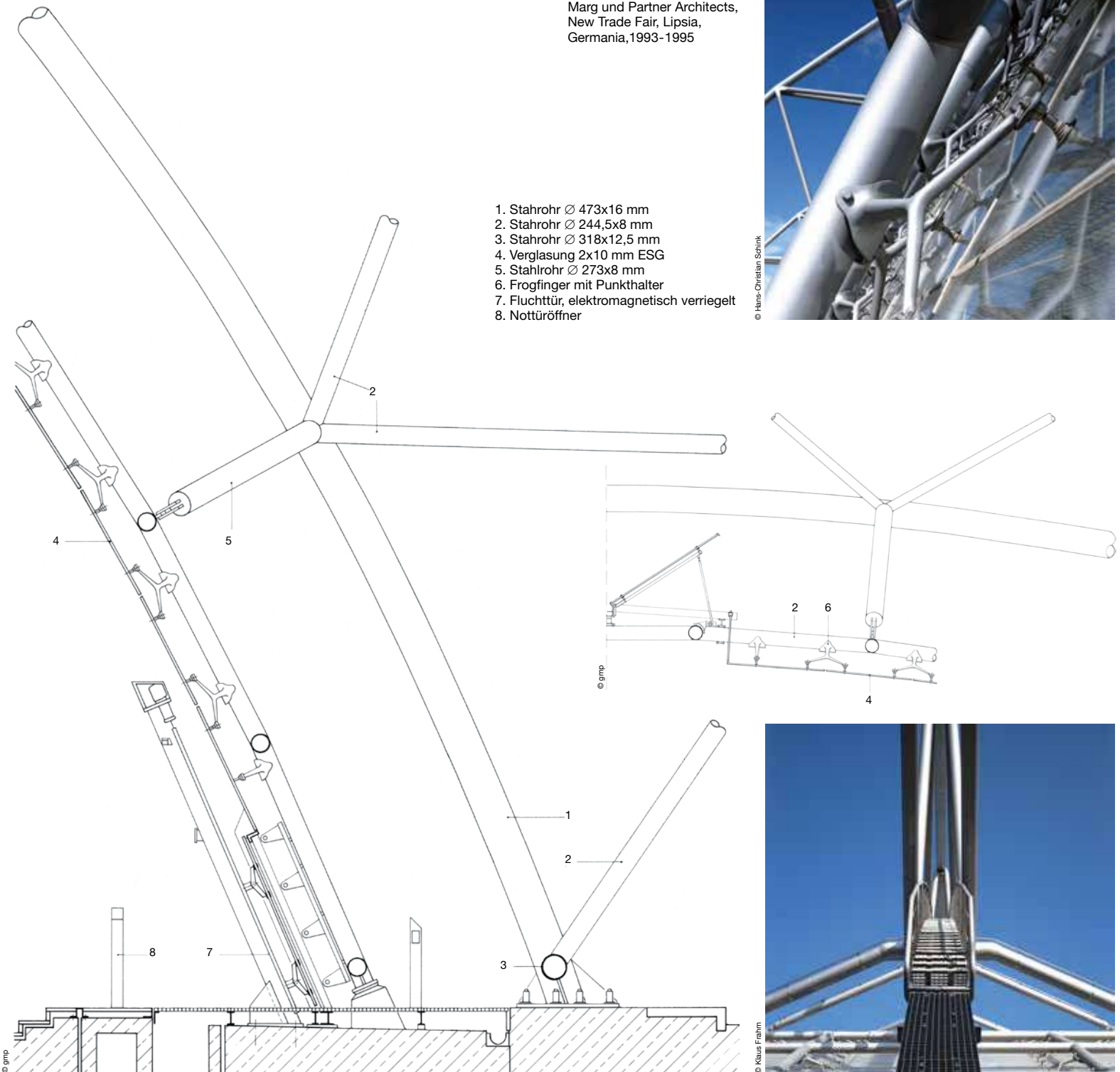
© Hans-Christian Schink

Figg. 125-129
Gmp von Gerkan,
Marg und Partner Architects,
New Trade Fair, Lipsia,
Germania, 1993-1995

1. Stahrohr \varnothing 473x16 mm
2. Stahrohr \varnothing 244,5x8 mm
3. Stahrohr \varnothing 318x12,5 mm
4. Verglasung 2x10 mm ESG
5. Stahrohr \varnothing 273x8 mm
6. Frogfinger mit Punkthalter
7. Fluchttür, elektromagnetisch verriegelt
8. Nottüröffner



© Hans-Christian Schink



© gmp

© gmp

© Klaus Frittm

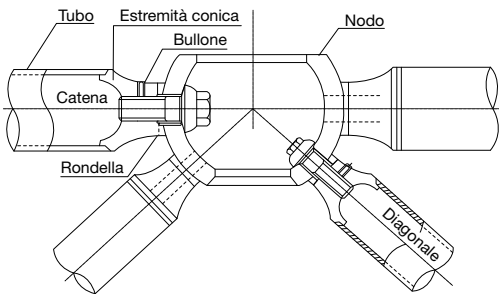


1. Caratteristiche tecnologiche dei nodi

Il primo prototipo di nodo meccanico usato come congiunzione fra le aste di una reticolare spaziale risale al 1940 e consiste in un nodo sferico provvisto di numerose cavità in cui si inserivano le estremità rastremate delle aste. Tuttavia fino agli anni Sessanta e Settanta lo schema reticolare spaziale è stato realizzato prevalentemente mediante aste collegate fra loro realizzando nodi in base alle tecniche tipiche della carpenteria metallica, come saldature o bullonature alle flange predisposte per il collegamento.

La tecnica moderna più progredita tende ormai, con orientamento unanime, alla costruzione prefabbricata che, per le strutture in oggetto, non è da confondersi con la produzione di costruzioni standardizzate.

Si ricercano piuttosto sistemi standardizzati di costruzioni, basati sull'uso di elementi leggeri e intercambiabili, di alta qualità e di semplice produzione, che offrano grande varietà di disegno, che siano prontamente sostituibili in caso di nuove esigenze e che avvalendosi di tolleranze minime garantiscano un montaggio facile, rapido e preciso.



Soddisfa queste esigenze la produzione di sfere sagomate in acciaio a cui è possibile collegare elementi costituiti dall'unione di un bullone e di un elemento troncoconico di chiusura del profilo, come illustrato in fig. 130. Il nodo sferico è sicuramente il dispositivo che meglio si adatta alle esigenze più differenti ed è indicato quando la struttura non necessita di alti livelli di rigidità ma sia necessaria praticità nel montaggio come nello smontaggio. Il dispositivo si è evoluto nel tempo e si è differenziato per fronteggiare sia richieste di carattere strutturale (apporto di rigidità) sia quelle più propriamente costruttive (praticità in fase di posa in opera) (Figg. 131-142).

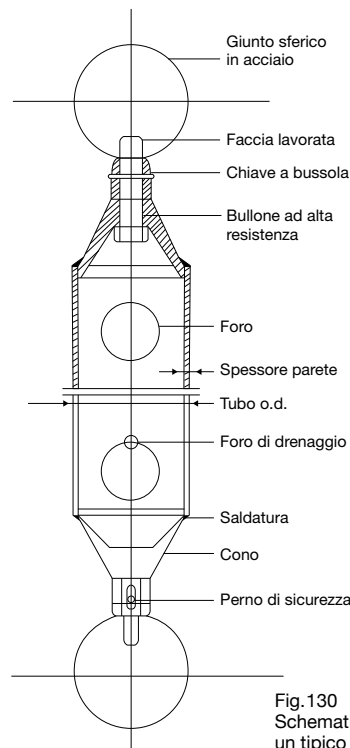


Fig. 130 Schematizzazione di un tipico nodo sferico



Sistema NODUS



Sistema Triodetic



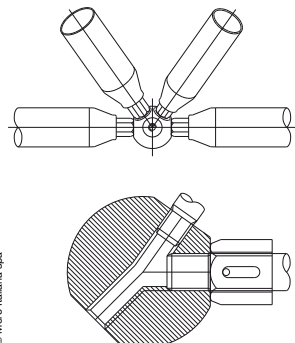
Sistema MDS



Sistema Mero Italiana Spa per aste in legno



Sistema Mero Italiana Spa per aste in legno e acciaio



Schema sistema Mero Italiana Spa



Sistema Mero Italiana Spa con attacco a superficie vetrata



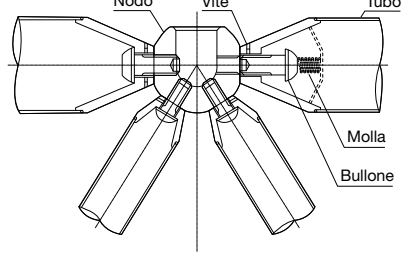
Sistema Alustyl



Terminale delle aste del sistema Mero Italiana Spa



Sistema NS



Schema sistema NS



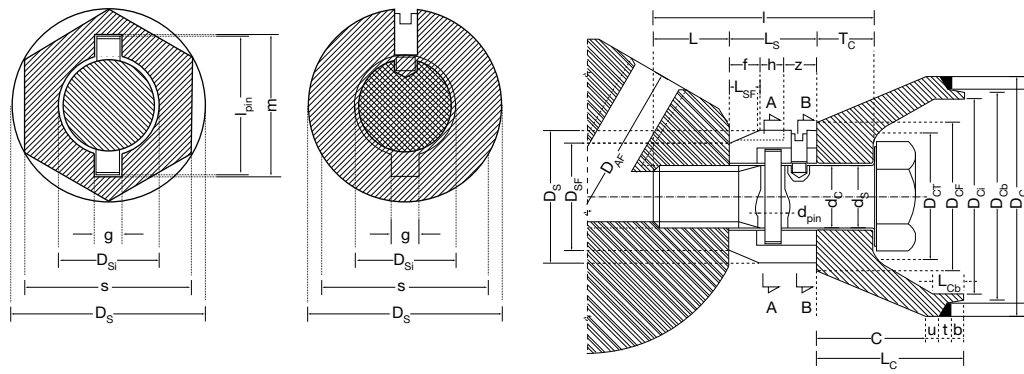
Nodi del sistema Mero Italiana Spa

Figg. 131-142 Schema di varie tipologie di nodi

È importante ricordare che i nodi sferici, non essendo in grado di fornire una elevata rigidità alla rotazione relativa delle aste che vi incorrono, sono adatti alle strutture calcolate ipotizzando i nodi come cerniere perfette. Nel caso fosse necessaria in sede di progetto una rigidità flessionale nei nodi occorre adottare un altro tipo di nodo.

Al fine di effettuare una oculata scelta del tipo di nodo da impiegare nel progetto che si sta affrontando, occorre disporre della documentazione che illustra la caratterizzazione meccanica dei nodi. Nel dimensionamento dei nodi è opportuno inoltre fare attenzione a eventuali momenti parassiti che potrebbero nascere a causa di una eccentricità del collegamento delle aste (Fig.144).

Inoltre bisogna tenere conto dei problemi di interferenza fra le aste: una rastremazione a cono delle aste è spesso impiegata perchè diminuisce gli ingombri delle aste in prossimità del nodo (Fig.143) e aiuta a stabilizzare la parte terminale delle aste (Fig.145).



Sezione A-A

Sezione B-B

Sezione longitudinale

Tabella 1. Standard di elementi strutturali e combinazioni di meccanismi di connessione.

Denominazione	CHS		Cono	Bullone	Pin Dia. mm	Manicotto	N _{PC,Rd} ≤ kN	N _{PT,Rd} ≤ kN
	D x T [mm] EN 10210-2	Materiale EN 10025						
A - 1	42,4 x 2,6	S235J2H	CM12A	M12-DIN7999	3	SM12	69,4	60,7
B - 2	60,3 x 2,6	S235J2H	CM12B	M12-DIN7999	3	SM12	71,4	41,4
B - 3	60,3 x 2,6	S235J2H	CM16B	M16-DIN7999	4	SM16	100,6	100,6
C - 4	76,1 x 3,2	S235J2H	CM16C	M16-DIN7999	4	SM16	129,6	82,8
C - 5	76,1 x 3,2	S235J2H	CM20C	M20-DIN7999	5	SM20	156,6	156,6
D - 6	88,9 x 3,6	S235J2H	CM20D	M20-DIN7999	5	SM20	206,2	130,5
D - 7	88,9 x 3,6	S235J2H	CM24D	M24-DIN7999	5	SM24	206,2	206,2
E - 8	114,3 x 3,6	S355J2H	CM24E	M24-DIN7999	5	SM24	285,4	196,2
E - 9	114,3 x 3,6	S355J2H	CM30E	M30-DIN7999	6	SM30	404	403,6
F - 10	139,7 x 4	S355J2H	CM30F	M30-DIN7999	6	SM30	498,2	322,9
F - 11	139,7 x 4	S355J2H	CM36F	M36-DIN6914	6	SM36	550,3	550,3
G - 12	168,3 x 4,5	S355J2H	CM36G	M36-DIN6914	6	SM36	738,5	484,5
G - 13	168,3 x 4,5	S355J2H	CM42G	M42-DIN6914	8	SM42	747,4	747,4
H - 14	168,3 x 6,3	S355J2H	CM42H	M42-DIN6914	8	SM42	907	642,5
H - 15	168,3 x 6,3	S355J2H	CM48H	M48-DIN6914	8	SM48	1036	1020
I - 16	219,1 x 6,3	S355J2H	CM48I	M48-DIN6914	8	SM48	1250	858
I - 17	219,1 x 6,3	S355J2H	CM56I	M56-DIN6914	10	SM56	1359	1359
J - 18	219,1 x 8	S355J2H	CM56J	M56-DIN6914	10	SM56	1549	1164
J - 19	219,1 x 8	S355J2H	CM64J	M64-DIN6914	10	SM64	1714	1714
K - 20	219,1 x 10	S355J2H	CM64K	M64-DIN6914	10	SM64	1975	1846

Simboli e spiegazioni: N_{PC,Rd} = Resistenza alla compressione CHS al nodo di collegamento
N_{PT,Rd} = Resistenza alla tensione CHS al nodo di collegamento

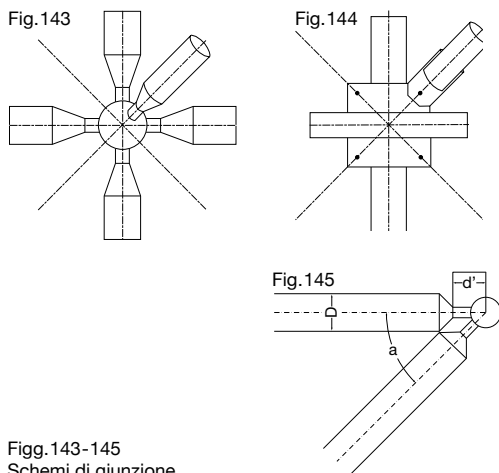


Fig. 143-145 Schemi di giunzione asta-nodo

I problemi di interferenza possono presentarsi anche all'interno della sfera di acciaio (se si impiega un nodo di questa tipologia) fra le viti che collegano le aste al nodo: dalla posizione delle aste dipenderà quindi la dimensione della sfera, per cui in sede di progetto bisogna tenere conto di questa problematica per evitare nodi sferici sovradimensionati e tecnologicamente non realizzabili.

Occorre quindi conoscere le specifiche tecniche (Fig.146) dei nodi con cui si realizzerà la struttura fin dall'inizio dell'attività di progettazione, in modo da evitare di dover rivedere l'intero progetto per l'impossibilità di realizzazione di alcuni nodi.

In genere non è possibile riuscire a realizzare con sistemi economici vincoli per le strutture reticolari che non presentino eccentricità di reazione, e quindi momenti parassiti sulla struttura (basti pensare all'attrito comunque presente negli appoggi scorrevoli).

Particolare attenzione andrà fatta quindi nel dimensionamento delle aste che concorrono nel sistema di vincolo, eventualmente disponendo dove necessario elementi locali di rinforzo.

Tabella 2. Rapporto tra il diametro del nodo e le dimensioni della filettatura interna.

Filettatura interna del nodo	Progettazione della massima resistenza ¹⁾ [kN]											
	M12	112,0	170,8	253,8	403,6	572,2	749,6	1020	1362	1846	2403	
Node Dia. mm	60,7	112,0	170,8	253,8	403,6	572,2	749,6	1020	1362	1846	2403	
60	█											
80	█	█										
100	█	█	█									
120	█	█	█	█								
150	█	█	█	█	█							
180	█	█	█	█	█	█						
210	█	█	█	█	█	█	█					
240	█	█	█	█	█	█	█	█				
280	█	█	█	█	█	█	█	█	█			
320	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█		

¹⁾ Per filettature standard di prodotti con classe di resistenza 10.9 e nodi realizzati con C45E/Ck45 (material number 1.1191)

Fig.146 Schema e specifiche tecniche di un tipico nodo 'Skytech'

2. Sistema di supporto: i vincoli esterni

La scelta della disposizione più vantaggiosa dei supporti per il reticolo spaziale dipende naturalmente dalla planimetria della struttura e dai vincoli architettonici, tuttavia le posizioni scelte per i supporti possono avere un'influenza significativa sull'efficienza strutturale.

In funzione della configurazione del reticolo è possibile applicare i supporti ai nodi superiori o a quelli inferiori; nel primo caso le aste di parete immediatamente adiacenti ai supporti saranno in trazione, mentre nell'altro in compressione. Le aste vicino ai supporti sono fortemente sollecitate e il collasso di una di loro può compromettere la sicurezza dell'intera struttura: conviene quindi che queste aste non siano soggette a compressione, onde evitare problemi di instabilità delle stesse.

Per questa ragione, la probabilità di collasso del reticolo può essere ridotta applicando i supporti ai nodi superiori, mantenendo in trazione le diagonali più caricate, anche se le colonne di supporto, essendo più lunghe, diventano più sensibili a fenomeni di instabilità.

Nelle figg.147-150 sono illustrate alcune sistemazioni alternative dei supporti per una struttura reticolare di copertura uniformemente caricata, avente base quadrata e griglia a quadrato su quadrato sfalsato, e supportata ai nodi superiori. Ovviamente la collocazione di supporti a ogni nodo lungo tutto il perimetro (Fig.147) rappresenta per il reticolo spaziale una soluzione più efficiente di quella ottenuta con supporti solo ai nodi d'angolo (Fig.149). Con il supporto su tutto il bordo, i carichi applicati hanno un percorso più breve verso il terreno, rischiando però di incorrere in un maggior costo delle fondazioni a causa del maggior numero di colonne.

Per reticoli spaziali simili soggetti agli stessi carichi, il valore massimo delle forze applicate a ogni asta risulta minore nel caso di bordi totalmente supportati e anche le frecce verticali massime sono minori.

Nel caso di supporti solo agli angoli, si può migliorare notevolmente l'efficienza del reticolo spaziale introducendo uno o più supporti intermedi lungo ogni lato (Fig. 148) con un limitato extracosto per colonne e fondazioni.

Con questa configurazione dei supporti si ottiene una efficiente struttura reticolare spaziale mantenendo a un minimo ragionevole il numero delle colonne.

Un sistema efficiente di supporti si ottiene anche con colonne singole applicate a metà di ogni lato (Fig.150). In questo caso gli angoli del reticolo spaziale sono a sbalzo e controbilanciano l'area centrale; si riducono in tal modo le frecce verticali e le forze sulle aste centrali. In questo caso molte aste del corrente inferiore saranno in compressione e molte di quelle del corrente superiore in trazione.

Il valore massimo degli spostamenti verticali e delle forze sui correnti può essere ancora ridotto, collocando i supporti un poco all'interno del bordo del reticolo spaziale, creando una piccola mensola intorno a tutta la struttura che bilancia i carichi agenti.

Questa soluzione, seppur introducendo delle colonne all'interno dello spazio principale della costruzione, può far nascere dei vantaggi dal punto di vista architettonico dando l'opportunità di definire sulla periferia dell'edificio spazi utili come pareti vetrate o pensiline.

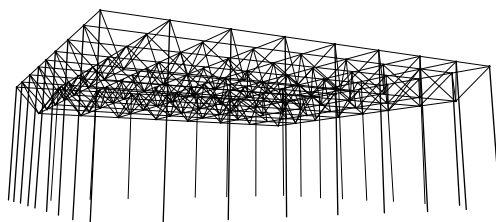


Fig. 147
Reticolo con supporti su tutti i nodi dei bordi

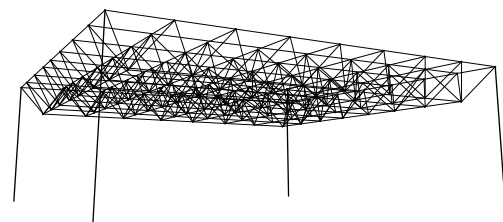


Fig. 148
Reticolo con supporti solo sugli angoli

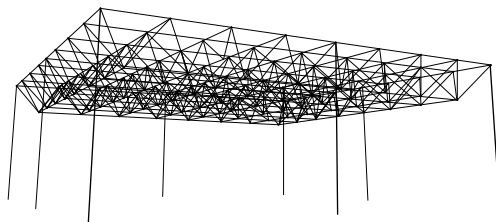


Fig. 149
Reticolo con supporti sugli angoli e a metà dei bordi

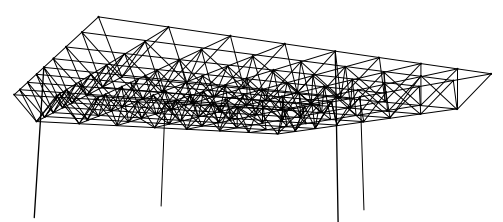


Fig. 150
Reticolo con supporti solo a metà dei lati



Fig. 151
Abba Space Structures, Highgate Shopping Center, reticolo multistrato Abba Cubicspace System, Johannesburg, Sud Africa, 1985

Se il numero dei supporti è adeguato, essi possono essere collocati sotto un nodo qualunque della struttura (Fig. 152) permettendo la realizzazione di coperture reticolari anche su edifici a pianta irregolare.

Un metodo alternativo per ridurre sia la massima freccia verticale sia le forze sulle aste di un reticolo spaziale consiste nell'usare al posto di singole aste supporti 'ad albero' costituiti da piramidi rovesciate a base quadrata o triangolare. Poiché a ogni postazione di colonna il reticolo è supportato su più nodi, le forze nelle adiacenti aste di parete sono minori di quelle sostenute nel caso di supporto a colonna singola. Si ottiene, in effetti, una riduzione della luce del reticolo spaziale.

I supporti ad albero possono anche essere utilizzati per effetti architettonici (Fig. 153), poiché riflettono il flusso delle forze che dal reticolo si trasmettono alle colonne di supporto.

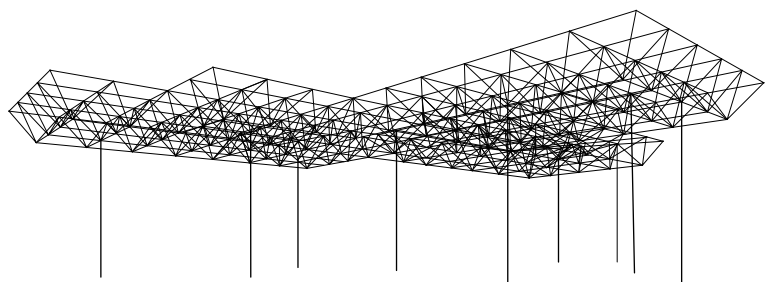


Fig. 152
Reticolo irregolare in pianta supportato da colonne centrali in posizioni irregolari

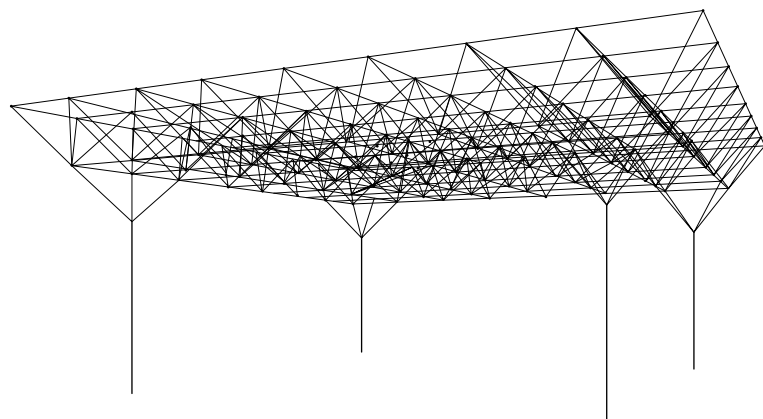


Fig. 153
Supporti ad albero per struttura reticolare

Dall'esterno di un edificio dotato di copertura a reticolo è il profilo della linea di gronda che fornisce l'indicazione della forma della struttura interna. Esistono tre profili che derivano dalla geometria specifica dei reticoli spaziali. Due di questi derivano dalla geometria di reticolo quadrato su quadrato sfalsato. In un caso, il corrente superiore si estende al di fuori di quello inferiore e le aste di parete fra i due reticoli piani generano un profilo a cornice inclinato (Fig. 154).

Al contrario, se il reticolo inferiore si estende al di fuori di quello superiore, le diagonali formano un bordo a mansarda (Fig. 156).

Altri tipi di reticolo portano da soli all'uso di profili a bordo verticale (Fig. 155).

Un bordo verticale può anche essere ottenuto con reticoli spaziali standard, usando una mezza campata ai bordi. L'architetto non è vincolato a questi profili, poichè si possono fabbricare, su ordinazione, profili con dettagli particolari ai bordi (Fig. 157), che possono essere fissati sui nodi o sui moduli dei reticoli spaziali standard.

Spiegazione dei numeri delle figg. 158-161:

- 1) Getto in calcestruzzo
- 2) Getto di emaco
- 3) Tubi della struttura reticolare
- 4) Base del pilastro
- 5) Nodo vincolato della struttura reticolare
- 6) Dente di taglio o tirafondo
- 7) Base di appoggio
- 8) Apparecchio di appoggio
- 9) Punto su cui ruota la base del pilastro.

Si può affermare che le caratteristiche di funzionalità ed economicità della reticolare spaziale dipendano dalle caratteristiche esecutive, tecniche e tecnologiche dell'elemento di collegamento. Per la realizzazione del nodo è quindi possibile scegliere fra le diverse alternative proposte dalla moderna prefabbricazione che immette nel mercato elementi leggeri, intercambiabili, facilmente riproducibili e che garantiscano un montaggio semplice, rapido e preciso.

Fig. 154

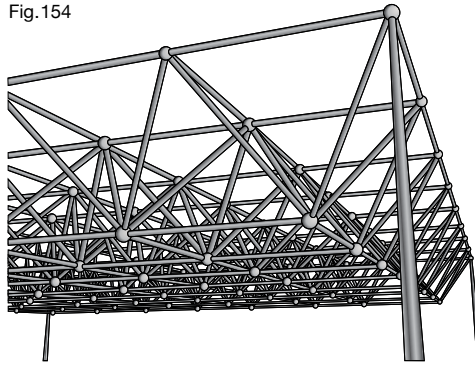


Fig. 155

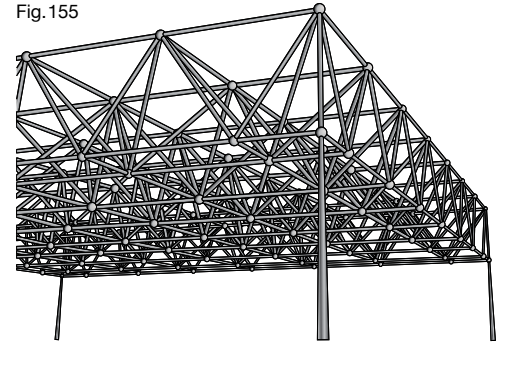


Fig. 156

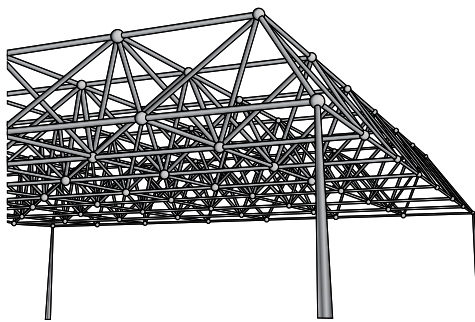
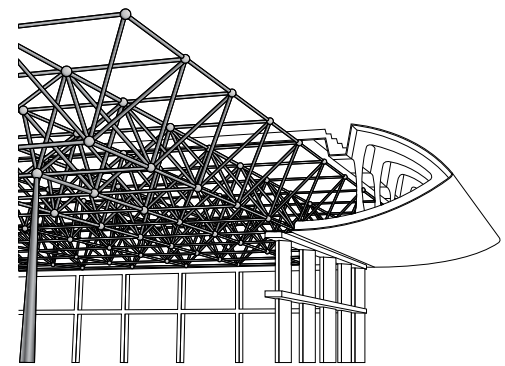


Fig. 157



Figg. 154-157
Tipologie di profilo dei bordi

Fig. 158

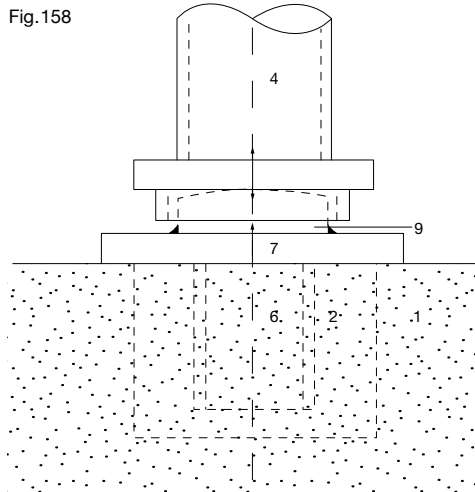
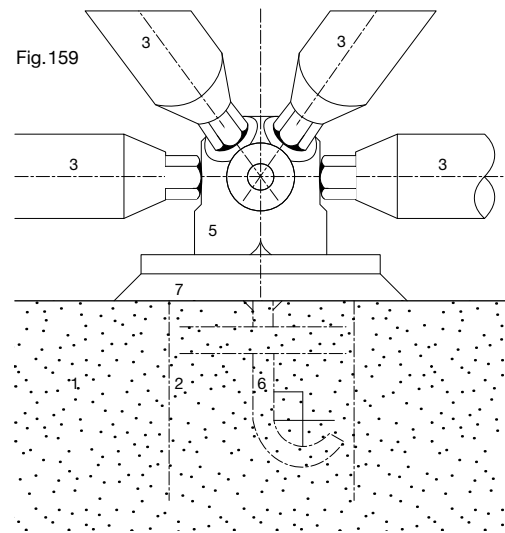


Fig. 159



Figg. 158-161
Sistemi di vincolo tipici per una struttura reticolare

Fig. 158
Appoggio di colonna incernierata alla base

Fig. 159
Appoggio con nodo vincolato nella direzione verticale e in tutte le direzioni orizzontali

Fig. 160
Appoggio con nodo vincolato in direzione verticale e in una sola direzione orizzontale

Fig. 161
Appoggio con nodo vincolato in direzione verticale e libero di muoversi orizzontalmente

Fig. 160

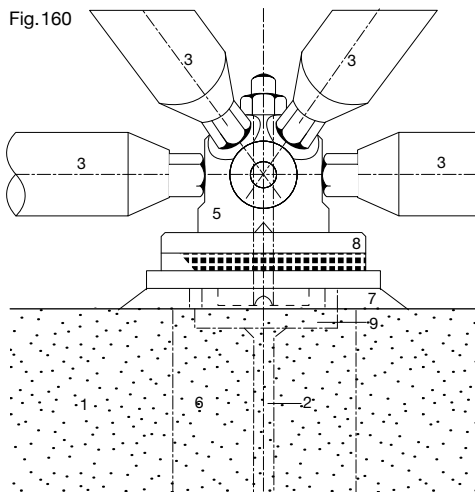
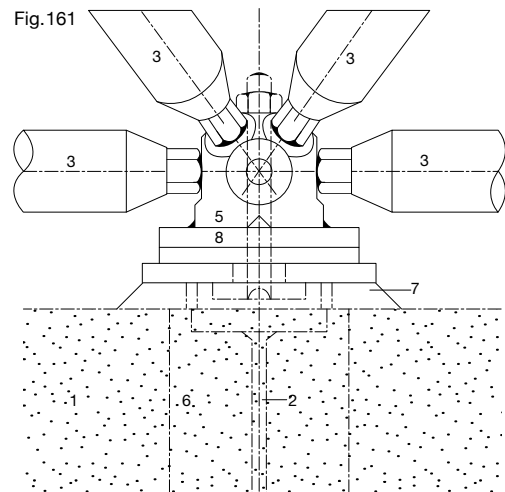


Fig. 161



Tecnologie costruttive

Svariati sistemi costruttivi, per lo più brevettati, sono oggi noti in tutte le parti del mondo, essi comprendono solo due elementi base: un'asta tubolare e una sfera di connessione provvista di fori filettati in cui avvitare l'estremità delle aste.

I fori e le filettature vengono realizzati con centri di lavoro a controllo numerico: il procedimento di lavorazione è quindi molto flessibile e presenta un elevato grado di prefabbricazione, consentendo un semplice e rapido montaggio. Convergenza delle aste in un unico punto si hanno inoltre nodi sprovvisti di eccentricità. Le calotte, la piastra e i terminali sono ottenuti mediante stampaggio a caldo e successivamente sottoposti a un trattamento termico che ne aumenta le caratteristiche meccaniche.

Alla fine del processo di stampaggio tutti gli elementi vengono conati per consentirne il perfetto accoppiamento.

I vari componenti completano il loro ciclo produttivo attraverso una serie di lavorazioni meccaniche eseguite su macchine a controllo numerico: le calotte e le piastre vengono forate per consentire l'inserimento del bullone centrale, i terminali vengono filettati e successivamente zincati elettroliticamente e deidrogenati. I raccordi filettati che consentono l'avvitaggio dei terminali sulle aste sono anch'essi ottenuti da barre trafilate a sezione circolare mediante lavorazione meccanica su macchine a controllo numerico. La filettatura all'interno del tubo viene ottenuta attraverso un'operazione di 'maschiatura' realizzata su macchine automatiche. Dopo un ciclo di controllo dei materiali, sia in accettazione sia durante il ciclo produttivo tutti i componenti vengono tra loro assemblati e approntati per le successive fasi di lavorazione: verniciatura e montaggio. Nella moderna pratica tecnica oltre che ai sistemi brevettati si ricorre molto spesso a sistemi costruttivi specifici, studiati caso per caso dal progettista in base alle particolari esigenze richieste (Figg. 162-167).

Fig. 168
Montaggio in cantiere di una struttura reticolare spaziale sorretta puntualmente da appoggi provvisori



Figg. 162-167
Produzione dei nodi delle reticolari spaziali con macchine utensili a controllo numerico (Eco Space System)

Palla piena in acciaio



Lavorazione della palla



Lavorazione delle viti da inserire nella palla



Viti al termine della lavorazione



Lavorazione del terminale conico dell'asta



Terminali conici e vite al termine della lavorazione

Metodi di montaggio

Esistono diversi metodi di montaggio per i reticoli spaziali e la scelta di quello più appropriato dipende principalmente dal sistema costruttivo impiegato e da altri fattori come la dimensione di ingombro del reticolo, l'accessibilità al cantiere e la dimensione dei componenti. In alcuni casi il costo di montaggio può costituire una frazione considerevole del costo totale della struttura reticolare ed è quindi importante scegliere per ogni situazione la procedura più efficiente.

Le tecniche più comunemente usate sono:

- 1) montaggio di tutte le aste del reticolo spaziale su un'impalcatura temporanea o un ponteggio nella loro configurazione definitiva;
- 2) montaggio in aria delle aste del reticolo spaziale o dei moduli lavorando a sbalzo da settori esistenti della copertura;
- 3) montaggio degli elementi del reticolo spaziale o dei moduli in pannelli di maggiori dimensioni (solitamente a terra o su un solaio) prima di sollevarli con la gru, e loro collegamento in aria alle sezioni del reticolo già installate;
- 4) montaggio a terra della struttura completa prima di sollevarla sui supporti;
- 5) montaggio a terra, su supporti temporanei o permanenti, di una parte del reticolo spaziale prima di sollevarlo nella posizione definitiva.

Un fattore decisivo per la scelta della tecnica costruttiva è spesso costituito dall'area del sito edificato che rimane a disposizione per la messa in opera della reticolare spaziale. Ad esempio, se è disponibile un'area piana adiacente alla posizione finale del reticolo spaziale con un buon accesso per i mezzi di sollevamento, è spesso più facile assemblare un piccolo reticolo a terra o su un solaio e sollevarlo poi nella sua posizione finale (metodo 4). Questo è particolarmente conveniente se i componenti singoli o i moduli possono essere movimentati a mano, in modo da dover utilizzare i mezzi di sollevamento solo per poche ore. Naturalmente è essenziale scegliere correttamente i punti in cui agganciare il reticolo spaziale, in modo che le aste non siano sottoposte a eccessive sollecitazioni e che la struttura non subisca danni permanenti durante il sollevamento. Il metodo 5 è conveniente quando l'area direttamente sotto il reticolo è disponibile ma risulta difficoltoso l'accesso per le gru mobili. L'accesso può essere limitato dalle dimensioni di ingombro del reticolo spaziale o dalla posizione dell'area di montaggio.

Quando si solleva una grande porzione di reticolato spaziale in una sola operazione e con posizionamenti multipli, è essenziale controllare accuratamente la velocità verticale di salita di tutti i punti di aggancio, in modo che la struttura si mantenga orizzontale entro determinati limiti. Differenze eccessive di livello fra i punti di aggancio sul reticolo spaziale potrebbero indurre sforzi eccessivi in alcune aste compromettendo l'integrità della struttura (Fig. 168).

In situazioni nelle quali sarebbe difficile sollevare l'intera struttura come un pezzo unico o non risulta possibile per mancanza di spazio montare a terra l'intero reticolo, una buona soluzione consiste nel preassemblare le unità in un'area adatta (metodo 3).

Il montaggio con collegamento in aria di componenti individuali (metodo 2) è adatto per moduli (o aste) più pesanti, specialmente quando il sito non può essere ostruito dalla costruzione a terra del reticolo.



In questo modo diventa possibile eseguire contemporaneamente altre operazioni di montaggio sul reticolo di copertura.

A causa del costo elevato delle impalcature e dei ponteggi, il metodo 1 si usa quando non sono applicabili altri metodi. L'uso di strutture temporanee di supporto può tuttavia essere necessario solo per alcune aree di grandi reticoli, per costruire una sezione strutturalmente stabile del reticolo da utilizzare per la successiva connessione, in aria, di settori preassemblati di maggiori dimensioni o moduli.

1. Precisione dimensionale

Nelle strutture reticolari spaziali a grande luce la precisione dimensionale ha un'importanza notevole in quanto piccole variazioni dimensionali delle aste possono accumularsi e produrre grossi errori nelle dimensioni della struttura finale. Durante il processo di fabbricazione le aste vengono tagliate con tolleranze inferiori a 0,5-1mm. Molti sistemi costruttivi (come ad esempio i sistemi Mero e Nodus) impiegano aste fabbricate con tubi e giunti di estremità in metallo fuso: questi elementi devono essere realizzati con precisione tale da garantire che la lunghezza totale rientri nelle tolleranze richieste. Particolare attenzione deve essere posta anche nella realizzazione dei nodi, in particolare nel posizionamento dei fori filettati e nella lavorazione delle superfici di appoggio.

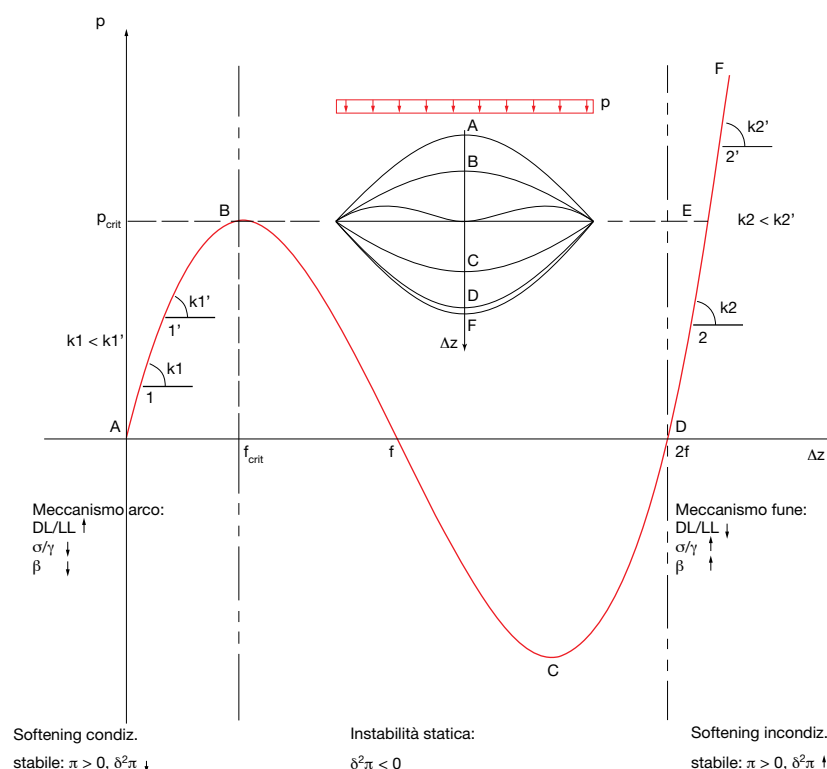


Fig. 169
Meccanismo strutturale softening-hardening: lo snap through

Tensostrutture in funi

Per illustrare gli aspetti caratteristici della meccanica tensostrutturale e per affermarne le potenzialità, osserviamo il comportamento di un arco sottile sottoposto a un carico esterno, dove per sottile si intenda un arco in cui il rapporto t/L (spessore/luce libera) sia assai ridotto. Questo arco, caricato uniformemente, viene sottoposto a un progressivo aumento del carico esterno: nello stato iniziale l'arco è scarico e lavora dunque a sola compressione. Aumentando gradualmente il carico l'arco tenderà ad abbassarsi. Arrivati a esercitare un dato carico, che chiameremo carico critico P_{crit} , la capacità portante dell'arco diviene nulla.

Da questo momento l'arco modificherà, invertendola, la sua concavità. Questo cambio di geometria avverrà per mezzo di uno scatto, o cambio di forma o snap through (pensiamo in tal senso a ciò che avviene sulla lamiera curva di una carrozzeria esercitando su di essa una pressione, o ciò che avviene quando stringiamo tra le dita una lattina di alluminio per bibite fino a farla scattare verso l'interno).

Da questo momento in poi, dunque a geometria modificata, continuando ad aumentare il carico non ci saranno più rilevanti modifiche inerenti la configurazione dell'arco diventato fune. Il complesso fenomeno su introdotto appartiene, nell'ambito della meccanica strutturale, alla categoria dei problemi di instabilità non euleriani ed è in particolare definibile come instabilità di 3a specie (snap through). Per una sua più approfondita analisi si osservino in fig.169 le varie fasi che contraddistinguono il processo di graduale caricamento del sistema:

Fase A-B (pre-critica): regime di risposta meccanica, sotto carico incrementale continuo, di tipo non-lineare geometrico, con diminuzione della rigidità tangente ($K_1 > K_2$), comportamento dunque definibile come softening geometrico.

Dal punto di vista energetico trattasi di un ramo di equilibrio stabile con diminuzione del valore positivo della variazione seconda dell'energia potenziale totale ($\partial^2\phi/\partial z^2 > 0$ con $\partial/\partial z[\partial^2\phi/\partial z^2] < 0$) dunque condizionatamente stabile. In corrispondenza del punto B, punto critico, la capacità portante della struttura è nulla ($K = 0$). Da tenere presente che la determinazione sperimentale o matematica del carico critico (P_{cr}) è soggetta a incertezze statistiche riguardanti il tipo di configurazione instabile, il regime elastico e/o plastico delle sezioni critiche, errori e imperfezioni geometriche di esecuzione e/o montaggio, ecc.

Fase B-C-E (post-critica): fase instabile.

Il passaggio dalla configurazione B alla configurazione E (fenomeno dello snap through) avviene in modo dinamico, con liberazione di energia cinetica. Dal punto di vista energetico può affermarsi valere la $\partial^2\phi/\partial z^2 > 0$.

Il punto E rappresenta, una volta raggiunto, una configurazione di equilibrio elastico, da cui allo scarico è possibile condursi in D (struttura scarica ma con configurazione geometrica modificata per snap through).

Riprendendo il caricamento del sistema da questo punto vale allora quanto descritto al seguente capoverso.

Fase D-F (post-critica): regime di risposta meccanica, sotto carico incrementale continuo, di tipo non-lineare geometrico, con aumento della rigidità tangente ($K_3 > K_4$), comportamento dunque definibile come hardening geometrico.

Dal punto di vista energetico trattasi di un ramo di equilibrio stabile, con aumento del valore positivo della variazione a seconda dell'energia potenziale totale ($\partial^2\phi/\partial z^2 > 0$ con $\partial/\partial z[\partial^2\phi/\partial z^2] > 0$), dunque incondizionatamente stabile. Il tratto D-F è caratteristico della meccanica tensostrutturale.

La non-linearità geometrica di tipo hardening fa crescere le sollecitazioni, in funzione dei carichi, meno che proporzionalmente all'aumento dello spostamento del sistema, ciò consiste in un miglioramento delle prestazioni meccaniche del sistema strutturale.

Il livello ultimo di carico portato dalla struttura (configurazione stabilita dal punto F, ultimo punto della curva) è molto maggiore, non presentando il sistema problemi di instabilità dell'equilibrio, ed è decretato, dunque direttamente influenzato, unicamente dalla resistenza meccanica a trazione del materiale.

Associando, pertanto, a suddetto regime tensostrutturale materiali ad alta resistenza, ne scaturisce immediata la possibilità di aumentare l'efficienza strutturale $k_t = \sigma/\gamma$ e diminuire di conseguenza il rapporto pesi propri/carichi accidentali (G/Q) definendo così un campo tipologico denominato delle strutture leggere (Fig.170).

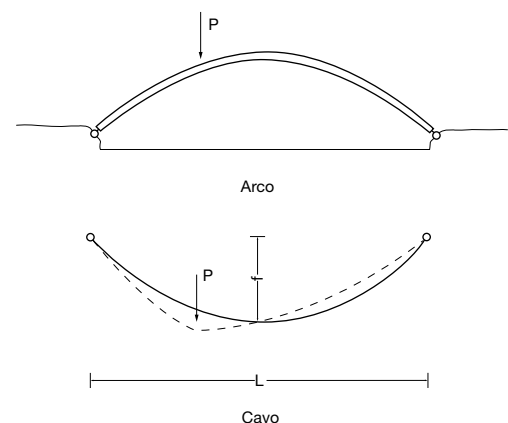


Fig.170
Variazione geometrica della fune per carico concentrato P

Caratteristica essenziale delle tensostrutture è quella di utilizzare elementi portanti principali, dotati di sola rigidità assiale, attiva in stato unilaterale di sollecitazione per trazione ($N > 0$). Questo tipo di elemento strutturale sarà, in seguito, denominato elemento fune.

L'elemento fune, non essendo dotato di rigidità tagliante e flessionale, può trasmettere i carichi agli ancoraggi solo per mezzo di cambiamenti di forma (Fig.171) e pertanto l'elemento fune può essere definito ipostatico o, più precisamente, a geometria variabile.

In particolare, le notevoli variazioni geometriche, provocate principalmente da variazioni di carico dissimili da quelle presenti nello stato precedente, sono la causa principale del comportamento non-lineare geometrico dell'elemento fune. In fase elastica, non considerando la fase di spostamenti cinematici di moto rigido, la non-linearità è di tipo a incremento di rigidità (hardening), dove:

- il legame carichi-spostamenti cresce più che proporzionalmente;
- il legame carichi-sollecitazioni cresce meno che proporzionalmente.

La conoscenza del comportamento meccanico non-lineare dell'elemento fune risulta, dunque, indispensabile durante la fase di progettazione delle tensostrutture, così da definire un sistema strutturale che diriga le forze secondo direzioni volute, portandole a terra in modo da ottenere il massimo rendimento dei materiali, il minimo di ingombri intermedi (partizioni interne) e il massimo risultato estetico.

Per ottenere un sistema strutturale dotato di tali caratteristiche, è necessario che il progettista abbia opportuna conoscenza:

- del meccanismo di variazione di direzione dei carichi;
- del sistema resistente e del regime deformativo;
- della relazione mutua tra diversi elementi strutturali.

Queste conoscenze formano la cosiddetta sensibilità progettuale o intuizione fisica del progettista di architettura strutturale, indispensabile per poter scegliere e definire le tipologie strutturali necessarie a formare il sistema strutturale integrale, costituito principalmente dalle tensostrutture e dalle strutture di bordo o di ancoraggio. La fase di definizione del sistema strutturale è dunque l'essenza stessa della progettazione strutturale.

Da questa fase sarà possibile estrarre lo schema strutturale o modello matematico, base dell'analisi e verifica dello stato di sollecitazione e deformazione. Per procedere con l'analisi dei sistemi è necessario iniziare a studiare il comportamento dell'elemento fune.

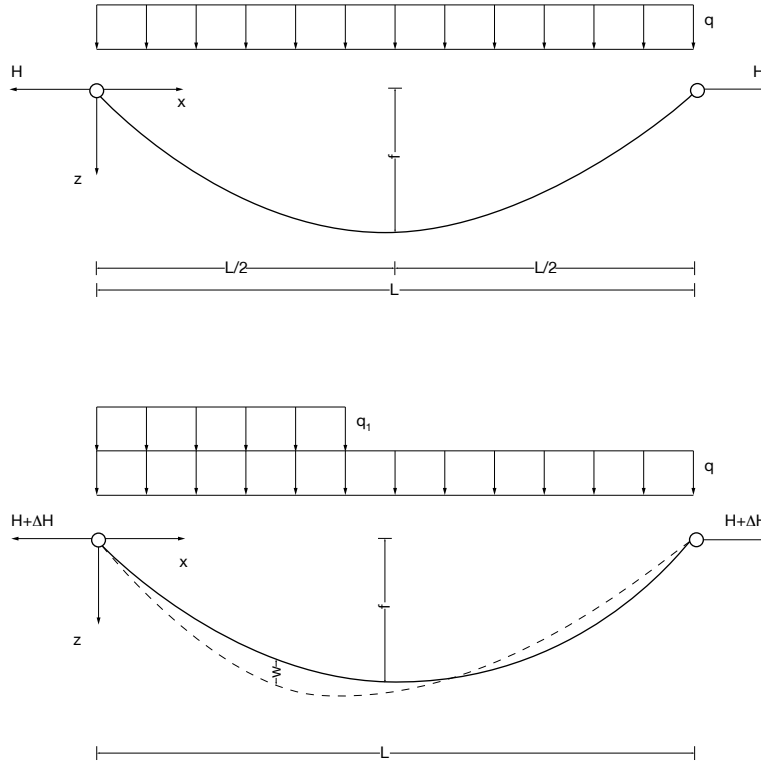


Fig.171
Variazione geometrica della fune provocata dal carico aggiuntivo

L'elemento strutturale fune: il rapporto f/L

Una fune flessibile e inestensibile AB può essere teoricamente schematizzata da un sistema articolato semplicemente connesso, in cui il numero delle aste divenga infinito, mentre la lunghezza di ciascuna asta diviene infinitesima. Il carattere di flessibilità proviene dal fatto che ogni punto del filo, si può considerare come un nodo articolato e rispecchia la proprietà che ha la fune di potersi adattare, esercitando convenienti forze, secondo una linea geometrica qualsiasi. La inestensibilità è dovuta all'ipotesi che, la lunghezza di un arco di fune compreso tra due suoi punti qualsiasi conservi, in ogni possibile configurazione, la medesima lunghezza. Con queste ipotesi semplificative è possibile schematizzare facilmente, in prima analisi, il problema dell'equilibrio dei fili poiché è possibile, anche con semplici considerazioni fisiche, intuire il comportamento statico-cinematico dell'elemento strutturale fune. Lo studio dell'equilibrio dei fili è basato sul seguente postulato, di per sé evidente dal punto di vista fisico: condizione necessaria e sufficiente per l'equilibrio di un tratto AB di un filo flessibile e inestensibile senza peso e sollecitato unicamente da due forze FA ed FB ap-

plicate agli estremi A e B, è che queste siano uguali e opposte e dirette verso l'esterno del tratto di filo considerato: $F_{AB} > 0$ (Fig.172).

In base alle sopracitate ipotesi, la configurazione di una fune di lunghezza l'AB, varierà in funzione delle coordinate dei nodi d'ancoraggio e del peso proprio, disponendosi, per equilibrio, secondo le generiche linee AB' e AB'' (Fig.172c).

Per carichi aggiuntivi applicati sulla fune, trascurando il peso proprio della fune stessa, si ha una configurazione di equilibrio a bilatera, trilatera, o poligonale, in dipendenza del numero, intensità e posizione dei carichi (Figg.172d-172f,172h).

Per carichi uniformemente distribuiti, interpretabili come infiniti carichi concentrati e disposti a distanza infinitesima lungo la fune, si hanno le note configurazioni:

- linea catenaria: per carichi uniformi verticali distribuiti lungo la fune stessa (Fig.172g);
- linea parabolica: per carichi uniformemente distribuiti lungo l'orizzontale (Fig.172i);
- linea cubica: per carichi distribuiti linearmente lungo l'orizzontale (Fig.172j);
- linea circolare: per carichi distribuiti uniformemente lungo la fune e diretti normalmente all'asse (Fig.172m).

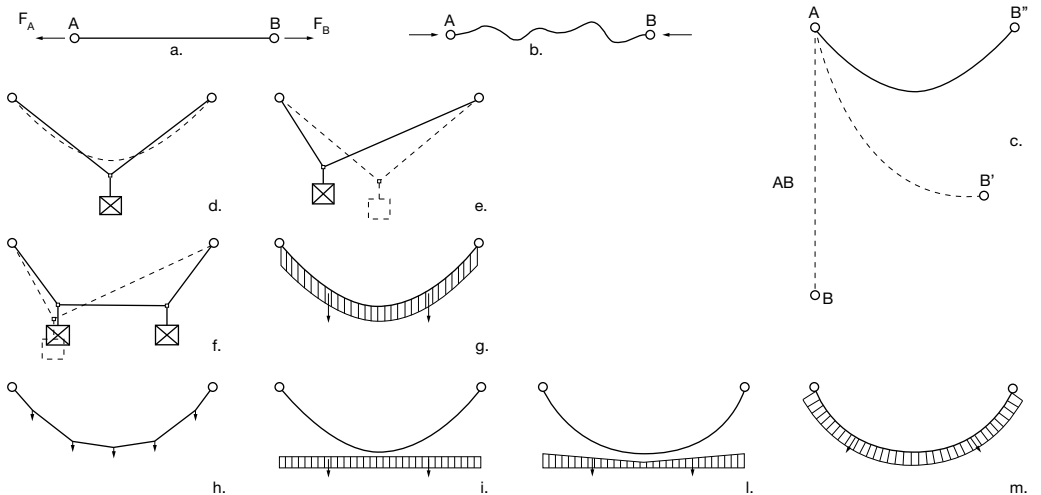


Fig.172
Funicolare dei carichi

Questi esempi illustrano, fisicamente, il chiaro rapporto tra configurazione geometrica e carichi applicati nonché l'automatica disposizione della fune secondo il naturale flusso delle forze, identificato dalla funicolare dei carichi.

Un altro elemento importante per acquisire la sensibilità fisica necessaria nell'ambito della progettazione di strutture in funi, è il rapporto tra i parametri geometrici e lo stato di sollecitazione della fune. Nella fig. 173 si può osservare l'influenza della freccia della fune f sulla distribuzione degli sforzi. Lo sforzo S lungo la fune e la componente orizzontale H , sono inversamente proporzionali alla freccia f .

Se $f=0$ gli sforzi diventano infiniti.

Per la fune sospesa soggetta a un carico uniformemente distribuito sull'orizzontale (Fig. 174), l'equilibrio esiste in quanto il momento dovuto alla reazione orizzontale H , ossia M_h , compensa la differenza tra M_a e M_p .

La forza H , col suo momento, ripristina l'equilibrio in modo che si abbia sempre $M=0$ per ogni punto della fune. A parità di altre condizioni, H aumenta in modo inversamente proporzionale a f . Il rapporto freccia/luce libera (f/L) domina la meccanica delle strutture a fune, e pertanto è indispensabile cogliere l'influenza della sua variazione sullo stato di sollecitazione e sul dimensionamento esecutivo della fune stessa.

L'influenza di f/L è illustrabile analizzando il problema di fig. 175 nel quale una fune di luce libera prefissata, viene sottoposta alternativamente a un carico concentrato in mezzeria e a un carico uniformemente distribuito di uguale risultante.

Imponendo, al variare di f , la costanza dello stato di tensione della fune, e variando opportunamente l'area della sezione, è possibile costruire i diagrammi di fig. 176, dove vengono riportate le variazioni della sollecitazione H e del peso proprio della fune in funzione di f/L . Da questi è possibile rilevare che:

- per alti valori del rapporto f/L lo stato di sollecitazione è poco influenzato da variazioni di f ;
- per piccoli valori di f/L lo stato di sollecitazione può aumentare notevolmente per piccole variazioni di f ;
- lo stato di sollecitazione corrispondente al carico concentrato applicato in mezzeria è sempre più elevato di quello relativo allo stesso carico distribuito;
- l'andamento delle curve che considerano la variazione del peso proprio della fune in funzione di f/L rispecchia quello degli sforzi orizzontali;
- l'intervallo di convenienza economica per il rapporto f/L può essere individuate nell'intervallo $f/L=0,04 \div 0,10$.

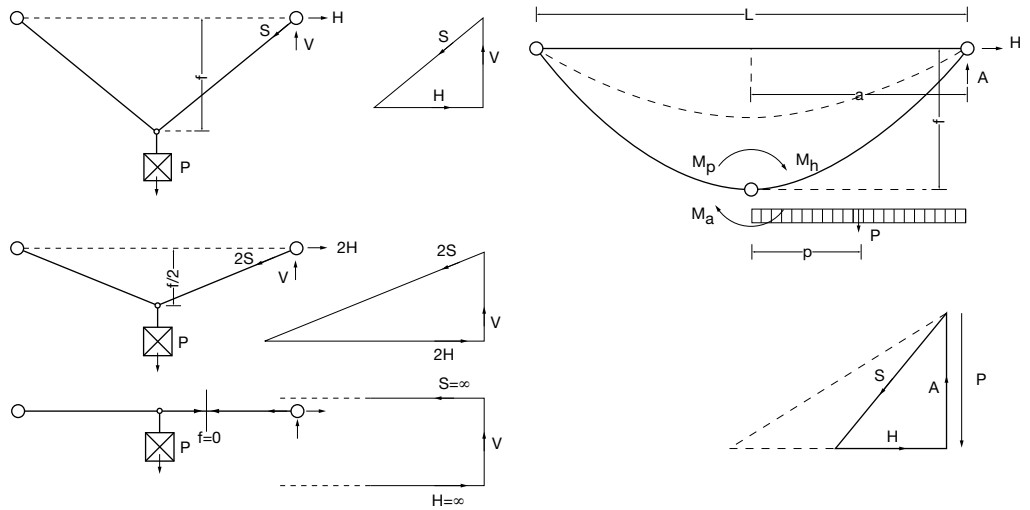


Fig. 173
Influenza della freccia della fune sulla distribuzione degli sforzi

Fig. 174
Equilibrio di una fune soggetta a carico uniformemente distribuito sull'orizzontale

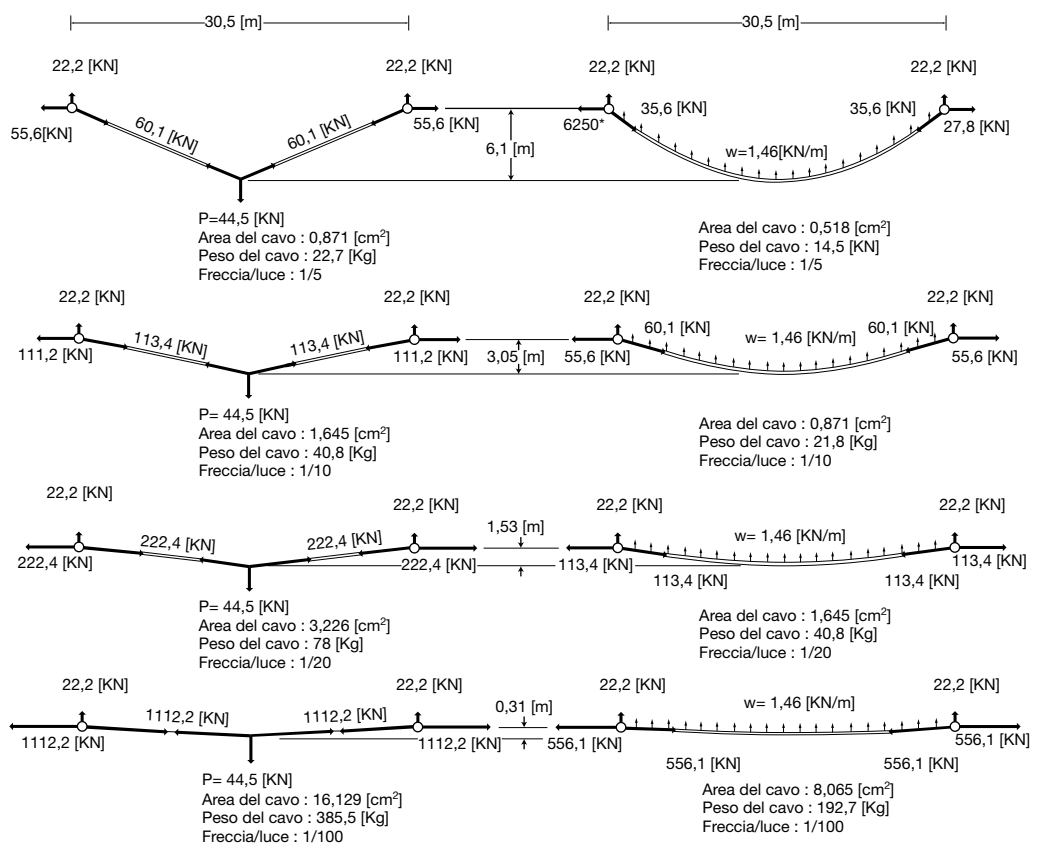


Fig. 175
Fune soggetta all'azione dei carichi concentrati e uniformemente distribuiti di uguale risultante: analisi comparative (l in=0,0254 m; 1 ft=0,305 m)

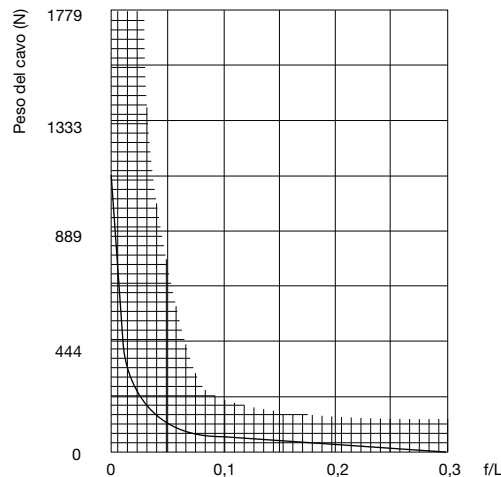
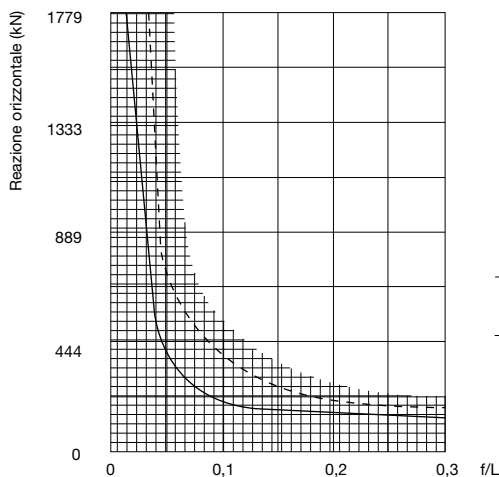


Fig. 176
Grafici comparativi per carico concentrato e distribuito:
a. variazione del peso proprio della fune in funzione di f/L ,
b. variazione di H in funzione di f/L

Metodi di stabilizzazione geometrica per funi singole

Le strutture portanti di copertura, generalmente note con il nome di tensostrutture, possono essere divise in due classi: strutture in fune a funzionamento discreto e strutture membranali o continue. Le tensostrutture in fune possono, a loro volta, essere divise in tre sottoclassi:

- fune singola: struttura monodimensionale dove funi singole, o un insieme di segmenti semplicemente connessi, sono soggetti a carichi giacenti essenzialmente su un piano;
- trave di funi, o tensostruttura a funi contrapposte: formate da segmenti multiconnessi giacenti sullo stesso piano di azione dei carichi. Il sistema è presollecitato;
- rete di funi monostrato: struttura formata da segmenti multiconnessi, giacenti su una superficie necessariamente a curvatura totale o gaussiana negativa ($e < 0$); il carico, comunque diretto nello spazio, è principalmente diretto normalmente alla superficie. Il sistema è pre-sollecitato.

Dall'osservazione del comportamento meccanico dell'elemento strutturale fune, illustrato nel precedente paragrafo, si può immediatamente dedurre che, per usufruire delle sue ottimali caratteristiche portanti, particolarmente nelle strutture di copertura, è necessario ovviare alla intrinseca ipostaticità strutturale, contenendo gli spostamenti cinematici rigidi, estremamente dannosi per il materiale di copertura, con opportuni metodi di stabilizzazione geometrica (Fig. 178).

In funzione dei metodi di stabilizzazione geometrica è possibile definire i sistemi strutturali come segue (Fig. 177):

- sistemi stabilizzati con l'introduzione di elementi flessionalmente rigidi quali archi o travi;
 - sistemi stabilizzati per gravità mediante l'introduzione di pesi permanenti sostanzialmente più grandi dei carichi accidentali, in modo da contenere, in particolar modo, le deformazioni causate da carichi asimmetrici;
 - sistemi stabilizzati mediante un ordine, o famiglia di cavi secondari, che abbiano il compito di introdurre uno stato di pretensione.
- La stabilizzazione è ottenuta per mutuo con-

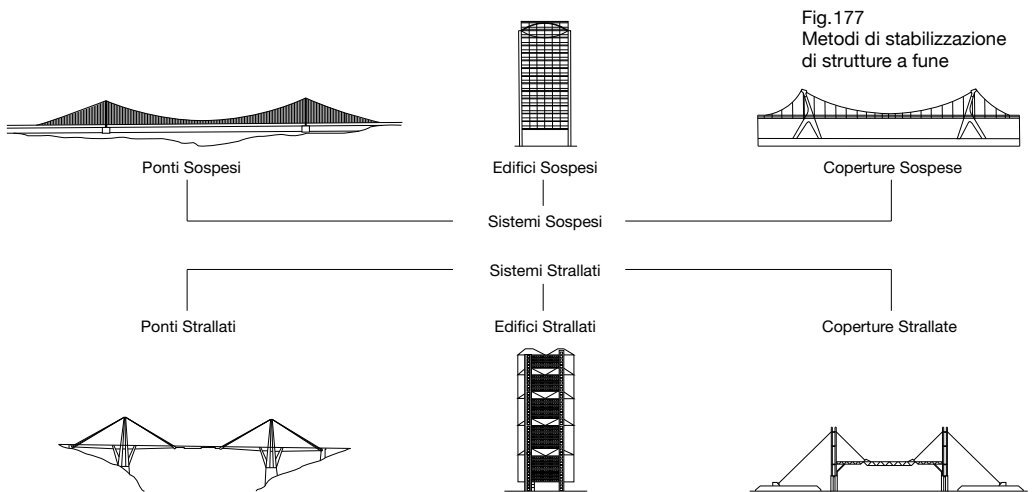


Fig.177 Metodi di stabilizzazione di strutture a fune

trasto tra funi portanti (o primarie) e funi stabilizzanti (o secondarie). In funzione dei sistemi di stabilizzazione, è allora possibile esaminare le differenti tipologie strutturali, illustrate nei paragrafi successivi.

1. Sistema a stralli

I sistemi strutturali per i ponti strallati, sono direttamente utilizzabili nella definizione di sistemi di copertura a stralli che impiegano l'elemento fune nella sua forma più semplice di tirante teoricamente rettilineo tra due punti di ancoraggio. Il sistema strutturale a stralli è formato essenzialmente da (Fig. 179):

- colonne assai più alte del livello di copertura;
 - stralli;
 - strutture mono-bi-tridimensionali di orditura orizzontale, essenzialmente inflesse.
- L'obiettivo principale, da raggiungere nel caso di utilizzazione di coperture strallate, è quello di ridurre il peso della struttura orizzontale, avvalendosi di strutture esterne, colonne e stralli, che permettano di creare su di essa opportuni sostegni intermedi. Le coperture strallate vengono usate principalmente nel caso in cui si debbano realizzare notevoli oggetti. Esempi tipici sono gli hangar per aerei, dove

nessun sostegno verticale è possibile in corrispondenza del lato apribile e, le coperture di tribune per stadi sportivi, dove si presenta la stessa necessità.

Ai tiranti è spesso affidata, oltre alla funzione di sostegno, anche quella di controventamento laterale. Tale risultato si ottiene disponendo le funi a ventaglio e collegandole a punti della copertura diversamente distanziati dalle incavallature. Così facendo, è possibile realizzare oggetti notevoli con impalcati di spessore relativamente modesto. Il miglioramento del comportamento statico di tali strutture, può essere ottenuto contrapponendo due sbalzi, da un lato e dall'altro, delle pareti di appoggio cui fanno capo le funi. Il doppio sbalzo realizza, infatti, un equilibramento reciproco del tiro dei cavi, consentendo lo snellimento dell'ossatura centrale. La stabilità geometrica del sistema viene assicurata in virtù della rigidità flessionale delle travi. Non possiamo quindi parlare di sistemi strallati come di vere e proprie tensostrutture, ma più propriamente di sistemi misti, ottenuti con l'introduzione di rigidità flessionale alle travi. Inizialmente impiegate per la costruzione dei ponti le strutture strallate trovano ora pratico impiego anche in capriate, grigliati, edifici, come è possibile rilevare dallo schema di fig. 180.

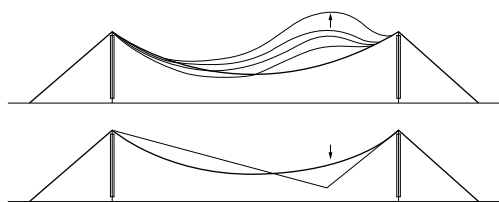


Fig. 178 La fune libera: elemento a geometria variabile sotto carico

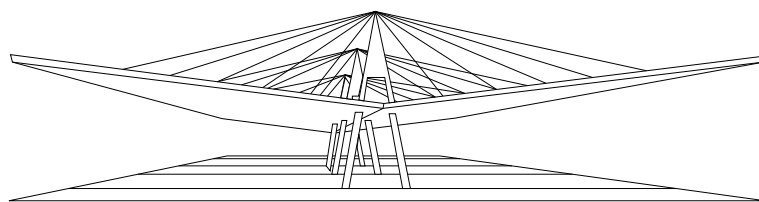


Fig.179 Generico sistema di struttura strallata

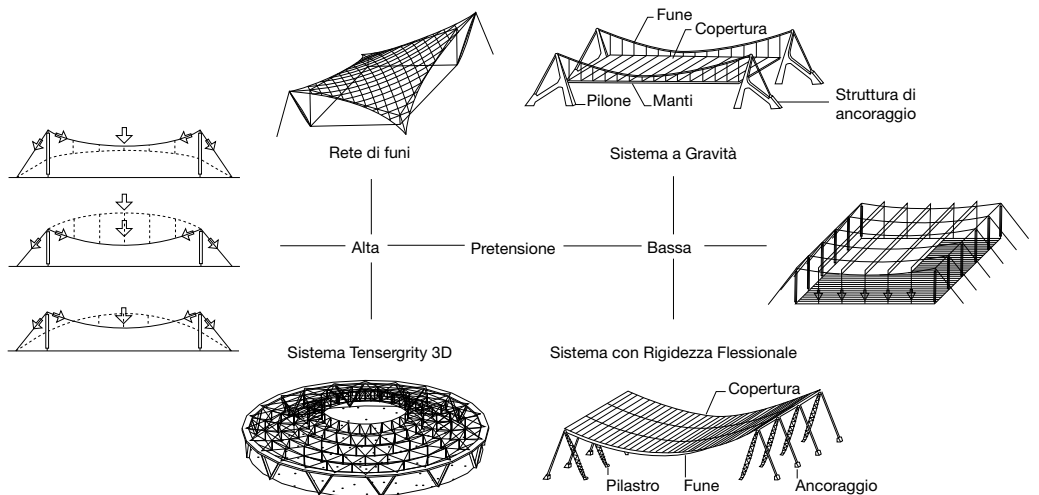


Fig. 180 Origine dai ponti delle strutture strallate e sospese

2. Sistemi sospesi

Nelle coperture rigide sospese, come si è visto, coesistono le tradizionali membrature resistenti a flessione e taglio, che formano l'impalcato vero e proprio, e le membrature tese, per lo più funi in acciaio, che hanno funzioni di semplice sostegno.

La copertura non è più appoggiata, ma 'appesa', e il regime di sollecitazioni che si stabilisce al suo interno non presenta per questo modifiche sostanziali; vi sono solo da registrare, nel caso in cui il tiro delle funi di sospensione sia inclinato rispetto alla superficie della copertura, valori elevati dello sforzo normale conseguenti alla forte componente assiale del tiro stesso.

Una più importante novità, invece, è rappresentata da quelle strutture nelle quali le funi entrano effettivamente a far parte della copertura medesima e non costituiscono più un semplice tramite tra questa e le strutture di ancoraggio.

Si parla allora dei cosiddetti sistemi sospesi. Il loro comportamento statico è completamente condizionato dalla presenza di questi elementi tesi, anche se non sempre essi assolvono da soli alla funzione portante dell'intera copertura. Una fune sospesa agli estremi esplica, nel migliore dei modi, la sua funzione di equilibrare le forze esterne, in quanto, per la sua flessibilità, assume la forma di una funicolare dei carichi, che è la configurazione di equilibrio che consente la massima capacità portante. La funicolare tesa, già vista in alcune strutture rigide sospese, sfrutta appunto questa proprietà, pur tuttavia restando all'esterno dell'impalcato vero e proprio, che ha forma e rigidità relativamente autonome.

Diversamente accade se, a un'unica robusta funicolare esterna, si sostiene, ad esempio, una molteplicità di funi sospese agli estremi e affiancate a brevi intervalli; disponendo su di esse un opportuno rivestimento, si ottiene una copertura che dalle funi trae la forma oltreché il sostegno. Traendo lo spunto da questo principio elementare, si è sviluppata una tecnica costruttiva che ha profondamente modificato gli usuali schemi statici e architettonici.

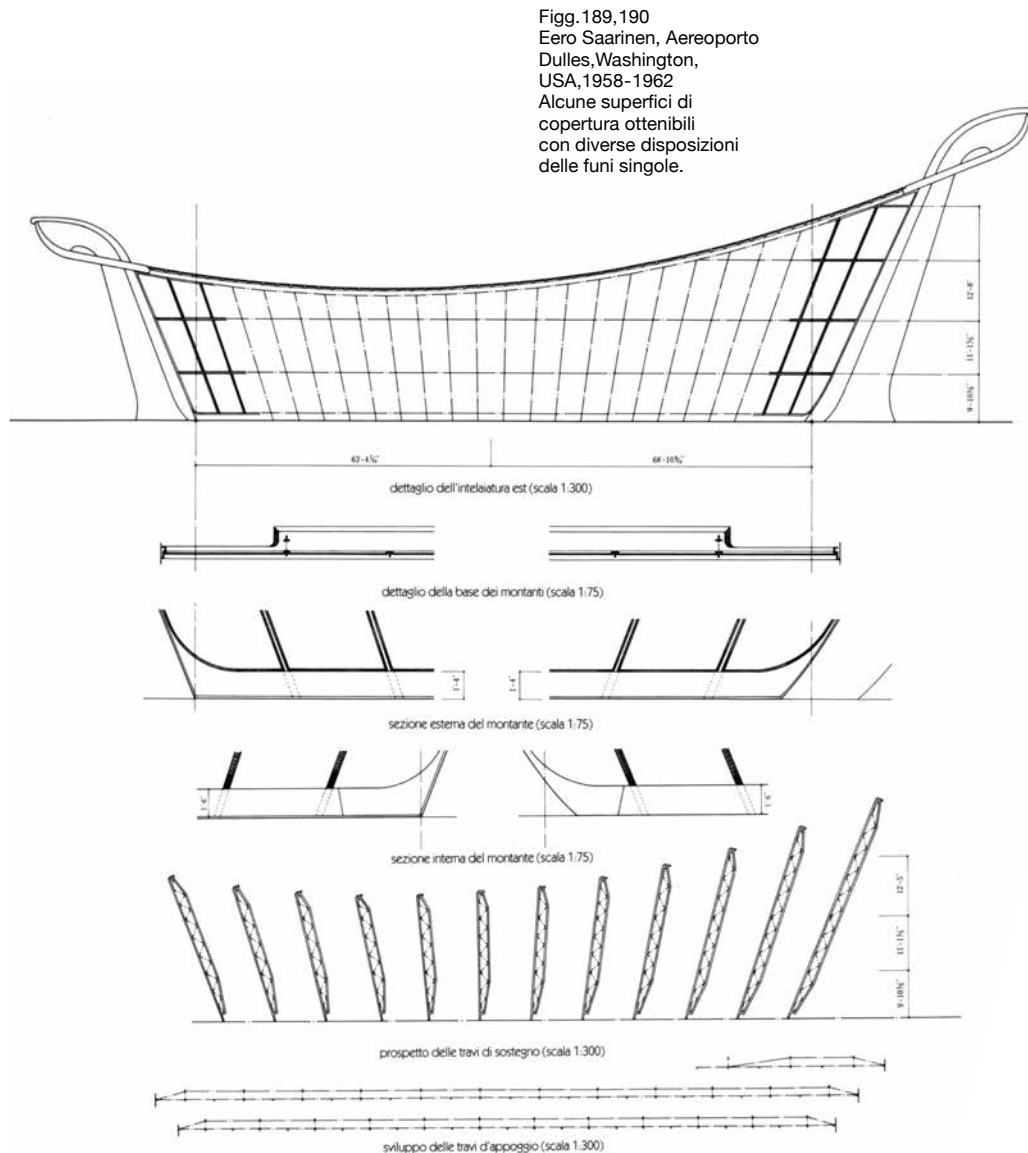
Gli elementi strutturali di base, le funi sospese a ossature perimetrali, si sono dimostrate, oltre che di eccezionale praticità ed efficacia, anche egregiamente adattabili alla copertura di ambienti di forma più svariata: a pianta quadrata, rettangolare, circolare, ellittica e forme similari. L'elemento strutturale fune, nel caso dei sistemi sospesi, viene caricato lungo il suo sviluppo e perciò la sua configurazione non è più rettilinea ma è funzione della distribuzione del carico e delle condizioni al contorno.

Proprio in funzione della disposizione del carico sulla fune, determinabile dalla configurazione del sistema di copertura, è possibile classificare i sistemi sospesi come:

Sistemi sospesi con copertura disposta inferiormente (appesa) all'elemento fune.

In questo caso la copertura è opportunamente connessa alle funi, disposte superiormente rispetto a essa.

Si può quindi, propriamente, parlare di sistema strutturale a copertura appesa, il quale ricalca fondamentalmente quello dei ponti sospesi, in quanto la copertura è collegata alle funi portanti mediante tiranti verticali, con la stessa tecnologia impiegata nel collegamento dell'impalcato stradale. La copertura assolve alla funzione stabilizzante del sistema strut-



Figg. 189, 190
Eero Saarinen, Aeroporto
Dulles, Washington,
USA, 1958-1962
Alcune superfici di
copertura ottenibili
con diverse disposizioni
delle funi singole.

turale mediante semplice zavorramento, con l'introduzione di rigidità flessionale o, ancor meglio, introducendo un sistema di mitigazione vibrazionale aumentando considerevolmente lo smorzamento interno della struttura, in modo da evitare pericolosi fenomeni di instabilità dinamica come il flutter e il galloping, già evidenziati nel crollo del Tacoma-Narrow Bridge il 7 novembre 1940.

Una copertura che adotta questa tipologia strutturale è quella del padiglione della Cartiera Burgo di Mantova di P. L. Nervi (Fig. 191). Sistemi sospesi con copertura disposta superiormente (appoggiata) all'elemento fune.

Va qui subito rilevato che, quando il materiale di copertura (di norma elementi prefabbricati di cemento armato o cemento armato alleggerito) non è collaborante, il suo funzionamento si esplica soltanto con l'effetto stabilizzante del proprio peso.

Otteniamo così un arco rovescio con comportamento speculare a quello del l'arco compresso. Anche in questo caso si rende necessario aumentare il peso proprio così da contenere gli spostamenti rigidi, atti a modificare la propria configurazione geometrica in funzione della variazione della funicolare dei carichi (permanentemente + accidentali).

Un esempio di questa tipologia strutturale è l'aerostazione al Foster Dulles Airport a Washington D.C. (Figg. 189, 190) di Eero Saarinen e la copertura dello stadio di Braga (Figg. 197-206, pagg. 530, 531).



Fig. 191
Pier Luigi Nervi,
Cartiera Burgo, Mantova,
Italia, 1961-1963

Al contrario degli archi, nei sistemi sospesi il peso proprio della copertura funziona come zavorra, in modo da opporsi ai fenomeni di depressione originati dal vento.

Se questo ragionamento è convincente in senso statico, non lo è altrettanto dal punto di vista dinamico. Infatti, all'aumentare della massa strutturale, aumenta il periodo proprio di oscillazione, con un inevitabile spostamento della risposta dinamica verso intervalli di frequenza caratterizzati da maggiori contributi energetici della PSD (densità di potenza spettrale) del vento, mettendo così in gioco possibili fenomeni di vibrazioni autoeccitate.

Un secondo parametro in grado di influenzare la frequenza oscillante del sistema è la configurazione geometrica, dipendendo questa non solo dalle variazioni di lunghezza che si generano in conseguenza delle variazioni di tiro (allungamento elastico delle funi), ma soprattutto dall'effetto dei sovraccarichi, la cui curva funicolare si discosta in misura sensibile dalla configurazione originaria dei sistemi di fune. A tal proposito deformabilità rilevanti sono sempre da ritenersi dannose, non solo per il materiale di rivestimento. Il maggior pericolo, tuttavia, è dovuto ai fenomeni di depressione sulla faccia superiore della copertura, con conseguente spinta dal basso verso l'alto.

A questo tipo di azione esterna una copertura del genere non può opporre che la sola inerzia del proprio peso, giacché le funi non sono in grado di assorbire, ovviamente, il benché minimo sforzo di compressione.

Anche in direzione perpendicolare ai piani di giacitura delle funi si presenta la necessità di un adeguato controventamento che assicuri una sufficiente rigidità trasversale (fuori dal piano della copertura) alla struttura.

Nell'ambito di questo sistema di stabilizzazione, è possibile ottenere superfici di copertura geometricamente definibili dalla disposizione relativa delle singole funi.

Adottando le funi disposte su piani tra loro paralleli a interasse costante, si generano per traslazione superfici pseudo-cilindriche.

Variando l'altezza all'ancoraggio delle funi si ottengono superfici di copertura a doppia curvatura e, in questo caso, si ottiene una migliore predisposizione al deflusso delle acque piovane. Utilizzando invece l'elemento fune ripetitivamente, con una disposizione a raggiera o radiale, si ottengono superfici di copertura sinclastiche (Fig.192), dove le funi semplicemente sospese convergono verso il centro e si agganciano ad un anello centrale soggetto a sforzi di trazione, mentre la trave anulare di contorno risulta soggetta a sforzi di compressione. Se da un lato la disposizione radiale dà luogo a coperture più rigide di quelle con disposizione a schiera delle funi e consente un comportamento migliore nei confronti di sovraccarichi dissimmetrici, resta tuttavia il problema della scarsa capacità di controbilanciare gli effetti di eventuali depressioni sulla superficie esterna.

Nella maggior parte dei casi, infatti, la stabilizzazione dei sistemi sospesi non è stata eseguita con solo zavorramento ma sono stati adottati sistemi di copertura dotati di rigidità flessionale. I sistemi di copertura a stabilizzazione flessionale si presentano allora quali archi o gusci rovesci, in funzione della disposizione parallela o radiale delle funi.

In questo caso la soletta assolve precise funzioni portanti, in quanto conferisce all'insieme la capacità di assorbire anche sforzi tangenziali e normali (di compressione).

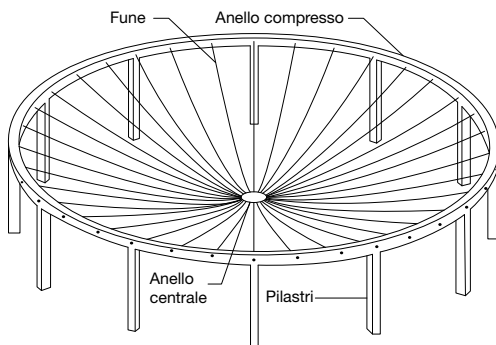


Fig. 192
Schema tipico di disposizione radiale

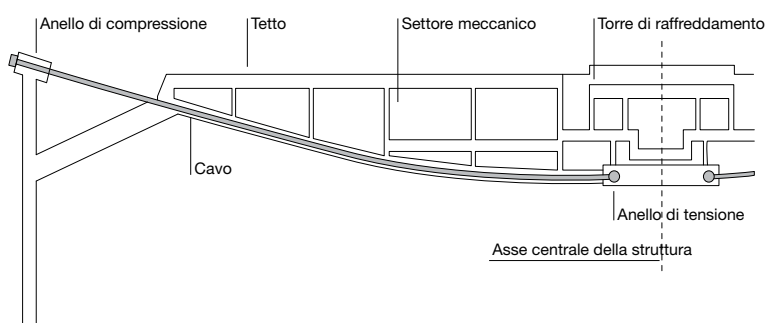
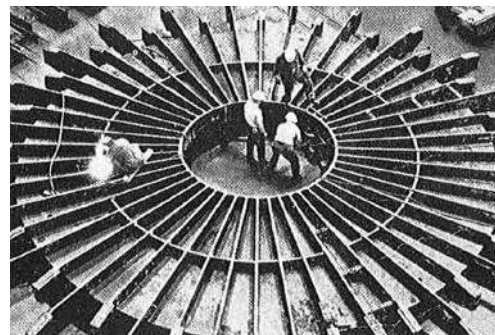
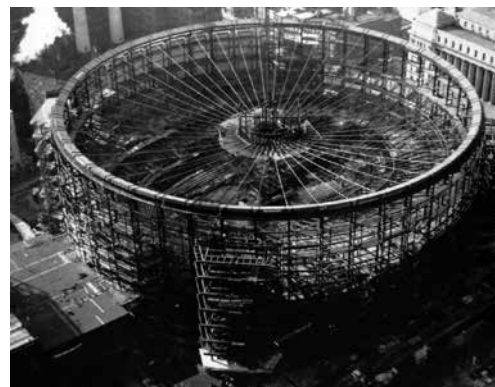
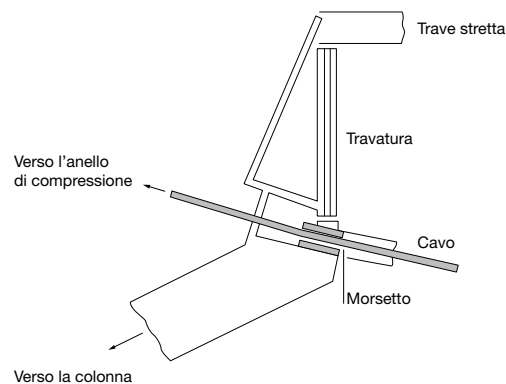


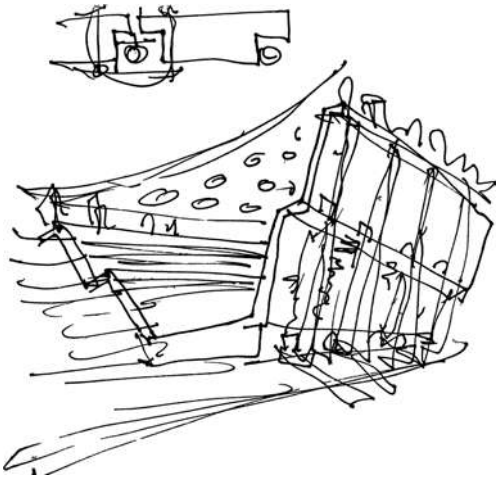
Fig. 193-196
Charles Luckerman Associates, Madison Square Garden, New York City, 1968

Per quanto riguarda la loro messa in opera, la presenza delle funi e la forma concava della superficie naturalmente generata dalla gravità, consentono di ricorrere a tecniche costruttive più semplici ed economiche (impalcature parziali mobili) rispetto a quelle relative alle volte in cemento armato richiedenti l'uso di casseforme e centine spesso costose.

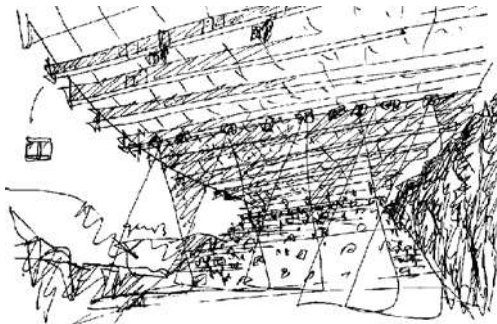
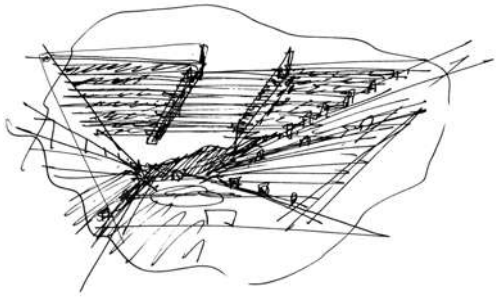
Esempi di strutture costruite con questa tecnica ci sono forniti dalla piscina di Wuppertal e dallo stadio di Montevideo, in cui i cavi sono disposti rispettivamente in parallelo e radialmente. Per lo stadio di Montevideo fu adottata una semplice quanto ingegnosa tecnica di precompressione consistente nella applicazione di un sovraccarico provvisorio in fase di montaggio, prima della saldatura dei giunti tra i pannelli prefabbricati usati per la copertura. Dopo aver colato la malta di cemento nei giunti, fu tolto il sovraccarico, e la soletta in calcestruzzo subì l'effetto voluto di precompressione. Riassumendo, la stabilizzazione della fune singola è, quindi, ottenuta aumentando il peso proprio o aumentando la rigidità flessionale nella copertura. Questo è, in un certo senso, in contrasto evidente con l'immagine di una tensostruttura che deve avere, nella leggerezza, la sua peculiarità.

È per questo motivo che, agli schemi precedentemente descritti, vengono preferiti schemi strutturali che abbiano ancora, nelle funi, gli elementi stabilizzanti principali e che quindi permettano di ridurre notevolmente il peso proprio strutturale.





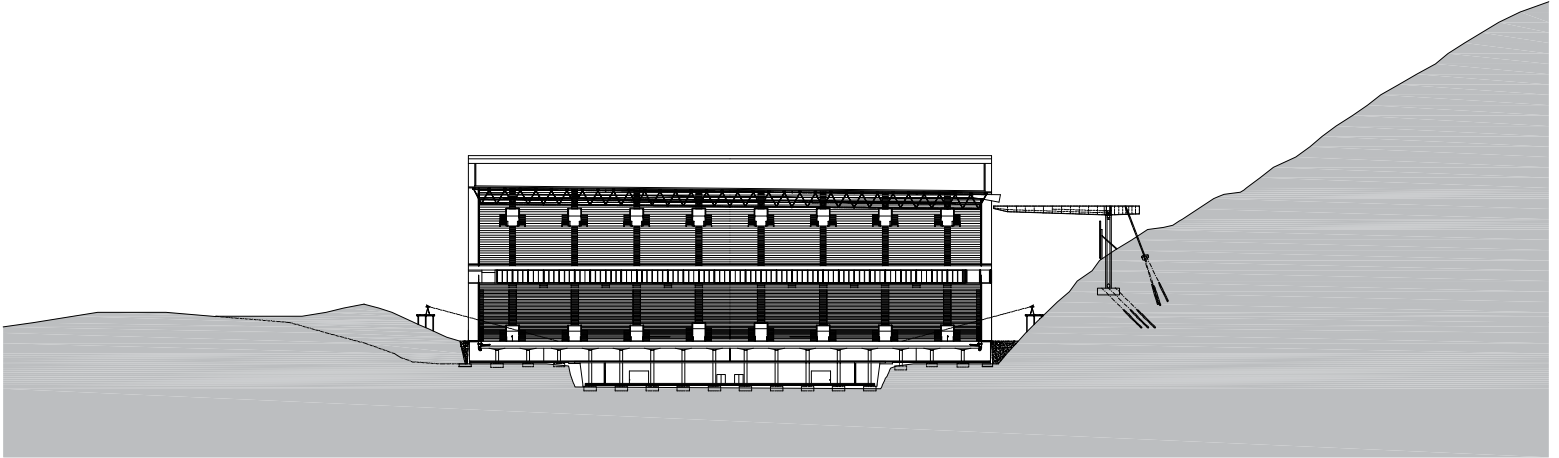
© Luis Ferreira Alves



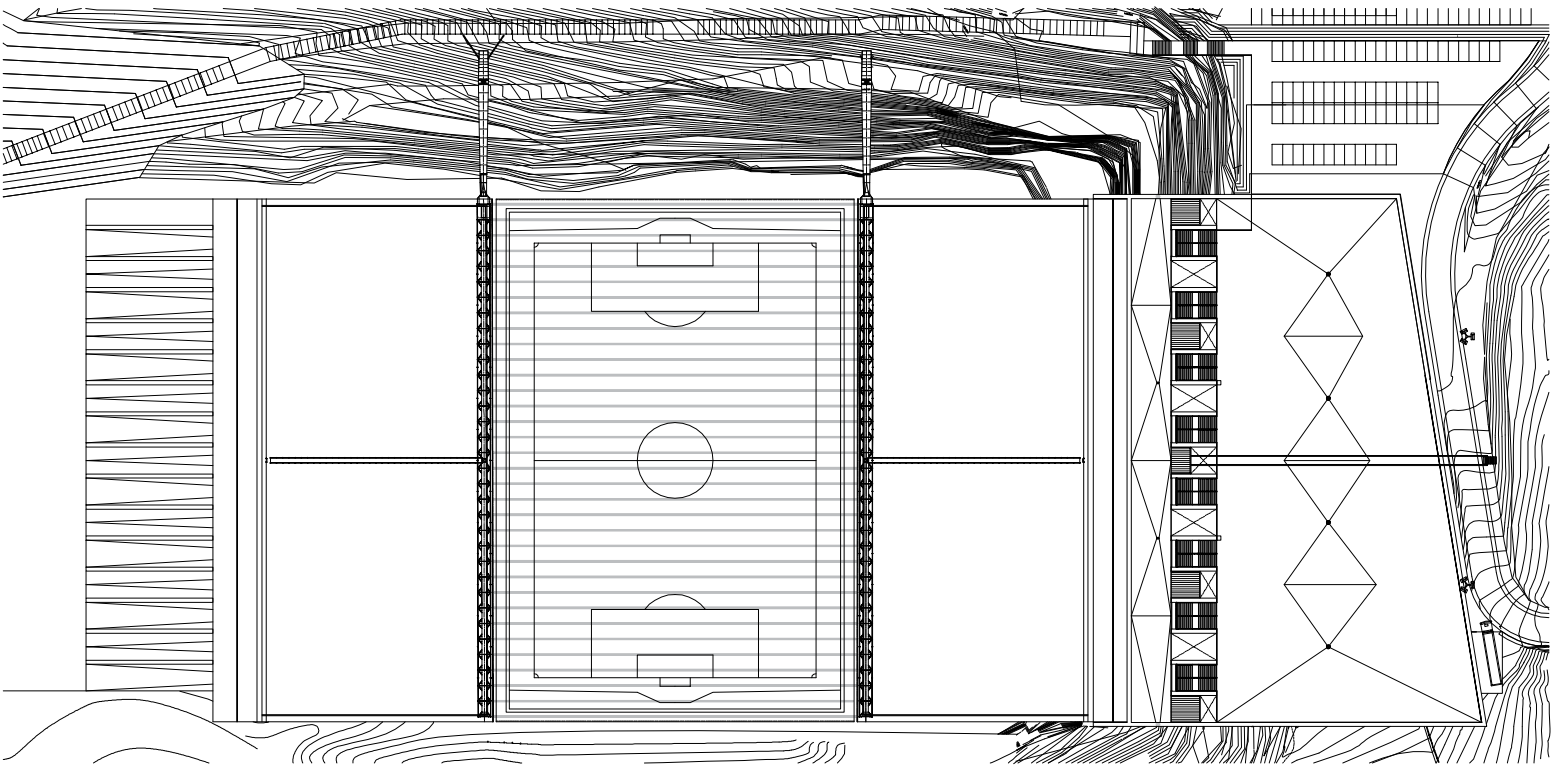
1. Ticket office
2. Parking
3. Entrance square
4. Entrance gates
5. Uefa Temporary Parking
6. Alley
7. Water line
8. East square (lower level)
9. East stand
10. Trail
11. Field
12. West stand
13. West square (upper level)
14. Grass storage building
15. Vip parking
16. TV compound

Figg. 197-206
Souto de Moura
(struttura copertura
Studio Tecnico Majowiecki),
Braga-Stadium,
Portogallo, 2003-2004

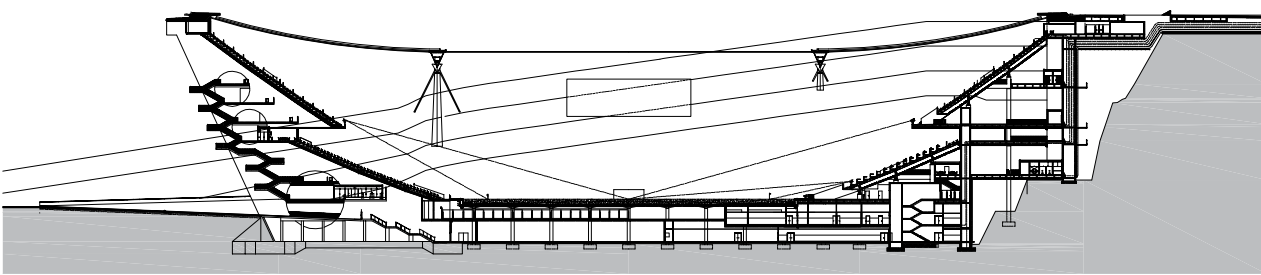
SITE PLAN
0 10 50



TRANSVERSAL SECTION



ROOF PLAN

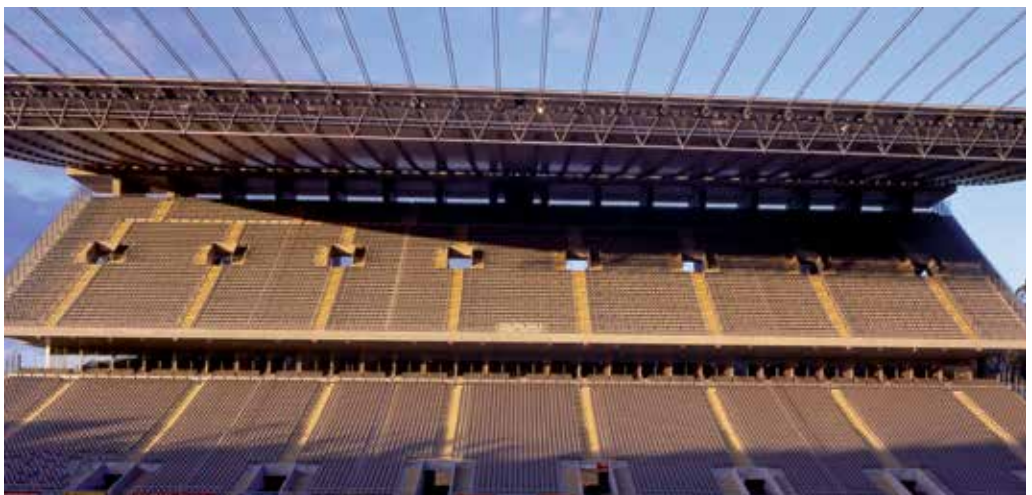


LONGITUDINAL SECTION

0 10 20



© Luis Ferreira Alves



© Luis Ferreira Alves

Metodi di stabilizzazione per sistemi piani di funi

Il modo più economico, e quindi più usato, per ridurre la notevole deformabilità propria dell'elemento portante singolo è quello di introdurre una rigidità artificiale attraverso una adeguata pre-tensione iniziale.

In genere, la pre-tensione si realizza introducendo, in aggiunta alle funi portanti con curvatura rivolta verso l'alto, altre funi dette stabilizzanti, o di tensione a curvatura rivolta verso il basso. La pre-tensione nasce, pertanto, dal mutuo contrasto di questi due ordini di funi. Nei sistemi piani le funi, portanti e stabilizzanti, sono poste nello stesso piano verticale (Fig.207) che coincide con il piano dei carichi (tensostrette piane o travi di funi).

L'irrigidimento del sistema, ottenuto per mutuo contrasto tra le funi a curvatura contrapposta, è realizzato tramite elementi verticali paralleli tra loro o con collegamenti diagonali.

Nelle strutture pre-tese si ha la possibilità di ottenere, anche in assenza di qualsiasi carico, una ben determinata configurazione geometrica, funzione del regime di sforzi di pre-sollecitazione. Con un sistema strutturale piano, del tipo descritto, si possono allora realizzare delle superfici di copertura cilindriche o a doppia curvatura. Analogamente a quanto fatto per le strutture strallate di seguito è riportato l'esempio di una passerella pedonale realizzata con un sistema strutturale sospeso.

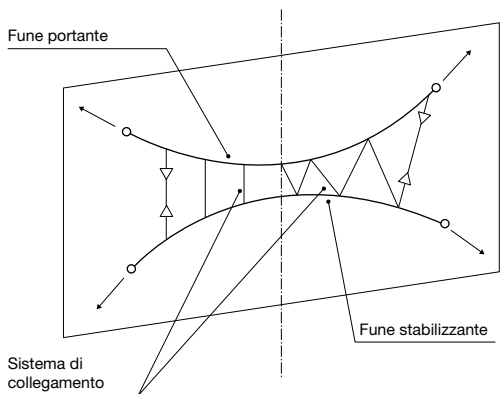


Fig.207
Sistema piano di funi sottoposto a sforzi di pre-tensione

1.Sistema piano a collegamenti verticali

Se il collegamento tra la fune portante e la stabilizzante è realizzato con elementi verticali, i sistemi di stabilizzazione che ne derivano sono sostanzialmente tre:

-Sistema aperto: è lo schema maggiormente utilizzato.

La fune superiore è portante e quella inferiore stabilizzante. I collegamenti tra le due funi sono tutti soggetti a trazione. All'atto dell'applicazione di un carico esterno, rivolto verso il basso (Fig.208a), si induce una diminuzione della trazione nella fune stabilizzante, con conseguente incremento di sforzo nella fune portante. Da quanto detto emerge la necessità di calcolare opportunamente la pre-tensione iniziale del sistema in modo da garantire, anche per casi di carico gravosi, un residuo di tensione nella fune stabilizzante. Nel caso di depressione da vento, le funzioni assunte dai due ordini di funi si invertono (Fig.208b).

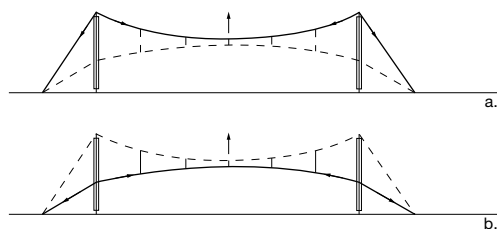


Fig.208
Sistema aperto

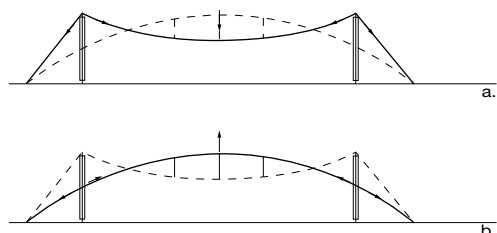


Fig.209
Sistema misto

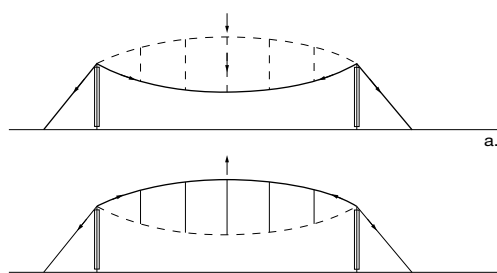


Fig.210
Sistema chiuso

-Sistema misto: la fune portante e quella stabilizzante si intersecano. In questo caso gli elementi di collegamento sono compressi nel fuso centrale e tesi quelli esterni. Questa tipologia (Fig.209), come del resto il sistema chiuso, necessita di un irrigidimento trasversale, per impedire lo svergolamento della trave di funi, problema non riscontrabile nel caso dei sistemi aperti.

-Sistema chiuso: come illustrato dalla fig.210, gli elementi verticali di collegamento sono racchiusi entro le due funi principali. La fune portante è quella di intradosso, mentre la stabilizzante è disposta superiormente.

I collegamenti verticali sono, in questo caso, dei puntoni che tengono in tensione i due cavi e trasferiscono alla fune portante i carichi agenti sulla copertura. Nel momento in cui il carico esterno inverte il proprio segno (depressione dovuta al vento), le due funi principali invertono, di conseguenza, la loro funzione.

Per il regolare funzionamento della struttura, in ogni caso, le aste verticali dovranno essere sempre in regime di sforzi di compressione. Il sistema non è stabile fuori dal suo piano e necessita di elementi controventanti trasversali. Per questa ragione il sistema è stato impiegato raramente, pur essendo particolarmente vantaggioso. Infatti, diminuisce l'altezza dei tamponamenti laterali, smaltisce facilmente le acque piovane e non richiede particolari o difficoltose strutture di ancoraggio.

Gli elementi verticali di collegamento sono, di norma, realizzati con tubi di acciaio o con profilati accoppiati di acciaio, oppure in funi d'acciaio nel caso in cui gli sforzi presenti siano sempre di trazione, come nel caso dei sistemi aperti o nelle parti laterali dei sistemi misti.

2.Sistema piano a collegamenti inclinati (o diagonali)

Lo schema strutturale che utilizza collegamenti verticali è stato adottato per primo nel 1960 circa ma in esso i collegamenti e le funi formano maglie facilmente deformabili per carichi asimmetrici.

L'azione del vento, che può provocare deformate asimmetriche (Fig.211), si mostrò particolarmente insidiosa e creò serie difficoltà nella realizzazione del manto di copertura e dei relativi giunti elastici. Questo problema di ordine pratico 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 presenza di carichi asimmetrici, superò le citate difficoltà e diede un notevole impulso all'applicazione di tensostrette.

Come illustrato in fig.212, dal punto di vista geometrico, le funi portanti e stabilizzanti possono essere disposte impiegando il sistema Jawerth, secondo i seguenti schemi:

-schema simmetrico con collegamento in mezzeria tra la fune portante e la fune stabilizzante (Fig.212a);

-schema asimmetrico, che permette una notevole libertà compositiva (Fig.212b);

-schema a funi incrociate, con possibilità di ridurre l'altezza degli ancoraggi della fune portante (Fig.212c).

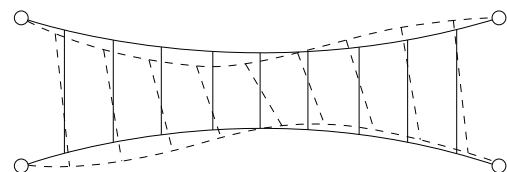


Fig.211
Deformazione asimmetrica causata dal vento

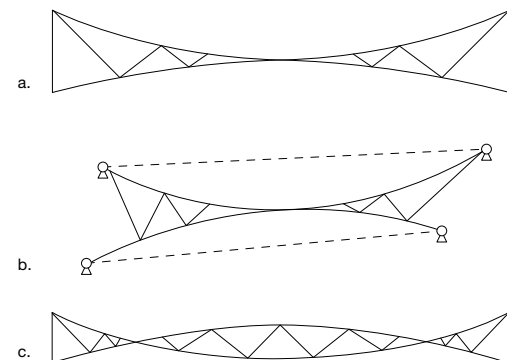


Fig.212
Schemi ricorrenti utilizzati il sistema awerth

I sistemi di stabilizzazione piani esaminati finora, opportunamente modificati per le esigenze che via via si incontrano nella progettazione delle tensostrette, danno origine a una serie di soluzioni valide, sia dal punto di vista della stabilità sia da quello estetico.

Alcune di queste possono riassumersi in fig.213, nella quale sono illustrate le soluzioni più rappresentative.

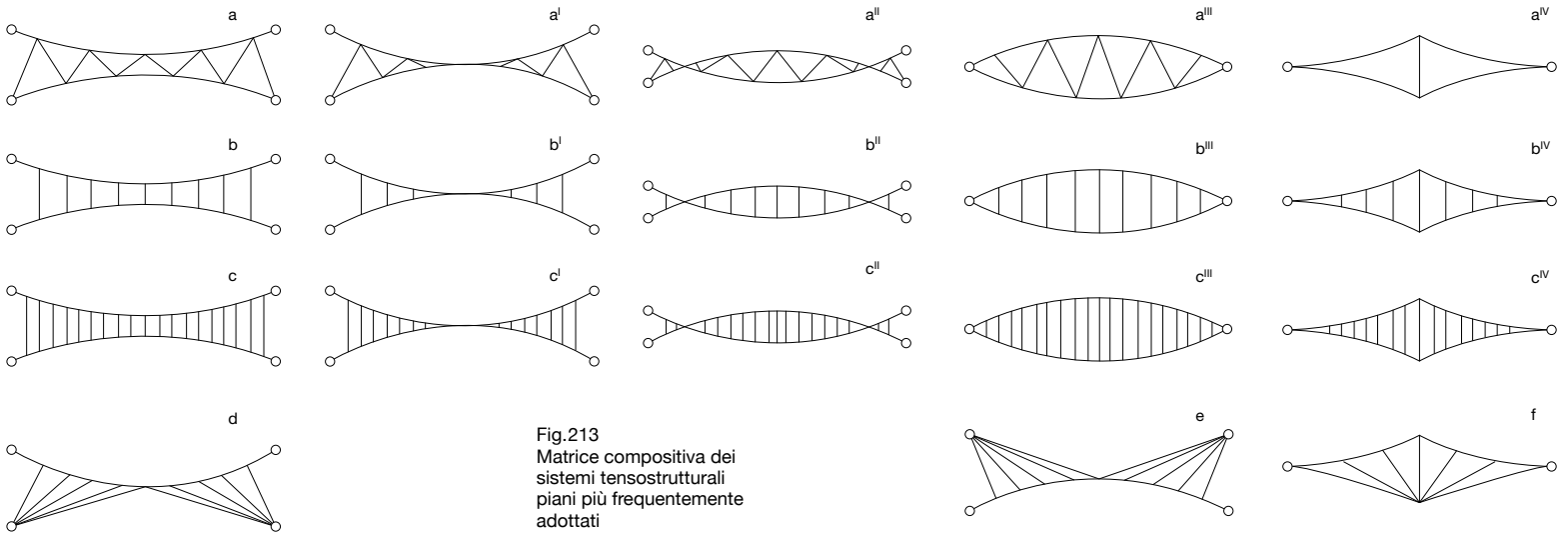


Fig.213 Matrice compositiva dei sistemi tensostrutturali piani più frequentemente adottati

Per quanto riguarda gli studi di nuovi tipi di travi di funi con stralli inclinati, nella struttura schematizzata in fig.213d, la stabilizzazione della copertura è ottenuta grazie a una serie di stralli inclinati, convergenti tutti nella sommità di un pilone. In questo sistema, il cavo inferiore viene a mancare e le sue funzioni sono svolte interamente dai tiranti disposti a ventaglio.

Superfici di copertura generate da sistemi tensostrutturali piani

Finora ci siamo limitati a esporre i vari metodi di stabilizzazione dei sistemi tensostrutturali piani, analizzandone le caratteristiche separatamente. È ovvio che, per realizzare una copertura, questi schemi si debbano disporre in modo ripetitivo (parallelo o radiale), ed è proprio variando questa possibilità, giocando pertanto sulla scelta dello schema strutturale e sulle possibili aggregazioni delle geometrie tensostrutturali piane che lo costituiscono, che il progettista ha a disposizione diverse forme di copertura.

1. Travate disposte parallelamente

Si consideri, ad esempio, la tipologia a trave di funi a sistema aperto, con tiranti verticali o inclinati. Operando per traslazione dell'elemento tipologico principale, si ottengono superfici di copertura concave di forma cilindrica (Figg.214,215).

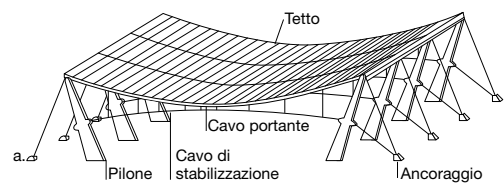


Fig.214 Superfici di copertura cilindriche ottenute con travi di funi a sistema aperto con tiranti verticali

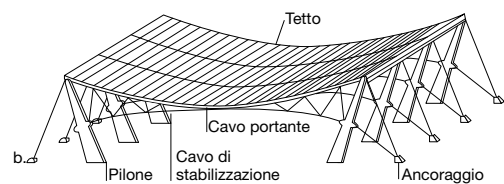


Fig.215 Superfici di copertura cilindriche ottenute con travi di funi a sistema aperto con tiranti diagonali

Spesso, allo schema originario, vengono apportate alcune variazioni, per lo più consistenti nel collegamento in serie di più elementi semplici, come illustrato in fig.216.

Esempi di questo tipo sono la fabbrica Le-sjöfors, il teatro di Otigheim, la fiera di Carrara (Fig.219).

In altri casi la disposizione delle travi funicolari presenta una diversa altezza degli ancoraggi alle estremità (Fig.217).

In questi casi, la pendenza viene sfruttata per lo scolo delle acque.

Anche per le travi di funi, come per la fune singola, è possibile creare superfici a doppia curvatura, variando l'altezza degli ancoraggi delle funi portanti (Fig.217).

La disposizione a schiera delle tensostrutture piane a sistema chiuso e misto genera ancora delle superfici cilindriche convesse, come illustrato in fig.218.

Una pratica realizzazione, in riferimento alle travate di funi a sistema misto, ci è fornita dal complesso olimpico di Salonicco (Fig.220).

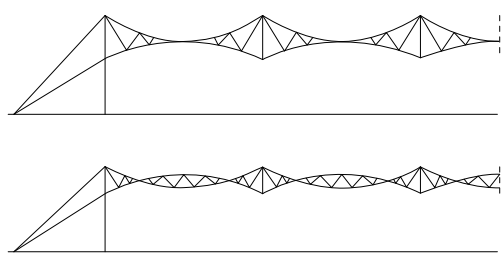


Fig.216 Esempi di disposizioni in serie di travi di funi

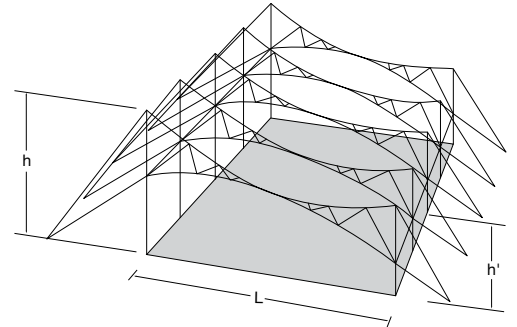


Fig.217 Travi di funi con ancoraggi posti ad altezze diverse

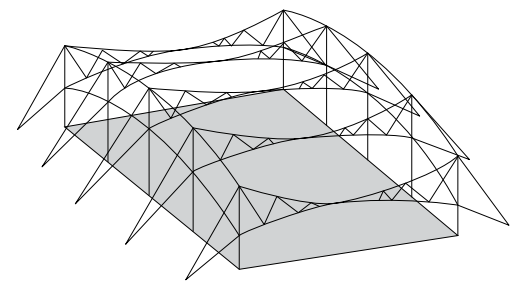


Fig.218 Esempi di coperture ottenibili con travate a sistema chiuso e misto

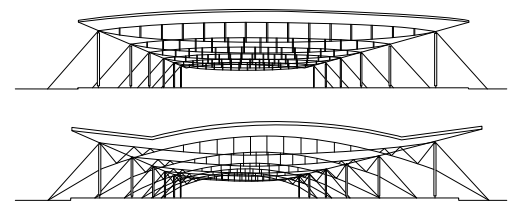
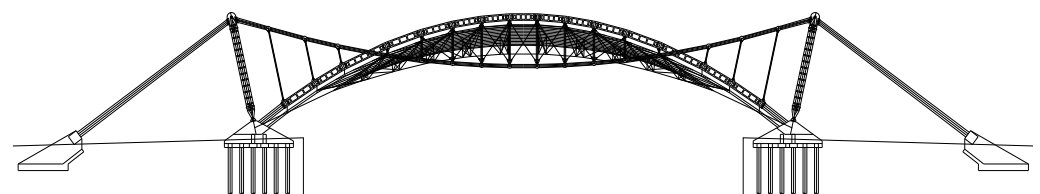


Fig.219 Studio Tecnico Majowiecki, Fiera del Marmo, Carrara, Italia, 1980

Fig.220 Studio Tecnico Majowiecki, Olympic Complex Thermis, Salonicco, 1995



2.Travate disposte radialmente

Disponendo le travi di funi con simmetria radiale si realizzano le cosiddette tensostrutture a ruota, o radiali. Esse sono costituite da una trave anulare interna (ad asse non necessariamente circolare) alla quale si ancorano le tensostrutture piane pre-tese e uscenti a raggiera da un corpo centrale, solitamente sospeso. La trave anulare di contorno (anello) è vincolata a strutture circostanti, in un certo numero di punti o in modo continuo, e risulta sollecitata prevalentemente a compressione. Gli elementi flessibili radiali tesi (raggi) sono realizzati con funi o con sistemi piani di funi. Il corpo centrale è, di solito, di piccole dimensioni in pianta, ma non mancano casi in cui esso sia costituito da un anello teso di dimensioni non piccole rispetto a quelle dell'anello esterno compresso, con funzione di puntone distanziatore di due orditi distinti di raggi. Nel caso particolare in cui l'anello sia un cerchio e il corpo sospeso sia collocato al centro, la struttura acquista l'aspetto caratteristico di una ruota di bicicletta. In questa configurazione, con disposizione orizzontale e appoggio dell'anello su pilastri, o sulle estremità di mensole radiali, oppure a coronamento di una sottile parete cilindrica, le tensostrutture a ruota hanno trovato diverse applicazioni.

Nelle successive figg.222-224 è invece possibile vedere l'esempio progettuale del Palazzo dello Sport di Genova. È opportuno specificare che lo schema in fig.221a, creato con l'accoppiamento di due funi semplici a inclinazione opposta, può definirsi una trave di funi in quanto contiene sia la fune portante sia la stabilizzante, sia pure con l'unico mutuo collegamento costituito dal corpo rigido centrale. Lo schema a è stato utilizzato per la copertura del Palasport di Genova. La copertura dello Stadio Olimpico di Roma (Figg.225-231), realizzata nel 1990, è costituita da un'orditura radiale di tensostrutture piane collegate da un lato a un anello policentrico di contrasto e dall'altro a un sistema d'ancoraggio esterno anulare policentrico reticolare spaziale. Attualmente, la tipologia con disposizione radiale delle travi funicolari, risulta trascurata per la diffusione sempre maggiore dei sistemi in rete di funi.

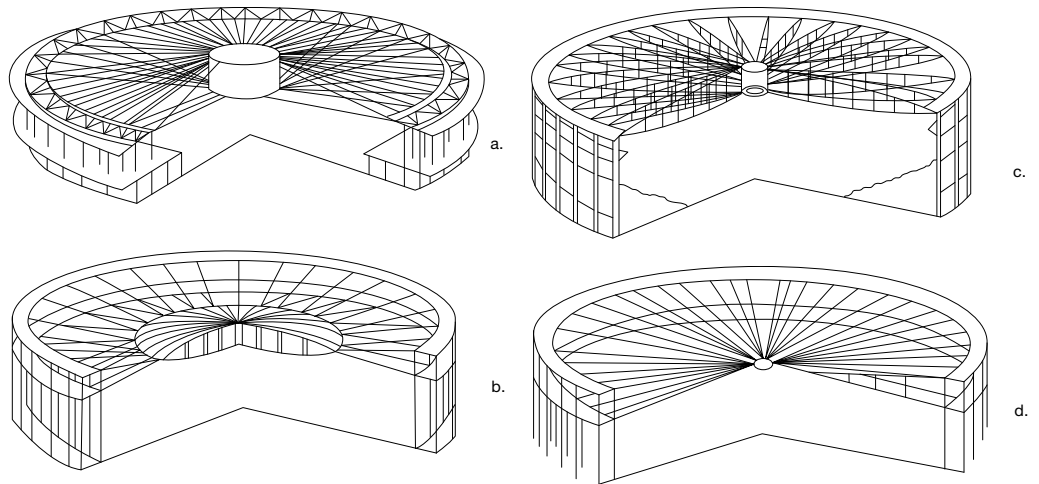
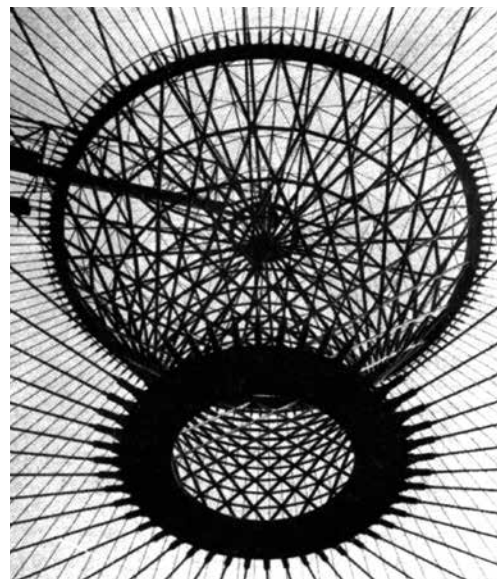
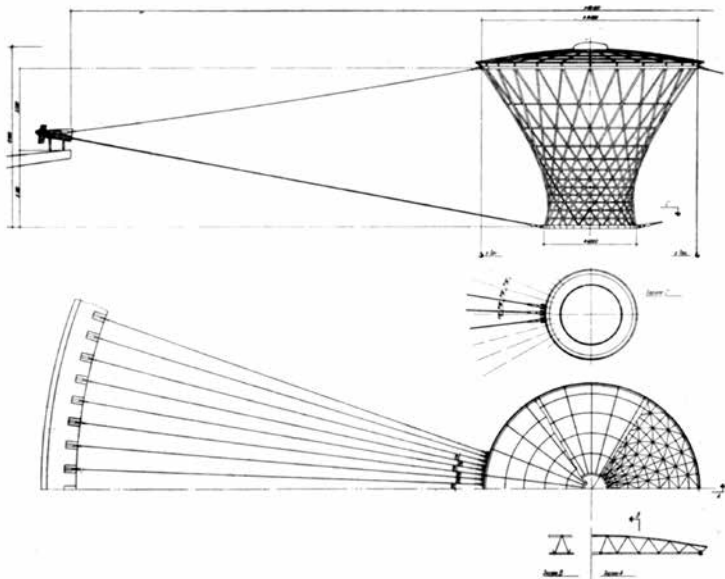
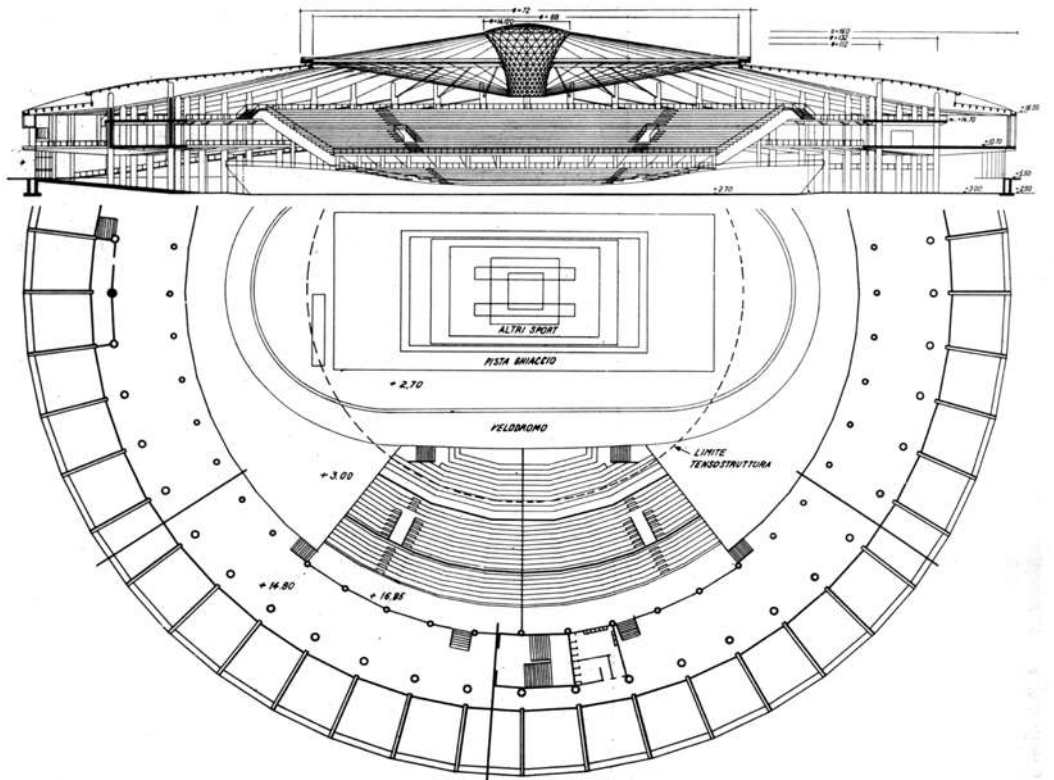


Fig.221 Alcuni esempi di strutture ottenibili con la disposizione radiale delle travi di funi

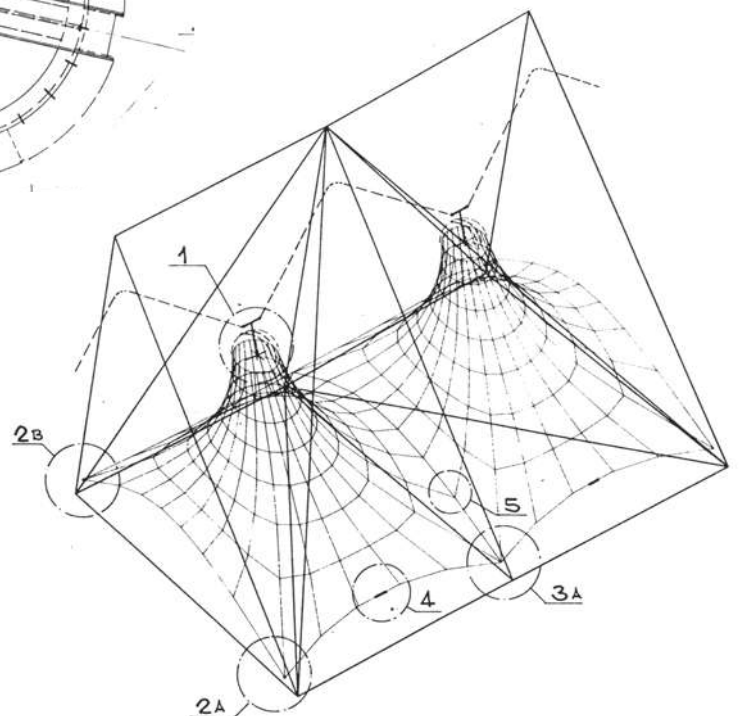
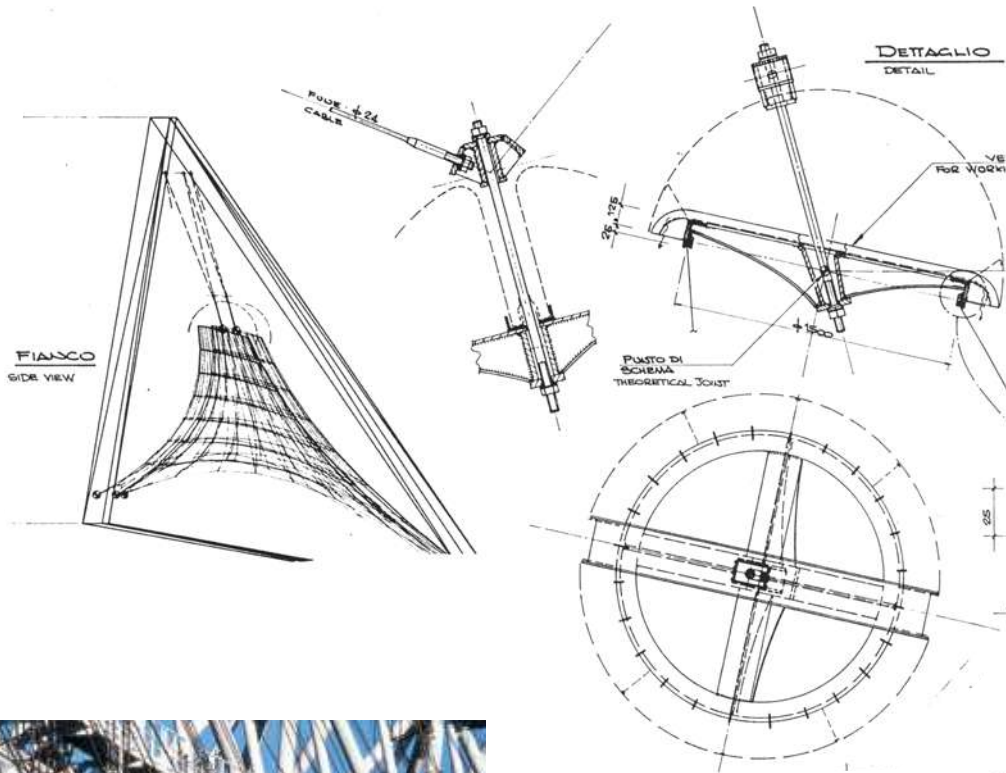
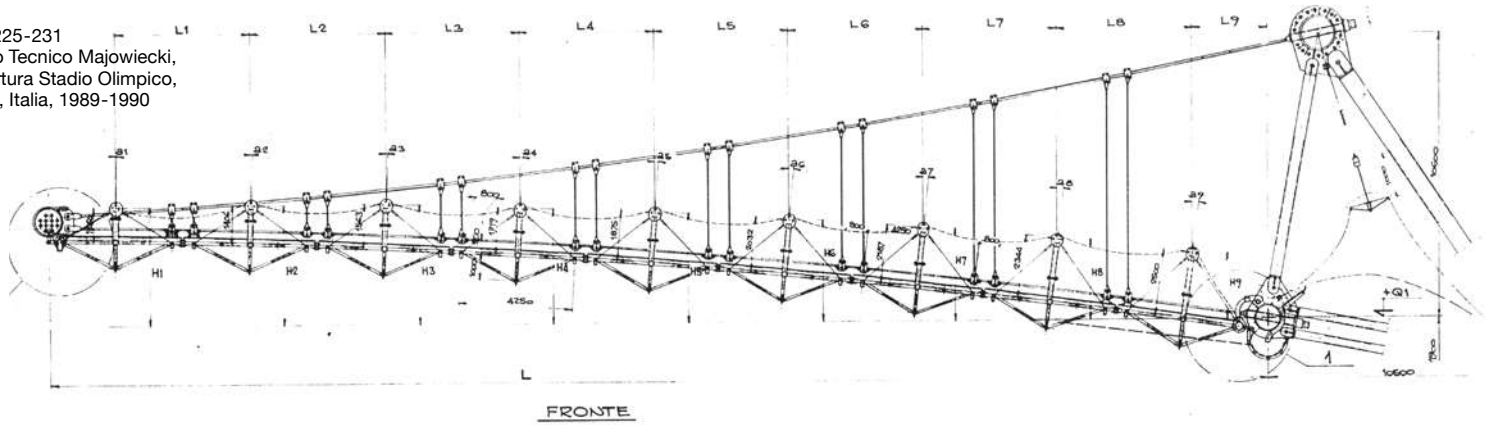


Figg.222-224 Leo Finzi e Giulio Maier, Palasport, Genova, Italia, 1960-1964

Sistemi tensostrutturali



Figg.225-231
Studio Tecnico Majowiecki,
Copertura Stadio Olimpico,
Roma, Italia, 1989-1990



Strutture di bordo e di ancoraggio per tensostrutture piane

La chiarezza e sicurezza funzionale dello schema tensostrutturale piano sono ottenute, principalmente, con l'eliminazione dei fenomeni di instabilità dell'equilibrio nella parte più delicata del sistema strutturale, identificabile nella orditura orizzontale a grande luce libera.

Questo implica, però, una complicazione per le strutture di bordo, le quali sono chiamate a trasmettere in fondazione notevoli forze orizzontali. Le strutture di bordo diventano così strutture di ancoraggio, la cui progettazione rappresenta un problema non convenzionale, alla cui risoluzione è chiamato il progettista di tensostrutture. Lo schema di ancoraggio più elementare è rappresentato dalla mensola semplice (Fig.232) che, generalmente, risulta molto costoso.

Uno schema invece molto diffuso è quello di fig.233, dove è anche visibile la distribuzione delle forze che dal cavo sono convogliate al terreno.

Questo sistema è detto a cavalletto, ed è costituito sostanzialmente da un puntone verticale o inclinato e un tirante opportunamente ancorato al terreno.

Lo sforzo di trazione, presente nel tirante, viene scomposto appena al di sotto della quota zero del terreno secondo due direzioni: una verticale e una orizzontale.

La componente verticale è assorbita da un tirante ancorato in profondità, mentre l'altra componente è convogliata alle fondazioni dei pilastri tramite un puntone orizzontale.

Nel caso di tensostrutture a curvatura contrapposta, tenuto conto che, in generale, le massime sollecitazioni prodotte dai carichi di segno opposto non intervengono mai simultaneamente sui due cavi, la somma degli sforzi a cui essi sono soggetti rimane sensibilmente costante. Ne deriva, per la maggior parte dei casi, l'interesse ad ancorare a uno stesso punto a terra i due cavi inferiore e superiore in modo da fare lavorare le fondazioni con variazioni modeste dei carichi a esse trasmessi.

Le fondazioni verranno dimensionate quindi in funzione del carico più gravoso (generalmente è prevalente l'azione del carico neve + peso proprio) agente sul cavo superiore (portante) (Fig.234). In casi particolari, dipendenti dalle caratteristiche funzionali del progetto, si possono tuttavia evitare i blocchi di fondazione.

Ad esempio:

-ancorando i cavi di controventatura a una ossatura di costruzioni tradizionali (Figg.237-245);

-ancorando i cavi su un anello circolare o ellittico;

-ancorando i cavi alla struttura delle tribune, nel caso di stadi o palazzi dello sport.

Al fine di ottimizzare il dimensionamento delle strutture di ancoraggio è importante notare l'influenza della distanza D o dell'angolo α (Fig.235) sugli sforzi di trazione del tirante esterno e, pertanto, sul suo dimensionamento oltre che sul costo della fondazione di ancoraggio. Si comprende, inoltre, come lo sforzo nel tirante diminuisca all'aumentare di D e divenga quindi opportuno distanziare i punti di ancoraggio dal puntone compresso.

È infine possibile osservare in fig.236 una serie di soluzioni adottabili per le strutture di bordo e di ancoraggio.

Le esigenze e i vincoli relativi a ogni singolo progetto ne consiglieranno, di volta in volta, la scelta e l'utilizzo al progettista.

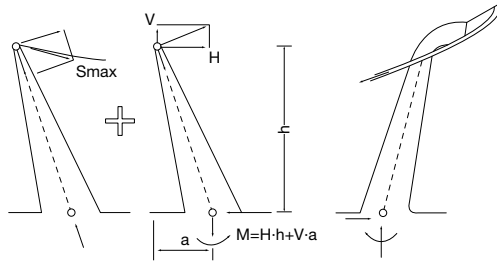


Fig.232 Ancoraggio a mensola

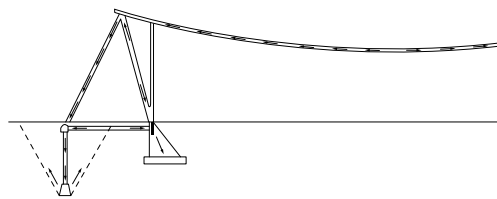
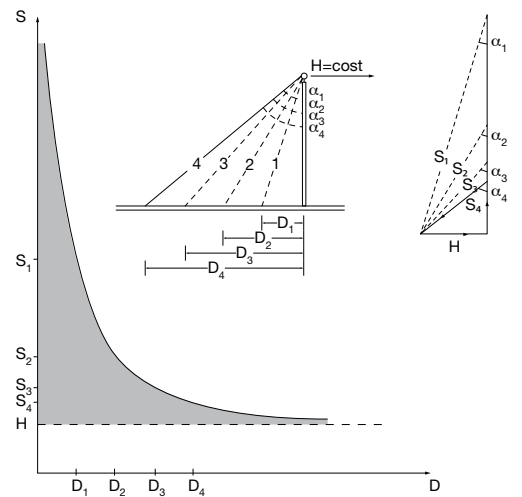
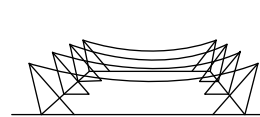


Fig.233 Sistema di ancoraggio a cavalletto

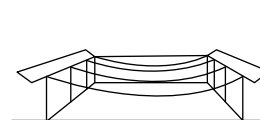
Fig.234 Dimensionamento delle fondazioni in funzione del carico



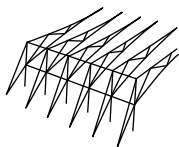
TIPOLOGIE DEGLI ANCORAGGI



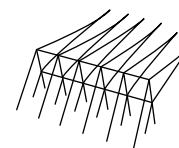
Una serie di robusti e sagomati piloni hanno il compito di assorbire i notevoli momenti in fondazione. Vi è una limitazione dello spazio interno.



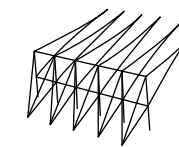
Travi di bordo collegano le teste dei piloni e sono soggette a forte flessione. Scaricano sulle pareti, ad esse normali, le sollecitazioni orizzontali. Tali pareti sono ovviamente soggette a compressione.



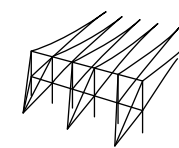
Ancoraggio puntiforme: gli sforzi dei cavi principali sono convogliati a terra, in un unico punto.



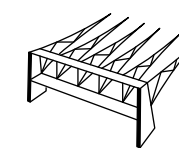
Elementi di ancoraggio paralleli con puntone inclinati. E' possibile combinare questo schema con il precedente ed avere quindi un ancoraggio puntiforme con puntone inclinati



Ancoraggio con disposizione dei tiranti a V. Il sistema è controventante, per le azioni fuori dal piano.



Ancoraggio puntiforme in cui sono convogliati gli sforzi di due cavi portanti e due cavi di stabilizzazione. Il sistema è controventante.



Bordi realizzati con elementi rigidi, a cui vengono ancorate, rispettivamente, sopra la fune portante e sotto la fune stabilizzante.

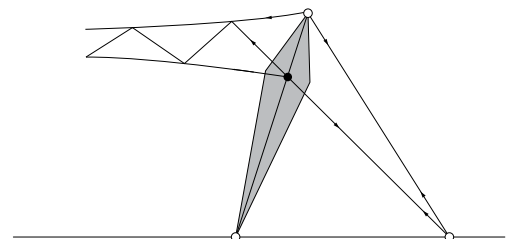
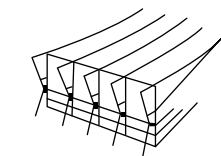
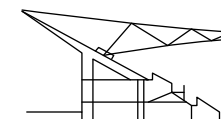


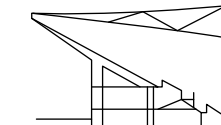
Fig.235 Ancoraggio a mensola



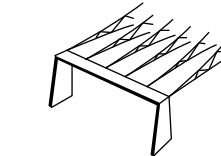
Ancoraggio delle funi su strutture a sbalzo. Schema adottato, quando sia impossibile ancorare con tiranti. Il costo strutturale diventa maggiore a causa delle grandi sollecitazioni di flessione.



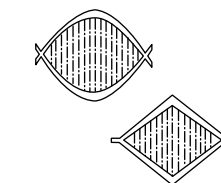
In questo caso si ha la collaborazione attiva delle tribune. Questo sistema può essere adottato con convenienza per la costruzione di palazzi dello sport o stadi dove le tribune possono collaborare, con il peso proprio, all'equilibramento dei tiri di ancoraggio.



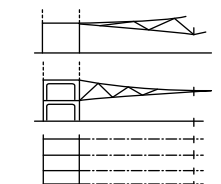
Questo sistema è una variante del precedente generalmente adottato per coperture di tipo circolare o ovale. E' possibile, comunque, anche una disposizione parallela dei cavi.



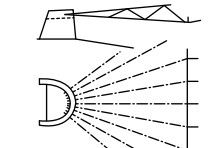
Variante dello schema precedente con un'unica trave di bordo in cui confluiscono le due funi principali.



Travi di bordo giacenti in piani diversi, sostenute da pilastri collocati lungo il perimetro della costruzione. Il sistema di ancoraggio lavora nello spazio e chiude il sistema di forze per controilanciamento. Sagomando opportunamente la struttura di bordo è possibile ridurre al minimo le sollecitazioni flessionali.



Sistema che prevede l'ancoraggio dei cavi principali a costruzioni già esistenti o predisposte per tale scopo. Questa soluzione prevede una disposizione parallela delle funi.



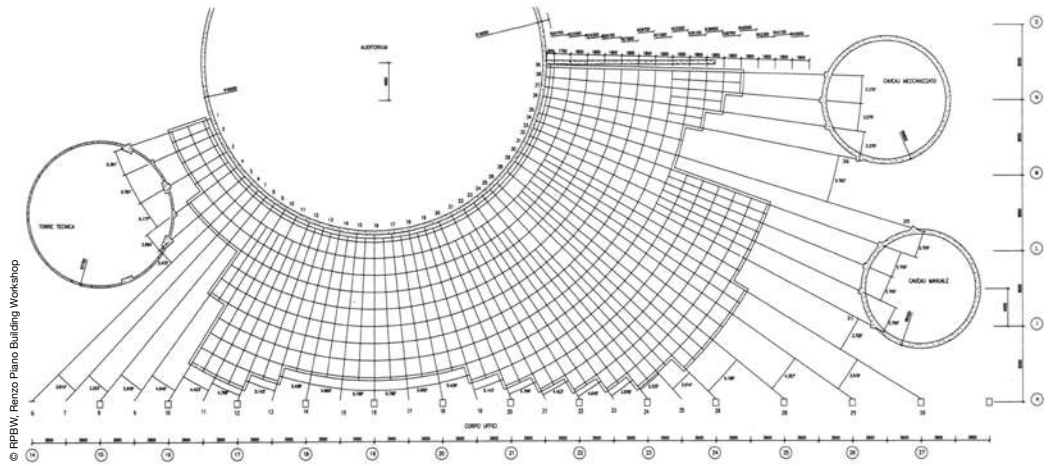
«Torre di ancoraggio» con cavi in essa convergenti.

Fig.236 Strutture di bordo e ancoraggio

Sistemi tensostrutturali



© RPBW, Enrico Cano



© RPBW, Renzo Piano Building Workshop



© RPBW, Enrico Cano



© RPBW, Enrico Cano



© RPBW, Enrico Cano

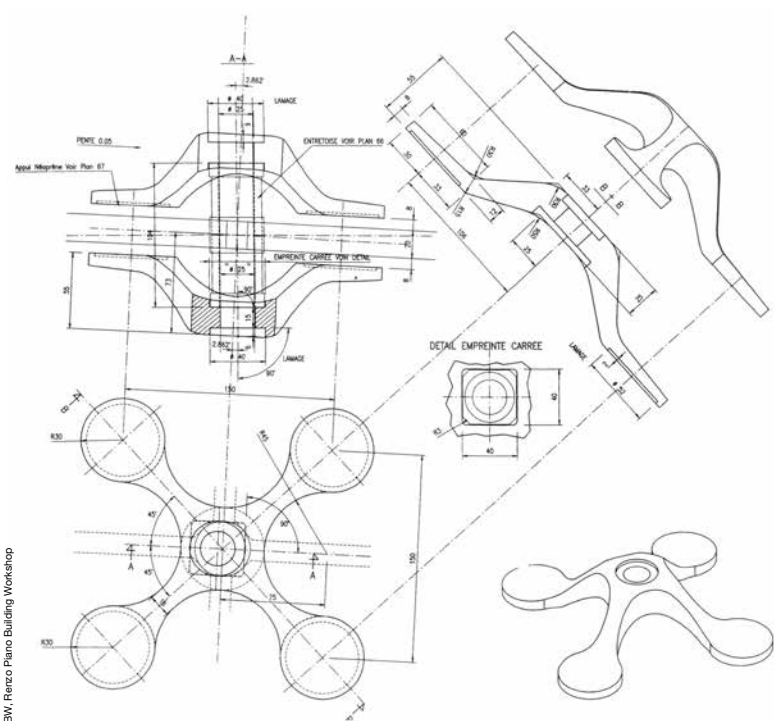


© RPBW, Enrico Cano

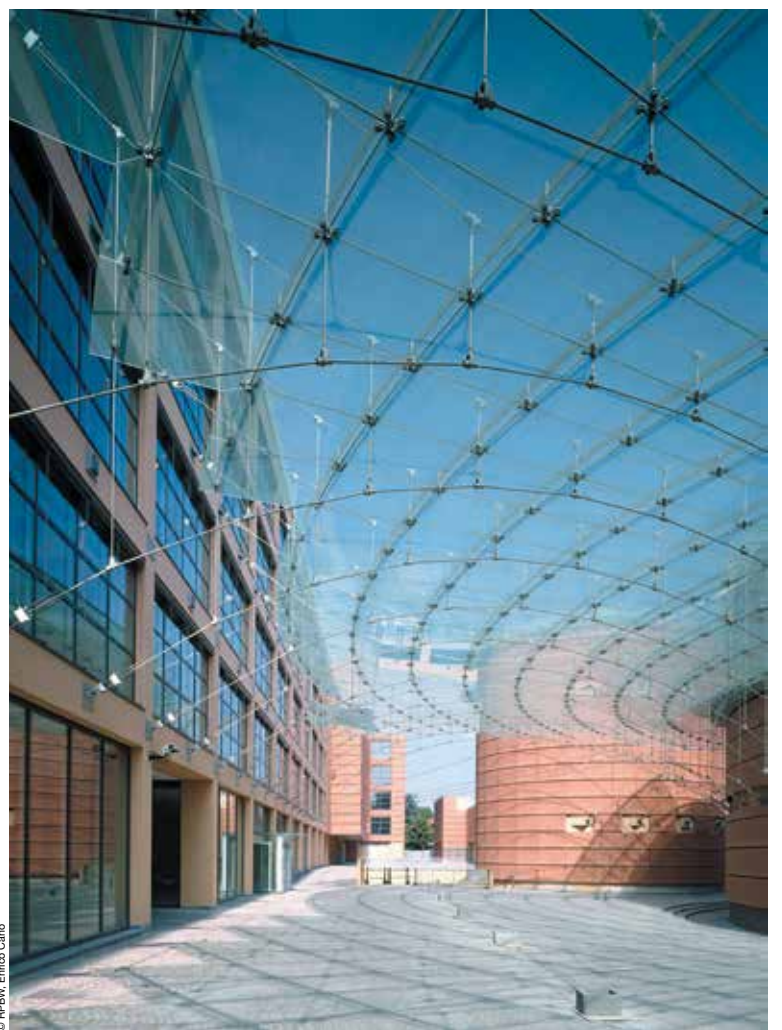
Figg.237-245
Renzo Piano Building Workshop,
Banca Popolare di Lodi, Lodi,
1991-2001



© RPBW, Enrico Cano



© RPBW, Renzo Piano Building Workshop



© RPBW, Enrico Cano

Sistemi spaziali

Il sistema spaziale di stabilizzazione è una diretta conseguenza di quello piano. Le funi portanti e le stabilizzanti non sono più disposte sullo stesso piano, ma in piani verticali distinti, il più delle volte intersecantisi in pianta ad angolo retto (Fig.246). Per meglio comprendere la meccanica strutturale delle reti di funi, si prenda in esame la fig.247: un carico concentrato su un cavo sospeso provoca una deformazione localizzata nel punto di applicazione della forza stessa (Fig.247a); un insieme di cavi trasversali stabilizza il cavo portante riducendo l'effetto della deformazione (Fig.247b). Quanto più si aumenta il numero dei cavi di stabilizzazione (Fig.247c) tanto più si ha una valida opposizione alla deformazione. Nel sistema a cui si perviene (Fig.247d) tutti i cavi appartenenti alle due famiglie partecipano al meccanismo resistente contro le deformazioni provocate dai carichi applicati. La stabilità della copertura è, in altri termini, subordinata alla condizione che, in ogni suo punto, i cavi passanti per esso siano a curvature opposte e si scambino una mutua azione per effetto della pre-tensione.

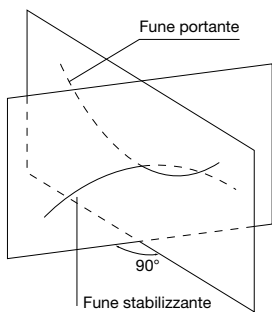


Fig.246 Funi portanti e stabilizzanti del sistema spaziale di stabilizzazione

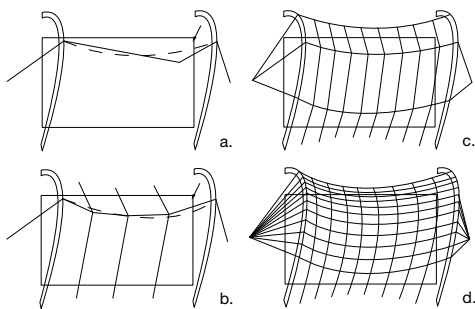


Fig.247 Generazione del sistema di stabilizzazione a rete

I nodi comuni dei due orditi di funi disposti ortogonalmente tra loro si presentano, schematicamente, come in fig.248a, dove ψ_1 e ψ_2 sono rispettivamente il cavo di stabilizzazione e quello portante. La decomposizione delle forze nei punti di contatto dei cavi avviene, invece, secondo lo schema di fig.248b, dove il cavo di tensione ψ_1 , che lavora in un piano verticale, agisce sul cavo portante con una forza V. Questa si scompone in Q, perpendicolare a ψ_2 , e in L a esso perpendicolare. È per effetto della forza L che ψ_1 tende a scorrere su ψ_2 , per assumere l'assetto di equilibrio determinato dalla forza di pre-tensione. L'applicazione di un carico esterno di tipo gravitazionale (diretto verso il basso) comporta un incremento di tensione nella fune portante, corrispondente a un decremento della tensione nella fune stabilizzante.

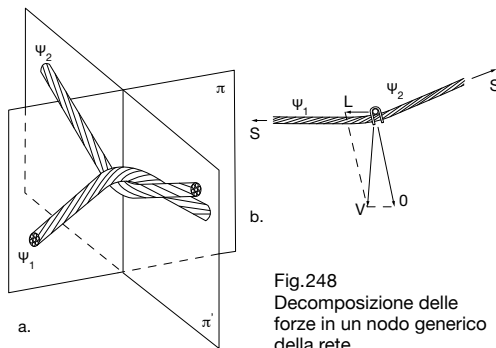


Fig.248 Decomposizione delle forze in un nodo generico della rete

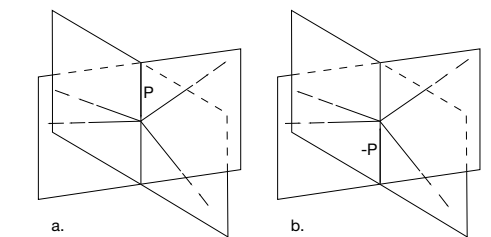


Fig.249 Gli sforzi delle funi si invertono con l'inversione del segno dei carichi applicati

Le rispettive funzioni si invertono allorché il carico sia costituito da una depressione dovuta al vento (Fig.249). La caratteristica fondamentale, che accomuna tutte le tipologie delle tensostrutture con stabilizzazione a rete di funi, è dunque la doppia curvatura negativa. Una precisa tipologia non è nettamente identificabile, come nel caso dei sistemi piani, in quanto, per le reti, la classificazione non può essere dissociata dalle sue condizioni geometriche al contorno e quindi non può essere dissociata dalle strutture di bordo. L'applicazione di un carico esterno di tipo gravitazionale (diretto verso il basso) comporta un incremento di tensione nella fune portante, corrispondente a un decremento della tensione nella fune stabilizzante. Le rispettive funzioni si invertono allorché il carico sia costituito da una depressione dovuta al vento (Fig.249). La caratteristica fondamentale, che accomuna tutte le tipologie delle tensostrutture con stabilizzazione a rete di funi, è dunque la doppia curvatura negativa. Una precisa tipologia non è nettamente identificabile, come nel caso dei sistemi piani, in quanto, per le reti, la classificazione non può essere dissociata dalle sue condizioni geometriche al contorno e quindi non può essere dissociata dalle strutture di bordo.

1. La necessità di una superficie Gaussiana a doppie curvature: il paraboloido iperbolico

La forma base più frequentemente adottata nella progettazione formale della superficie di copertura a doppia curvatura è quella del paraboloido iperbolico o H.P. o Hyphar (Fig.250). La superficie, anticlastica del secondo ordine, è analiticamente definibile da una equazione la cui forma ridotta è:

$$z = x^2/(2 a^2) - y^2/(2 b^2) \tag{4}$$

Tale espressione soddisfa le condizioni necessarie per l'equilibrio in regime di membrana.

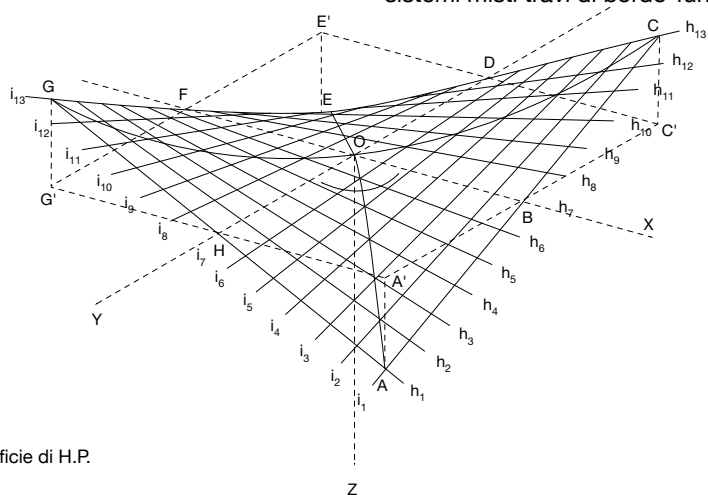


Fig.250 Porzione di superficie di H.P.

L'analisi descrittiva del paraboloido iperbolico è didatticamente indispensabile perché ci si possa addentrare nella definizione di superfici più complesse, non definibili analiticamente. L'Hyphar è ottenibile sia traslando una parabola parallelamente a se stessa, lungo una curva direttrice parabolica a curvatura opposta, sia facendo scorrere gli estremi di un segmento di retta, di lunghezza variabile, su due rette sghembe, e quindi determinando nel segmento un movimento di rotazione come per tutte le superfici rigate. Nella forma più semplice di Hyphar le due parabole, generatrice e traslante, sono perpendicolari tra loro. Sezionando con un piano orizzontale, si ottiene una iperbole, e con un piano verticale qualunque, una parabola. Se il piano verticale è parallelo a uno dei piani direttori dell'H.P. la sezione è eseguita secondo una direzione asintotica e, pertanto, essa diviene una retta, essendo l'H.P. una superficie doppiamente rigata. Nella pratica costruttiva si utilizza una porzione discreta della superficie infinita dell'H.P., che viene limitata al contorno per necessità progettuali architettonico-strutturali. La regione di frontiera che viene così a delimitarsi, dovrà essere dotata di strutture di ancoraggio sulle quali verranno a concentrarsi gli sforzi dovuti alle funi e, pertanto, tali strutture dovranno essere studiate con cura, considerando il tipo di sollecitazione prevalente alla quale esse dovranno resistere.

A seconda del modo con cui la superficie dell'Hyphar è sezionata, si possono ottenere delle superfici delimitate da contorni diritti o curvi, ma sempre a doppia curvatura negativa. Nella fig.255, pagg.540,541, sono rappresentati alcuni sezionamenti di H.P. con piani orizzontali, verticali e con solidi; si ottengono quindi delle superfici utilizzabili singolarmente come elementi di copertura. Le porzioni così ottenute per sezionamento dell'H.P., una volta circoscritte da opportune strutture di bordo, possono assumere, tra le altre, le forme di fig.251, nella quale si nota come la delimitazione possa essere costituita anche da funi o sistemi misti travi di bordo-funi di bordo.

Il caso in fig.251d, ad esempio, è ottenuto per intersezione dell'Hyphar con un cilindro ad asse verticale (cfr. con il caso in Fig.255n).

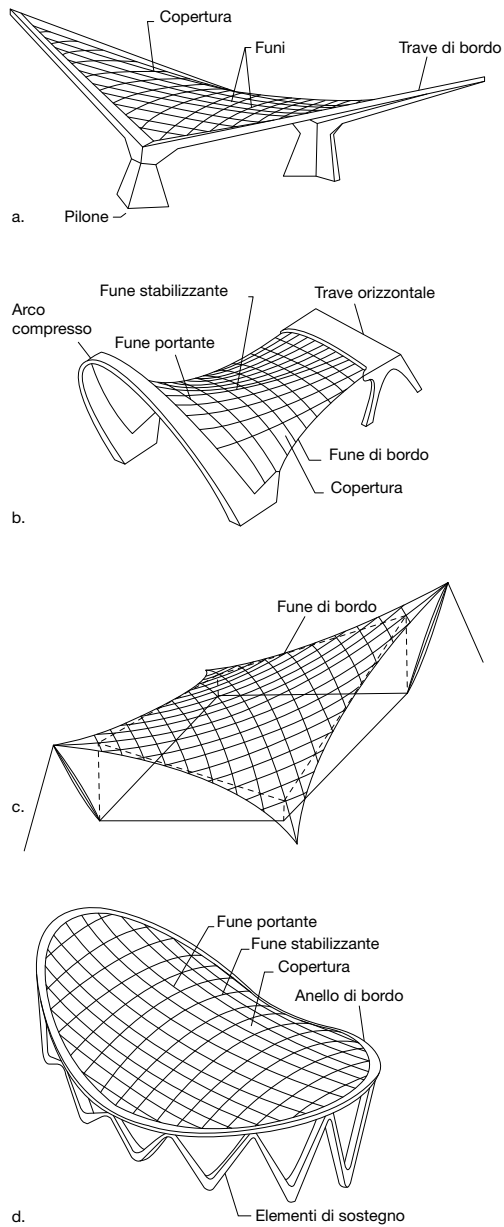


Fig.251
Alcune soluzioni delle
strutture di bordo per
superfici di copertura
a doppia curvatura

Analizzando la superficie dell'H.P. equilatero, ottenuta secondo lo schema illustrato in fig.252, superficie delimitata con travi di bordo rettilinee, si può notare come questa si presti in modo particolare a molteplici soluzioni aggregative. In particolare, l'aggregazione di un insieme di componenti H.P. dà origine a sistemi detti in serie. Ciascun H.P. mantiene la propria caratteristica di sistema elementare chiuso in se stesso, e perciò strutturalmente indipendente, quali che siano le modalità di assemblaggio dei bordi fra gli H.P. equilateri componenti. È interessante notare la vasta possibilità di varietà formale dei sistemi in serie, nonché la loro adattabilità a una applicazione in serie modulare (Fig.253), qualora gli H.P. componenti vengano trattati come elementi standardizzati.

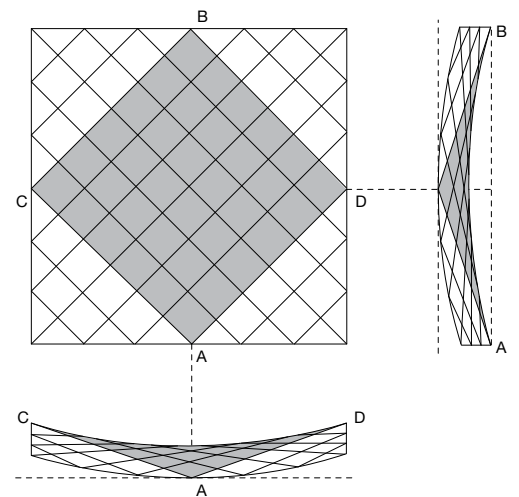


Fig.252
Sezione equilatera di H.P.

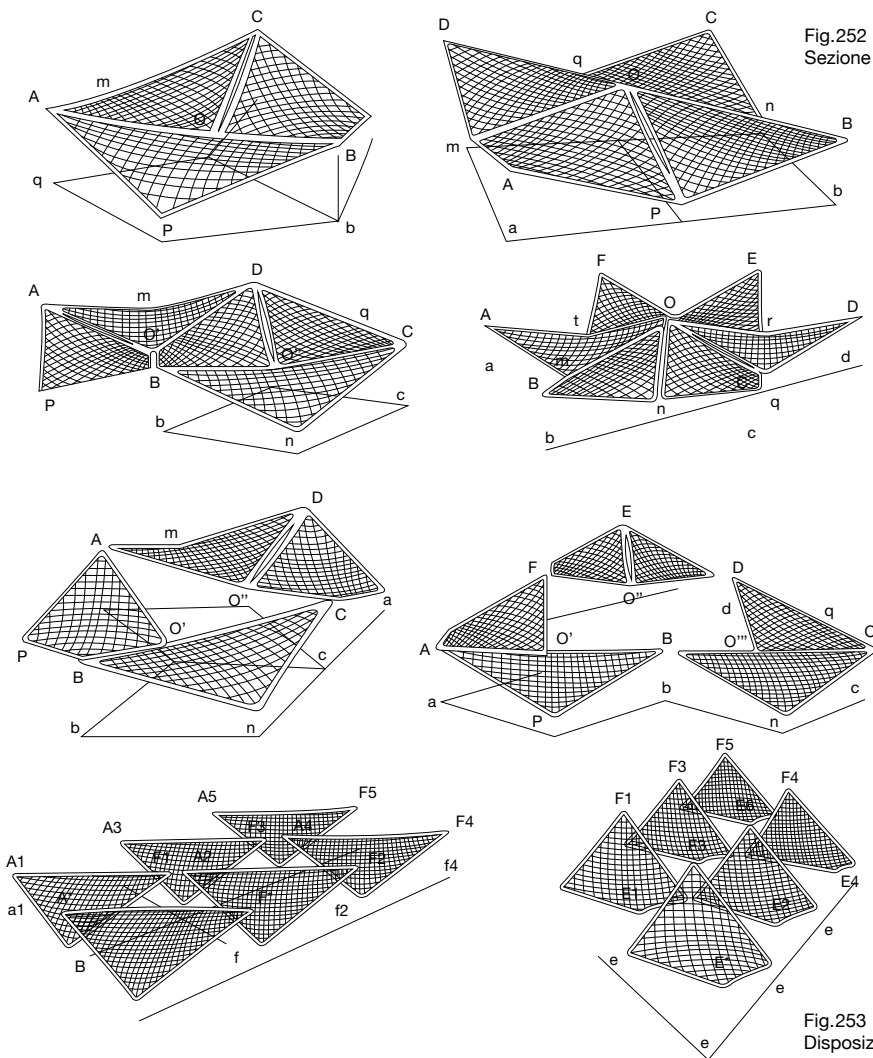


Fig.253
Disposizione in serie di H.P.

Il caso in Fig.251d, ad esempio, è ottenuto per intersezione dell'Hyphar con un cilindro ad asse verticale. Una pratica realizzazione di copertura adottante uno schema di questo tipo è il Palazzo dello Sport di Atene (Fig.254), in cui la trave di bordo è costituita da un cassone in c.a.p. (all'interno del quale è sistemato l'impianto di climatizzazione), sorretto da cavalletti in c.a. I bordi, siano essi in acciaio o in c.a., vengono calcolati come travi diritte o curve, sottoposte a sforzi di trazione provenienti dai cavi. Sui bordi si vengono dunque a esercitare sollecitazioni composte N, T, M.

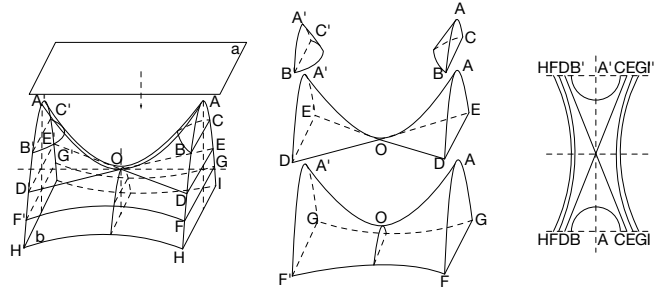
Fig.254
Thymios Papayanis con
Studio Tecnico Majowiecki,
Palazzo dello Sport,
Atene, 1983-1987



Sezioni di porzione di paraboloide iperbolico (racchiuse tra i piani abc) ottenute con un piano a parallelo al piano b. Il piano 'a' spostandosi dall'alto verso il basso incontra la porzione di paraboloide iperbolico dapprima nei punti A A'.

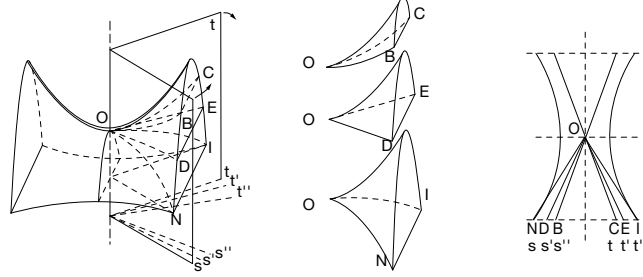
Quindi separa delle porzioni quali quelle illustrate. Sono riportate le corrispondenti piante. È stata posta in evidenza con tratteggio una sezione: la sezione OED simmetrica alla O'E'D'.

CASO A



Intersezioni tra porzioni di paraboloide iperbolico e due piani verticali simmetricamente ruotati e incernierati sull'asse passante per OZ. Ruotando i piani s e t verso le rispettive posizioni s' s'' e t' t'' determinano le linee di intersezione OB, OD, OH e le simmetriche OC, OE, OI che staccano le forme come nelle immagini centrali. Nell'ultima immagine sono riportate le corrispondenti proiezioni in pianta.

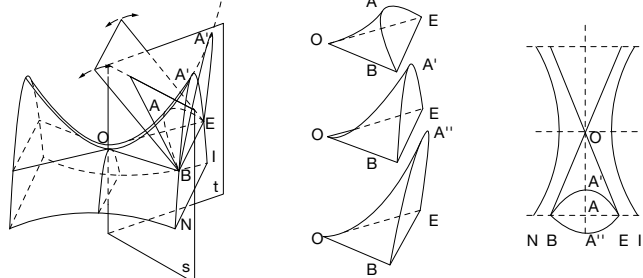
CASO B



Intersezioni tra porzioni di paraboloide iperbolico e un piano β incernierato sull'asse passante per DE. Il piano β incernierato in DE ruotando determina rispettivamente le forme centrali, passando per i punti A, A', A''.

Sono riportate le proiezioni in pianta delle intersezioni.

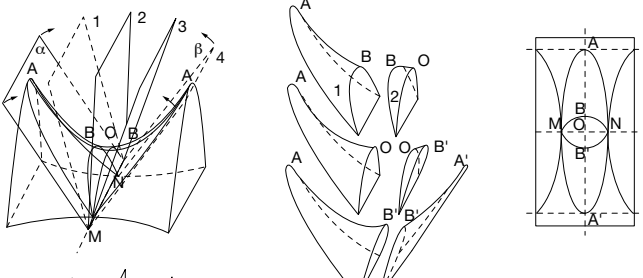
CASO C



Intersezioni tra una porzione di paraboloide iperbolico e due piani α e β incernierati sull'asse MN. I due piani α e β ruotando verso il centro determinano le forme messe in evidenza nelle figure centrali.

Nell'ultima immagine appaiono le proiezioni in pianta.

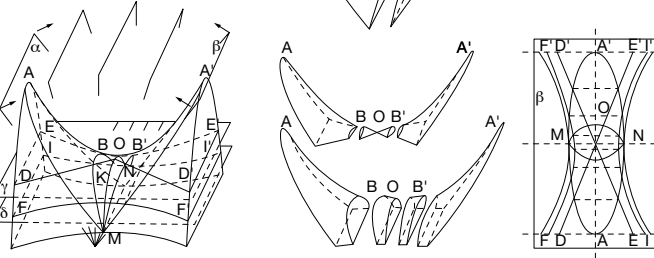
CASO D



Intersezioni tra una porzione di paraboloide iperbolico, due piani α e β incernierati sull'asse MN, e due piani γ e δ che tagliano orizzontalmente la porzione di paraboloide iperbolico rispettivamente nel punto O di livello minimo della sella e K (metà dell'asse OZ).

I piani α e β incernierati in MN si riferiscono al caso precedentemente trattato. È stata posta in evidenza con tratteggio la sezione relativa al piano δ.

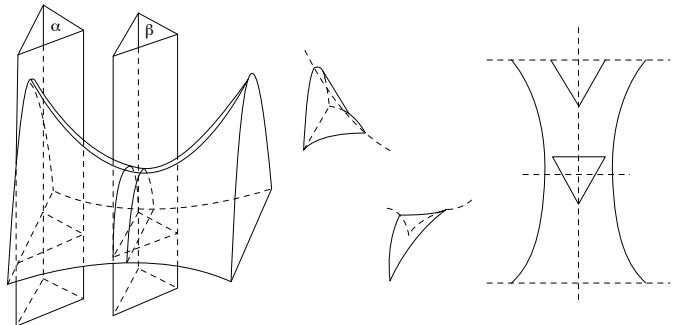
CASO E



Intersezioni tra una porzione di paraboloide iperbolico e un prisma regolare a base triangolare verticale.

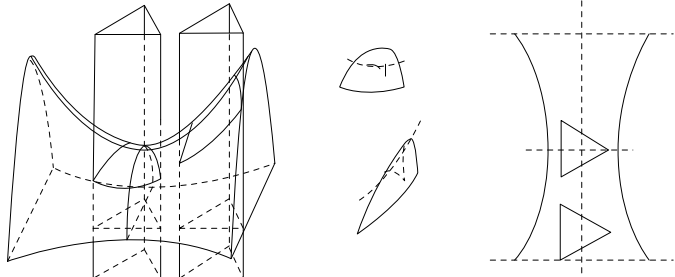
Il prisma verticale triangolare, traslando dalla posizione α alla β, stacca porzioni di paraboloide iperbolico quali quelle delle figure centrali con relativi passaggi. È evidenziata la posizione del prisma in pianta.

CASO F



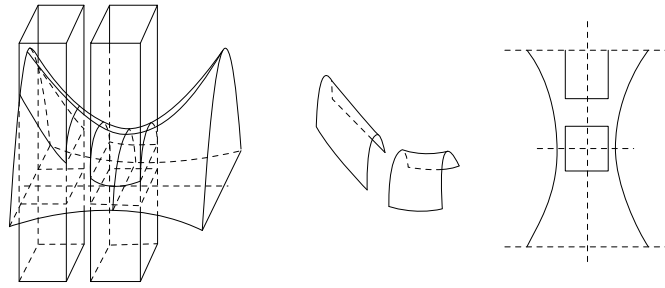
Intersezioni tra una porzione di paraboloide iperbolico e un prisma regolare a base triangolare verticale ruotato di 30° rispetto al caso precedente. Si ripete una situazione analoga al CASO F.

CASO G



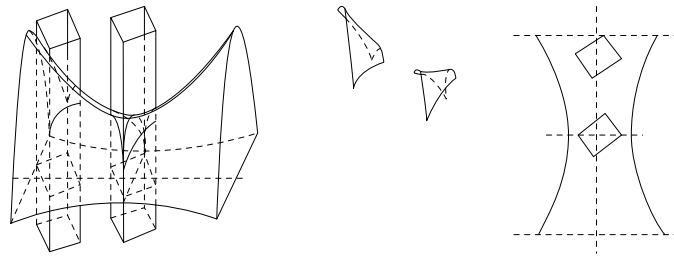
Intersezioni tra una porzione di paraboloidi iperbolico e un prisma regolare a base quadrata verticale che, traslando lungo l'asse maggiore della porzione di paraboloidi iperbolico, separa le porzioni.

CASO H



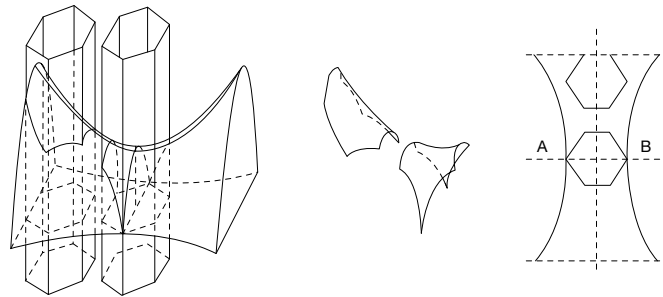
Intersezioni tra una porzione di paraboloidi iperbolico e un prisma regolare a base quadrata verticale ruotato di 30° circa rispetto al precedente. La differenza tra questo caso e il precedente viene evidenziata dalle posizioni assunte dai prismi in pianta.

CASO I



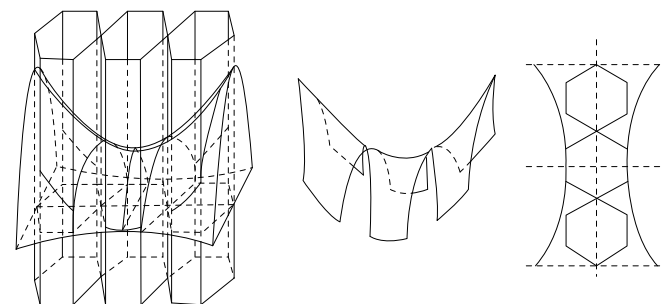
Intersezioni tra una porzione di paraboloidi iperbolico e un prisma regolare a base esagonale, verticale. Un prisma a sezione esagonale, che trasla mantenendo due lati dell'esagono di base paralleli all'asse AB del paraboloidi iperbolico, stacca porzioni di superficie.

CASO L



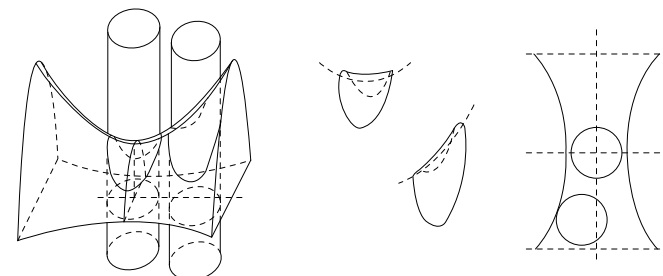
Intersezioni tra una porzione di paraboloidi iperbolico e un prisma regolare a base esagonale, verticale, ruotato di 30° rispetto al caso precedente. Un prisma esagonale che assume le posizioni riportate in figura interseca il paraboloidi iperbolico separandone tre porzioni.

CASO M



Intersezioni tra una porzione di paraboloidi iperbolico e un cilindro verticale. Un cilindro verticale intersecando il paraboloidi iperbolico in diverse posizioni separa elementi di superficie molto diversi fra loro.

CASO N



Intersezioni tra una porzione di paraboloidi iperbolico e un cilindro a base ellittica. Un cilindro a base ellittica interseca il paraboloidi iperbolico, staccandone una sella.

CASO O

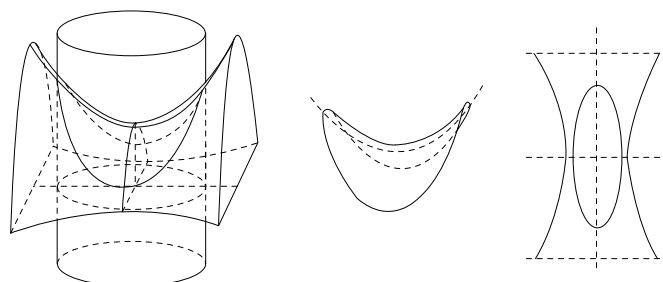


Fig.255
Esempi di sezioni di paraboloidi iperbolico

Nella maggior parte dei casi si fa ricorso a strutture di bordo ad andamento curvilineo, che seguono il più possibile la funicolare dei tiri trasmessi dalle funi. I bordi curvi sono sollecitati in maniera più vantaggiosa, essendo prevalentemente soggetti a compressione (Fig.256). Ciò permette di diminuire la loro sezione resistente, ottenendo quindi una certa economia sul materiale, alleggerendo di fatto la struttura.

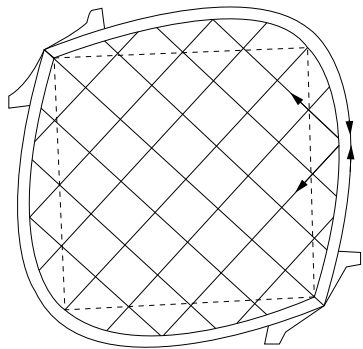


Fig.256
Distribuzione di sforzi in strutture delimitate da archi

2. Reti di cavi a singolo strato

Lo studio della forma da conferire ai bordi è altrettanto importante della scelta della superficie propriamente detta. Ad esempio, la delimitazione di una superficie a sella con archi iperbolici è assai più favorevole di quella delimitata con archi parabolici, poiché gli archi iperbolici permettono di ottenere una migliore distribuzione della curvatura anche nella zona dei bordi e quindi garantiscono una maggiore rigidità locale e complessiva della rete di funi. D'altro canto, per quanto riguarda lo stato di sollecitazione dell'arco stesso, la forma migliore dipende dalla distribuzione dei tiri nella rete. La soluzione definitiva è, come al solito, un compromesso che caratterizza la fase di progettazione delle strutture, sintesi di un notevole numero di variabili e ipotesi di progetto. Per quanto riguarda le tensostrutture a rete con bordi curvi, è possibile fare una distinzione tipologica definita dall'inclinazione degli archi, come illustrato in fig.257.

Con riferimento alla fig.257 il sistema a è molto aperto, con profilo degli archi poco pronunciato. I cavi portanti sono impostati su archi rigidi mentre i cavi di stabilizzazione sono ancorati a bordi flessibili.

Nel sistema b si nota una maggiore inclinazione degli archi e un conseguente loro avvicinamento alla base, con possibilità di prevedere fondazioni uniche. Il caso c prevede l'intersezione degli archi prima di giungere a terra, dando origine a un sistema chiuso.

La sezione di incrocio è fortemente compressa. Il sistema d è a bordo continuo e nessuna forza orizzontale è trasmessa al terreno.

In questo caso si arriva ad avere una pianta circolare. Nell'ambito delle strutture nelle quali gli archi si incrociano prima di giungere a terra si ricorda la Dorton Arena (Figg.262-264).

Le precedenti soluzioni trovano, però, dei limiti nei difetti propri degli archi, quali la loro particolare sensibilità ai carichi dissimmetrici e ai fenomeni di instabilità fuori dal proprio piano, difetti la cui importanza cresce con l'entità della luce, sino a rendere indispensabile il ricorso a strutture di bordo notevolmente pesanti.

In queste condizioni, è preferibile la soluzione nella quale, con introduzione di nervature centrali stabilizzate dalla rete stessa, si con-

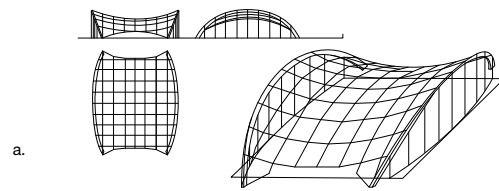
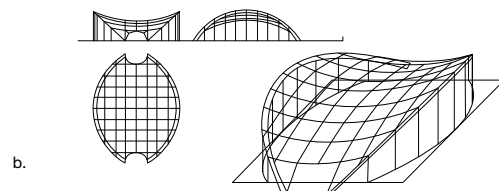


Fig.257
Alcune tipologie a rete con archi di bordo



sente di ridurre le sollecitazioni nelle strutture di contorno. Anche le costolature intermedie possono essere progettate con andamento curvilineo e tali da essere sollecitate quasi esclusivamente a compressione.

Le maglie delle reti di cavi possono essere di diversi tipi, ossia a trama regolare (Fig.259), radiale regolare o irregolare.

La scelta del tipo di maglia esagonale è condizionata da fattori di praticità esecutiva, di montaggio e da fattori economici, in rapporto ai materiali di copertura prescelti. Le maglie più frequentemente impiegate sono quelle quadrangolari e triangolari.

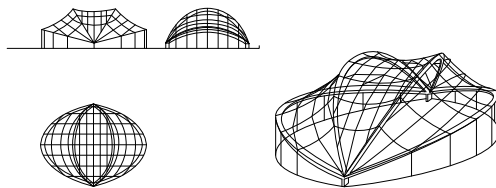


Fig.258
Reti di funi con nervature centrali

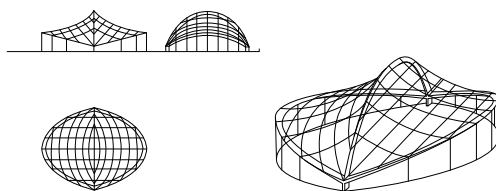
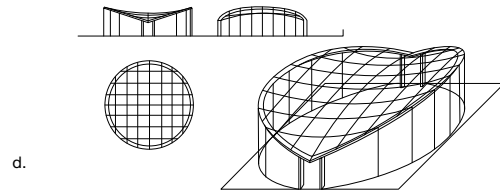
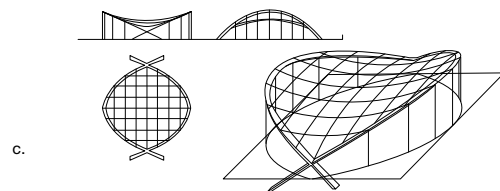
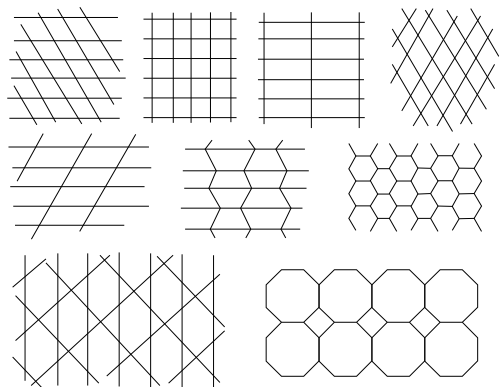


Fig.259
Alcuni esempi del tipo di maglia usato per le reti



3. Reti di cavi a doppio strato

La superficie, ottenibile all'estradosso e all'intradosso della copertura, può essere:

- convessa (Fig.260);
- concava (Fig.261).

In generale, la scelta di queste tensostrutture a rete ha le seguenti motivazioni:

- l'assenza del tamburo centrale per l'ancoraggio delle funi rappresenta un ulteriore alleggerimento della struttura, proprio nella parte in cui essa è più sensibile ai carichi;
- la disposizione a rete consente una distribuzione delle funi lungo la superficie della membrana più uniforme di quanto non sia concesso dalla tipologia radiale, dove si ha un addensamento delle funi al centro senza che ciò corrisponda effettivamente a un locale aumento dello sforzo di membrana;
- la possibilità di definire l'interasse tra le funi senza le restrizioni che sono invece apportate dalla tipologia radiale per la presenza del tamburo centrale. Questo fatto, inoltre, fa sì che l'azione trasmessa dalla membrana alla trave di ancoraggio sia quanto più possibile prossima a un carico uniformemente distribuito lungo lo sviluppo dell'anello;
- la possibilità, grazie alla scelta di una maglia triangolare, di ottenere una maggiore rigidità dell'insieme strutturale anello-tensostruttura;
- l'eliminazione di tutta una serie di problemi di progettazione, esecuzione, trasporto e montaggio del tamburo centrale, che la scelta della tipologia radiale comporterebbe.

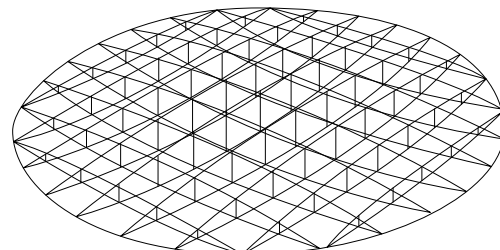


Fig.260
Reti a doppio strato convessa

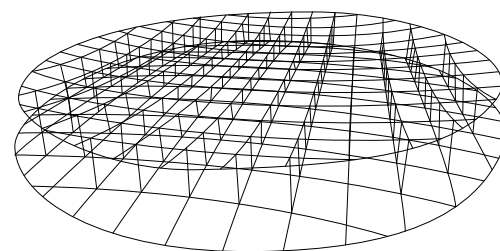


Fig.261
Reti a doppio strato concava

Tensostrutture membranali

Introduzione

Prendendo in considerazione una rete di funi sufficientemente fitta da poterla confrontare con la trama di un tessuto, è possibile parlare di funzionamento membranale continuo del sistema strutturale di copertura (Fig.265). Se il materiale fisicamente continuo è impermeabile e l'entità degli sforzi agenti è compatibile con le sue caratteristiche di resistenza, è possibile creare delle tipologie costruttive nelle quali la struttura portante e il materiale di copertura siano costituiti da una sola entità. Queste tipologie vanno sotto il nome comune di 'strutture a tenda' o 'coperture a vela' che, più propriamente, noi definiremo 'strutture membranali presollecitate'.

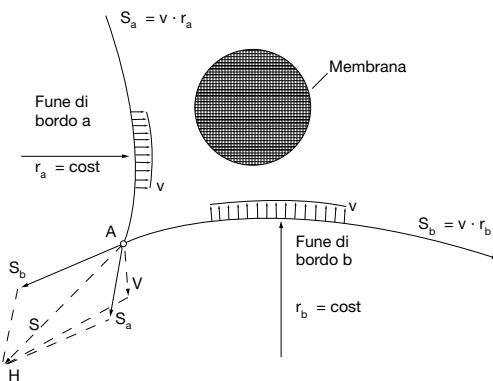


Fig.265 Meccanismo di stabilizzazione nelle tensostrutture a membrana delimitate da funi di bordo

Per quanto riguarda la geometria strutturale, quello che è stato detto per le tensostrutture a rete è valido anche per le membrane di copertura. È opportuno rilevare però che vi sono strutture membranali o a rete la cui forma non è analiticamente definibile e che originano coperture dall'aspetto complesso, la cui resa architettonica dal punto di vista estetico è molto interessante.

Molti tipi di materiali sintetici, quali il poliestere ricoperto di PVC e la fibra di vetro ricoperta di PTFE sono stati usati frequentemente per la realizzazione di membrane in tutto il mondo. Le membrane sintetiche possono essere usate strutturalmente solo per costruzioni di modeste dimensioni. Nel caso di luci libere che determinino sollecitazioni non sopportabili da questi materiali è necessario ridurre l'impiego della membrana introducendo una rete di funi di sostegno. In questo caso il materiale della membrana lavora come struttura secondaria e assolve al compito di materiale di copertura. Per costruzioni di tipo permanente e per notevoli luci libere principalmente in USA, Russia e Germania sono state realizzate opere interessanti che utilizzano membrane metalliche presollecitate (acciaio, acciaio inox, alluminio).

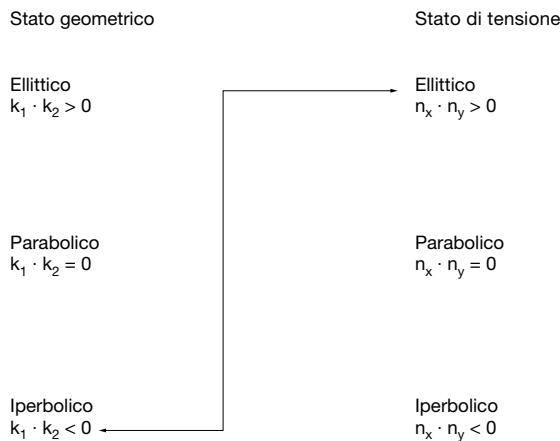
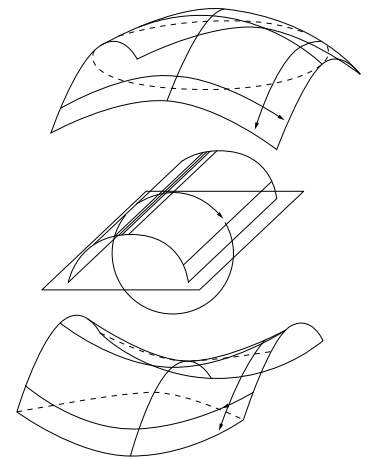


Fig.266 Campo di validità geometrico tensionale delle tensostrutture a regime unilaterale di sforzi membranali



Dal modello architettonico al modello matematico: la geometria come conseguenza dello stato di sollecitazione-lo Stato 0

La metodologia progettuale delle tensostrutture è caratterizzata da una fase di definizione strutturale che viene denominata Stato 0.

Si tratta di determinare una configurazione geometrica, associata a uno stato coattivo di pre-trazione, che permetta di soddisfare l'equilibrio statico in ogni parte della struttura e sia idonea a garantirne la stabilità statica e dinamica nelle diverse condizioni di carico considerando, inoltre, che la geometria della superficie strutturale deve, contemporaneamente, soddisfare determinati requisiti architettonici definiti in sede di progetto preliminare. Questa fase di progetto architettonico-strutturale è alquanto differente dalla corrispondente impostazione tradizionale di progetto, che considera la geometria strutturale come dato noto del problema. Nelle tensostrutture, la geometria della struttura è conseguenza dello stato di pre-sollecitazione e delle condizioni al contorno. La determinazione dello Stato 0 viene, in genere, eseguita in due fasi: una fase preliminare, empirica, impiegando il modello architettonico e una seconda fase, esecutiva, per la quale viene elaborato il modello matematico. La costruzione del modello architettonico rappresenta un metodo di progettazione atto a fornire, in via preliminare, tutte le informazioni volumetriche, distributive ed estetiche della superficie di copertura.

Questi tipi di modelli possono fornire soltanto una indicazione visiva, senza dare alcuna certezza per quanto riguarda le verifiche di idoneità strutturale. Dovendo essere i tentativi di progetto, in genere, numerosi, la costruzione dei modelli architettonici e strutturali comporterebbe tempi e costi notevoli e qualche volta inammissibili in relazione al costo dell'opera. L'unico modo conveniente e rapido, nella moderna metodologia progettuale, sia architettonica sia strutturale, delle tensostrutture è rappresentato dal modello matematico.

Il modello matematico è stato, in un primo tempo, ricercato con trattazione al continuo in base alla teoria delle membrane mentre, più modernamente, lo Stato 0 viene determinato per via discreta, mediante il metodo degli elementi finiti, con limitazioni di gran lunga inferiori rispetto al modello continuo.

Quando la struttura presa in esame è costituita da materiale resistente solo a trazione (tensostrutture, strutture pneumatiche, ecc.), la superficie data deve permettere, inoltre, di verificare in ogni punto la condizione:

$$n_{min} = 1/2 \cdot \{nx + ny + \sqrt{[(nx - ny)^2 + 4 \cdot t^2]}\} \geq 0 \quad (5)$$

È evidente che, solo in casi molto semplici, è possibile trovare con facilità delle superfici esprimibili analiticamente che soddisfino la formula precedente, (per esempio la sfera è una superficie pneumatica perfetta). Nel caso di condizioni arbitrarie al contorno e in mancanza di simmetria radiale, è pressoché impossibile definire una superficie compatibile con la formula precedente.

Per ottenere il campo di validità geometrico-tensionale delle strutture che hanno come ipotesi principale quella di lavorare essenzialmente in regime unilaterale di sforzi (solo sforzi positivi di trazione $n > 0$), possiamo richiamare la sintetica espressione dell'equilibrio di membrana in assenza di carichi esterni:

$$\bar{n}_1 k_1 + \bar{n}_2 k_2 = 0; (\bar{n}_1 / \bar{n}_2) = - (k_1 / k_2) \quad (6)$$

dove: \bar{n}_1, \bar{n}_2 sforzi di membrana in direzione 1 e 2 rispettivamente; k_1, k_2 curvature approssimate della famiglia di curve 1 e 2.

L'ipotesi strutturale, che ci consente di operare solo in regime unilaterale di sforzi (positivi di trazione), è esprimibile formalmente come:

$\bar{n}_1, \bar{n}_2 > 0$ (con \bar{n}_1 e \bar{n}_2 positivi di trazione) Dalla (6) consegue immediatamente che deve essere di necessità:

$k_1 k_2 < 0$ (curvatura totale negativa).

Considerando (Fig.266) tutte le possibili combinazioni di regime geometrico e di sollecitazione, si possono definire le tensostrutture come 'strutture a geometria di tipo iperbolico (a sella) e a regime di sollecitazione forzata ellittico'. Il regime di sollecitazione forzato si ottiene, evidentemente, con l'introduzione di uno sforzo di pretensione sufficiente a garantire che le sollecitazioni naturali (ellittiche) di compressione sotto carico, nella struttura geometricamente iperbolica, possano essere intese come 'diminuzione di una trazione preesistente': appunto lo stato di pre-tensione caratteristico dello Stato 0.

La morfologia come problema di ottimizzazione matematica: il form-finding

Forma ed equilibrio sono intimamente connessi nelle coperture realizzate con strutture in regime membranale, per cui l'esigenza di dare alla struttura una forma corrispondente a requisiti di natura funzionale può trovarsi in contrasto con esigenze di carattere estetico. Infatti, un'assegnata configurazione della rete può non essere in equilibrio sotto i carichi di progetto, oppure l'equilibrio può essere ottenuto solo in presenza di sforzi inaccettabili. Quanto detto rende particolarmente importante il problema di approssimare una configurazione, prestabilita senza particolare riguardo ai requisiti di carattere statico, mediante una progettazione che, discostandosi il meno possibile dalla configurazione data, sia in equilibrio con i carichi esterni e che inoltre presenti sforzi di membrane, contenuti tra opportuni limiti inferiori e superiori.

Le limitazioni inferiori sono imposte dall'esigenza di ottenere adeguati sforzi sotto i carichi di esercizio, al fine di garantire rigidità e stabilità alla rete.

Le limitazioni superiori sono imposte da ragioni di carattere tecnologico ed economico.

Il problema ora delineato può essere formulato come un problema di ottimizzazione matematica (non lineare) e può essere sintetizzato, generalmente, con l'espressione:

variabili: $[x^f, y^f, z^f, S^f]$ (7)

vincoli: $g(x^f, y^f, z^f, S^f) = 0; S > 0$ (8)

funzione obiettivo:

$$F = \sum_{k=1}^R C_1 [(x_k^F - x_k^0)^2 + (y_k^F - y_k^0)^2 + (z_k^F - z_k^0)^2] + \sum_{ki=1}^R C_2 (S_{ki}^F - S_{ki}^0)^2 \rightarrow \text{minimo} \quad (9)$$

e può essere risolto mediante una successione di programmi lineari. C_1 e C_2 sono coefficienti di penalizzazione e hanno un peso proporzionale al desiderio di ottenere una determinata soluzione nella quale prevalgono le condizioni geometriche o tensionali.

Nelle espressioni (7), (8) e (9) i simboli hanno il seguente significato:

$-x^F, y^F, z^F$ coordinate variabili della geometria di Stato 0 finale (F) incognita;

$-S^F$ sforzo variabile della geometria di Stato 0 finale (F) incognita;

$-x_k^0, y_k^0, z_k^0$ coordinate note della geometria di Stato 0 di partenza del nodo generico k;

$-S_{ki}^0$ sforzo nell'asta ki generica nella geometria di Stato 0 di partenza.

L'algoritmo è applicato alla ricerca di una forma equilibrata che approssimi la rete rappresentata in pianta in fig.267, insieme alle elevazioni nodali di progetto, in metri.

Ogni nodo interno è caricato con una forza di 15 kN, rivolta verso il basso. Si richiede che la forma approssimante abbia le componenti orizzontali degli sforzi nelle funi comprese tra i 5 kN e i 30 kN. Le configurazioni assunte dalla rete, in corrispondenza delle varie iterazioni, sono riportate in fig.268.

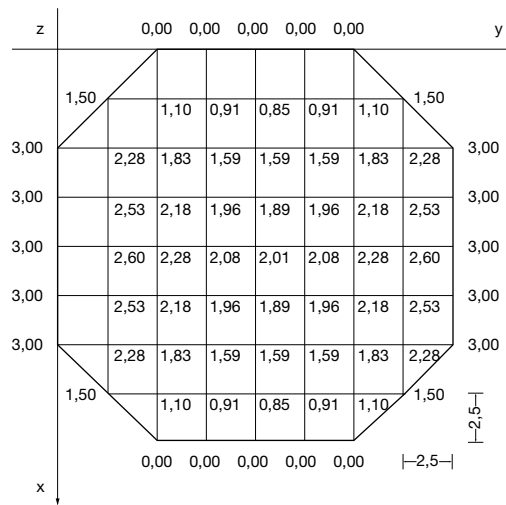
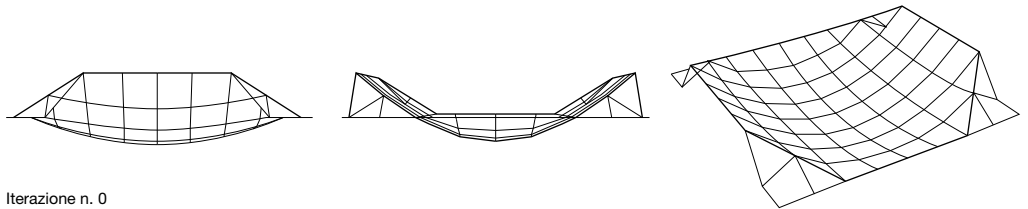
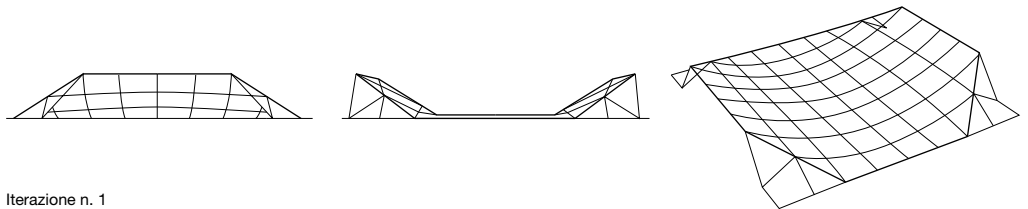


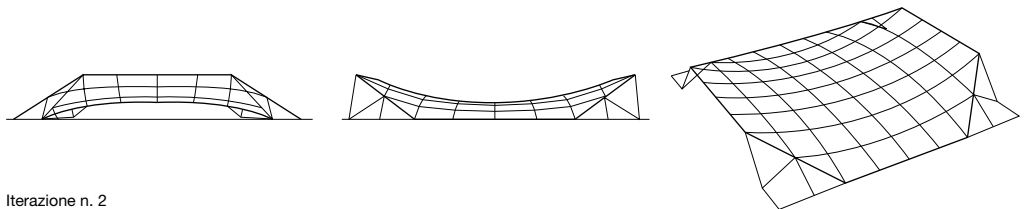
Fig.267



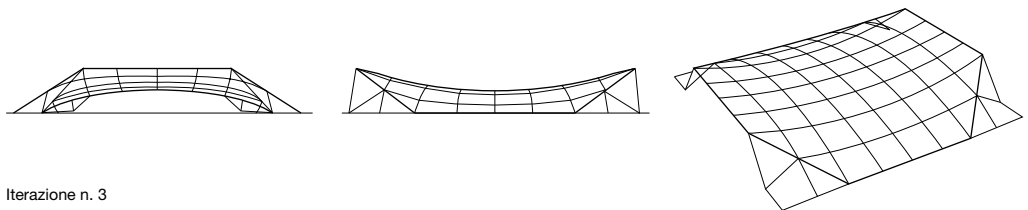
Iterazione n. 0



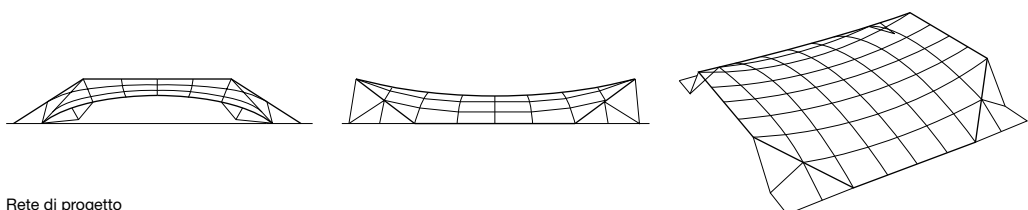
Iterazione n. 1



Iterazione n. 2



Iterazione n. 3



Rete di progetto

Fig.268 Configurazioni assunte dalla rete in corrispondenza delle varie iterazioni

In fig.269 si illustrano risultati a video per la ricerca di Stato 0 con software in ambito IBM 3600 (anni Settanta) e su pc attuali. Mediante modelli fisici e/o matematici si possono ottenere le forme strutturali indicate in fig.270.



Fig.269
Ricerca dello Stato 0
con mezzi informatici
più o meno recenti

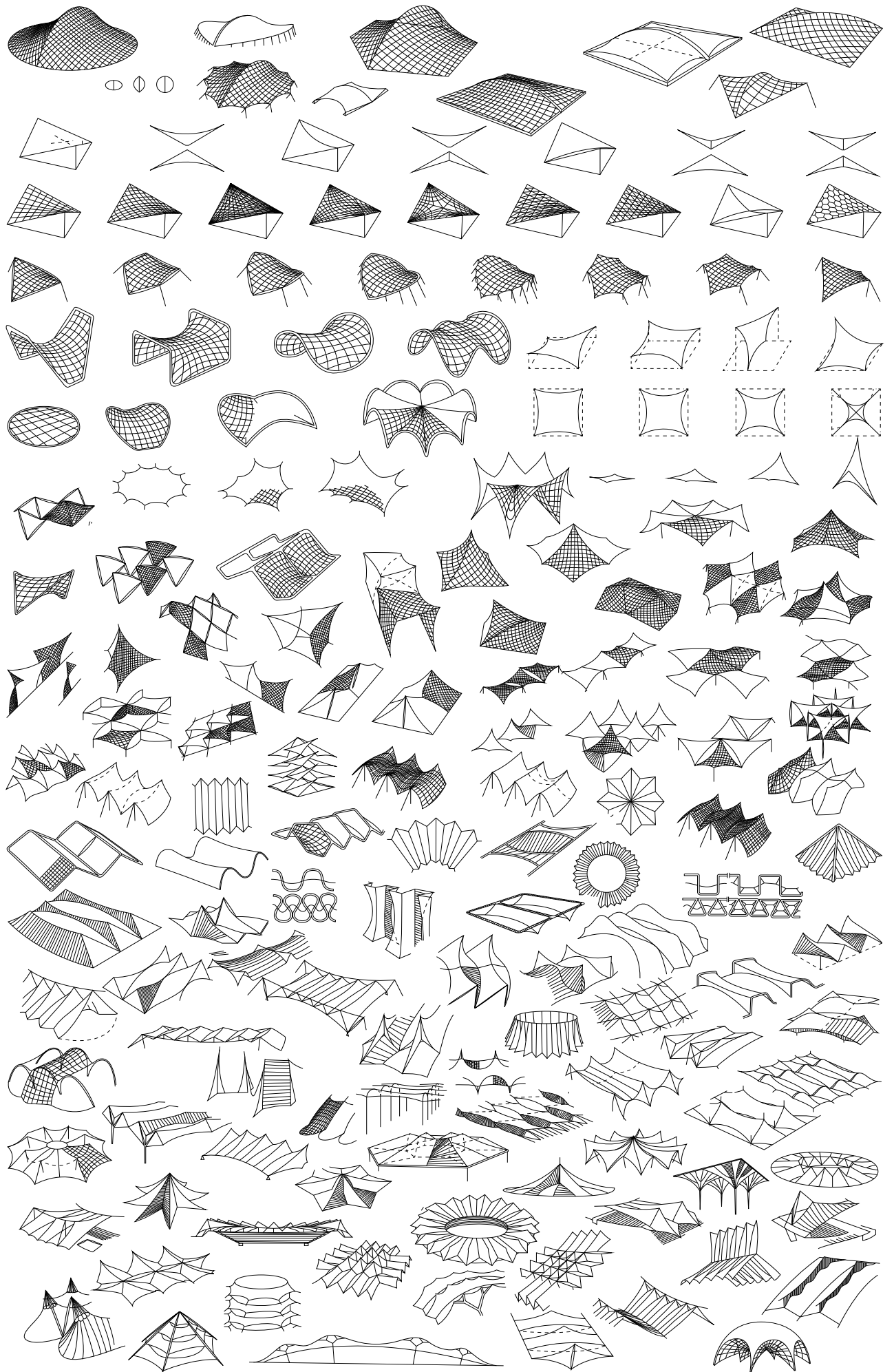


Fig.270
Catalogo L. Stromeyer, 1893
Schemi tensostrutturali
a rete e membrana

**Membrane presollecitate:
sistemi costruttivi**

Negli ultimi decenni, con la messa a punto di materiali plastici ad alta tenacità, è stato realizzato un notevole numero di coperture a vela o a tenda per costruzioni a carattere temporaneo o semipermanente nel campo delle piccole e medie luci libere.

L'immagine classica di queste tende è illustrata in fig.271, nella quale si può osservare il particolare trattamento del bordo della membrana, in modo da deviare e condensare gli sforzi continui della stessa su elementi discreti di ancoraggio, rappresentati da semplici cavalletti costituiti da colonne e tiranti.

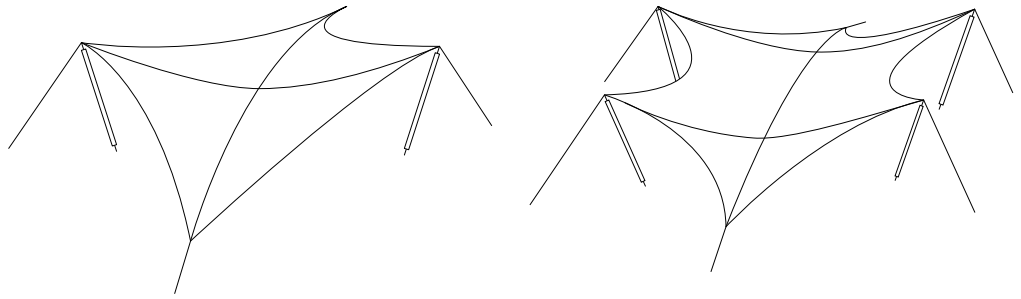
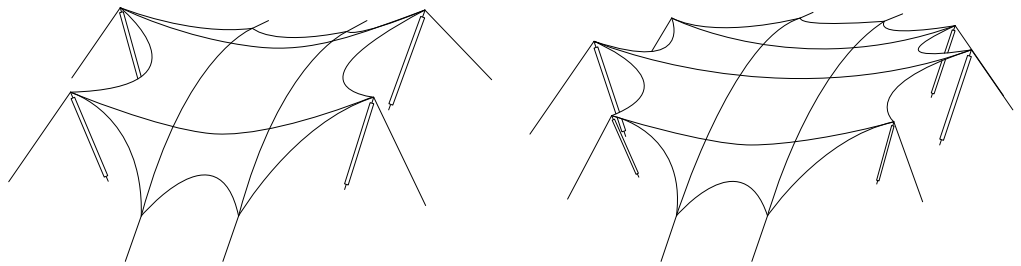


Fig.271
Coperture a vela



Strutture di cavi e membrana

Un sistema particolarmente adatto all'impiego dei materiali sintetici è quello cosiddetto a onde o a falde (Figg.272-274) che permette di fare lavorare la membrana in qualità di struttura secondaria trasversalmente a strutture primarie realizzate in genere con funi d'acciaio. Per queste ultime, il sistema maggiormente usato è quello di associare travate di funi con funzione portante ad altre con funzione di irrigidimento. Il cavo portante viene collegato con due cavi consecutivi di tensione e viceversa, il che equivale a sostituire il sistema compianare cavo-controcavo, con un elemento a sezione triangolare di cui il vertice superiore sia costituito dalla traccia del cavo portante e i due inferiori dalle tracce dei due cavi stabilizzanti a esso collegati. I tiranti diagonali, che vengono così a trovarsi in un piano inclinato, danno all'insieme della copertura il caratteristico aspetto a falde.

Lo schema di fig.272 deriva dalla utilizzazione del sistema chiuso: la solidarietà trasversale dei vari elementi è ottenuta mediante aste rigide a V, collegate superiormente da un cavo teso. In fig.273 è illustrato un esempio di sistema parallelo a falde ottenuto utilizzando travi di funi a sistema aperto con tiranti verticali.

Una variante a questa tipologia è quella di ricorrere a tiranti diagonali: l'irrigidimento trasversale è ottenuto, in questo caso, mediante funi che collegano la fune stabilizzante con due funi portanti consecutive.

In fig.274 è illustrato, infine, lo schema ottenibile qualora le travi funicolari adottate siano del tipo a. Il sistema costruttivo funi-membrana si è rivelato un ottimo compromesso funzionale-economico per un notevole numero di realizzazioni, come quelle illustrate brevemente di seguito.

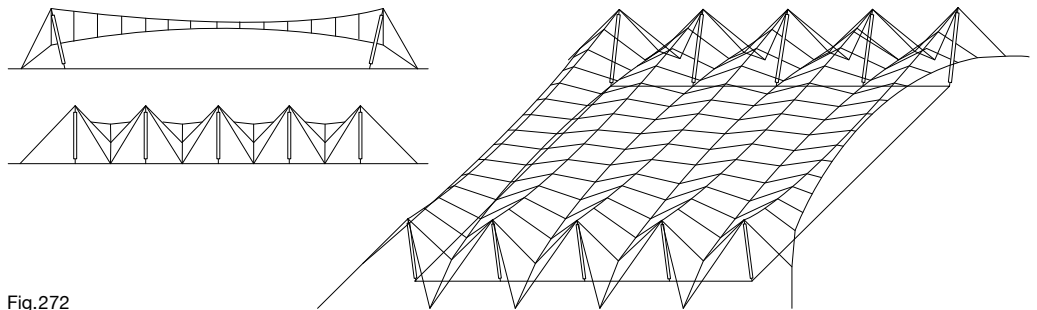


Fig.272

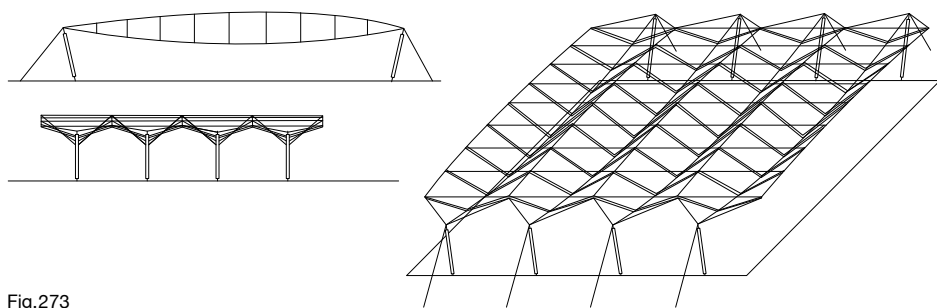


Fig.273

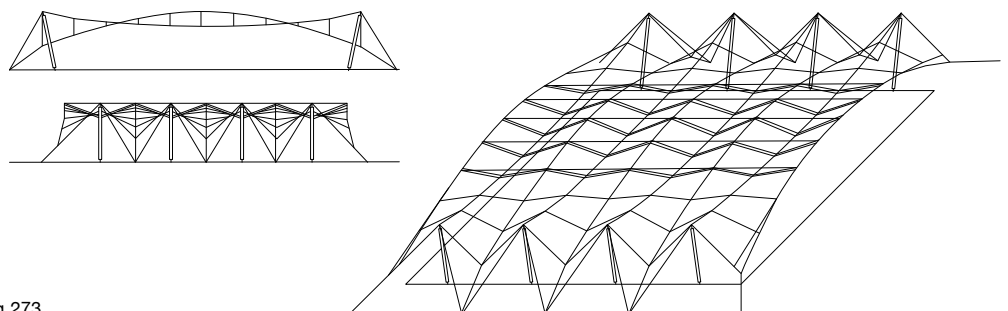
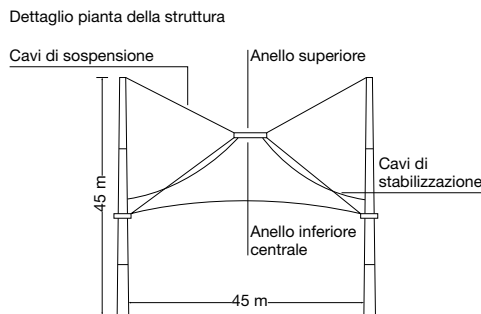
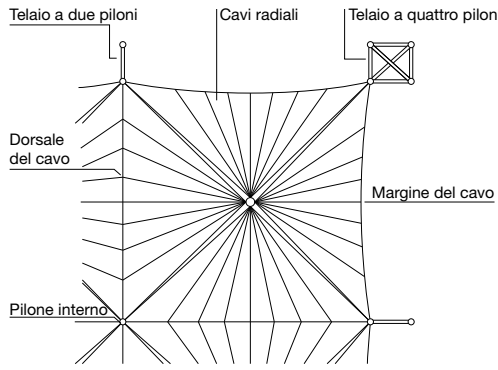


Fig.274

Figg.272-274
Sistemi a falde

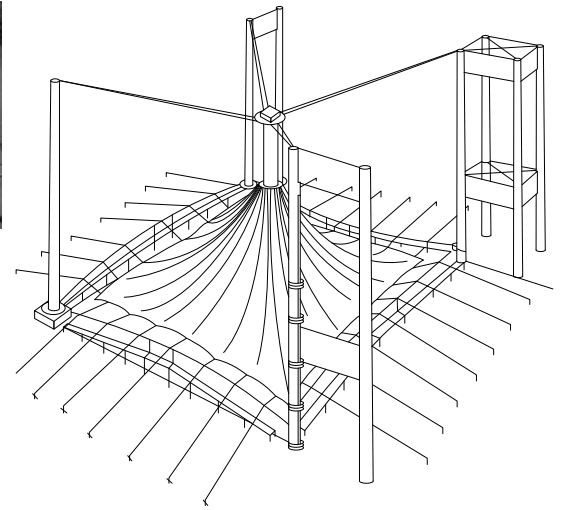
Skidmore, Owings and Merrill LLP (SOM), King Abdul Aziz Internazionale Airport, Hajj Terminal, Jeddah, Arabia Saudita, 1982

La superficie coperta è di circa 500.000 m². La struttura è costituita da due corpi gemelli fra loro distinti aventi pianta rettangolare di 135x315 m di lato a loro volta ripartiti in moduli di 21 elementi di forma quadrata in pianta i cui lati misurano 45x45 m; questi ultimi costituiscono la tipologia fondamentale e sono aggregati in numero di 105 (210 in totale). Ai vertici degli elementi modulari si ergono le strutture verticali costituite da piloni alti 45 m alla cui sommità confluiscono le funi di sospensione che sono collegate all'altra estremità con l'anello centrale di ogni tenda, il quale assolve il compito di sorreggere queste ultime. A una quota inferiore dei piloni concorrono le funi di bordo che assicurano e tendono il tutto garantendo la stabilità del sistema. La membrana di copertura è stata realizzata in Teflon in quanto giudicato dai progettisti il materiale più indicato per le sue caratteristiche, quali, superficie traslucida, leggerezza, facilità di trasporto, durata alla esposizione degli agenti atmosferici. La tipologia utilizzata, a tenda, si rifà alla tradizione culturale e formale dell'Arabia. L'aeroporto è stato studiato per accogliere simultaneamente 50.000 persone in arrivo in 18 ore e 80.000 persone in partenza in 36 ore, il che significa una necessaria flessibilità degli spazi a disposizione di una popolazione eterogenea in pellegrinaggio verso la Mecca (Figg.275-278).



Sezione

Figg.275-278



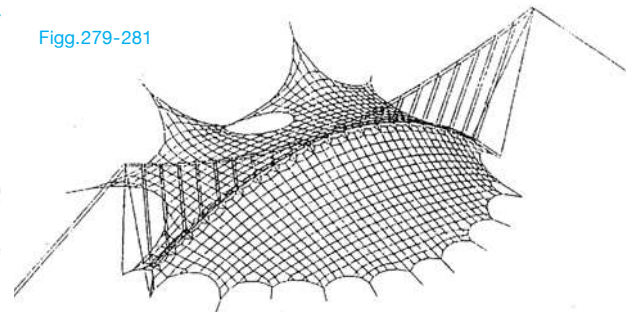
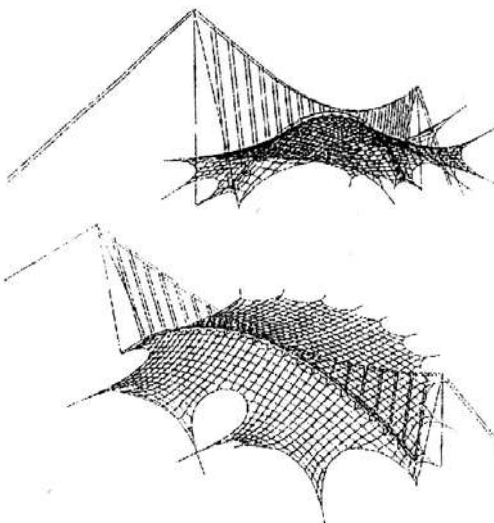
Studio Tecnico Majowiecki, Copertura Piazzale Italia, Fiera di Milano, Italia, 1986

La copertura di Piazzale Italia ha una proiezione in pianta di circa 6.000 m² e presenta una configurazione perimetrale molto varia eseguita con tratti curvi. La copertura è dotata di un asse di simmetria trasversale e si estende, collegandosi a essi, tra Piazzale delle Nazioni e Palazzo Nervi delimitanti Palazzo Italia, superando una distanza di circa 80 m. L'asse longitudinale della copertura, parallelo al Viale dell'Industria, è di 105 m di lunghezza. La struttura portante principale è costituita da una tensostruttura piana formata da quattro funi portanti e quattro funi stabilizzanti a curvature contrapposte. Le funi portanti hanno una luce libera di 122 m e una freccia di 14 m circa; le funi stabilizzanti, di 105 m di luce, hanno una freccia di 22 m. Tutte le funi portanti e stabilizzanti hanno un diametro nominale di 3,2 mm, resistenza a rottura minima di 1600 N/mm² e protezione anticorrosione mediante zincatura su tutti i fili elementari di tipo B. Il collegamento tra funi portanti e stabilizzanti è costituito da tiranti doppi realizzati con funi Ø12 mm fissate a esse mediante speciali giunti e attrito. La tensostruttura principale è dotata di un sistema strutturale d'ancoraggio a cavalletto formato da due colonne d'acciaio S 355 J2, disposte a V, con vertice verso l'alto e 10 m d'apertura alla base, di diametro esterno 900 mm, 12 mm di spessore. Il cavalletto è stabilizzato dal tirante esterno che parte dal vertice e si ancora a terra a 50 m di distanza. Questo tirante, esecutivamente, è formato dalle stesse funi portanti che proseguono, senza interruzione materiale, disponendosi in

corrispondenza della testa dei cavalletto su una sella di 85 cm di raggio. Le teste d'ancoraggio delle funi portanti e stabilizzanti sono di tipo regolabile a barra filettata per permettere l'introduzione mediante martinetti idraulici, nel sistema tensostrutturale, dello stato di pretensione iniziale (Stato 0). La superficie della membrana di copertura, eseguita con un materiale sintetico, è dotata di curvatura totale gaussiana negativa e la configurazione geometrica è stata ottenuta imponendo l'equilibrio di ogni suo punto in stato di presollecitazione e le condizioni di vincolo geometrico al contorno. Questi vincoli sono rappresentati dalle quote degli attacchi disposti all'intradosso della tensostruttura centrale e agli ancoraggi disposti sul Palazzo Italia, Nervi e a terra (Figg.279-281).

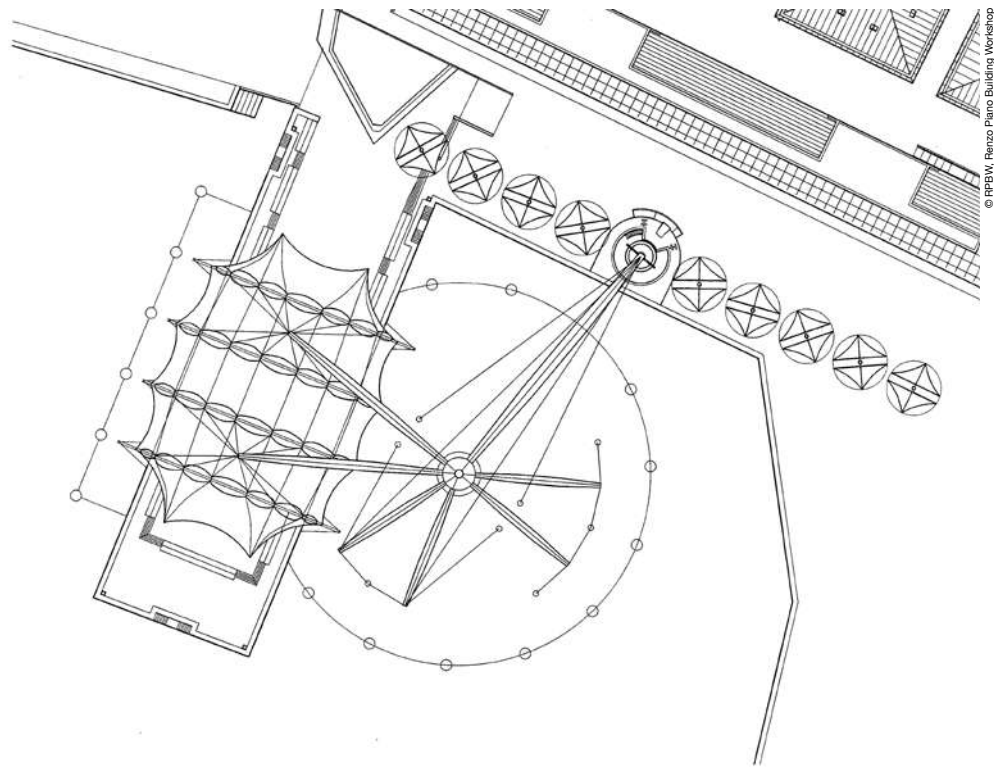


Figg.279-281

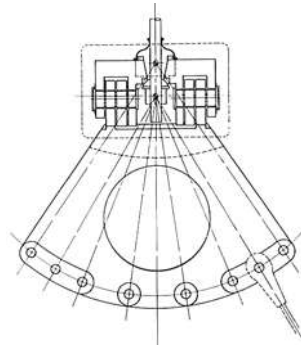


**Renzo Piano Building Workshop,
riqualificazione dell'area del Porto Antico
di Genova, 1985-1992**

L'opera, realizzata nel porto di Genova, ricorda il Bigo di carico che serviva alle navi per movimentare le merci. Lo schema strutturale del Bigo prevede due sistemi indipendenti, uno per sostenere la cabina dell'ascensore panoramico e l'altro per sostenere la copertura della 'piazza delle feste'. La struttura portante della tenda è costituita da due pennoni principali dalle cui estremità superiori si apre a ventaglio un insieme di cavi per sorreggere l'intelaiatura portante della membrana di copertura. La copertura di 60 m di lunghezza è suddivisa in 5 campate di 12 m ciascuna ed è provvista di un sistema di lucernai sugli archi realizzato con lastre curve di vetro temprato. La membrana realizzata in PTFE è sospesa da archi in acciaio e da fili in carbonio (Figg.282-287).



© RPBW, Renzo Piano Building Workshop



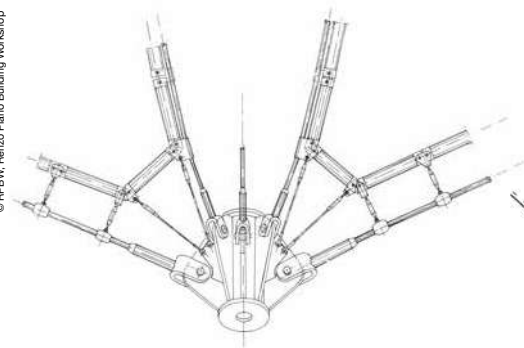
© RPBW, Renzo Piano Building Workshop



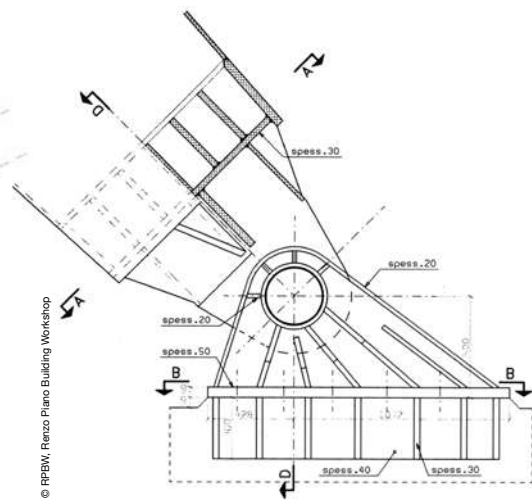
© RPBW, Shunji Ishida



© Gianni Berengo Gardin



© RPBW, Renzo Piano Building Workshop



© RPBW, Renzo Piano Building Workshop



© RPBW, Stefano Godberg

Figg.282-287



© Michel Denancé

3.Strutture a membrana portante metallica

Nel caso di costruzioni con modeste luci libere e per un uso temporaneo-estivo (montaggio e utilizzazione della tenda solitamente compreso nel periodo aprile-ottobre), è possibile usare il materiale sintetico di copertura con fini strutturali. La resistenza a rottura dei tessuti in poliestere varia tra i 3000-8000 N/5cm e il coefficiente di sicurezza esterno viene di norma consigliato attorno a 5. Nel caso si consideri resistente la membrana, si presterà particolare cura alle unioni tra le sagome di tessuto ottenute per saldatura e/o cucitura.

È inoltre consigliabile per questo sistema di stabilizzare le strutture metalliche di sostegno tra di loro, in modo da rendere la stabilità di queste ultime indipendente dalla presenza della membrana.

Per quanto riguarda invece le membrane realizzate in acciaio, merita particolare interesse la tecnica impiegata per la costruzione del palazzo dello sport a Krylatskoye per le Olimpiadi di Mosca, nonché la grande copertura per un parcheggio a Ustj-Ilimsk di 210 m di diametro. Lamine molto sottili, in acciaio inox (3/10-5/10 di mm) possono essere usate convenientemente per l'esecuzione di membrane di copertura secondo gli schemi illustrati in fig.288. Un esempio di struttura realizzata con una membrana in acciaio inox è il sistema di copertura della passerella della Fiera di Roma (Figg.289-291), formato da una tensostruttura a multicampate con passo variabile da m 48,00 a m 53,60 corrispondenti alle luci libere delle campate.

La copertura, di tipo sospeso, è realizzata con lamine di acciaio inox di 125 cm di larghezza e 10,15 di mm di spessore disposte secondo una configurazione a catenaria separate tra di loro di circa 25 cm, in modo da realizzare una larghezza complessiva trasversale di 10 m.

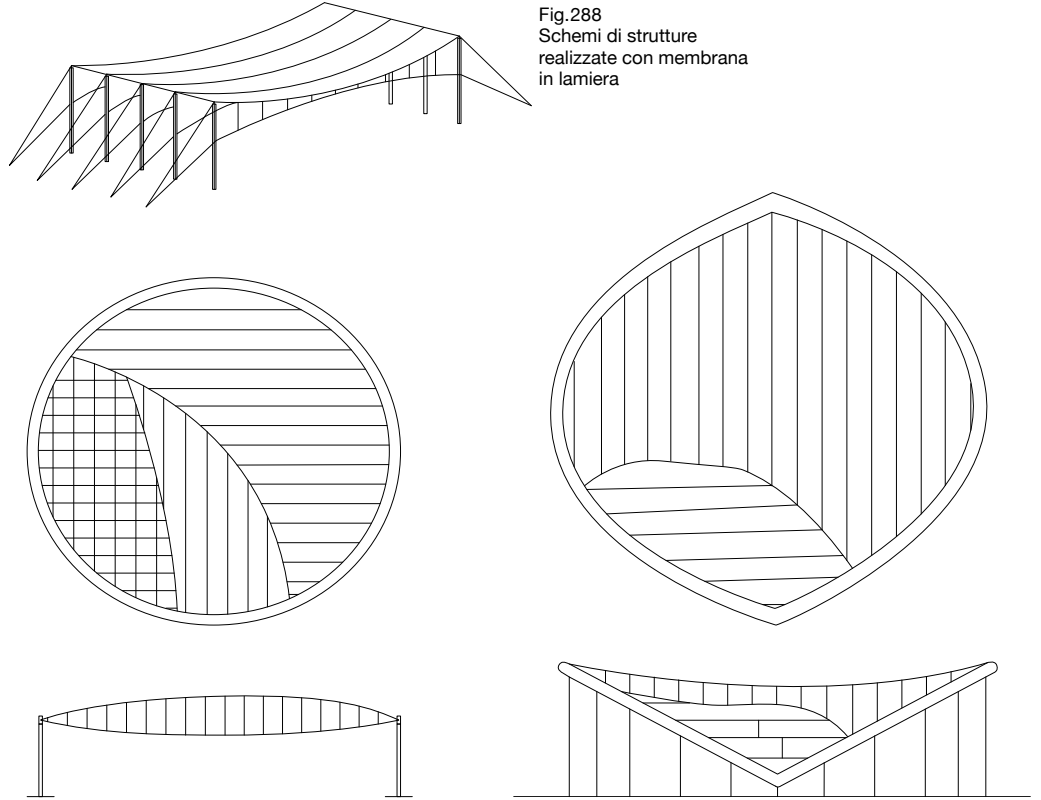
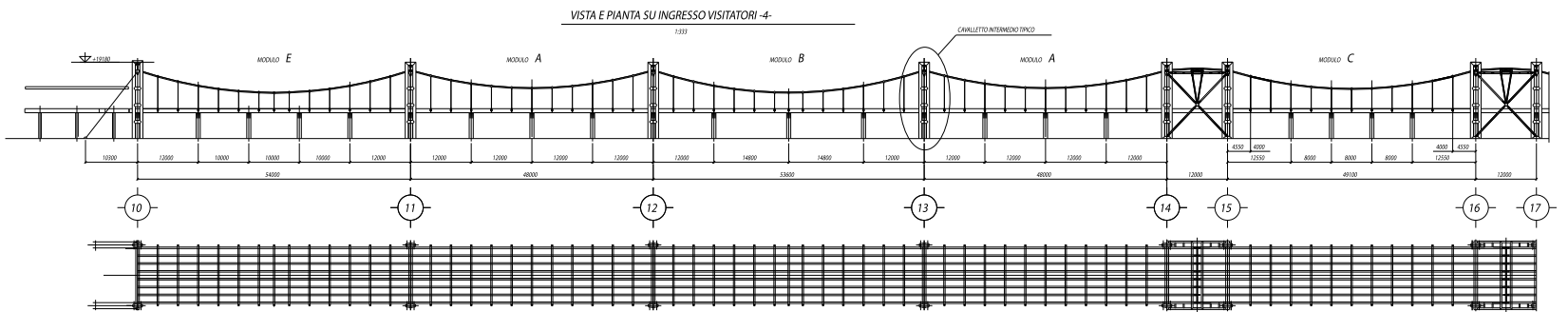
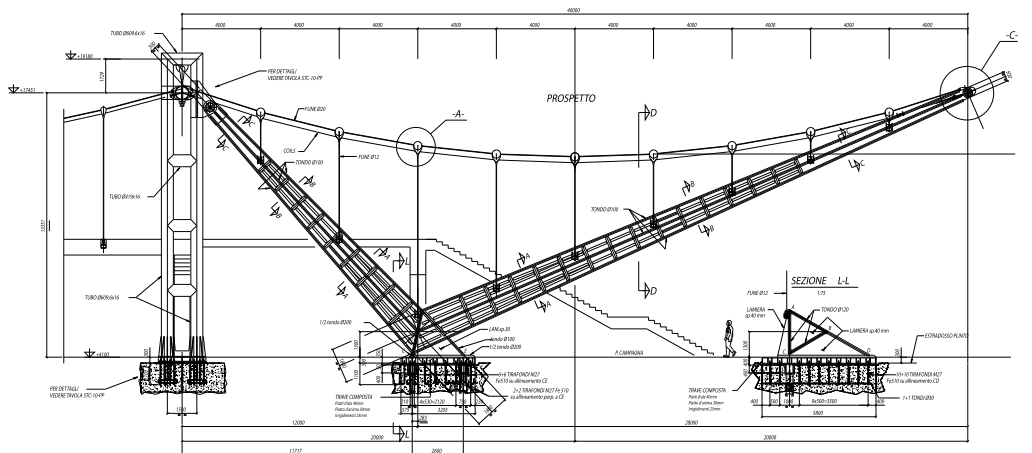


Fig.288 Schemi di strutture realizzate con membrana in lamiera



Figg.289-291 Studio Tecnico Majowiecki, Studio Valle, Fiera di Roma, Italia, 2005-2006. Copertura della passerella pedonale

Le lamine con il ruolo di funi portanti hanno un rapporto freccia/luce libera di circa il 10%. All'estradosso delle lamine inox viene disposto il manto impermeabilizzante vero e proprio ottenuto con un tessuto in poliestere ricoperto da uno strato di PVDF su ambo i lati. La stabilizzazione del telo e della lamiera avviene mediante tubi in acciaio appoggiati sopra il manto di copertura, ancorati verticalmente al solaio sottostante in cemento armato di quota 6 m mediante funi presollecitate.



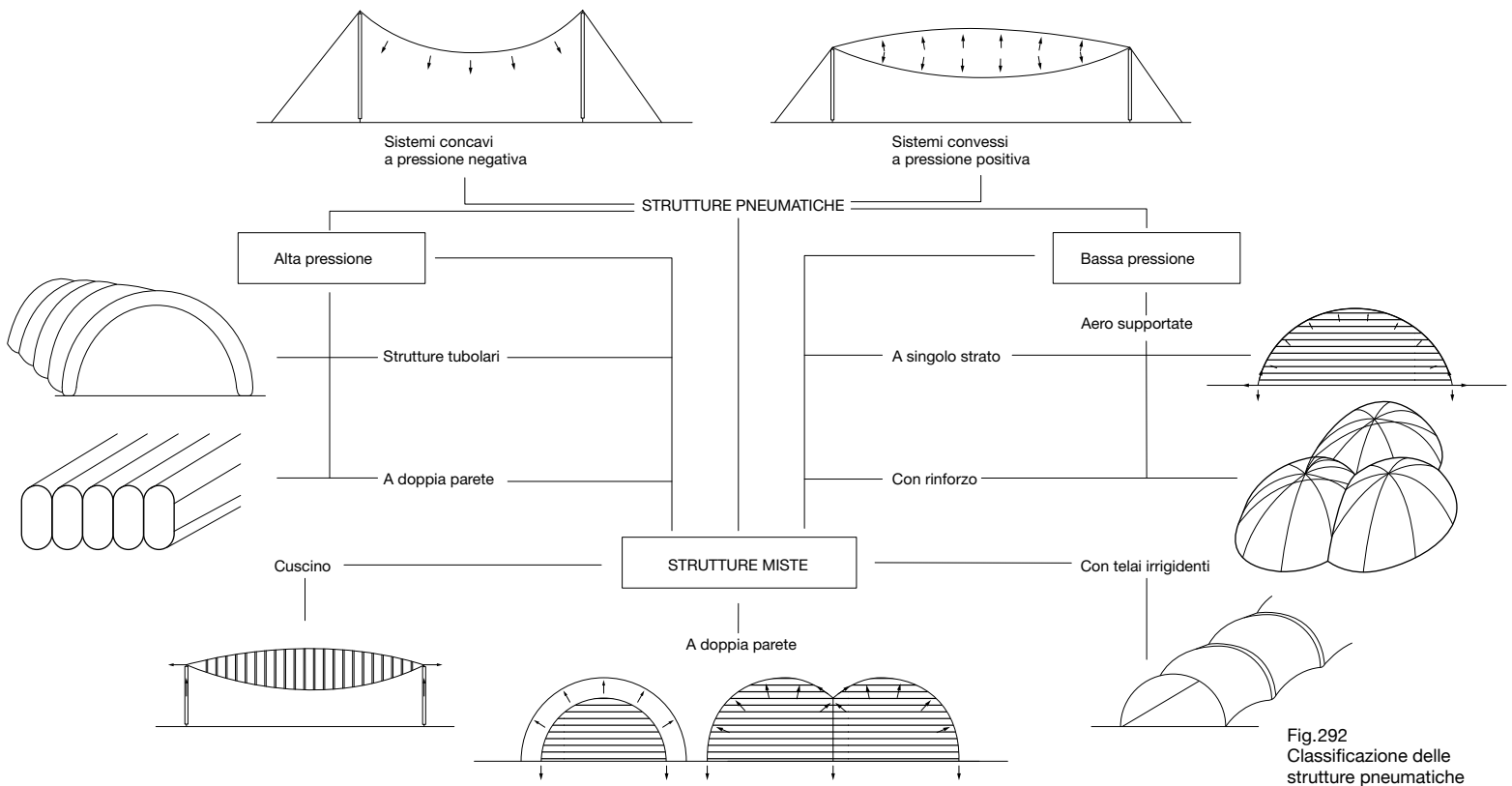


Fig. 292
Classificazione delle
strutture pneumatiche

Membrane pneumatiche

Si definiscono strutture pneumatiche, o aerosupportate, a singolo strato (air supported structures) quelle membrane strutturali che sono ancorate al suolo e tenute in tensione da una sovrappressione d'aria interna (Fig. 293). Questa pressione conferisce alla membrana una forma e permette alla struttura di resistere ai carichi esterni.

Lo spazio architettonico in questo tipo di coperture è completamente racchiuso nella membrana che può essere o meno rinforzata da funi di contenimento.

La stabilizzazione geometrica nelle strutture pneumatiche non è ottenuta, come nel resto degli schemi tensostrutturali, mediante pre-sollecitazione di un sistema contrapposto di funi. La pretensione, in questo caso, è data da un carico interno distribuito: la pressione interna P_i , sempre agente, ovviamente, normale alla superficie della copertura.

La stabilità geometrica, pertanto, non è ottenibile in assenza di carichi e quindi anche la configurazione di Stato 0 sarà funzione del carico stabilizzante della pressione interna.

La superficie di copertura sarà necessariamente a doppia curvatura positiva.

Le strutture pneumatiche differiscono notevolmente dalle strutture convenzionali e anche dalle stesse tensostrutture in quanto per espletare la loro funzionalità strutturale necessitano di una continua erogazione di energia. L'ente resistente delle strutture pneumatiche è fisicamente costituito da materiali e servomeccanismi (automatici o manuali).

Il gioco delle forze, in queste strutture, è molto chiaro e si riduce essenzialmente a una situazione di equilibrio tra pressioni esterne (carichi) e pressione interna.

L'impianto meccanico, nelle strutture pneumatiche, ha funzione principale e va quindi considerato come vera e propria struttura portante o, più generalmente, parte essenziale dell'ente resistente.

Così, delle tre fasi attraverso cui passa qualsiasi costruzione, ovvero progettazione, costru-

zione ed esercizio, quella dell'esercizio (che di solito viene sottovalutata, se non trascurata dalle norme tecniche relative alle costruzioni tradizionali), diventa importante almeno quanto le prime due. Infatti alcune norme estere prescrivono la designazione, per ogni struttura pneumatica di un 'conduttore' della stessa, che ne assicuri la continuità di manutenzione e la sorveglianza, alla stessa maniera di un impianto meccanico, termico o chimico.

Le strutture pneumatiche possono essere classificate secondo lo schema di Fig. 292. Un altro tipo di strutture pneumatiche è rappresentato dalle strutture pneumatiche a doppio strato (air inflated structures) che sono costituite da una membrana strutturale chiusa, tenuta in tensione da una sovrappressione d'aria al suo interno (Fig. 294).

Anch'esse possono essere o meno rinforzate da funi di contenimento ma, a differenza delle precedenti, sono usate come coperture di uno spazio architettonico che non racchiudono.

Nella prima tipologia di struttura l'accesso dello spazio architettonico che racchiude deve

essere assicurato da porte a tenuta d'aria, accorgimento non necessario per la seconda tipologia. Una struttura pneumatica a doppio strato d'altra parte comporta un notevole ingombro architettonico di spazio utile e costi più elevati per la doppia quantità di materiale impiegata. Fra le strutture a doppio strato vi è un'ulteriore suddivisione tra strutture a bassa pressione (che varia come nelle strutture a singolo strato, nel campo 10-100 mm d'acqua corrispondenti all'incirca a 100-1000 Pa) e strutture tubolari ad alta pressione (Fig. 295) in cui, per dare la necessaria stabilità, la pressione interna va dai 1000 ai 7000 mm d'acqua (10'000-70'000 Pa).

Non mancano poi proposte di realizzazione di strutture pneumatiche a depressione d'aria (Fig. 296).

Si nota tuttavia che le strutture pneumatiche che hanno trovato, e trovano, il maggiore impiego sono quelle a singolo strato con sovrappressione d'aria interna.

Fig. 3.2.21
Struttura pneumatica
a singolo strato

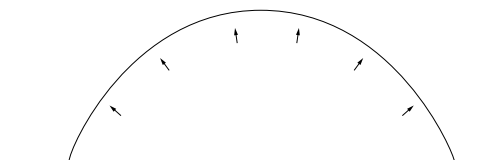


Fig. 294
Struttura pneumatica
a doppio strato

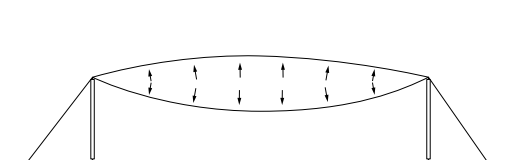


Fig. 295
Struttura pneumatica
a doppio strato tubolare

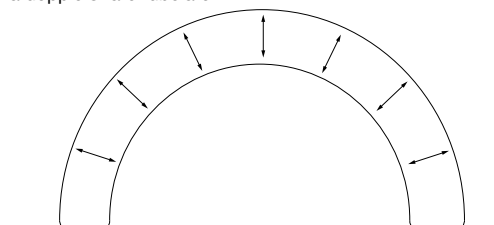
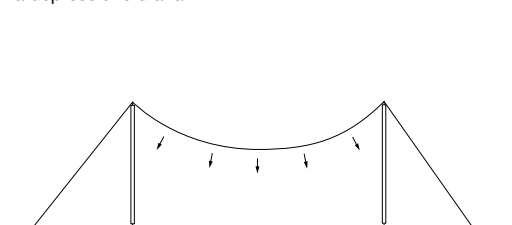


Fig. 296
Struttura pneumatica
a depressione d'aria



Excursus storico

Troviamo la prima idea di una struttura pneumatica in un brevetto di F. W. Lanchester del 1917 (Fig.298) per una tenda aerosupportata per ospedali da campo e magazzini.

In esso in realtà vi sono già tutti i concetti sviluppati poi per le strutture pneumatiche, ma tale brevetto non fu mai sfruttato.

Per avere il primo esempio di struttura pneumatica realizzata occorre andare all'anno 1946 quando, da una ricerca commissionata dall'Aeronautica Americana alla Cornell Aeronautical Laboratories per lo studio di una realizzazione per il riparo da agenti atmosferici delle installazioni radar, nacque, sotto la guida di W. Bird, la proposta di una struttura pneumatica chiamata 'radome' (radar-dome) (Fig.299).

In seguito le realizzazioni di strutture pneumatiche si sono moltiplicate, spinte dal crescente interesse nato intorno a esse che ha trovato il suo culmine nella costruzione dei padiglioni dell'Expo '70 di Osaka (vedi paragrafo [Expo '70, Osaka, Giappone](#), pagg.554,555).

Sin dal progetto per il padiglione USA a Osaka, le ricerche in questo campo hanno trovato sbocco nella progettazione e nella successiva realizzazione di numerose strutture pneumatiche e con funi di contenimento a profilo ribassato.

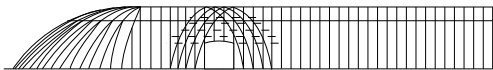


Fig.298
Tenda aerosupportata per ospedali da campo

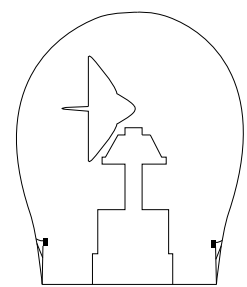


Fig.299
'Radome' di W. Bird

Tali strutture presentano in pianta forme che vanno dalla circolare con diametro di 64 m alla rettangolare troncata di 166x220 m di luce (Fig.297). Quest'ultima tipologia è stata realizzata nella copertura del Silverdome a Pontiac, avente una capienza di ben 80.000 spettatori e che può considerarsi l'esempio più significativo di tali costruzioni.

Tutte le strutture di copertura illustrate in fig.297 sono provviste di un anello orizzontale compresso, mentre la freccia in chiave e dell'ordine di 1/10-1/20 della luce. Finché la pressione interna alla costruzione si mantiene a livello dei 200-300 N/m² e il peso della superficie di copertura entro i 30-50 N/m², la struttura è in tensione e il sistema risulta stabile. L'azione del vento sulla struttura è minimizzata dal notevole ribassamento ottenibile in questi casi, anche se un limite minimo alla freccia è imposto dal problema dello smaltimento delle acque.

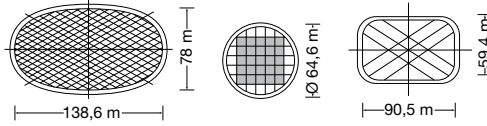


Fig.297
Diversi esempi di copertura di padiglioni sportivi

Per quanto riguarda l'anello, finché esso giace su un piano orizzontale, la configurazione 'sgonfiata' diventa la speculare della posizione 'gonfiata' ed è possibile realizzare la struttura in modo che essa resti liberamente sospesa in posizione di sgonfiamento così da rendere minima la dipendenza del sistema meccanico nei confronti della sicurezza degli spettatori e/o della proprietà. Come conseguenza della freccia ridotta, le forze orizzontali che devono essere assorbite dall'anello di compressione sono notevoli e diventa necessario opporre una resistenza a queste forze la più efficace possibile. Ciò si può fare se l'asse dell'anello è funicolare dei carichi trasmessi; per esempio, riuscendo a ottenere una distribuzione di momenti nulli per azione della sola pressione interna. La struttura convenzionale circolare soddisfa in pieno questi criteri se, in alternativa alle funi radiali, si ricorre a un sistema di funi portanti ortogonali con sforzo orizzontale costante. Questa disposizione di cavi corrisponde alla soluzione classica in regime di membrana per un campo di forze uniformi di direzione ortogonale; in questa condizione, ma con forze disuguali $\alpha_x \neq \alpha_y$ si può stabilire che un anello ellittico, con un asse minore a e b, rispettivamente paralleli alle direzioni delle tensioni principali, è funicolare per questo campo di forze se:

$$\alpha_x/\alpha_y = a^2/b^2 \quad (10)$$

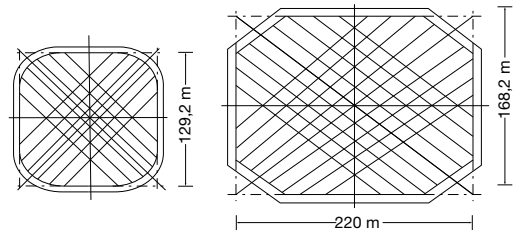
In questo caso, il problema di progetto si pone nei termini di stabilire la forma geometrica dell'anello, avendo come dati gli sforzi trasmessi dalla membrana di copertura.

Se l'anello è simmetrico rispetto all'asse x e all'asse y e se i cavi di contenimento o i campi di forze sono paralleli a questi assi, il progettista può determinare a meno di una costante arbitraria la distribuzione delle componenti orizzontali degli sforzi nei cavi mediante l'uso delle equazioni di equilibrio in ognuno dei quadranti. Finché i carichi esterni sono verticali o distribuiti simmetricamente, le reazioni orizzontali alle estremità dei cavi saranno uguali e opposte, e la soluzione funicolare di ciascun quadrante si applicherà a tutti i quadranti.

Per costruzioni a pianta rettangolare, e particolarmente conveniente disporre le funi di contenimento secondo le diagonali del rettangolo stesso. In questo caso, la configurazione dell'anello può essere convenientemente definita come una superellisse. dove:

$$(x/a)^M + (y/b)^M = 1 \quad (11)$$

Dalla fig.300 è possibile osservare l'influenza del parametro M sulla configurazione geometrica dell'anello d'ancoraggio. Questo schema di bordo è stato usato per le più importanti realizzazioni moderne. Un altro impiego delle funi nell'ambito delle strutture pneumatiche è quello di una loro disposizione in parallelo, in questo modo l'effetto cerchiante delle funi migliora notevolmente

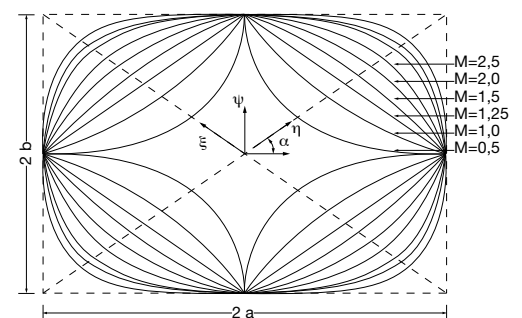


il funzionamento della membrana, diminuendo gli sforzi tanto nello stato in cui sia presente la sola pressione interna, quanto in quello in cui siano applicati anche i carichi esterni. Dall'osservazione della classificazione delle strutture pneumatiche sintetizzata nella fig.292, pag.551, e dalle realizzazioni finora eseguite è possibile rendersi conto che la maggior parte delle applicazioni sono riconducibili agli schemi relativi ai sistemi convessi a pressione positiva. I sistemi concavi a pressione negativa non sono mai stati impiegati per il semplice fatto che la pendenza del coperto non facilita lo smaltimento dell'acqua piovana e della neve. Anche le strutture ad alta pressione sono poco diffuse principalmente per la delicatezza dell'impianto di pressurizzazione che non consente ancora una grandissima affidabilità. Le strutture pneumatiche tubolari e a doppia parete comportano un costo di materiale e di lavorazione doppio rispetto alle strutture monostrato. Dal punto di vista statico lo schema tubolare necessita di notevole pressione per opporsi alle flessioni locali con la pretensione, prodotta dalla pressione interna, nell'involucro tubolare. Maggiore diffusione hanno trovato le strutture a cuscino che danno la possibilità di usufruire di un ambiente architettonico senza pressurizzazione. Il costo rimane alto per la presenza della doppia membrana pur restando a bassa pressione.

Le costruzioni aero-supportate a bassa pressione e a singolo strato sono le più largamente impiegate in base, principalmente, al costo ridotto e alle notevoli caratteristiche di trasformabilità. Nel caso delle piccole e medie luci l'impiego più frequente di queste strutture è a uso sportivo (coperture per campi da tennis, pallacanestro, palestre, ecc.).

Nel caso di grandi luci, come palazzi dello sport, fiere, ecc., le membrane a singolo strato vengono rinforzate con funi metalliche. Concludendo, è possibile affermare che il maggiore merito nell'impiego delle strutture pneumatiche è costituito dal prezzo relativamente basso di costruzione e dalla rapidità di esecuzione e montaggio.

Fig.300
Una famiglia di superellissi.
Ricerca della geometria dell'anello di bordo



Sistemi tensostrutturali

Nikken Sekkei e Takenaka Corporation,
Tokyo Dome, Bunkyo, Tokyo, Giappone,
1988

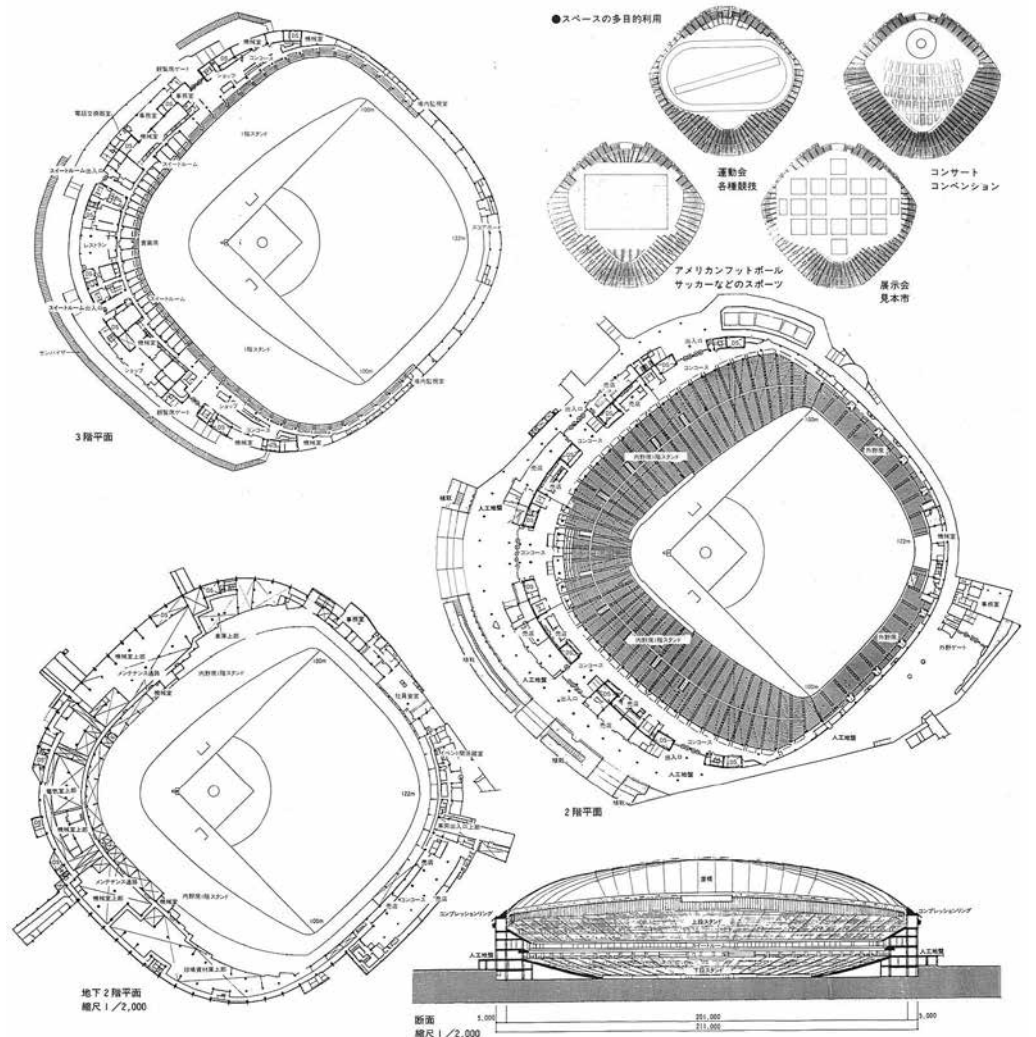
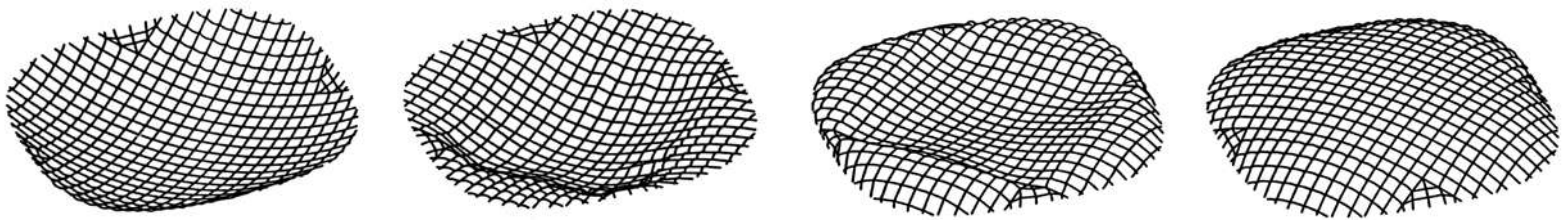
La copertura è a pianta ovale con una massima diagonale di 201 m, in sezione il rapporto freccia/luce risulta pari a 1/10.

È stato installato un sistema automatico per controllare la pressurizzazione della copertura e la sua deformabilità.

La pressione da introdurre nella copertura viene regolata automaticamente in base ai dati inviati dagli strumenti che misurano le deformazioni, il carico della neve e le condizioni atmosferiche (Figg.301-305).



Figg.301-305



Tema dell'esposizione:
Progresso e armonia per l'umanità

Murata e Yukata, Fuji Group Pavillion

La struttura fu realizzata con strutture pneumatiche tubolari ad alta sovrappressione interna (1000 mm d'acqua elevabili a 2500 mm in caso di tempesta di vento; la struttura ha dimensioni di 50-64 m in pianta, ed è alta 31m).



Fig.306
Murata e Yutaka,
Fuji Group Pavilion

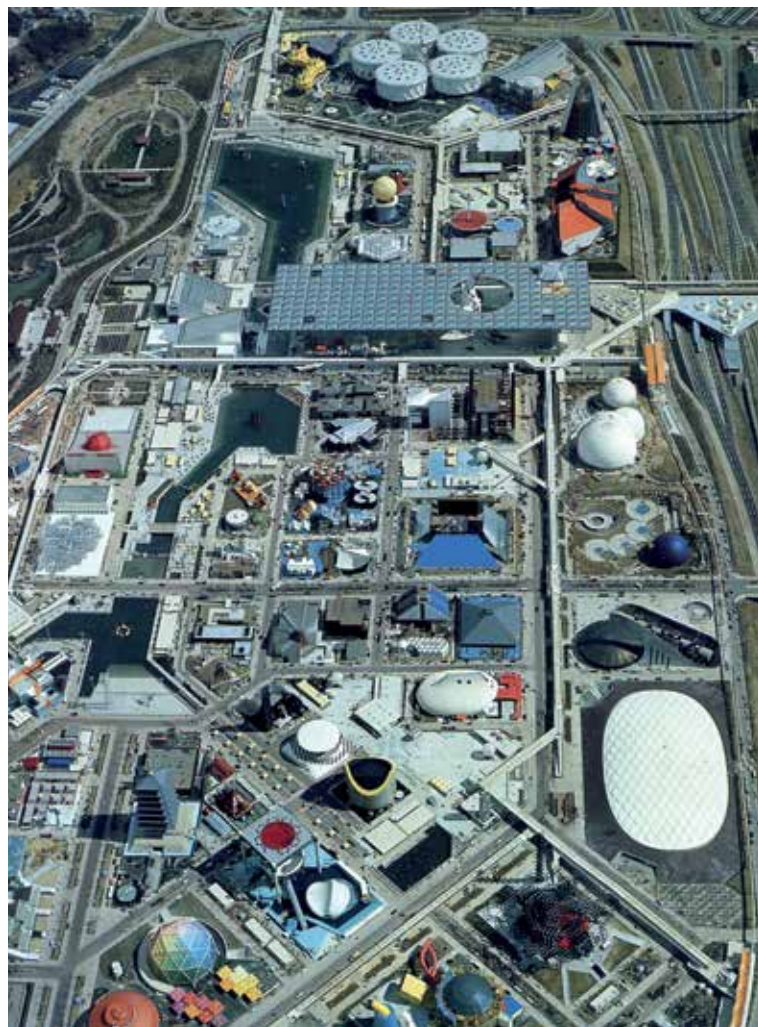
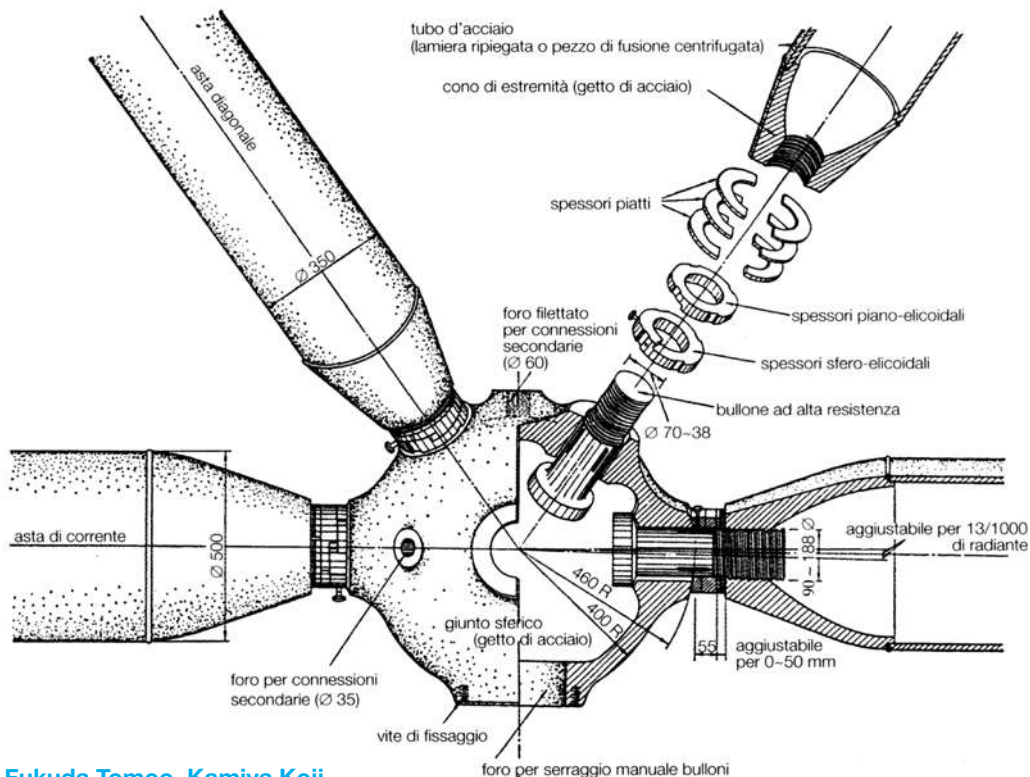
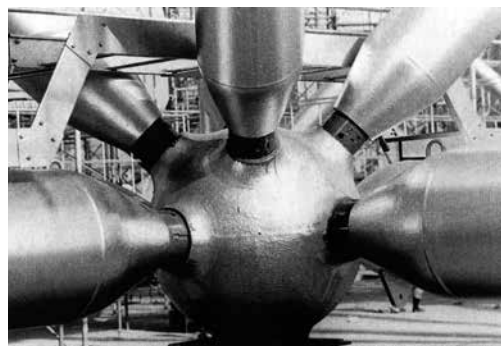


Fig.307
Festival Zone

Figg.308-310
Fukuda Tomoo, Kamiya Koji,
Okamoto Taro, Tange Kenzo,
Festival Square



Fukuda Tomoo, Kamiya Koji,
Okamoto Taro, Tange Kenzo,
Festival Square

Il Giappone costruì diverse strutture reticolari. Da segnalare, al centro dell'area espositiva, l'enorme reticolo di 291,6×108 m, supportato da sei colonne alte 30 m sul livello stradale, che ricopriva il Festival Square (architetto: Kenzo Tange; ingegnere: Yoshikatsu Tsuboi).

Davis, Brody, Chermayeff, Geismar e deHarak Associates (Strutture: D. Geiger), US Pavilion

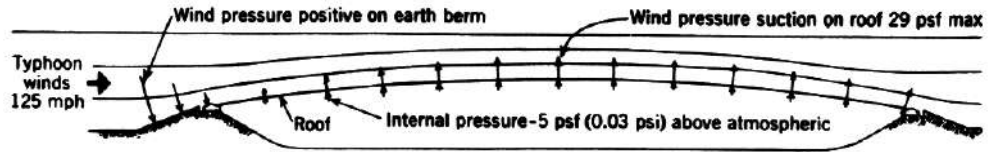
La novità consisteva nell'applicazione di una rete di cavi di rinforzo alla membrana. Attraverso l'impiego di tali cavi, si ottiene un notevole ribassamento del profilo della struttura, oltremodo utile per ridurre gli effetti del vento su di essa.

Si ottengono inoltre miglioramenti degli effetti sonori interni. Tale ribassamento rende d'altra parte necessario l'ancoraggio della struttura a un anello staccato dal suolo.

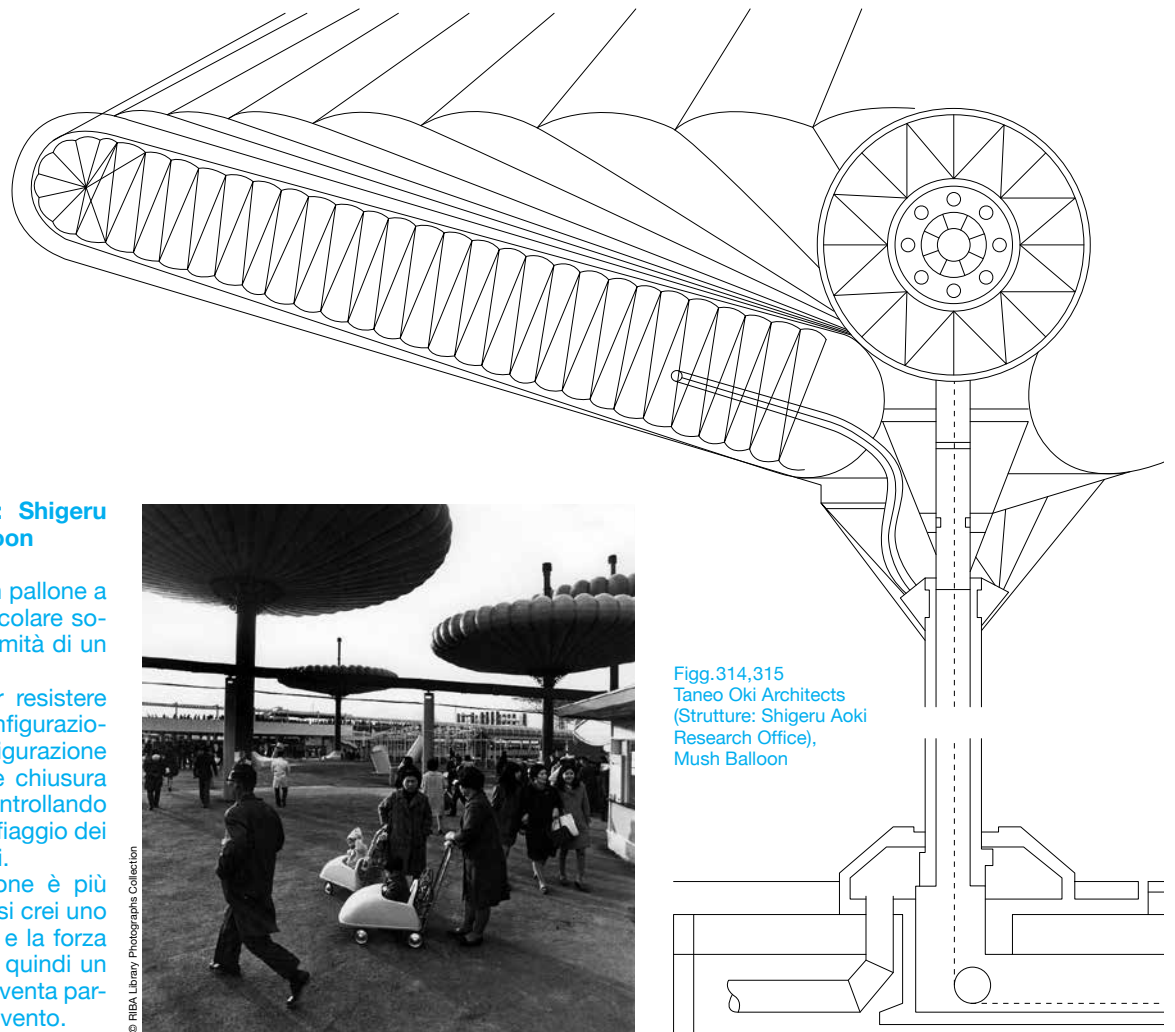
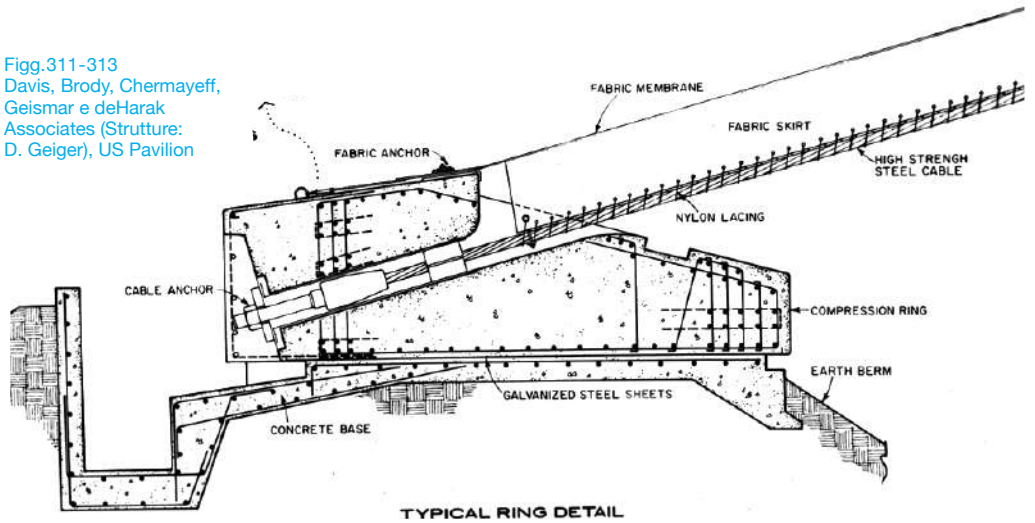
La forma di questo anello è studiata per ridurre al minimo gli effetti flessionali su di esso e, perciò, segue nel suo piano la funicolare dei carichi orizzontali applicati dalle funi al bordo delle strutture in presenza di sola sovrappressione interna.

Un'altra importante novità usata per la prima volta in questo padiglione è l'impiego di un tessuto realizzato con fibra di vetro ricoperto in Teflon, che offre una deformabilità molto inferiore rispetto ai tessuti in poliestere.

Ricoprendo il tessuto in fibra di vetro con Teflon si ottiene un tessuto strutturale che offre una durata paragonabile a quella delle strutture tradizionali.



Figg.311-313
Davis, Brody, Chermayeff,
Geismar e deHarak
Associates (Strutture:
D. Geiger), US Pavilion



Taneo Oki Architects (Strutture: Shigeru Aoki Research Office), Mush Balloon

Questa pensilina ombreggiante è un pallone a forma di cono inverso con base circolare sospeso da 45 cavi collegati alla sommità di un palo posto al centro del pallone.

La struttura è stata progettata per resistere a un vento di 15 m/sec nella configurazione aperta e di 60 m/sec nella configurazione chiusa. Le operazioni di apertura e chiusura della membrana sono effettuate controllando simultaneamente gonfiaggio e sgonfiaggio dei palloni oltre alla pretensione nei cavi.

Durante questa operazione il pallone è più vulnerabile perché è inevitabile che si crei uno sbilanciamento fra le forze dei cavi e la forza dovuta alla pressione interna: si ha quindi un rilassamento della membrana che diventa particolarmente sensibile all'azione del vento.



Figg.314,315
Taneo Oki Architects
(Strutture: Shigeru Aoki
Research Office),
Mush Balloon

Effetti del vento sulle costruzioni leggere

1. Tipologie di azioni del vento

Gli effetti del vento su una costruzione dipendono non solo dalla velocità del vento stesso, ma anche dalla forma, dalla dimensione e dalle caratteristiche della costruzione, così come dalla prossimità di altre costruzioni e dalla configurazione del terreno circostante.

Nella letteratura tecnica vengono differenziati gli effetti del vento chiamati statici da quelli dinamici. Gli effetti statici, si traducono in pressioni e depressioni agenti sulle superfici esterne e interne della costruzione.

In generale, vengono considerati agenti normalmente su queste superfici anche se, per costruzioni di grande estensione, l'effetto tangenziale può non essere del tutto trascurabile. Gli effetti dinamici dell'azione del vento si traducono in fenomeni di vibrazione.

Nelle costruzioni con alto periodo di vibrazione, come nel caso delle strutture leggere, occorre considerare i seguenti effetti:

- frequenze critiche di una successione concentrata di raffiche e di formazione di turbolenza, suscettibili di originare oscillazioni longitudinali, in relazione alla direzione del vento e in risonanza con la frequenza naturale della costruzione;

- velocità critiche anche in presenza di venti uniformi suscettibili di originare oscillazioni trasversali, in relazione alla direzione del vento, sotto l'effetto di turbolenza alternata (Karman-Bernard);

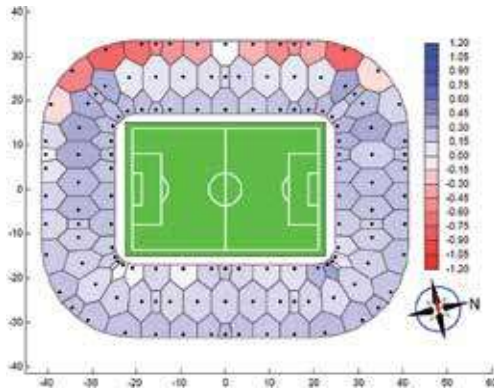
- velocità critiche di instabilità aerodinamica, per le quali la costruzione può presentare, come conseguenza delle proporzioni generali della struttura e della forma delle sezioni trasversali, una instabilità aerodinamica flessio-torsionale.

Frequenze e velocità critiche provocano oscillazioni ritmiche che, se prolungate per un tempo sufficiente, possono condurre a fenomeni di risonanza, originare grandi deformazioni e, in alcuni casi, la crisi strutturale.

Talvolta, come nel crollo del ponte sul Tacoma, la risonanza frequenziale si è avuta con eccitazioni provocate da venti costanti di intensità decisamente inferiore a quella considerata in sede di verifica degli effetti statici, indotti dallo stesso vento. Simili pericoli si combattono riducendo la deformabilità delle costruzioni, diminuendo il periodo proprio di vibrazione e introducendo passivamente e attivamente caratteristiche di smorzamento sufficienti.

Si adottano, inoltre, elementi strutturali aventi profili di forma tale da evitare l'instabilità aerodinamica. Per quanto riguarda le strutture leggere per coperture, considereremo due modi per analizzare gli effetti indotti dal vento: l'analisi statica e l'analisi dinamica.

L'analisi dell'effetto statico viene ottenuta schematizzando l'effetto del vento come una pressione distribuita sulla superficie della copertura, valutabile punto per punto mediante coefficienti aerodinamici in relazione alla pressione base del vento. Questi coefficienti sono proposti dalle normative riguardanti l'azione sulle costruzioni in funzione dell'esposizione, della forma, della località, della rugosità del terreno, ecc., della costruzione in esame.



2. Prove sperimentali in galleria del vento

Nei casi in cui il coefficiente aerodinamico del vento non sia valutabile con sufficiente accuratezza, e in presenza di particolari turbolenze, questi coefficienti possono essere ottenuti da prove aerodinamiche su modelli rigidi.

La ricerca dell'effetto statico del vento conduce a un'analisi statica equivalente.

Nel caso di analisi dinamica, è necessario considerare il comportamento aeroelastico della struttura, interagente o meno con il fluido in moto. Ciò conduce a considerare la massa della costruzione, nonché le caratteristiche elastiche e di smorzamento e porta, quindi, alla valutazione della forzante.

È proprio sulla durata della forzante $P(t)$ che mancano dati precisi, giacché esistono tipi infiniti di vento con frequenza identica e intensità differenti (Figg. 316,317).

L'analisi del sistema strutturale richiede pertanto una approfondita, preliminare analisi della struttura del vento, che permetta di costruire un idoneo modello matematico del vento. La distribuzione del vento può essere uniforme o può avere un gradiente verticale e provenire con diverse incidenze.

Nelle più moderne gallerie del vento, quali le gallerie dell'Università di Western Ontario (Fig. 318), del Politecnico di Milano e del CRIACIV, è possibile simulare correttamente la turbolenza del vento naturale a livello del suolo. I gradienti verticali delle velocità medie, le intensità, i tipi di turbolenza, lo spettro energetico del vento possono, così, corrispondere a varie situazioni al contorno, in cui si trova la costruzione. Nel caso di costruzioni di rilevante importanza, vengono anche eseguite prove sperimentali per determinare la probabile di-

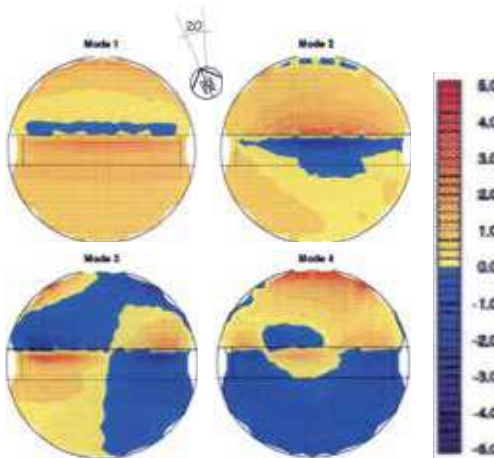
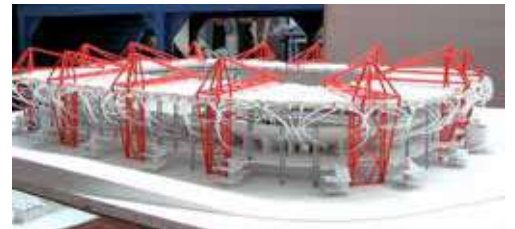


Fig. 318
Studio Tecnico Majowiecki, galleria della Western Ontario University: modello Stadio Kaftanzogleio, Salonico, Grecia, 2004



Figg. 316,317
Studio Tecnico Majowiecki, modello aerodinamico in galleria del vento per lo Stadio Olympiakos, Atene, Grecia, 2004

istribuzione della neve, in funzione della forma della copertura e della direzione e intensità del vento. Per quanto riguarda in particolare le strutture pneumatiche l'azione del vento provoca, generalmente, la condizione di carico più gravosa. Per determinare la distribuzione delle pressioni dovute al vento su una membrana aerosupportata, numerosi sono gli studi e le esperienze fatte.

In genere, tutte le esperienze in galleria del vento si sono svolte su struttura deformabile, in quanto il cambiamento di geometria è responsabile di variazioni notevoli del comportamento aerodinamico.

A differenza di una struttura rigida, in cui la distribuzione della pressione aerodinamica del vento dipende (oltre che dalla geometria) dal numero di Reynolds, per una struttura pneumatica si può dimostrare che la distribuzione dipende:

$$E / p_w \quad (12)$$

- dal rapporto fra il modulo di Young del materiale e la pressione cinetica del vento, dove la pressione cinetica del vento è definita come:

$$p_w = 1/2 \cdot \rho \cdot v^2 \quad (13)$$

- dalla rugosità della membrana (rapporto fra l'altezza delle asperità medie della membrana e la dimensione lineare della struttura pneumatica);

- dal rapporto pressione interna-pressione cinetica del vento p_i/p_w ;

- dal ribassamento della struttura, ovvero dal rapporto h/B fra l'altezza della struttura h e la larghezza B della sua sezione maestra.

Dalle esperienze condotte è emerso quanto segue:

- la dipendenza della distribuzione della pressione aerodinamica del vento sulla struttura pneumatica, fornita dal rapporto E/p_w , non è significativa;

- nei campi di variazione usuali del numero di Reynolds per le strutture pneumatiche ($Re > 4 \times 10^5$), siamo in regime nettamente turbolento e si può sperimentare come la variazione dei parametri di distribuzione aerodinamica delle pressioni non vari in maniera apprezzabile con il variare di Re ;

- la dipendenza della rugosità si può, in pratica, trascurare dato il valore simile del parametro per i materiali usati per strutture pneumatiche;

- è notevole e marcata la dipendenza delle forze aerodinamiche dal rapporto p_i/p_w e dal rapporto di ribassamento della struttura h/B .

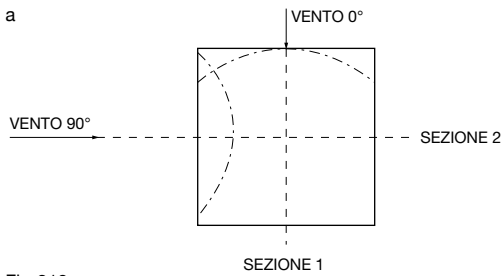
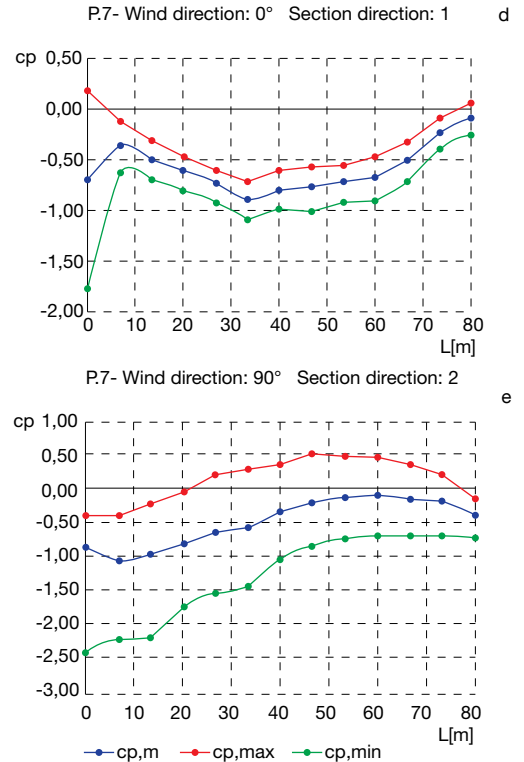
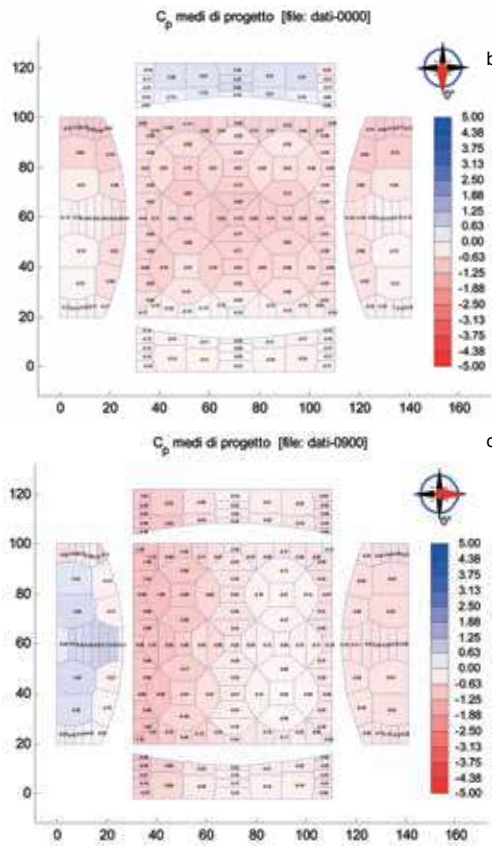


Fig.319
Esempio di elaborazione dei risultati sperimentali:
con riferimento alla tab.2,
Test p7 (H = 1/6 L, H_b = 1/6 L):
(a)andamento 3d dei coefficienti di pressione medi
per angolo di vento 0°;



(b) mappa dei coefficienti pressione medi per angolo di vento a 90°, (c) andamento dei coefficienti di pressione medi per angolo di vento a 0° in sezione 1, (d) andamento dei coefficienti di pressione medi per angolo di vento a 90° in sezione 2 (e).

Azione del vento sulle coperture a paraboloide iperbolico (HP)

Per facilitare l'analisi dei carichi variabili di progetto, l'azione del vento su superfici non convenzionali a doppia curvatura è stata studiata parametricamente e risultati sintetici sono ora disponibili nella letteratura tecnica attuale. Ad esempio, in una copertura a rete di funi avente la geometria di un paraboloide iperbolico, le prestazioni aerodinamiche cambiano al variare dei rapporti di freccia e di luce dei due ordini di funi, oltre che in base all'altezza in cui è situata la copertura.

Al fine di realizzare la parametrizzazione della risposta strutturale delle reti di funi in funzione della geometria, il Dipartimento di Ingegneria della facoltà di Architettura di Pescara, in collaborazione con gli atenei di Padova e Firenze¹¹, ha elaborato una procedura numerica di predimensionamento con la quale, fissati i rapporti geometrici di freccia e luce fra i due ordini di funi e fissata una condizione di carico, è possibile determinare lo stato tensionale nelle funi e quindi l'area delle stesse necessaria al rispetto delle condizioni limite adottate. Con questa procedura è stato valutato un campione costituito da circa mille rapporti geometrici differenti dal quale sono state individuate alcune configurazioni ottimali, cioè tali da rendere ideale il rapporto prestazione, in termini di spostamenti nodali, peso strutturale. Si è notato, ad esempio, che alcuni rapporti geometrici, adottati per definire le funi, forniscono, a parità di aree delle funi, a parità di carichi e a parità di forze trasmesse agli appoggi, spostamenti nodali inferiori e dunque una migliore prestazione globale della rete. Individuato un insieme di geometrie particolarmente efficienti si è ritenuto necessaria l'analisi del comportamento aerodinamico di queste geometrie al fine di parametrizzare i coefficienti di pressione e immagazzinare dati non presenti in nessuna normativa specifica per il calcolo dell'azione del vento nazionale e internazionale. La ricerca si è concentrata su tre forme in pianta, rispettivamente quadrata, cir-

colare e rettangolare, su due diverse curvatures della copertura a paraboloide iperbolico, su due diverse quote dell'imposta della copertura dal terreno e, infine, su un unico rapporto fra le frecce dei due ordini di funi, particolarmente ottimale. I dati geometrici sono sintetizzati in tab.2, che descrive le geometrie dei modelli testati nella galleria del vento del CRIACIV a Prato. Analisi dinamiche non lineari eseguite con i dati sperimentali hanno consentito la parametrizzazione della risposta strutturale in

termini di deformabilità delle reti, sollecitazioni nelle funi e forze trasmesse dalle funi alle strutture di bordo (Fig.320).

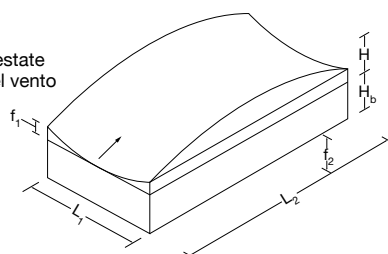
I risultati ottenuti dimostrano che il predimensionamento effettuato con la procedura numerica fornisce un'ottima configurazione iniziale della rete, che alcune forme ottimizzano meglio di altre il peso strutturale, e che, infine, alcune geometrie minimizzano meglio di altre fenomeni di separazione locale del flusso incidente (Fig.319).



Fig.320
Immagine del modello in galleria del vento a maglia circolare

	α	ρ	γ	f_1 [cm]	f_2 [cm]	L_1 [cm]	L_2 [cm]	H [cm]	H_b [cm]	
Modelli a pianta quadrata	p.1	1	1/10L _{max}	2	2,67	5,33	80,00	80,00	8,00 (1/10 L _{max})	13,33 (1/6 L _{max})
	p.2	1	1/10L _{max}	2	2,67	5,33	80,00	80,00	8,00 (1/10 L _{max})	26,66 (1/3 L _{max})
	p.7	1	1/6L _{max}	2	4,44	8,89	80,00	80,00	13,33 (1/6 L _{max})	13,33 (1/6 L _{max})
	p.8	1	1/6L _{max}	2	4,44	8,89	80,00	80,00	13,33 (1/6 L _{max})	26,66 (1/3 L _{max})
p.13	1	1/6L _{max}	2	2,22	4,44	40,00	80,00	6,66 (1/6 L _{max})	6,66 (1/6 L _{max})	
Modelli a pianta rettangolare	α	ρ	γ	f_1 [cm]	f_2 [cm]	L_1 [cm]	L_2 [cm]	H [cm]	H_b [cm]	
	p.3	0,5	1/6L _{max}	2	4,44	8,89	80,00	40,00	13,33 (1/6 L _{max})	13,33 (1/6 L _{max})
	p.4	0,5	1/6L _{max}	2	4,44	8,89	80,00	40,00	13,33 (1/6 L _{max})	26,66 (1/3 L _{max})
	p.5	0,5	1/10L _{max}	2	2,67	5,33	80,00	40,00	8,00 (1/10 L _{max})	13,33 (1/6 L _{max})
p.6	0,5	1/10L _{max}	2	2,67	5,33	80,00	40,00	8,00 (1/10 L _{max})	26,66 (1/3 L _{max})	
Modelli a pianta circolare	α	ρ	γ	f_1 [cm]	f_2 [cm]	D_1 [cm]	D_2 [cm]	H [cm]	H_b [cm]	
	p.9	-	1/6L _{max}	2	4,44	8,89	80,00	80,00	13,33 (1/6 L _{max})	13,33 (1/6 L _{max})
	p.10	-	1/6L _{max}	2	4,44	8,89	80,00	80,00	13,33 (1/6 L _{max})	26,66 (1/3 L _{max})
	p.11	-	1/10L _{max}	2	2,67	5,33	80,00	80,00	8,00 (1/10 L _{max})	13,33 (1/6 L _{max})
p.12	-	1/10L _{max}	2	2,67	5,33	80,00	80,00	8,00 (1/10 L _{max})	26,66 (1/3 L _{max})	

Tab.2
Geometrie testate in galleria del vento



11F. Rizzo, Coperture di grande luce a paraboloide iperbolico: studio parametrico della risposta aerodinamica, Dipartimento di Ingegneria, Università degli studi G. D'Annunzio, Chieti-Pescara

Materiali e particolari costruttivi

Le funi

Il termine fune, nel linguaggio corrente, ha significati diversi. Le dizioni di cavo, filo, fune e trefolo si usano molte volte indifferentemente, quasi stessero a significare la stessa cosa. In effetti, i tre termini hanno significati precisi che è doveroso puntualizzare.

-Filo (in inglese wire): deriva da un trattamento di profilatura a freddo, e di progressiva riduzione del diametro, di barre d'acciaio dette vergelle. Ha forma di un cilindro indefinito a sezione circolare.

-Trefolo (in inglese strand): è un insieme di fili avvolti elicoidalmente attorno a un filo centrale. Il trefolo prende anche il nome di fune spiroidale (quando lavora come fune singola).

-Fune (in inglese rope): è un insieme di trefoli avvolti elicoidalmente attorno a un nucleo centrale, costituito da un trefolo o da un'altra fune, o da un'anima tessile. Prende anche il nome di fune a trefoli. Nelle figg.321,322 sono indicati un trefolo e una fune.

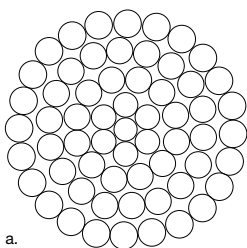


Fig. 321
Fune

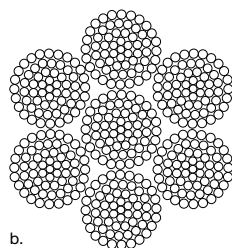


Fig. 322
Trefolo

Il procedimento tecnologico che conduce al trefolo o alla fune parte da barre dalla forma di lungo parallelepipedo a sezione quadra che vengono, in una prima fase, passate attraverso una serie di rulliere, ridotte in tonde detti vergelle, dalla forma di un lungo cilindro a sezione circolare con diametro variabile da qualche millimetro a un centimetro.

Le vergelle vengono, poi, sottoposte a un trattamento termico detto parentamento, che aumenta le caratteristiche meccaniche, elimina le tensioni provocate dalla profilatura a freddo e regolarizza la struttura cristallina.

In seguito, le vergelle, subito il decapaggio, ossia un trattamento chimico attraverso il quale si elimina l'ossido superficiale, sono sottoposte a un processo di trafilatura a freddo, attraverso successive presse e rulli.

A ogni passaggio, il diametro del filo subisce una graduale riduzione fino a che l'area della sezione trasversale diminuisce al 65-75% del valore iniziale. Tale procedimento comporta una ulteriore regolarizzazione della struttura cristallina e un aumento della resistenza a trazione del filo. Successivamente, il filo, protetto dalla corrosione mediante immersione in un bagno di zincatura, viene lavorato da macchine speciali che realizzano i trefoli. Utilizzando trefoli al posto dei fili, con un procedimento del tutto simile, si ottengono le funi.

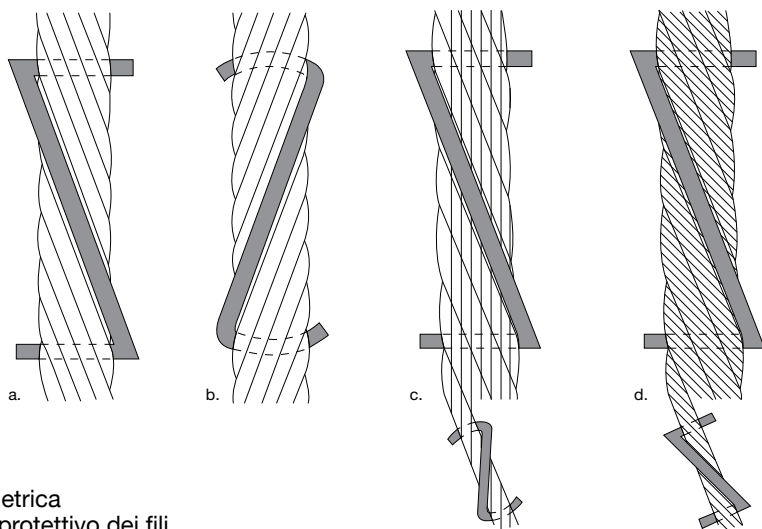
Il passo dei fili nei trefoli è generalmente compreso tra 7 e 12 volte il diametro del trefolo; quello dei trefoli nelle funi è invece compreso fra 6 e 10 volte il diametro della fune.

Le caratteristiche più comuni delle funi d'acciaio sono:

- diametro
- formazione
- senso di avvolgimento
- sezione metallica

Fig. 323

a. Trefolo o fune spiroidale destra: avvolgimento a Z;
b. Trefolo o fune spiroidale sinistra: avvolgimento ad S;
c. Fune a trefoli crociata destra: avvolgimento Z/S trefoli avvolti a destra; fili esterni dei trefoli avvolti a sinistra;
d. Fune a trefoli parallele destra: avvolgimento Z/Z trefoli avvolti a destra; fili esterni dei trefoli avvolti a destra.



- carico di rottura
- peso metrico, massa metrica
- eventuale rivestimento protettivo dei fili

1. Diametro

Per diametro di una fune si intende il diametro della circonferenza circoscritta alla sua sezione nominale. Il diametro si esprime in millimetri. Il diametro nominale della fune è la dimensione che serve a individuare la fune; a esso si riferiscono generalmente, le tabelle dei cataloghi delle ditte produttrici.

Il diametro effettivo della fune si ottiene con una misurazione fatta con metodi prescritti.

Il suo valore deve essere uguale al valore del diametro nominale escluse le tolleranze ammesse. Anche quest'ultimo dato è solitamente citato nei cataloghi.

Per la determinazione del diametro effettivo della fune si effettuano le misure in due punti distanti almeno un metro; in ciascun punto si misurano due diametri a 90° uno dall'altro.

La media dei quattro valori così ottenuti è il diametro effettivo.

Di regola, il diametro effettivo viene misurato su di un tratto di fune diritto non sottoposto ad alcuna trazione. In alcuni casi, quando la tolleranza è inferiore al 5% del diametro nominale, il diametro effettivo si misura su un tratto di fune sottoposto a tensione pari a 5% del carico di rottura minimo.

2. Formazioni

Il trefolo spiroidale è la formazione più semplice; esso è costituito da uno o più strati di fili sovrapposti avvolti a elica su uno o più fili (ovvero su un'anima tessile).

Si fa la distinzione tra trefoli a fili non paralleli e trefoli a fili paralleli. I primi sono detti anche trefoli normali perché storicamente sono stati i primi a essere fabbricati.

In essi, tutti i fili sono dello stesso diametro e per ragioni geometriche il numero dei fili cresce in ciascuno strato a partire dallo strato più esterno. Nei trefoli normali, ogni strato di fili viene cordato in una operazione distinta.

Ne risulta che i contatti fra i fili dei diversi strati sono puntiformi.

Ciò ha per conseguenza forti pressioni fra i fili e quindi, specie con carichi variabili, la probabilità di rotture di fili.

Nei trefoli a fili paralleli, i passi dei vari strati di fili sono identici perché la cordatura avviene in una sola operazione. Ne risulta che i contatti tra i fili sono lineari. Le funi spiroidali sono, come già accennato, semplici trefoli.

Le funi tonde a trefoli sono costituite da più trefoli elementari avvolti attorno a una anima tessile o a un trefolo o a una fune centrale.

3. Senso di avvolgimento

Se il senso di avvolgimento, a elica, dei fili esterni dei trefoli è uguale a quello dei trefoli nella fune, si hanno funi ad avvolgimento parallelo; se, invece, il senso di avvolgimento dei fili esterni dei trefoli è contrario a quello dei trefoli nella fune, si hanno funi ad avvolgimento crociato. L'avvolgimento di una fune può essere a Z o a S.

L'avvolgimento Z è quello di una fune che, tenuta in posizione verticale, presenta all'osservatore le spire visibili nella direzione del tratto mediano della lettera Z e cioè (procedendo dal basso verso l'alto) da sinistra verso destra.

L'avvolgimento S è quello di una fune che, tenuta in posizione verticale, presenta all'osservatore le spire visibili nella direzione del tratto mediano della lettera S e cioè (procedendo dal basso verso l'alto) da destra verso sinistra, a seconda del senso di avvolgimento si hanno:

- trefolo o fune spiroidale destra, avvolgimento a Z (Fig. 323a)
- trefolo o fune spiroidale sinistra, avvolgimento a S (Fig. 323b)

-funi crociate; esse si distinguono in funi crociate destre (a Z per la fune e a S per il trefolo, vedere Fig. 323c) e funi crociate sinistre (a S per la fune e a Z per il trefolo)

-funi parallele destre (ZZ), (Fig. 323d), e sinistre (SS). Negli impieghi correnti, un trefolo, o fune spiroidale, può essere composto da 19 a 127 fili con diametro da 11 a 66 mm, e una fune a trefoli, da 7 trefoli di cui uno costituisce il nucleo della fune. Nella denominazione di una fune, si usa dare la composizione in numero di trefoli e di fili nel seguente modo: il primo numero al di fuori della parentesi indica il numero dei trefoli, mentre i numeri all'interno della parentesi indicano il numero dei fili in ogni strato dei trefoli, procedendo dall'esterno verso l'interno. Ad esempio, la fune di fig. 324 è caratterizzata dalla designazione 7 (6+1).

Talvolta vengono impiegate, nelle realizzazioni strutturali, anche le cosiddette funi spiroidali chiuse, in cui uno strato di fili esterni sagomati assicura migliore protezione contro la corrosione.

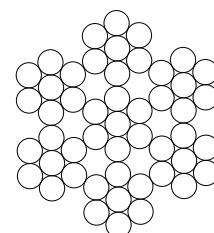


Fig. 324
Fune con formazione 7 (6+1)

4. Sezione metallica

Per sezione metallica, si intende la somma delle aree delle sezioni dei fili con un piano normale all'asse della fune. A parità di diametro della fune, la sezione metallica varia col variare della formazione dei passi di trefolataura e cordatura e di altre particolarità costruttive.

5. Carico di rottura

Il carico di rottura nominale è il carico di rottura minimo garantito, ed è esprimibile mediante la formula (EC 3 parte 1-11):

$$F_r = K \cdot d^2 \cdot R_r$$

$$F_{min} = \frac{k \cdot d^2 \cdot R_r}{1000} \quad (14)$$

dove:

K=fattore di carico minimo di rottura;

d=è il diametro nominale della fune espresso in mm;

R_r=è il grado della fune espresso in N/mm².

I valori dei coefficienti K, d, R_r per ogni tipo di fune sono specificati nelle EN 12385-2.

Il carico di rottura effettivo è il valore massimo del carico, ottenuto sottoponendo uno spezzone della fune a prova di trazione. Il carico di rottura effettivo deve risultare almeno pari al carico di rottura nominale.

6. Peso metrico-massa metrica

Il peso metrico nominale-massa metrica nominale è esprimibile con la formula:

$$W = K' \cdot d^2$$

dove:

K'=coefficiente caratteristico della formazione, pressochè costante al variare del diametro nominale della fune.

d=diámetro nominale della fune.

7. Rivestimenti protettivi-zincatura

I fili elementari delle funi sono di acciaio lucido, protetti da una appropriata lubrificazione. Tuttavia, le funi per usi marittimi o destinate a lavorare in ambiente aggressivo o a resistere alle intemperie, hanno fili protetti da zincatura. La zincatura può essere applicata sia con procedimento per immersione in bagno di Zn fuso, sia elettroliticamente. I fili possono essere zincati dopo l'ultima operazione di trafilatura (zincatura finale) ovvero zincati e successivamente ritrafilati.

La quantità del rivestimento è, generalmente, espressa dalla massa di Zn per unità di superficie del filo (g/m²).

Le norme ASTM (American Society for Testing Materials) stabiliscono tre tipi di rivestimento protettivo di zinco, suddivisi in tre classi: A,B,C. La classe A prevede un rivestimento di spessore variabile da 122 a 305 g/m², che è il più leggero dei tre. Infatti, nelle classi B e C sono inclusi degli spessori due e tre volte maggiori rispettivamente, in confronto alla classe A, come appare chiaramente dalla schematizzazione di fig.325. Le norme indicano i valori dei carichi di rottura per tre tipi di funi e dipendono dalla classe di zincatura e dalla disposizione dei fili nella fune. Ossia:

- zincatura classe A per tutti i fili
- zincatura classe A per fili interni e zincatura classe B per fili esterni
- zincatura classe A per fili interni e zincatura classe C per fili esterni.

La protezione di zinco classe A è impiegata, solitamente, per usi interni o nei casi in cui le funi siano poco esposte.

Per gli altri casi si possono utilizzare i rivestimenti classe B o C.

In particolari condizioni, ad esempio la presenza nell'atmosfera di agenti chimici o salmi, o comunue altamente corrosivi, è consigliata una protezione aggiuntiva a quella derivante dalla zincatura. Di solito, i prodotti addizionali protettivi consistono in pitture a base di materie plastiche particolari e nell'uso preventivo di antiruggine.

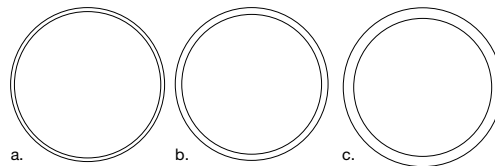


Fig.325
Tipologie di rivestimento in zinco

8. Caratteristiche tecniche delle funi a uso strutturale

Funi spiriodali: sono generalmente impiegate come portanti o come ancoraggi, tiranti o stralli.

Funi spiriodali zincate trovano importanti impieghi come sostegni di linee telefoniche, elettriche, ecc. Le funi spiriodali di piccolo diametro sono usate per comandi flessibili.

Funi chiuse: sono anch'esse funi spiriodali, con le caratteristiche citate precedentemente. Funi di questo tipo hanno il massimo coefficiente di riempimento (rapporto tra la sezione metallica e la sezione circolare piena) e, quindi, a parità di diametro e di resistenza unitaria dei fili, carichi di rottura superiori a ogni altra formazione. Sono, peraltro, poco flessibili e devono, perciò, essere avvolte su tamburi di grande diametro. Rispetto agli altri tipi di funi, le funi chiuse presentano migliore resistenza all'usura e alla corrosione per la loro superficie liscia e la migliore ritenzione di lubrificante. Inoltre, se qualche filo sagomato esterno si rompe in esercizio, rimane in posizione in quanto è incastrato nei fili contigui.

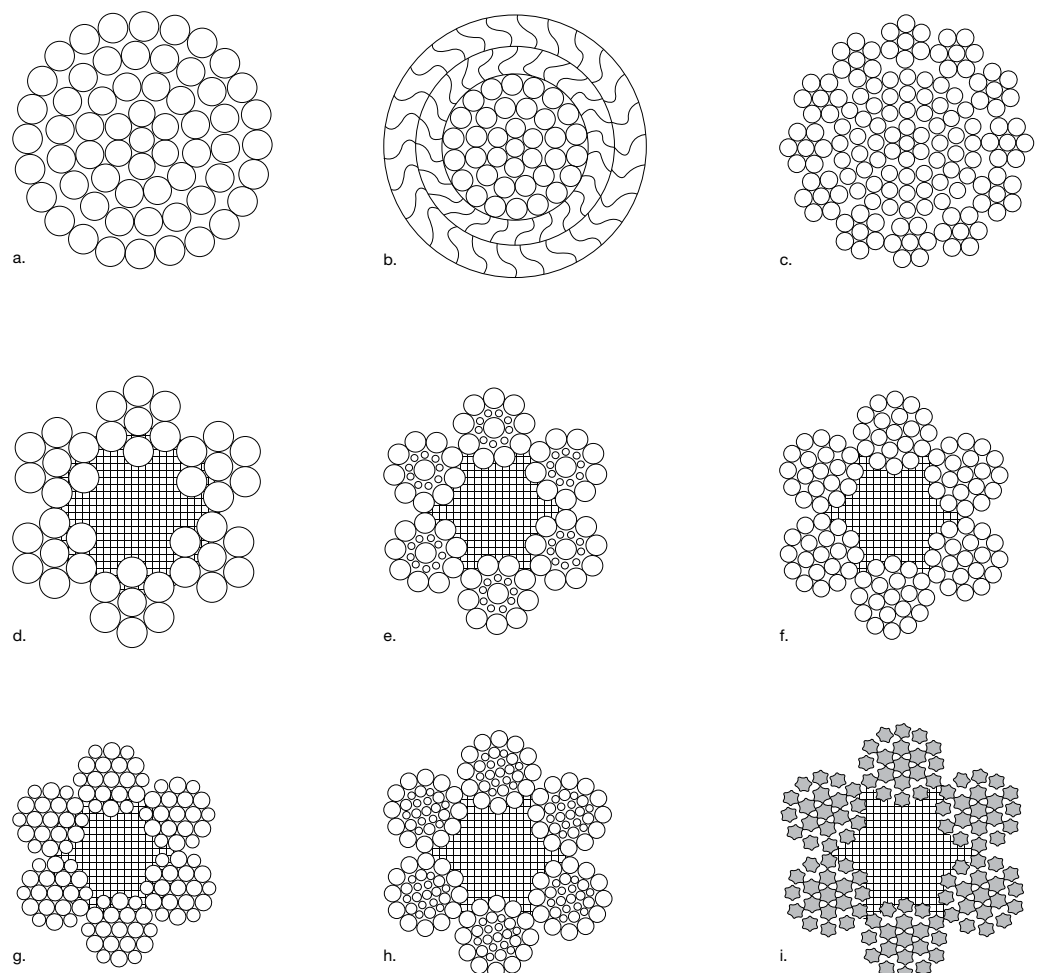
Le funi chiuse hanno una tendenza limitata alla rotazione. Esse presentano modulo elastico elevato e, perciò, sono da preferire quando siano richieste limitate deformazioni elastiche. Le funi chiuse necessitano di particolare cura nella messa in opera e sono più costose delle normali funi con fili tonde. Sono impiegate come portanti per funivie e per ponti e coperture sospese, per teleferiche ecc.

Funi a trefoli tonde: costituiscono la grande maggioranza delle funi flessibili, per tutti gli apparecchi di sollevamento, di trazione, ormeggio ecc.

Funi ercole: sono costituite da un nucleo centrale spiriodale e da 12 o più trefoli esterni.

Vengono usate come portanti per telefoniche e funivie, in luogo delle funi chiuse o spiriodali. Nella fig.326 sono illustrate alcune funi, di tipo rigido e flessibile, tra le più usate.

Fig.326
Funi rigide



**9. Modulo di elasticità
Deformabilità della fune**

Il modulo di elasticità o di Young ricavato dalla espressione

$$E = \frac{\Delta S \cdot l}{A \cdot \Delta l} \quad (15)$$

dove:

- ΔS= incremento della forza assiale;
- l=lunghezza della fune;
- A=area della sezione della fune;
- Δl=allungamento causato dall'incremento.

L'allungamento, inteso come dato utilizzato per calcolare il modulo di elasticità, è rilevato con strumenti di precisione quando il cavo viene sottoposto a uno sforzo di trazione non inferiore al 10% e non maggiore del 90% del carico di rottura nominale del cavo stesso.

In fig.327 è rappresentato il grafico relativo alla prova fatta su una fune di 54 mm di diametro, di lunghezza pari a 254 cm (United States Steel Corporation).

Analizzando il grafico, per determinare E si procede come segue:

- allungamento al 10% del carico di rottura (256 kN)=2,59 mm
- allungamento al 90% del carico di rottura (1176 kN)=10,03 mm.

Pertanto:

- ΔS = 911 kN;
- A = 1748,4 mm²;
- Δl = 7,44 mm;
- l = 2540 mm;

$$E = \frac{911 \cdot 2540}{1748,4 \cdot 7,44} = 177,88 \text{ kN/mm}^2 \quad (16)$$

La deformabilità di una fune a trefoli o di una fune spiroidale dipende essenzialmente da due fattori: il primo è legato alla compressibilità del nucleo della fune, che comporta un aggiustamento dei fili.

Questi, essendo disposti elicoidalmente, tendono a stirare l'elicoide stesso, diminuendo il diametro e addensandosi al centro della fune. Il secondo fattore è dovuto alla elasticità dei fili che costituiscono la fune.

In tab.3 si riportano i moduli di elasticità proposti, in USA, per trefoli e funi di impieghi usuali. La normativa Europea che tratta le funi strutturali è l'Eurocodice 3 parte 1-11.

Le funi usate nelle realizzazioni strutturali sono, di solito, soggette a una prestiratura, che consiste nel sottoporre la fune stessa a carico prefissato (in genere pari al 55% del carico di rottura) per un periodo di tempo sufficiente a permettere un aggiustamento reciproco della posizione dei fili. Questo trattamento garantisce un effettivo comportamento elastico lineare della fune, in esercizio. Il carico ammissibile della fune varia fra 1/3 e 1/2 del carico di rottura del filo o del trefolo e ciò in relazione agli effetti della fatica. I carichi di rottura possono arrivare a 180 kN/cm², per cui i carichi ammissibili delle funi sono dell'ordine di 60÷90 kN/cm². Nella tab.4 è indicata una prescrizione relativa alla diminuzione della tensione di progetto, nel caso che la fune sia soggetta a un cambiamento di direzione per un suo passaggio su una sella. La prescrizione si applica solo in caso che il carico accidentale porti a un cambiamento dell'angolo di attacco del cavo sulla sella che non ecceda il 2% per i trefoli o il 4% per le funi.

Da quanto detto, le differenze tra trefolo e fune possono così riassumersi:

- a parità di diametro, per la sua maggiore compattezza, il trefolo è più resistente della fune;
- il modulo di elasticità del trefolo è maggiore di quello della fune;
- il trefolo è meno flessibile della fune;
- il trefolo è più resistente alla corrosione.

Infatti, a parità di diametro, i fili del trefolo sono più grossi di quelli della fune e hanno, perciò, una protezione di zinco maggiore, in quanto lo strato protettivo dello zinco aumenta con l'aumentare del diametro.

TIPO	DIAMETRO	E (modulo di elasticità)
Trefolo (strand)	12÷ 65 mm 66 mm e oltre	168,5 kN/mm ² 161,5 kN/mm ²
Fune (rope)	9,5÷101mm	140,4 kN/mm ²

Tab.3

TIPO	R / ø					
Trefolo (strand)	20	19	18	17	16	15 (min)
Fune (rope)	15	14	13	12	11	10 (min)
P'/P _{amm}	1,0	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75

R = raggio della stella
 ø = diametro del trefolo o della fune
 P_{amm} = carico ammissibile del trefolo o della fune
 P' = carico ammissibile del trefolo o della fune nel caso che esso passi sulla stella di raggio R

Tab.4

A conclusione di questo paragrafo dedicato alle funi, si ritiene opportuno fare presente che:

- Le variazioni termiche provocano in elementi di funi a estremi fissi variazioni di lunghezza e quindi di configurazione, che giungono a influenzare sensibilmente gli sforzi.
- All'aumentare della sollecitazione, diminuisce il diametro.
- Le funi risultano sottoposte a tensioni elevate in corrispondenza dell'assunzione di forti curvature. Vanno, quindi, sempre avvolte su bobine di opportuno diametro.
- Le funi, prima di essere tagliate, vanno legate; per 'legatura' si intende l'assicurazione contro lo svolgimento e l'apertura di un estremo libero di fune che si esegue con una legatura di filo o cordino in acciaio.
- Nello svolgere una fune si devono evitare i cappi che possono indurre forti curvature con deformazioni permanenti dei fili e, oltretutto, con conseguente perturbazione della struttura della fune. In fig.328 sono illustrati i metodi di svolgimento di una fune.
- Le rotture dei fili in funi aperte sono normalmente visibili a occhio nudo, e sono dette 'spigolature'. Esse possono essere state provocate da usura, corrosione, o fatica.
- Un 'nido' è una concentrazione su uno o più trefoli (o fili) di rotture di filo molto ravvicinate.

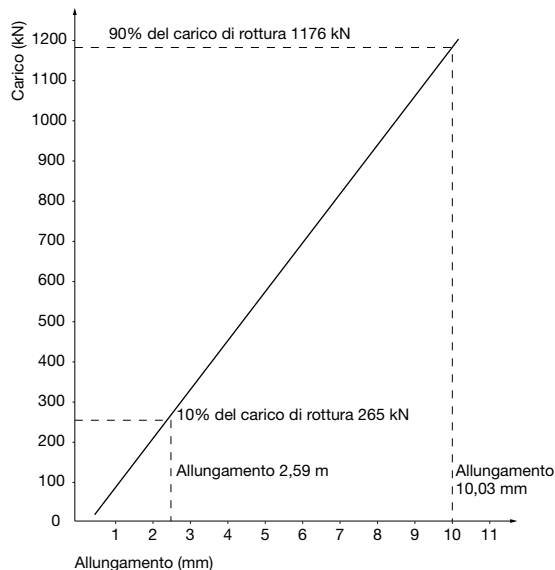


Fig.327
Grafico carico-allungamento

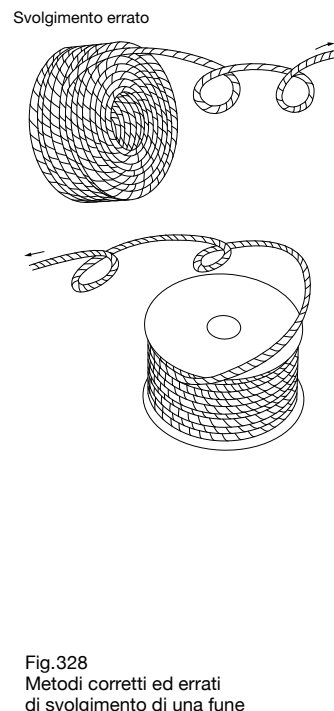
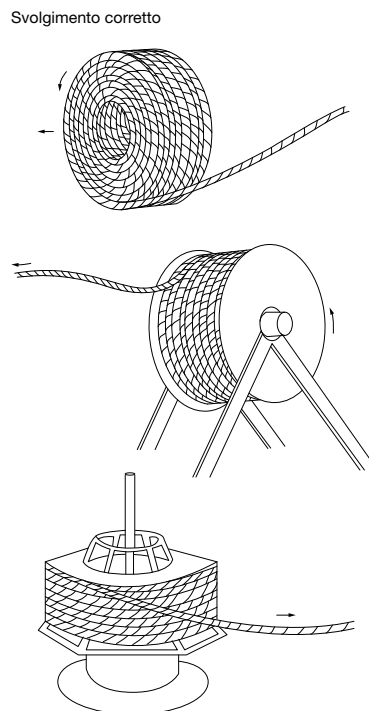


Fig.328
Metodi corretti ed errati di svolgimento di una fune

Terminali di ancoraggio e collegamenti

1. Terminali di ancoraggio

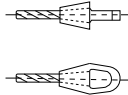
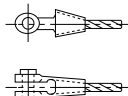
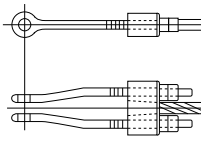
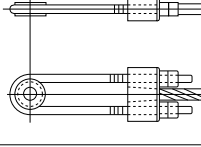
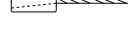
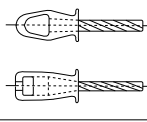
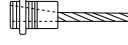

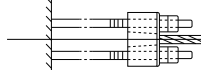
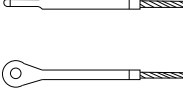
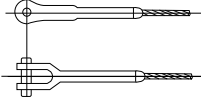
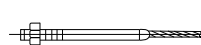
Nelle connessioni delle funi ai vincoli si trovano, essenzialmente, due tipi di capicorda (Figg.329,330).

Il primo è quello a zinco fuso (in inglese, socketed o zinc-poured) che si ottiene sventagliando i fili della fune spiroidale del trefolo e, dopo averli sgrassati e puliti, inserendoli nel cono del capocorda (socket), mentre, dalla parte alta del cono, viene versato lo zinco fuso.

Nell'esecuzione del capocorda, si deve evitare assolutamente che permangano tracce di acidi che potrebbero corrodere i fili e, inoltre, che si elevi eccessivamente la temperatura, la quale potrebbe provocare la ricottura dei fili.



Figg.329,330
Alcuni esempi di capocorda

Nome	Tipo	Diametri	
		Trefolo	Fune
Closed socket (capocorda forgiato tipo chiuso)	 Zinco fuso	12÷100 mm (1/2÷4 inches)	9,5÷100 mm (3/8÷4 inches)
Open socket (capocorda forgiato tipo aperto)	 Zinco fuso	12÷100 mm (1/2÷4 inches)	9,5÷100 mm (3/8÷4 inches)
Open bridge socket (capocorda forgiato tipo aperto a doppio gambo filettato)	 Zinco fuso	12÷100 mm (1/2÷4 inches)	9,5÷100 mm (3/8÷4 inches)
Open bridge socket (capocorda forgiato tipo chiuso a doppio gambo filettato)	 Zinco fuso	12÷100 mm (1/2÷4 inches)	9,5÷100 mm (3/8÷4 inches)
Button socket (capocorda forgiato ancorato a bottone con filettatura)	 Zinco fuso	12÷100 mm (1/2÷4 inches)	9,5÷100 mm (3/8÷4 inches)
Bearing socket (capocorda forgiato ancorato a occhiello)	 Zinco fuso	12÷100 mm (1/2÷4 inches)	9,5÷100 mm (3/8÷4 inches)
Threaded socket (capocorda forgiato ancorato a bottone)	 Zinco fuso	12÷100 mm (1/2÷4 inches)	9,5÷100 mm (3/8÷4 inches)
Threaded stud socket (capocorda forgiato ancorato a gambo filettato)	 Zinco fuso	12÷100 mm (1/2÷4 inches)	9,5÷100 mm (3/8÷4 inches)
Bridge socket bow (capocorda forgiato ancorato a doppio gambo filettato)	 Zinco fuso	12÷100 mm (1/2÷4 inches)	9,5÷100 mm (3/8÷4 inches)
Closed swaged socket (capocorda chiuso martellato)	 Per serraggio	12÷35 mm (1/2÷1 1/2 inches)	9,5÷50 mm (3/8÷2 inches)
Open swaged socket (capocorda aperto martellato)	 Per serraggio	12÷35 mm (1/2÷1 1/2 inches)	9,5÷50 mm (3/8÷2 inches)
Threaded swaged socket (capocorda martellato a gambo filettato)	 Per serraggio	12÷35 mm (1/2÷1 1/2 inches)	9,5÷50 mm (3/8÷2 inches)

È preferibile, rispetto all'introduzione diretta nel capocorda dello zinco fuso, la fusione in conchiglia, cioè in uno stampo a due valve, portato anch'esso a temperatura elevata, che permette, una volta aperto, un controllo accurato della fusione. Il blocco fuso va, quindi, infilato in un secondo tempo nel manicotto a cono vero e proprio.

L'efficienza di un attacco a testa fusa eseguito a regola d'arte è del 100% e oggi è controllabile anche con apparecchi a raggi X.

Il secondo tipo di capocorda è quello martellato (swaged), in cui la parte terminale della fune viene inserita in un apparecchio di acciaio con un foro di diametro poco superiore a quello della fune. Si serra l'apparecchio entro la morsa di una pressa idraulica, in modo che il capocorda avvolga, deformandosi, i fili della fune, fissandoli in maniera definitiva.

Con questo tipo di collegamento il carico di rottura dell'insieme fune/capocorda è inferiore al carico di rottura a trazione della fune.

Nella tab.5 sono indicati i possibili tipi di connessioni di funi ai loro vincoli e, per qualcuno, viene riportatonele figg.331,332.

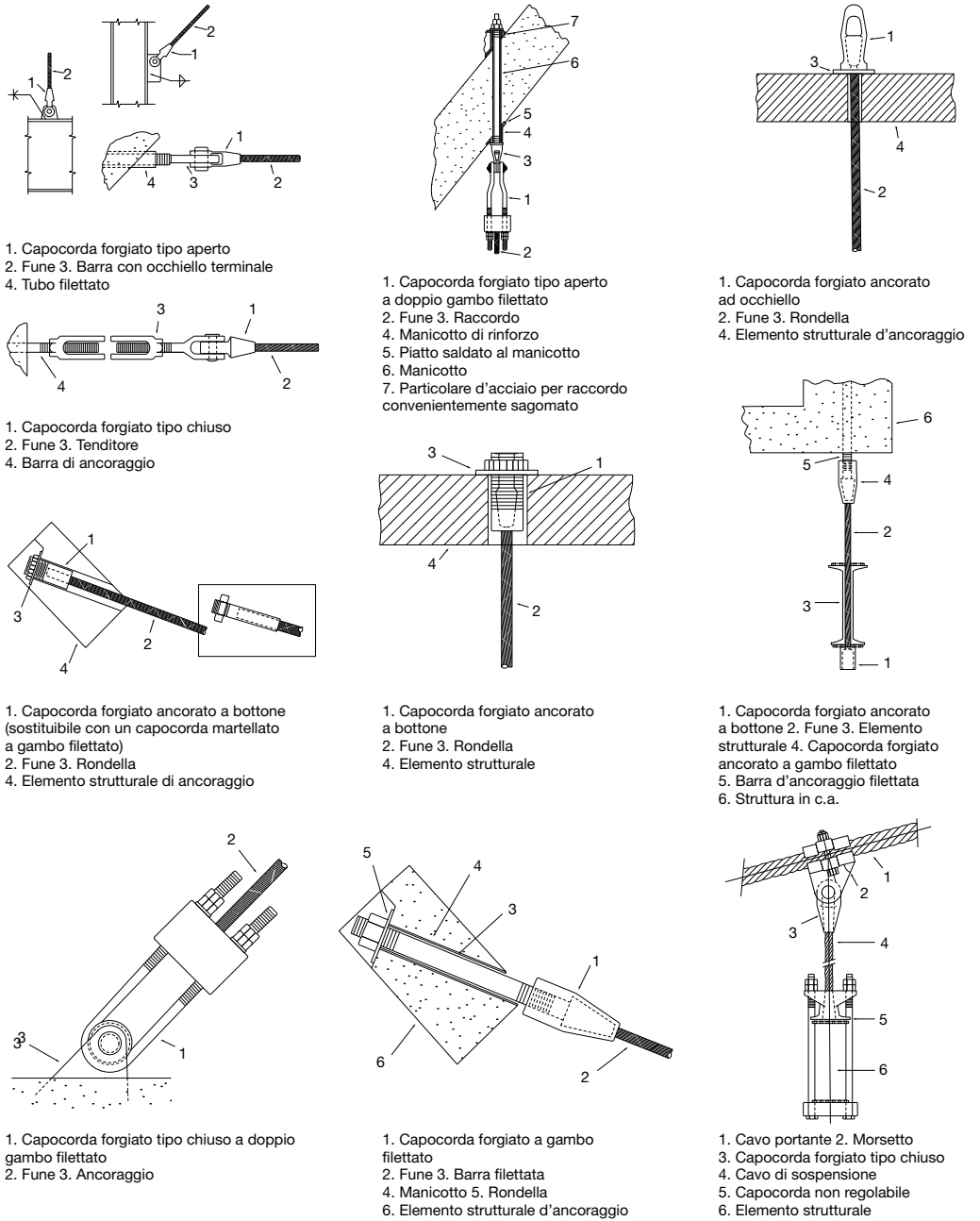


Fig.331
Applicazione generale di alcuni tipi di capocorda

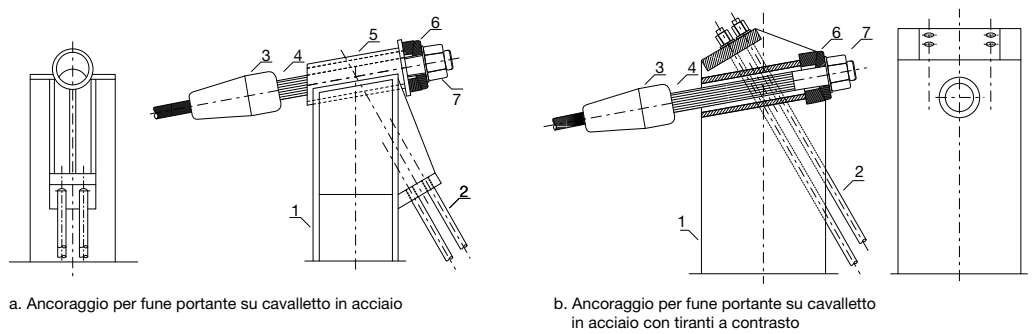
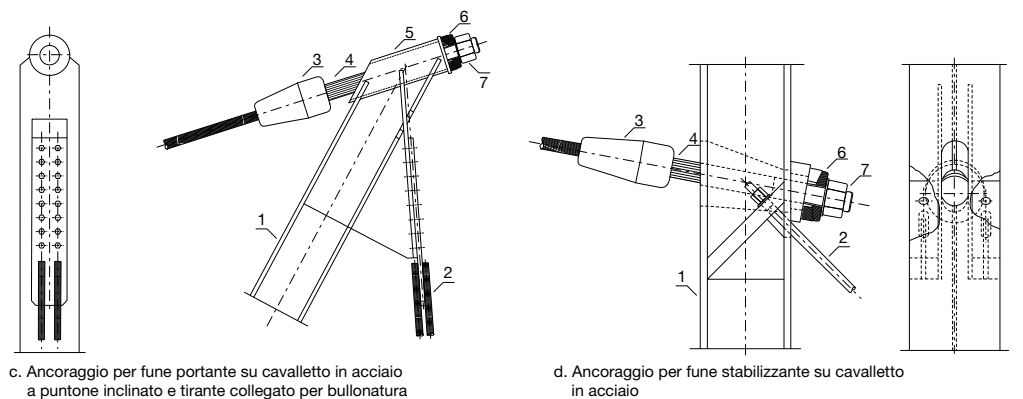


Fig.332
Applicazioni di terminali di ancoraggio a strutture metalliche.
1. Colonna in profilato a caldo
2. Tirante in barre tonde filettate
3. Capocorda forgiato filettato
4. Barra di ancoraggio filettata
5. Tubo di contrasto
6. Cerniera sferica



2. Connessioni tra funi

Le connessioni tra funi in più parti sono, in genere, costituite da apparecchi in acciaio che, stretti da alcuni bulloni, realizzano per attrito il bloccaggio delle funi interessate. Esempi particolarmente interessanti, per quanto riguarda applicazioni pratiche, sono il blocco di connessione per la copertura del parco olimpico di Monaco, blocco studiato appositamente per formare la sede delle quattro funi incrociandosi ortogonalmente e il blocco di connessione della fune stabilizzante con le diagonali, per le classiche travi di funi. Esso è formato da due elementi e, in quello interno, viene alloggiata la fune. Il serraggio avviene per mezzo di tre bulloni centrali, mentre i fori posti all'estremità servono per il collegamento delle forcelle delle aste diagonali. In fig.335, è proposto un disegno esecutivo del blocco di connessione, nel caso di una fune di 30 mm di diametro.

Nelle pagine che seguono è stata fatta una casistica delle connessioni, sia effettivamente realizzate, sia a livello di prototipo, distinguendole a seconda del loro impiego in:

- morsetti per il collegamento di funi costituenti una rete (Fig.336, pag.568);
- giunzioni tra due funi nella direzione longitudinale (Fig.337, pag.569);
- ‘nodi deviatori’, ossia particolari apparecchi, classificabili appunto come nodi, in cui due o più funi confluiscono per poi cambiare direzione nel piano o nello spazio (Fig.338, pag.569);
- collegamenti tra funi di bordo e funi interne di una rete. In questo caso, i morsetti devono essere studiati opportunamente tenendo conto che, a causa degli elevati sforzi a cui le funi di bordo sono sottoposte, esse hanno, di norma, un diametro molto maggiore rispetto alle funi interne della rete (Fig.339, pag.570).

3. Morsetti di rete

Sono utilizzati per il collegamento di funi costituenti una rete. A parte le cosiddette ‘knotless net’, convenienti per applicazioni particolari, le reti intese come strutture portanti, consistono generalmente di due componenti: cavi e morsetti. Vi sono molte possibilità per la realizzazione di un morsetto; esse dipendono tra le altre cose, dal materiale del morsetto, dal tipo di fune, dalla tensione presente in essa, dalla maglia della rete e anche dalle dimensioni e dalla utilizzazione dell'intera struttura portante. Pertanto occorre molta cura nella scelta dei morsetti di una rete, in quanto sono di un'importanza decisiva ai fini della capacità portante della rete. Inoltre, i morsetti rappresentano un rilevante fattore economico, visto il loro solitamente elevato numero nelle reti di funi.

Può essere preso in considerazione anche l'uso di materie plastiche ad alta rigidità e alta stabilità dimensionale, la possibilità di rinforzare con fibra di vetro o al carbonio, però in merito non si hanno ancora sufficienti test sperimentali. Morsetti in materiale plastico possono essere usati con buone possibilità di successo in casi particolari come strutture tessili e reti a basso regime tensionale.

I gradi di prefabbricazione di una struttura sono vari, e dipendono principalmente dalla formazione costruttiva dei morsetti.

Nel caso di reti tessili con maglie piccole, di circa 15 cm, è possibile realizzare una completa produzione meccanica. Tutti gli altri tipi di rete devono essere rifiniti più o meno manualmente. Durante l'assemblaggio di una

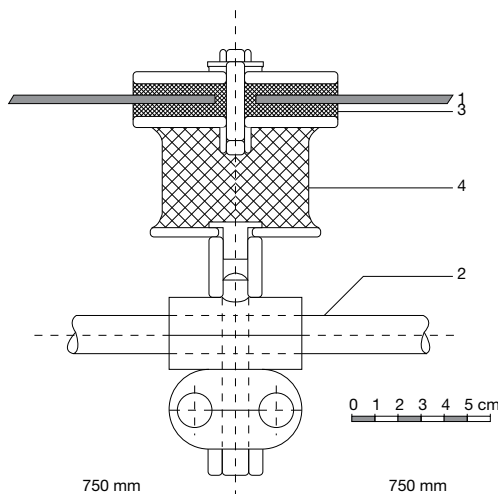


Fig.333
Morsetto per rete di funi:
1.Pannello di copertura in plexiglas
2.Fune
3.Disco in cloroprene
4.Cuscinetto in neoprene

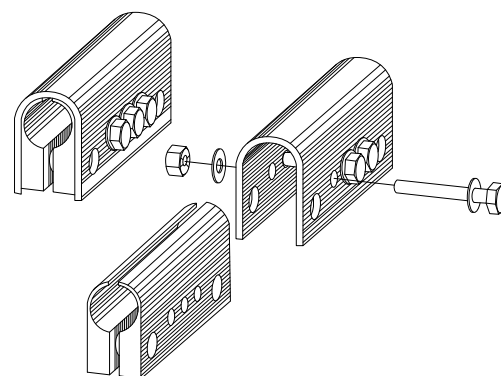


Fig.334
Morsetto ad attrito tipo Jawerth tra funi e tiranti diagonali

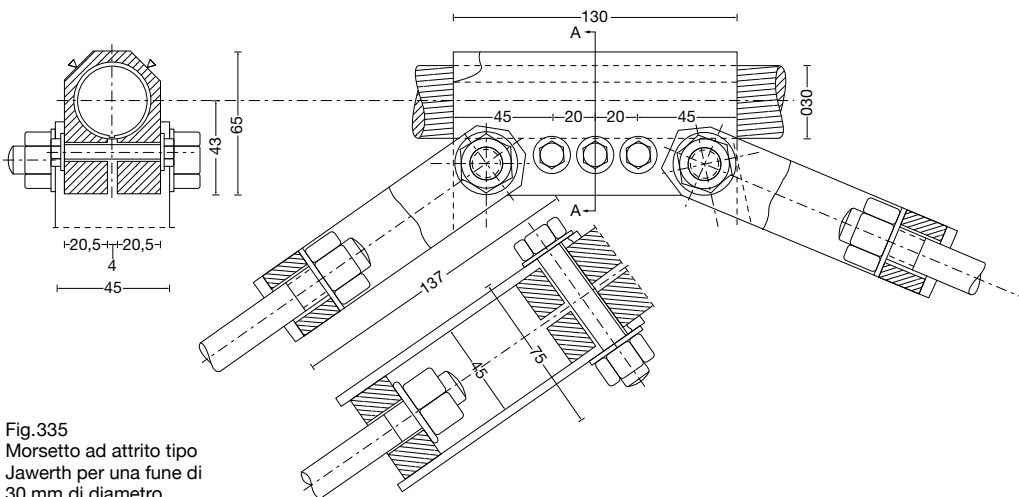


Fig.335
Morsetto ad attrito tipo Jawerth per una fune di 30 mm di diametro

rete, comunemente eseguito a terra, durante il sollevamento e quando vengono applicate le forze di pretensione, si verificano dei cambiamenti dell'angolo delle maglie. Nel caso di morsetti ruotanti, dove l'angolo di intersezione tra le funi è prefissato (solitamente 90°), il cambiamento dell'angolo diventa possibile solo a causa della eventuale deformazione del cavo: tra due morsetti si genera una linea a forma di S. Questo può ridurre la stabilità in caso di angolo acuto relativo, meno in caso di cavi flessibili che per cavi rigidi (strand). Inoltre, la larghezza della maglia si riduce simultaneamente. Le forze tra gli incroci delle funi sono trasmesse in molti casi per attrito con il morsetto. La forza che un morsetto può assorbire per attrito è chiamata forza di scorrimento (sliding force). Essa dipende dalla forza di serraggio (clamping force) che il morsetto esercita sul cavo, così come dal valore dell'attrito tra morsetto e cavo. La prima è limitata alla massima pressione trasversale che il cavo

può sopportare, mentre l'attrito può ottenersi in diversi modi: per irrudimento dell'area di contatto, spalmando strati di minerali addizionali (ad esempio quarzo, carborundum), o per adattamento alla superficie del cavo di materiali malleabili (ad esempio alluminio).

La stabilità, o forza di attrito di un morsetto deve essere elevata, in quanto la connessione tra i cavi deve mantenere la sua posizione durante il montaggio e durante tutti gli altri stati di caricamento.

Per maggiore sicurezza, contro gli spostamenti, il morsetto può essere spalmato all'interno con colle speciali ad alta viscosità. Il fatto che la copertura sia appoggiata o sospesa alla rete di funi è un dato importante per quanto riguarda eventuali problemi derivanti dalla corrosione. Se è possibile la forma esteriore del morsetto è preferibile che sia tondeggiante e chiusa. La conformazione dei morsetti deve essere progettata anche in funzione della disposizione della copertura.

In relazione alla fig.336,1.e 2.mostrano una legatura con filo metallico; la sua stabilità è relativamente bassa. Essa può essere aumentata considerevolmente utilizzando dei pezzi di adattamento (3.-6.).

Un avvolgimento è una legatura che si estende per una certa lunghezza (7.), tra cavi che sono paralleli uno all'altro. Avvolgimenti per legature di fili sono presenti anche in natura come nel caso della tela del ragno (8.).

Cuciture:

lo scorrimento tra due fili da unire può essere evitato con cuciture chiuse, parallele o a zigzag. La connessione tra funi tessili è fatta con cuciture (9.), (per morsetti non ruotanti), o nel caso di doppi cavi, con rivettaggio (10.), per nodi dove è possibile una limitata rotazione. È inoltre possibile ottenere unioni tra vari elementi e di un elemento direttamente su un nodo mediante impiego di adesivi sintetici (epoxy) (11.).

Saldatura:

può essere eseguita come per i casi (12.,13.); questa procedura è abbastanza economica. Nel caso di grandi reti, comunque, si hanno ancora alcune difficoltà: il cavo è riscaldato, con conseguente diminuzione della sua resistenza a rottura. Nel caso di cavi in acciaio ad alta resistenza è possibile procedere alla saldatura solo se essi sono protetti da profilati fatti di materiale saldabile.

Giunti nastriformi o scatolari: sono connessioni tra uno o più cavi, inseriti in un unico contenitore (14.-18.); questi contenitori devono comunque assicurare il trasferimento delle forze agenti sul morsetto al cavo. Altri tipi di giunti scatolari, dotati di fori passanti per permettere unioni, sono indicati nelle figure (19.,20.).

Per prevenire la corrosione possibile tra la custodia e i cavi interni si può procedere applicando sulle funi uno strato di plastica calda (PCV).

Morsetti fusi:

per questo tipo di connessione vengono utilizzati solitamente metalli leggeri o materie plastiche ad alta resistenza (Araldit).

In 21., e 22 sono illustrati rispettivamente un morsetto di tipo normale e un morsetto spaziale. Per prevenire lo spostamento di questi ultimi durante il montaggio della rete, e per aumentare la stabilità viene solitamente utilizzato un rinforzo interno al morsetto stesso.

Morsetti a incastro e rivettati:

Questi tipi di morsetti sono illustrati in 23. e 28. Morsetti ottenuti da piastre piegate per pressatura sono illustrati come segue: nel caso di cavi che non si incrociano, si può ottenere come profili e piatti di alluminio pressati, il collegamento (29.); nel caso di incrocio di cavi i morsetti sono formati da una o più parti (30., 31.); morsetti con occhio: un bullone, per

permettere rotazioni (32.) o con due bulloni (33.) per impedire rotazioni.

Altri morsetti aventi caratteristiche simili sono illustrati da 34. a 36.

Morsetti bullonati:

il tipo mostrato in 37. è stato utilizzato nel ponte di Brooklyn.

Per migliorare il sistema, che prevedeva appunto il contatto tra i cavi, si può porre tra essi un pezzo adattabile (38.) per avere una migliore distribuzione degli sforzi.

Il morsetto 39. è ancora una variante della tipologia del 37.

Anche in questo caso si può inserire un pezzo adattatore (40., 41.). Il morsetto è formato da due occhielli a U inscatolati.

I pezzi separati di un elemento adattatore sono connessi al morsetto vero e proprio con uno o più bulloni. Le forze dei cavi sono trasmesse al morsetto ancora tramite attrito.

Il tipo 43. formato da tre pezzi adattatori e due bulloni, non può ruotare.

Occorre, inoltre, tenere conto della corrosione anche per quanto riguarda i bulloni e pertanto una accurata scelta si impone anche in questo senso, evitando di utilizzare bulloni a testa cava per coperture esterne. Alcuni tipi di bulloni sono visibili in 44. e 47.

Infine sono illustrati altri tipi di morsetti con uno o più bulloni e che prevedono l'incrocio di uno o più cavi (48. e 55.).

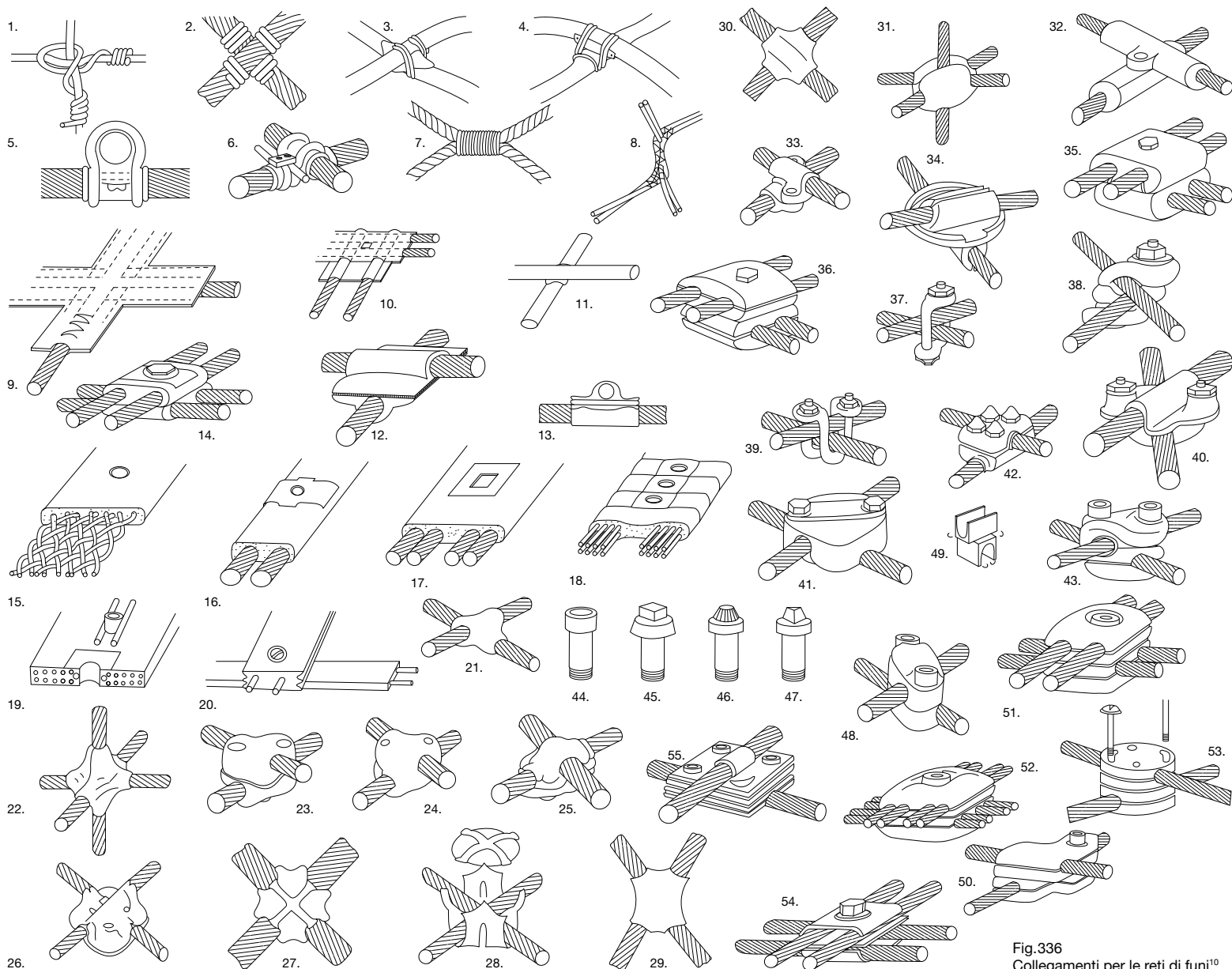


Fig.336 Collegamenti per le reti di funi¹⁰

4. Giunzioni longitudinali

Servono per la connessione tra funi in direzione longitudinale. In riferimento alla fig.337 il morsetto a U 1. può essere usato anche per aumentare l'attrito con mutua distorsione del cavo 2.; sussistono pericoli di danneggiamento dello stesso per rotture locali dei fili causate dall'elevato attrito. Vi sono in commercio diversi tipi di morsetti, ottenuti piegando e forando lamiere in metallo di acciaio o in alluminio 3. o per fusione 4. I morsetti 5. e 6. sono stati sperimentati presso l'Università di Stoccarda in occasione della realizzazione della copertura olimpica di Monaco. I morsetti pressati, in alluminio o acciaio, possono essere usati individualmente e distanziati 7. o in serie 8.. Per costruzioni temporanee possono essere usate giunzioni del tipo 9.-11. Le giunzioni 14. e 15. la cui lunghezza totale è di 430 mm, sono state studiate in occasione dell'Expo di Montreal e per Monaco e sviluppate rispettivamente dai gruppi IL di Stoccarda e dallo studio tecnico Leonhardt e Andra.

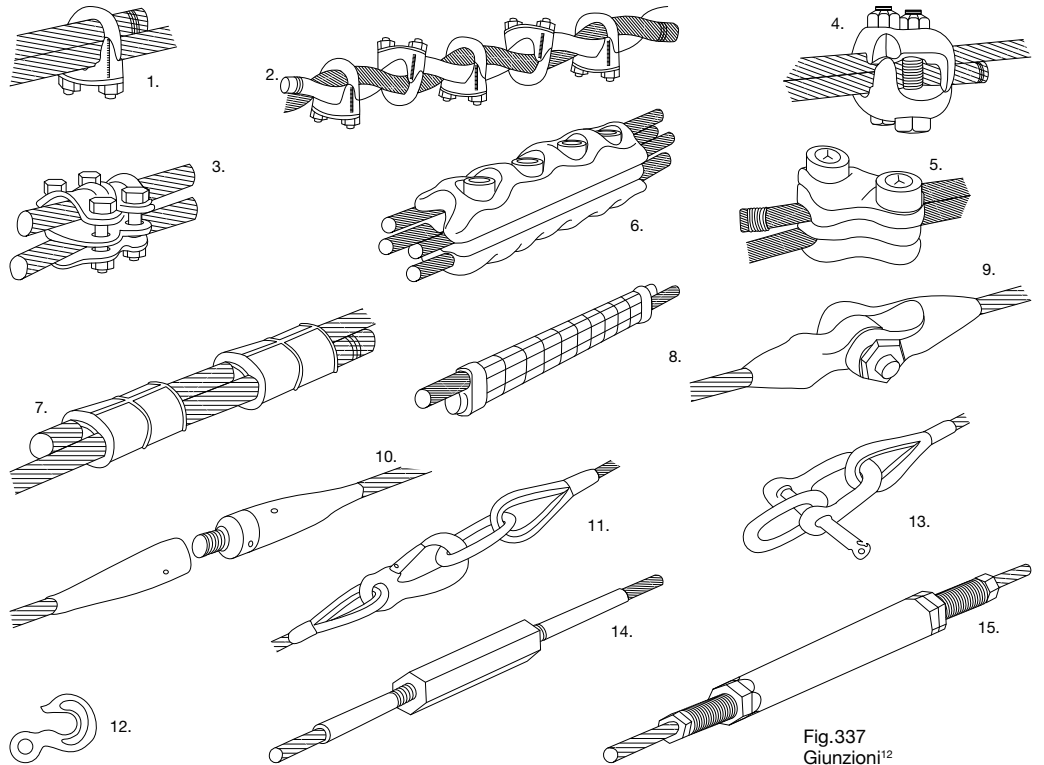


Fig.337 Giunzioni¹²

5. Nodi deviatori

Sono particolari costruttivi in cui viene modificata la direzione di un cavo continuo lungo una determinata direzione, piana o spaziale. Un particolare importante per la realizzazione dei nodi deviatori consiste nel consentire il più piccolo raggio di curvatura possibile; essi sono solitamente costruiti in metallo. L'apertura attraverso la quale entrano o escono i cavi è di forma allargata per permettere il cambiamento di angolo dei cavi dovuto alla deformazione della struttura sotto i carichi esterni. In molti casi i cavi sono morsettati per fissare la loro posizione; ulteriori morsetti ausiliari possono essere impiegati per evitare lo scorrimento (effetto ottenibile anche con plastiche adesive). Dal punto di vista costruttivo i nodi deviatori (1.-4.) di fig.338 sono molto semplici. In 1. i pezzi ove passano i cavi sono tenuti insieme con un attacco bullonato. Oltre a fissare i cavi i bulloni servono anche come guida degli stessi. In 2. e 3. gli elementi di deviazione di direzione permettono la rotazione. In 4. e 5. la fune di bordo passa attraverso un elemento deviatore curvo; dallo stesso elemento per contrasto viene collegata una fune di ancoraggio. I nodi 6. e 7. sono realizzati in acciaio fuso; le due funi di bordo passano in scanalature separate e vengono fissate con morsetti. Nel caso 8. è rappresentato un nodo deviatore per un cavo avente funzione di doppio ancoraggio. Se i cavi devono essere deviati dalla superficie della struttura, o se i cavi devono essere disposti secondo direzioni spazialmente differenti, i nodi deviatori saranno posti su appositi sostegni oppure sospesi. Un esempio tipico di cavi passanti attraverso un nodo deviatore di questo genere è fornito da 9. e consiste di due pezzi metallici curvi bullonati. All'interno i cavi passano attraverso una scanalatura che funge da guida 10. e 11. Nelle 12.-19. è illustrata la vista e la sezione di alcuni nodi deviatori usati per reti di grandi dimensioni realizzati perlopiù in acciaio fuso mentre in 20. e 21. è rappresentato un nodo di tipo sospeso in acciaio fuso di piccole dimensioni.

Come si nota in 22.-26. i nodi deviatori possono essere situati sia in punti alti che in punti bassi. In tutti i casi (12.-26.) sono previste delle scanalature guida a forma di T. In 27.-30. sono illustrati i cosiddetti nodi con ramificazione. In particolare la tipologia 31. permette l'incrocio di 4 cavi (di cui uno non visibile in figura) mentre 32. e 33. permettono una com-

binazione tra nodo deviatore e nodo di ramificazione. Tutti i particolari dei nodi 12.-33. sono stati studiati per realizzare la copertura del parco olimpico di Monaco. Infine, oltre agli ultimi tipi di nodi deviatori riportati in 34.-36., è possibile vedere in 37.,38. l'esempio che la natura ci fornisce anche in questo senso con i fili della tela del ragno.

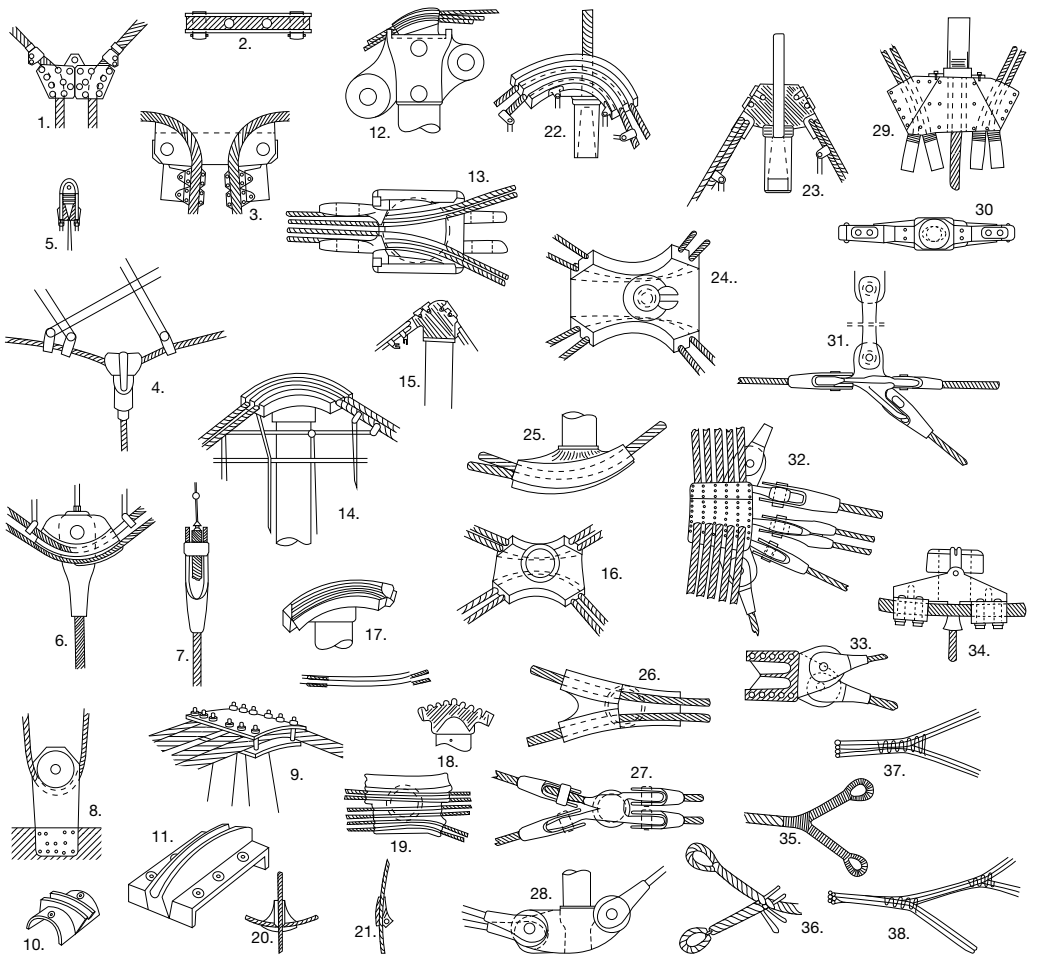


Fig.338 Nodi deviatori¹²

¹² Netze in natur und technik, Institut für leichte Flächenträgerwerke (IL 8), Universität Stuttgart, 1975

6. Nodi di bordo

Consistono nella connessione tra la fune di bordo e le funi della rete vera e propria. Si deve tenere in considerazione in questo caso, per la costruzione e il montaggio di questi particolari costruttivi: della trasmissione delle forze presenti nei cavi di rete alla fune di bordo e del fatto che solitamente il diametro di quest'ultimo è molto maggiore di quello dei cavi di rete. La disposizione dei nodi di bordo sulla fune perimetrale di solito non prevede una distanza costante, in quanto dipende dalla forma della rete stessa.

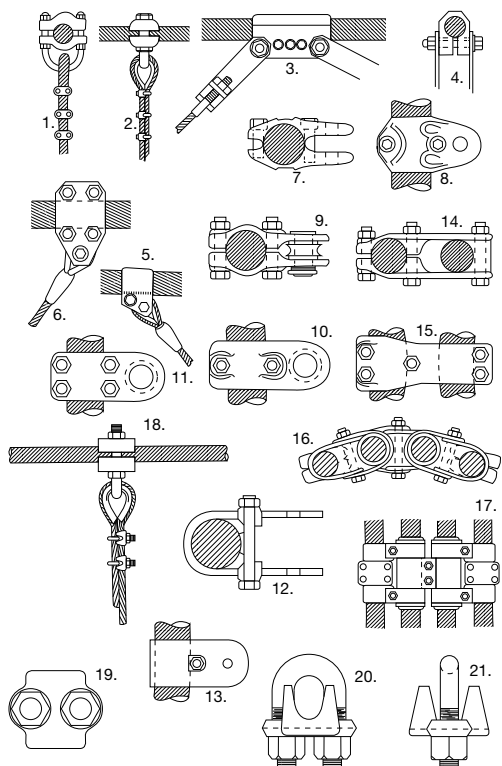


Fig. 339 Collegamenti con funi di bordo¹³

Per quanto riguarda alcuni esempi di nodi di bordo, in relazione alla fig. 339, in 1. e 2. è rappresentato un elemento costituito da due morsetti a forma di U assiemati con bulloni; questo tipo di nodo però presenta degli svantaggi in sede di montaggio della struttura. In 18. è visibile lo stesso tipo di nodo mentre in 19.-21. sono schematizzate le viste del morsetto utilizzato per formare la parte finale della fune secondaria. In 3. e 4. la connessione avviene come nel caso di tensostrutture piane (sistema Jawerth) ed è utilizzata anche per ponti sospesi. Per quanto riguarda le forze trasmesse dalla rete alla fune di bordo, anche in questo caso ciò può avvenire per attrito; la forza di attrito dipende a sua volta dall'angolo di incidenza tra funi interne e fune di bordo. I materiali per la realizzazione dei nodi saranno scelti in funzione di una sufficiente deformazione elastica dei singoli pezzi componenti sotto l'azione della forza di serraggio. Il grado di efficienza di un nodo di bordo può essere definito dal rapporto tra forza di attrito e forza di serraggio. Nelle restanti 5.-17. vengono illustrati una serie di collegamenti opportunamente studiati e realizzati per la copertura del parco olimpico di Monaco.

Materiali in tessuto ad alta resistenza

1. Caratteristiche tecnologiche della membrana

Per le strutture a membrana e strutture pneumatiche, il materiale impiegato è, in genere, tessuto spalmato di un rivestimento protettivo.

I più importanti tipi di tessuto strutturale normalmente impiegati sono:

- tessuto in fibra di poliestere (nome commerciale Trevira, Terylene, Dacron);
 - tessuto in fibra di composti vinilici (Vinylon);
 - tessuto in fibra di vetro (Fiberglas);
 - tessuti in composti poliammidici (Nylon).
- I tipi di spalmatura più usati sono i seguenti:
- spalmatura in PVC (Polivinilcloruro);
 - spalmatura in composti della famiglia delle gomme sintetiche (tipo Polietilene e Clorosulfanato, Hypalon, o Policloroprene, Neoprene);
 - politetrafluoroetilene (PTFE, nome commerciale Teflon). Il tipo di tessuto spalmato più usato per le applicazioni correnti è quello in fibra di poliestere spalmato con PVC o PVDF.

Per le applicazioni permanenti, di notevole impegno strutturale, il tessuto più usato è quello in fibra di vetro con spalmatura in Teflon. Le proprietà e le caratteristiche meccaniche vanno riferite a un determinato tessuto spalmato. È evidente, infatti, che le caratteristiche meccaniche variano con il diametro dei fili del tessuto, con il numero di fili per centimetro e con il tipo di spalmatura adottato.

In genere, per quanto riguarda la prova monoassiale, essa è fatta su strisce di tessuto di larghezza 5 cm. In fig. 340, sono indicati alcuni diagrammi tensione deformazione (prove di rottura monoassiale di breve durata) per alcuni tipi di tessuto, le cui proprietà medie sono riassunte in tab.6.

È da notare che la differenza sostanziale fra i tipi di tessuto con fibra di poliestere o vinilica e tipi di tessuto con fibra di vetro sta essenzialmente nell'alto modulo elastico e nel basso allungamento a rottura dei secondi, rispetto ai primi. Alcune importanti proprietà dei tessuti strutturali sono messe in luce in maniera evidente da alcune prove, sempre con trazione monoassiale, che di seguito sono elencate:

- prove di trazione ciclica;
- prove di rottura a lunga durata (creep rupture);
- prove di deformazione a tensione costante (creep).

Oltre alle prove di trazione monoassiale sopra ricordate, esistono altre prove per lo studio del comportamento del materiale. Esse sono essenzialmente due: la prova di trazione biassiale, che evidenzia il comportamento tensione-deformazione bidirezionale dell'ordito, e la prova di strappo.

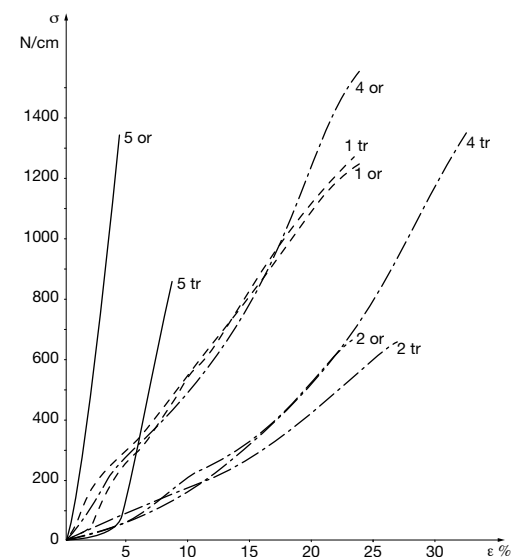


Fig. 340 Diagrammi tensione-deformazione per alcune tipologie di tessuto

La prova di trazione biassiale è stata proposta in diversi modi: vi è la prova su palloncino, che consiste nel gonfiare una porzione di membrana strutturale entro una cornice rigida; questa prova dà indicazioni davvero preziose sull'effettivo comportamento della membrana strutturale.

Tab.6

N° Tessuto	Spalmatura	N° fibre/cm		Tens. di rott. (N/cm)		All. a rott. (%)		Modulo E (N/cm)	
		Ord.	Trama	Ord.	Trama	Ord.	Trama	Ord.	Trama
1 Vinilico (Vinylon)	Gomma sint. (Hypalon)	16	16	1330	1370	28	27	4750	4900
2 Vinilico (Vinylon)	PVC	18	14	580	530	25	19	2350	2800
3 Vinilico (Vinylon)	PVC	18	13	530	460	33	25	1440	-
4 Poliestere (Tetoron)	Gomma sint.	8	9	1330	1330	30	30	4440	4440
5 Fibra di vetro (Trevira)	PVC	7	11	1300	1000	4,70	8,90	35000	25000
6 Poliestere (Trevira)	PVC	9,50	9,50	660	620	14	20	-	-
7 Poliestere (Trevira)	PVC	14	15	1000	1000	15	23	-	-
8 Fibra di vetro (Sheerfill I)	Teflon	-	-	1450	1260	-	-	-	-
8 Fibra di vetro (Sheerfill II)	Teflon	-	-	950	780	-	-	-	-

13 Netze in natur und technik, Institut fur leichte Flachentragerwerke (IL 8), Universitat Stuttgart, 1975

Un'altra prova a trazione biassiale su campione cruciforme fornisce dei diagrammi del tipo illustrato in fig.341.

Essi danno una informazione importante sull'effettivo stato di deformazione di una membrana pneumatica, nel caso le due tensioni principali siano sempre dello stesso ordine di grandezza. Un'altra prova molto importante è la prova di strappo. Le prove di strappo, che vengono normalmente usate per determinare la resistenza di provini di tessuto strutturale, sono essenzialmente di due tipi. La prima (DIN 53363 e UNI 4817-74-IX) consiste nel provocare lo strappo su un provino trapezoidale di 50 mm di larghezza, inciso. La prova avviene allontanando le ganasce della macchina di prova nel piano del provino (Fig.343). La norma ASTM corrispondente è la 1117.

L'altra prova di strappo (tongue tear o tear growth strength-DIN 53356, ASTM 2262) consiste nel piegare a 80°, in versi opposti, i lembi del provino rettangolare inciso e di sottoporre a trazione i lembi (Fig.344).

In genere, per tessuti impiegati usualmente nelle strutture pneumatiche, vi è un rapporto di 1:2 fra i due risultati di prova sopracitati.

Entrambe le prove hanno, comunque, il limite di essere pensate e applicate nell'ambito dei tessuti non strutturali, e quindi rappresentano più una prova di qualità del prodotto che una prova di efficienza strutturale.

La prova su provino sottoposto a stato di tensione biassiale è stata recentemente adottata da alcune ditte costruttrici e consiste nel provare a trazione biassiale un provino inciso nella parte centrale. Resta, comunque, molto difficile simulare l'effettivo stato deformativo tensionale di una membrana pneumatica, attraverso una prova a livello micro.

Entrano, infatti, in gioco numerosi fattori quali la deformabilità o meno del bordo, e le cadute di tensione nel contorno dello strappo.

Un'indagine numerica del fenomeno dello strappo in membrane in stato di tensione biassiale, è stata affrontata simulando il tessuto numericamente con un ordito di aste incernierate (bielle), poste in un piano e simulando il procedere dello strappo semplicemente disattivando l'elemento dell'ordito che raggiunge la tensione di rottura.

Una indicazione piuttosto interessante dell'esperienza numerica è che un arresto dello strappo si può ottenere inserendo, ogni tanto, nell'ordito fili a maggiore deformabilità (per esempio fili maggiormente ritorti).

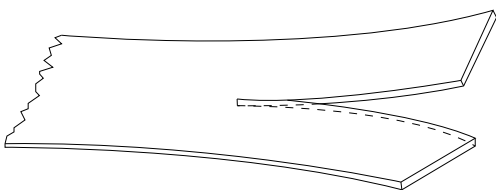


Fig.343

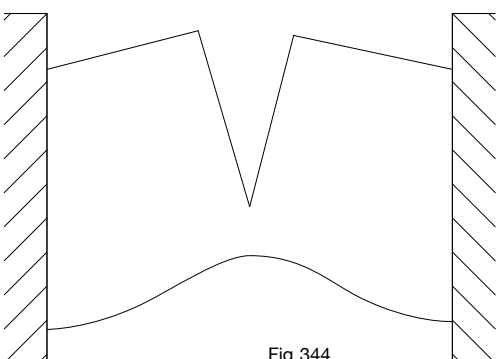


Fig.344

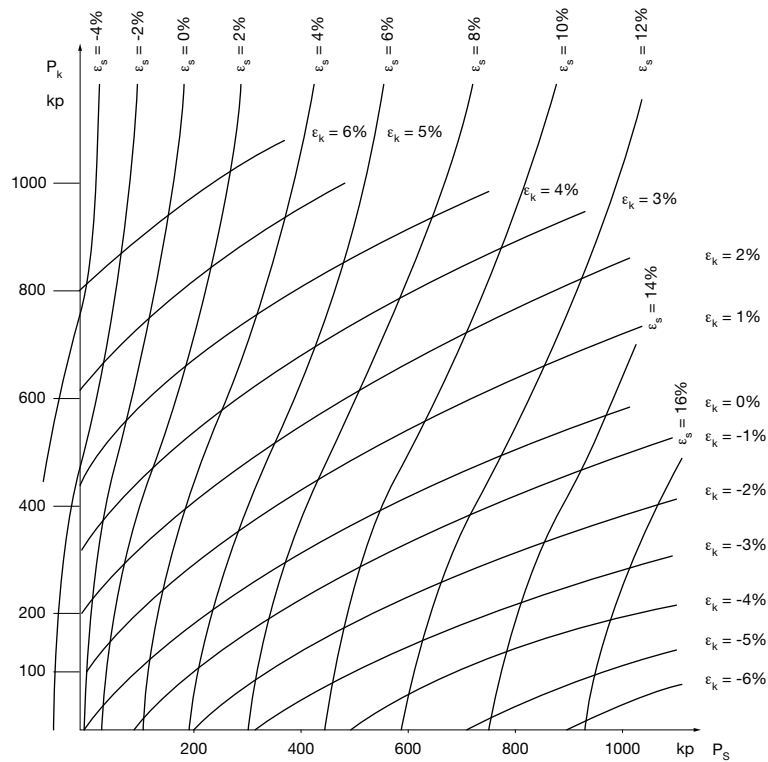


Fig.341 Diagrammi di risposta alla prova di trazione biassiale su campione cruciforme



Fig.342 Apparecchiatura per la prova biassiale

Nella Fig.345, è illustrato appunto un diagramma che indica la caduta brusca notata nella tensione del primo filo integro, a valle dello strappo, appena si incontra un filo di maggiore deformabilità. Il propagarsi degli strappi resta, comunque, un grave problema ancora aperto per le strutture pneumatiche.

Un'altra caratteristica importante delle membrane strutturali è la durabilità del materiale. La causa più normale dell'invecchiamento del materiale è essenzialmente quella dovuta ai raggi ultravioletti della luce solare.

Per tessuti a supporto in fibra di poliestere ricoperti in PVC si riporta in tab.7 la durata prevista. Quest'ultima è legata, soprattutto, alla quantità di raggi ultravioletti filtrata dalla spalmatura. La spalmatura opaca protegge sensibilmente il tessuto. Per tessuti strutturali composti di fibra di vetro e Teflon prove di invecchiamento accelerato danno, d'altra parte, durate previste nell'ordine dei 20-30 anni.

Per quanto riguarda la resistenza al fuoco, i materiali usati nelle strutture pneumatiche sono in genere classificati come difficilmente infiammabili secondo la norma DIN 4102.

In particolare, il PVC ha la proprietà di non continuare a bruciare una volta allontanata la fiamma e i bordi del materiale bruciato risultano inspessiti e molto più rigidi del materiale base. Non c'è, quindi, il problema del materiale strutturale che alimenta l'incendio, ma quello della formazione di uno squarcio che può fare sgonfiare la membrana. È, comunque, importante sottolineare che, sebbene la struttura sia composta da materiale difficilmente infiammabile, devono essere previsti all'interno dell'edificio tutti i mezzi possibili per prevenire un incendio.

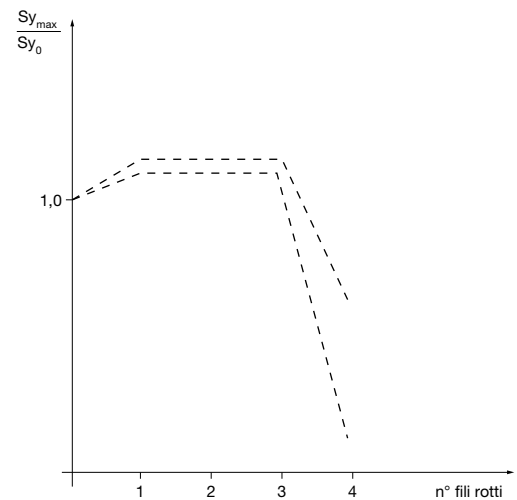


Fig.345

Spalmatura	Durata Prevista
PVC trasparente, 0,5% materiali assorbenti raggi UV	3-8 anni
PVC traslucido, 2-6% TiO ₂ , 0,5% materiali assorbenti raggi UV	8-12 anni
PVC pigmentato opaco	10-18 anni

Tab.7

2. Modello di taglio delle membrane

Dopo aver elaborato il modello matematico mediante elementi finiti della superficie equilibrata della membrana in stato di pre-tensione (Stato 0), si procede al progetto esecutivo, il quale implica la determinazione del modello di taglio delle sagome piane del tessuto, approssimante la superficie teorica della membrana. La determinazione del modello di taglio è condizionata da vari vincoli tecnologici quali:

- la determinazione, pratica del rapporto di discretizzazione tra larghezza delle sagome e dimensioni trasversali e longitudinali della costruzione;
- la correlazione tra direzioni principali di trazione e disposizione delle sagome di taglio secondo l'ordito o la trama del tessuto resistente;
- la determinazione della larghezza massima della sagoma o striscia di taglio in funzione della larghezza della bobina del materiale disponibile;
- la determinazione della sagoma di taglio in assenza di tensione (compensazione elastica ortotropa in funzione delle caratteristiche meccaniche del materiale).

Tenendo conto dei vincoli tecnologici sopra descritti il problema è quello di individuare le linee di taglio sulla superficie poliedrica di calcolo in modo da avere le sagome più diritte possibili. Le linee più convenienti sono quelle geodetiche (linea più corta tra due punti sulla superficie). Questa condizione si traduce in trovare una linea che intersechi i lati della triangolazione di calcolo (elementi finiti triangolari) con angoli uguali.

Per determinare le linee geodetiche ci si avvale attualmente di programmi di calcolo dotati di interattività grafica che permette un immediato controllo delle operazioni di taglio.

In fig.346 è illustrata una sequenza di taglio dove i punti iniziali sono scelti in una zona di contorno. La linea geodetica è definita dal punto di partenza e dall'angolo iniziale d'incidenza. Mediante il controllo interattivo è possibile decidere di cambiare punto o angolo di partenza in modo da ottenere la sagoma che ottimizza le richieste di progetto.

Eseguito il taglio esecutivo sulla superficie di calcolo è necessario procedere alla compensazione elastica di ogni sagoma in funzione della pre-sollecitazione.

Per poter eseguire questa procedura (stretching) di compensazione è necessario conoscere la legge costitutiva del materiale. Questa legge si ottiene di norma per via sperimentale (vedi punto precedente).

La sperimentazione permette di ottenere i valori dei moduli elastici e i coefficienti di Poisson del materiale usato per l'ordito e la trama. I risultati sono contenuti in diagrammi tipici di tensione deformazione ($\sigma-\epsilon$).

3. Materiali innovativi

Si riporta di seguito una breve descrizione dei materiali innovativi che sono ultimamente in fase di sviluppo per quanto riguarda le membrane di copertura:

- pellicole superficiali con funzione autopulente e di catalizzazione dei raggi solari ottenute impiegando il diossido di titanio;
- pellicole atte a far scivolare agevolmente via l'acqua piovana (effetto lotus);
- tessuti isolanti e traslucidi;
- tessuti con incorporati dispositivi elettronici, come ad esempio dispositivi per la sicurezza,

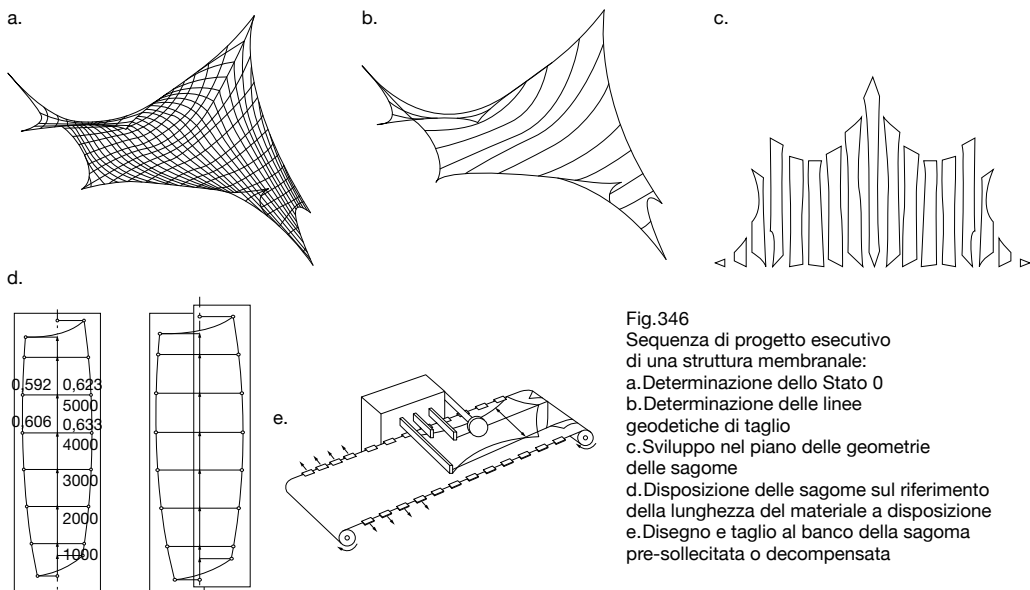


Fig.346 Sequenza di progetto esecutivo di una struttura membranale:
 a. Determinazione dello Stato 0
 b. Determinazione delle linee geodetiche di taglio
 c. Sviluppo nel piano delle geometrie delle sagome
 d. Disposizione delle sagome sul riferimento della lunghezza del materiale a disposizione
 e. Disegno e taglio al banco della sagoma pre-sollecitata o decompensata

la comunicazione, la videosorveglianza o il fotovoltaico;
 -tessuti ad alta trasparenza alla luce;
 -tessuti ecocompatibili;
 -tessuti con incorporati materiali che cambiano fase in modo da garantire una adeguata regolazione termica dell'edificio.

Produzione e montaggio

Nella realizzazione di una tensostruttura, il montaggio costituisce una fase molto importante (più importante che nelle strutture tradizionali), in quanto influenza in maniera determinante il comportamento statico finale e rappresenta il più delle volte la prova più severa per le strutture di bordo. Un confronto molto significativo tra le due strutture, una di tipo tradizionale, l'altra una tensostruttura, può essere quello indicato in fig.347 benché in una forma particolarmente semplice.

Nel primo caso, il montaggio avviene sollevando la trave fra le colonne: eventuali errori di posizionamento delle colonne o di lunghezza della trave vengono immediatamente rilevati e quindi corretti. Inoltre l'applicazione dei sovraccarichi permanenti non porta, in genere, variazioni apprezzabili alla geometria della trave. Così, a opera ultimata, la struttura raggiunge la situazione prevista dal progetto senza che particolari operazioni di misura o di registrazione si rendano necessarie. Nel secondo caso non esiste una geometria predeterminata della struttura, poichè essa dipende dalle condizioni di carico e di montaggio.

Pertanto, per raggiungere, a opera ultimata, la geometria voluta, è necessario montare i ritzi inclinati di una quantità prestabilita e prevedere, alla fine del montaggio, una registrazione della loro posizione, oppure bisogna ricorrere ad altri artifici di simile natura.

In particolare un errore sulla lunghezza della fune non è facilmente rilevabile e provoca una perturbazione notevole nel comportamento statico dell'intera struttura. È, quindi, facile rendersi conto di quanto sia importante una precisa determinazione delle lunghezze iniziali delle funi, un controllo attento e accurato durante la fase di montaggio della geometria iniziale e delle tensioni iniziali. Così, una volta scelta una tecnica di montaggio, occorre precisare e calcolare a ritroso, in ogni fase, la configurazione geometrica della struttura, partendo dalla situazione finale e risalendo, passo dopo passo, a quella iniziale. Anche i collegamenti devono essere di tipo particolare, tali da consentire facili aggiustamenti, sì che le diverse geometrie possano essere facilmente modificate. Questa esigenza richiede che le funi siano dotate di due capicorda: uno di tipo fisso (tipo closed socket) e uno di tipo mobile, per permettere il tiro della fune alla tensione iniziale di progetto e l'aggiustaggio della medesima. Infine, è necessario predisporre, durante il montaggio (e talvolta per tutta la vita della struttura), apparecchi per misurare le forze, le lunghezze e le deformazioni in gioco, allo scopo di controllare l'assetto geometrico e statico della struttura e intervenire, se necessario, con provvedimenti adeguati.

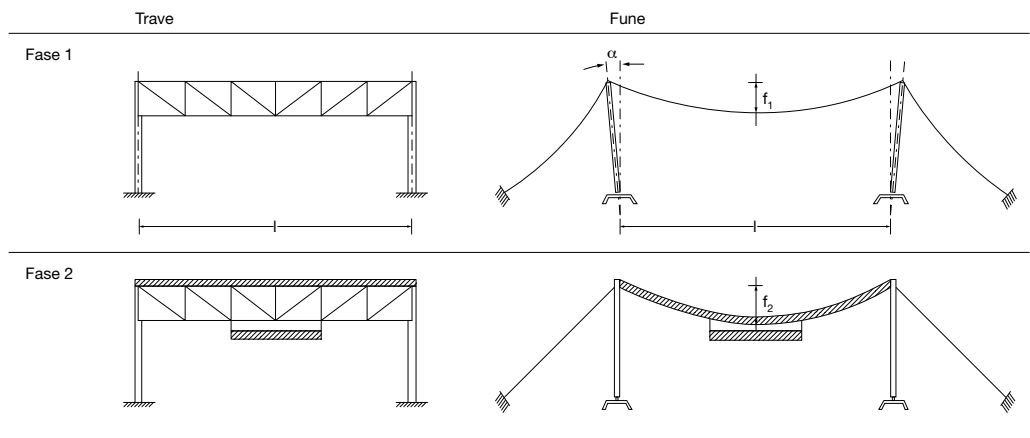


Fig.347

Travi e reti di funi

L'ordine delle operazioni nel montaggio di una tensostruttura non può essere generalizzato ma, solitamente, si procede come segue. Le funi, una volta giunte in cantiere, vengono srotolate con apposite sbobinatrici e vengono applicati gli eventuali giunti ad attrito; poi, sempre a terra, vengono fissati i collegamenti tra fune inferiore e superiore (stabilizzante e portante). In pratica, già sul terreno la struttura portante della copertura assume una forma simile a quella definitiva.

Completata la fase di fissaggio dei collegamenti, che è la più importante, ma anche quella più agevole per il fatto che si svolge a terra, l'intera struttura viene agganciata per i capicorda, sollevata e messa in posizione negli appositi ancoraggi predisposti nella struttura.

L'ultima operazione, prima dell'applicazione del manto di copertura, è quella della messa in tensione delle funi.

Essa richiede l'ausilio di un martinetto idraulico e di speciali strumenti di misurazione. Quando le travi funicolari sono disposte parallelamente, la tesatura può avvenire singolarmente, in quanto non vi è interazione tra loro mentre per le reti di funi è necessaria una simulazione di interazione sequenziale (Figg. 348-352).

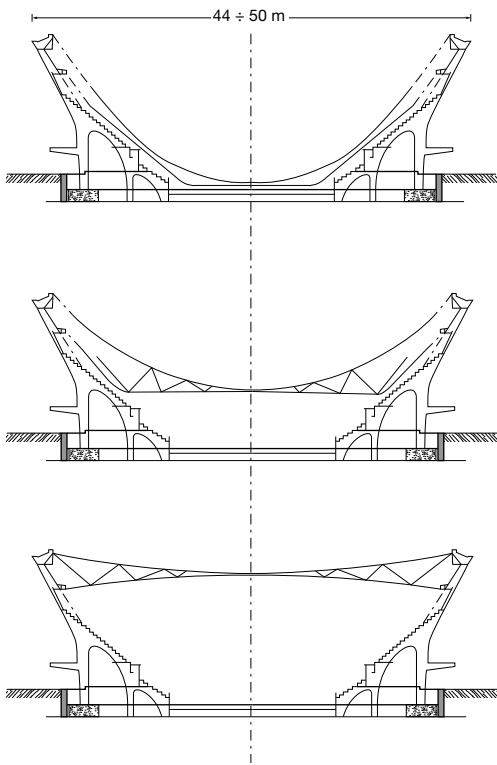


Fig. 352 Fase di montaggio delle tensostrutture per il palazzo dello sport V. Hugo a Bruxelles

Lo stato tensionale nelle funi viene controllato con tecniche diverse:

- in base a letture dei manometri dei martinetti, all'atto della tesatura;
- in base a rilievi geometrici dei nodi della trave;
- in base a misure dirette degli sforzi nelle aste diagonali.

In fase di montaggio, pre-tensionamento e nei controlli manutentivi le forze nelle funi sono oggi controllate per via frequenziale.

Formule empiriche permettono di valutare in frequenza l'influenza della freccia geometrica e della rigidezza flessionale delle funi¹⁴.



Fig. 348



Fig. 349

Figg. 348-351 Alcune fasi di montaggio: Messa in opera dei cavalletti Montaggio sul terreno delle travi in funi Tesatura Messa in opera della copertura

Strutture radiali

Schematicamente, le fasi di montaggio di una tensostruttura radiale sono illustrate in fig. 353. In questo caso, le travi funicolari interagiscono tra loro, per cui non è più possibile tesare separatamente gli elementi della raggera. L'ideale sarebbe poter tesare tutte le funi simultaneamente, ma ciò è praticamente impossibile.

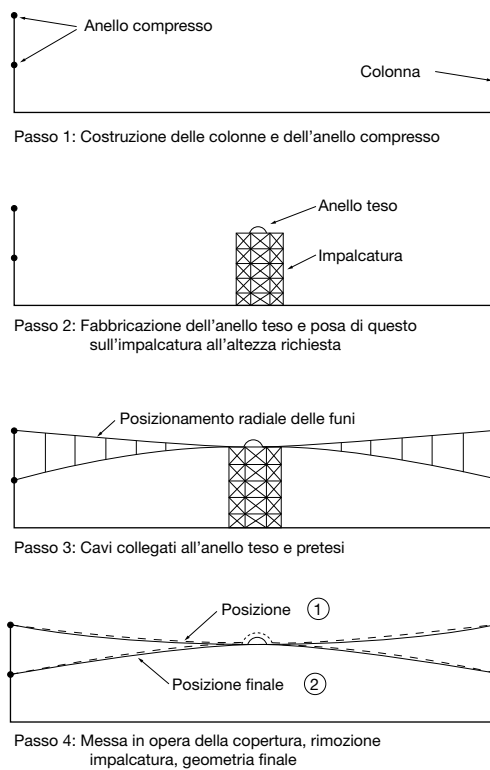


Fig. 353 Schemi riassuntivi delle fasi di montaggio di una tensostruttura radiale

Operazioni	Tesatura trave
1	1, 8, 16, 24
2	4, 12, 2', 28
3	2, 14, 18, 30
4	6, 10, 22, 26
5	3, 15, 17, 29
6	5, 13, 19, 27
7	7, 11, 21, 25
8	9, 23

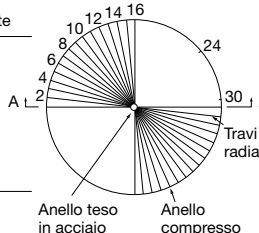


Fig. 354 Sequenza di tesatura per una struttura radiale



Fig. 350



Fig. 351

Supponendo che si possano tesare quattro travate contemporaneamente, la fig. 354 suggerisce una sequenza del piano di tesatura. Nel caso del padiglione USA all'esposizione di Bruxelles, appartenente alla tipologia derivante dall'accoppiamento di due funi semplici, il montaggio è iniziato posizionando provvisoriamente l'anello centrale su una impalcatura ausiliaria, mentre la messa in opera delle funi si è articolata in più fasi (Fig. 355):

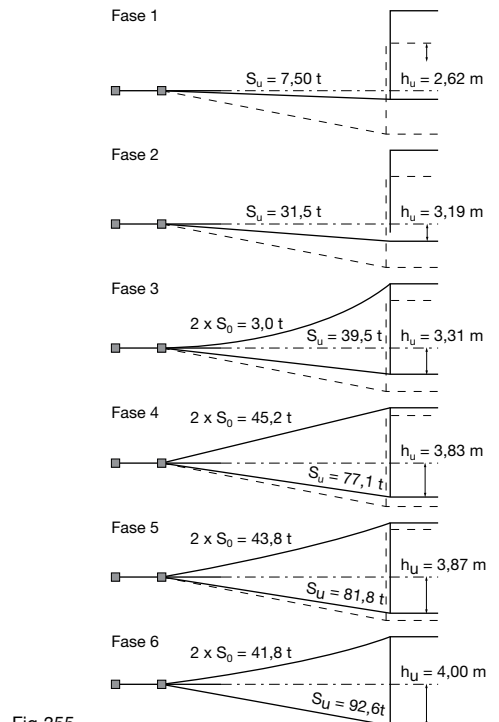


Fig. 355 Fasi di montaggio del Padiglione USA a Bruxelles

1. Montaggio della raggera inferiore. La posizione iniziale dell'anello è più alta di 1,38 m rispetto alla posizione finale (fase 1);
2. Disarmo dell'anello. In questa fase le funi dello strato inferiore raggiungono il tiro di 375 kN e l'anello è sorretto solo da esse (fase 2);
3. Montaggio della raggera superiore e tesatura in due tempi di questa, agendo contemporaneamente su funi intervallate per rendere più basso possibile lo stato di sollecitazione flessionale nei due anelli (fasi 3, 4, 5, 6). In altri casi di tensostrutture radiali il disarmo dell'anello centrale è avvenuto in maniera automatica tramite la tesatura delle funi della raggera inferiore poiché nella prima fase l'anello era stato posizionato a una quota inferiore.

14 Wei-Xin Ren et al, "Structural Engineering and Mechanics", 2005

Di seguito è riportata la descrizione delle procedure di montaggio della struttura strallata del nuovo stadio della Juventus di Torino (Majowiecki e Ossola, 2011).

Le strutture della copertura da mettere in opera comprendono due pennoni di lunghezza 81,5 m ognuno assemblati a ridosso dei propri basamenti della zona nord e sud, e quattro travi principali di lunghezza rispettivamente pari a 125,26 m e 88,26 m di altezza e larghezza variabile assemblate su rilevati provvisori in corrispondenza del 1° livello delle tribune.

I pesi sono pari a circa a 625 t per ciascun pennone e 1050 t per le quattro travi principali. I pennoni presentano una sezione variabile, con massima dimensione nella parte centrale e rastrematura alle due estremità.

Nella parte inferiore è posizionata la sfera in fucinato di diametro 1000 mm, che insiste sul basamento, mentre in sommità è collocato il piatto calandrato per l'alloggiamento dei 4 stralli di appensione.

I pennoni sono stati costruiti in officina, dove le lamiere grezze sono state lavorate e preassemblate in cinque conci.



Fig.356

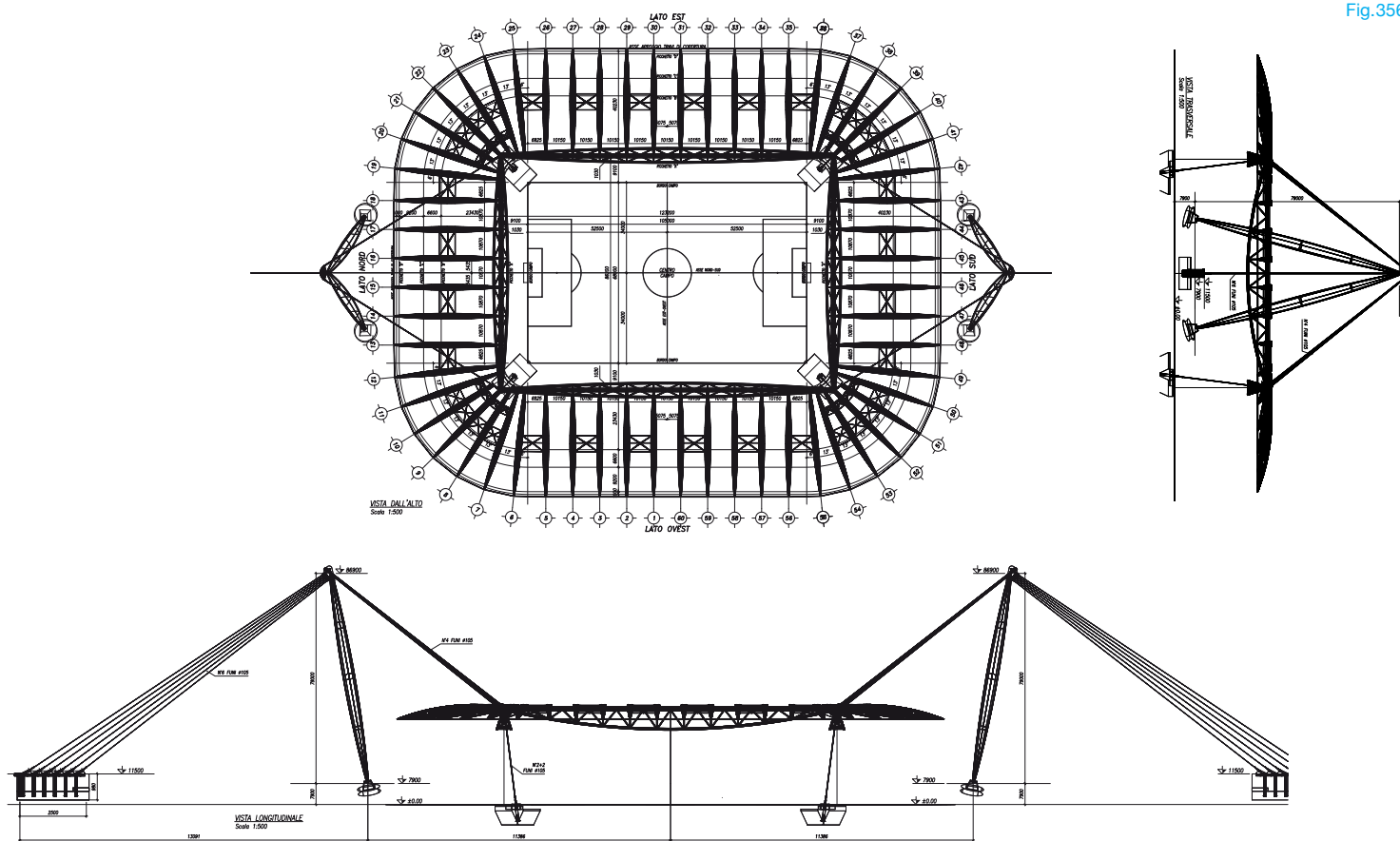


Fig.357

I conci sono stati poi completati con il ciclo di verniciatura eccetto le superfici a contatto con le zone soggette a saldatura in cantiere, che sono state riprese e finite localmente una volta ultimati i controlli delle stesse. Le quattro travi principali presentano una struttura di tipo reticolare spaziale di dimensione tale da non consentire il trasporto in unico pezzo, e pertanto sono state suddivise in più parti e assemblate a terra all'interno del campo in conci di lunghezza massima di 17 m.

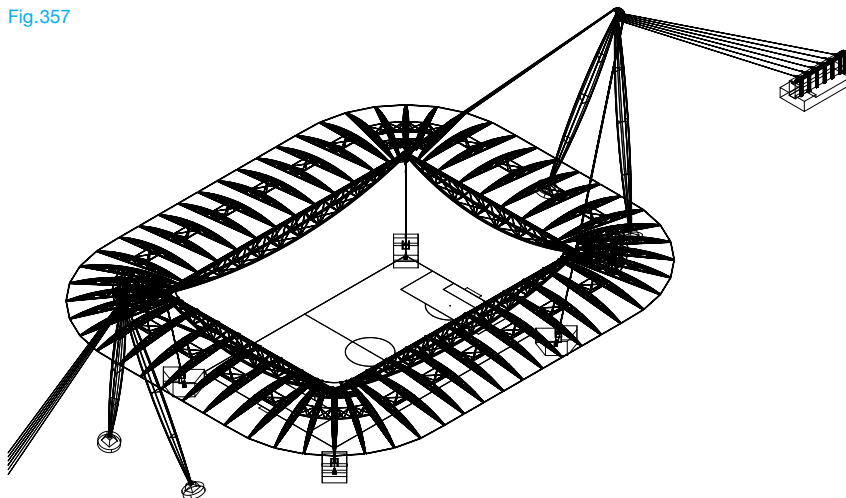




Fig. 358

Una volta ultimato il montaggio a terra dei due pennoni e tutte le verifiche delle saldature si è proceduto al sollevamento della struttura, già posizionata a quota +20,00. Contestualmente al montaggio a terra dei pennoni e delle travi principali, si è provveduto al montaggio della torre provvisoria, a struttura di tipo reticolare, in prossimità del centrocampo mediante l'ausilio di una gru telescopica e una piattaforma aerea operanti all'interno del perimetro formato dalle quattro travi principali della copertura.

Ultimato il montaggio della torre provvisoria si è proceduto al posizionamento dei jack (portata jack 900 t) che collegano la sommità della torre con la sommità del pennone, e dei jack, collegati con la sommità della torre, sino al basamento di ancoraggio degli stralli. Infine si è proceduto al varo delle strutture di copertura, seguendo le sotto indicate fasi (Fig. 360):

- 1) Sollevamento sino alla posizione verticale dei due pennoni (Figg. 358, 359).
- 2) Movimentazione del pennone verso l'interno del campo sino a raggiungere un angolo di 14° con la verticale.
- 3) Montaggio delle 4 funi e del boma.
- 4) Montaggio della trave reticolare per l'irrigidimento delle travi principali in corrispondenza dei nodi d'angolo.
- 5) Posa delle funi di guardia con ancoraggio al solo nodo di appensione.
- 6) Sollevamento del sistema costituito dalle 4 travi principali e dai 2 pennoni.
- 7) Ulteriore rotazione di 2° (angolo finale -12° rispetto alla verticale) dal lato opposto al campo.
- 8) Montaggio degli stralli di ancoraggio (n.6 per lato).
- 9) Messa in carico dei 4 stralli di ancoraggio.
- 10) Smontaggio degli strand jack provvisori e montaggio degli stralli di ancoraggio definitivi.
- 11) Montaggio delle quattro funi di angolo.
- 13) Regolazioni del sistema di stralli.

Sollevato il sistema strutturale principale si è poi proceduto al montaggio delle travi secondarie secondo moduli autostabilizzati formati da una coppia di travi ciascuna e già dotati di lamiera. Sulla struttura portante così realizzata si è quindi stesa la membrana di copertura e sono stati installati i dispositivi di illuminazione.



Fig. 359

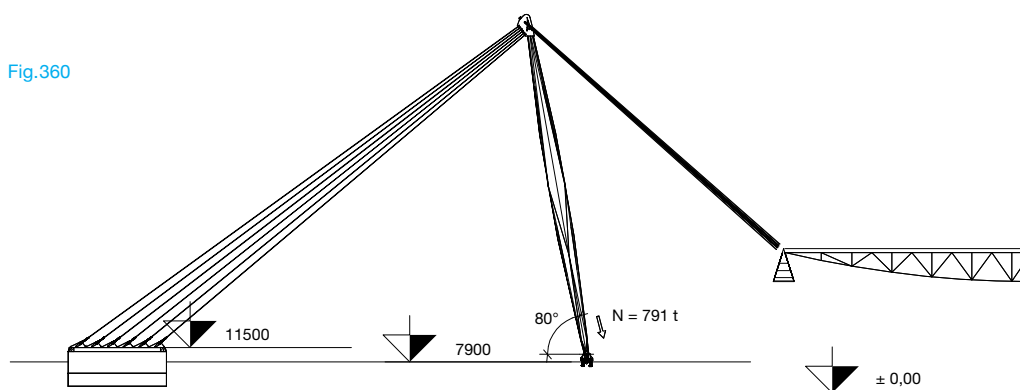
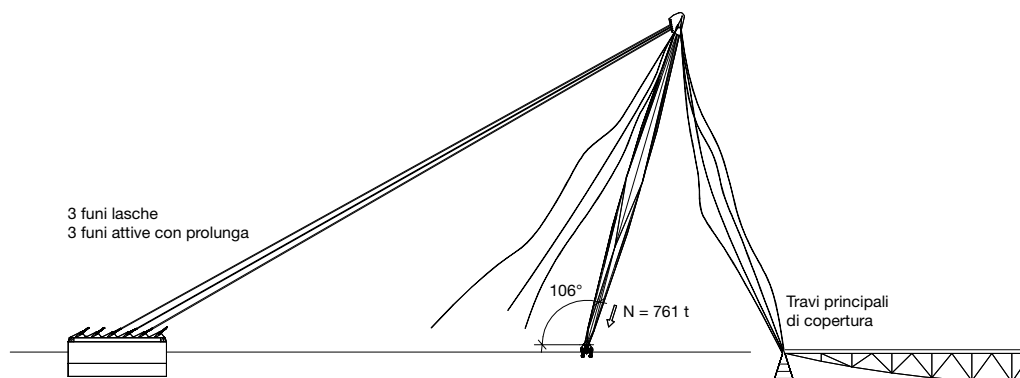
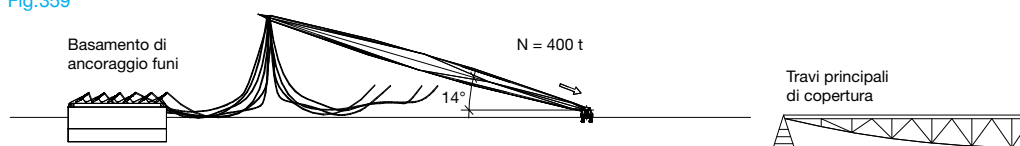


Fig. 361



Fig. 362



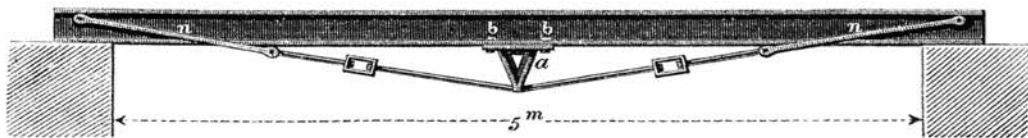


Fig. 363
Schema di trave armata del 1876

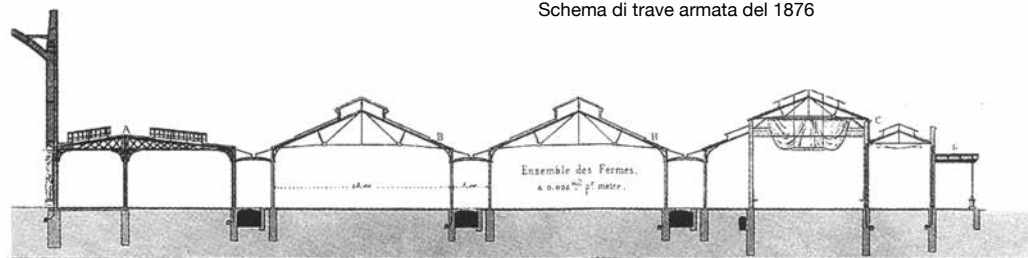


Fig. 364
George Herbert Wyman, Bradbury Building,
Los Angeles, California, USA, 1893.
Atrio con copertura di vetro

Le travi armate

La capriata Polonceau

Le travi armate nascono sfruttando il principio secondo il quale si può migliorare la portata e la luce coperta da un arco o una trave inserendo nella struttura una o più catene in acciaio pretese. La tipica configurazione di una trave armata, mostrata in fig. 363, si trovava già nel Manuale delle costruzioni di ferro di E. Brandt del 1876. La trave orizzontale era provvista di un corto contraffisso in mezzera con collegati dei tiranti in ferro.

La fig. 365 tratta dal Manuale di costruzioni di Gottgetreu, mostra lo sviluppo della capriata in legno, che viene gradualmente migliorata per poter coprire luci maggiori inserendo elementi in acciaio fino ad arrivare alla struttura reticolare realizzata completamente in acciaio e ghisa progettata dagli ingegneri Wiegmann nel 1836 e Polonceau nel 1839.

La cosiddetta capriata Polonceau è stata in seguito impiegata in un gran numero di edifici significativi.

Un esempio è il complesso dell'Esposizione mondiale del 1867 a Parigi, concepito da Frédéric Le Play.

La trattazione architettonica avviene da parte dell'architetto Léopold Hardy e dell'ingegnere Jean Baptiste Krantz: una parte dell'edificio è dotata delle capriate sviluppate da Jean Barthélemy Camille.

La struttura dell'edificio ha la forma di un enorme ovale che misura 490x386 m. Il fabbricato viene descritto nei minimi particolari in tutte le più famose riviste architettoniche dell'epoca: disegni esecutivi accuratamente documentati provano il rapido sviluppo della tecnica delle costruzioni grazie a nuovi materiali come l'acciaio, il vetro e la lamiera ondulata.

La stazione di St. Lazare a Parigi, realizzata nel 1852-1854 dall'architetto Alfred Armand e dall'ingegnere Eugène Flachet, viene costruita con capriate Polonceau di 40 m di luce libera. Il grande salone della Gare d'Austerlitz a Parigi, costruita nel 1869, segue lo stesso principio, seppure con una geometria più complessa: in questo caso la luce misura 52,55 m e i correnti superiori delle capriate sono composti da travi reticolari. La distanza delle capriate è di 10 m, ed esse sono collegate da travi reticolari simili ad arcarecci a scopo di irrigidimento.

La sala è alta 22 m e lunga 280 m ed è stata progettata dall'architetto Pierre-Louis Renaud e dall'ingegnere Louis Charles Sévène.

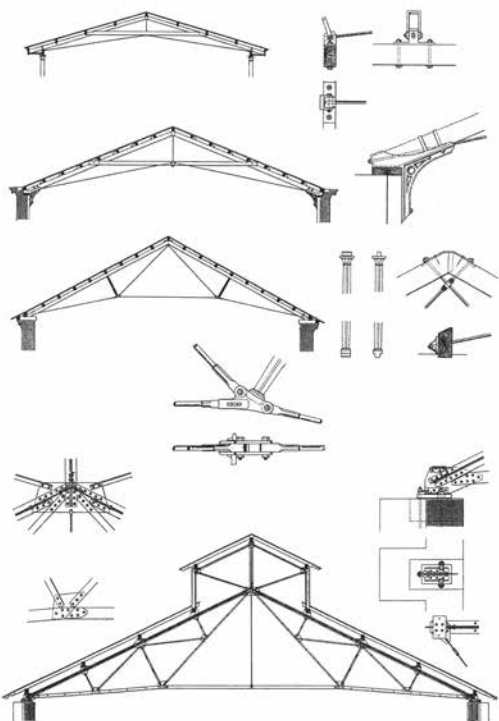


Fig. 365
Sviluppo della capriata in legno

Strutture ad arco armato

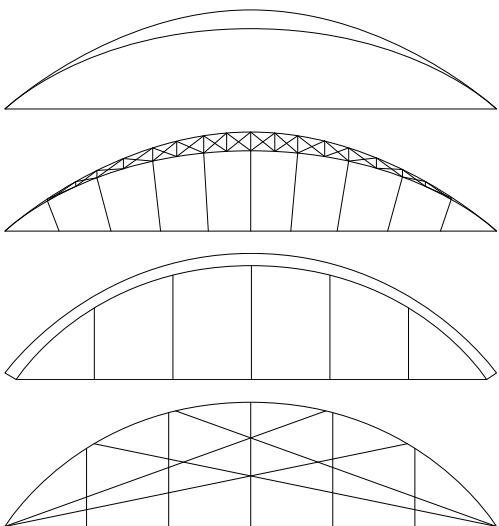


Fig. 366
Esempi di schemi di
strutture ad arco armato

La stazione di Paddington a Londra (Fig. 367), costruita nel 1851 dall'architetto Matthew Digby Wyatt insieme all'ingegnere Isambard Kingdom Brunel, consta originariamente di una sala centrale, larga 31 m e lunga 213 m, con due navate laterali adiacenti larghe 21 m. Su sottili profili ad arco in ghisa, con catena di barre soggette a trazione, corre una larga fascia a lucernario, costruita sulla base del sistema 'ridge and furrow' sviluppato da Paxton. Una particolarità sono le due navate trasversali, che hanno un ruolo importante per l'irrigidimento longitudinale dell'impianto.



Fig. 367
Isambard Kingdom Brunel e Matthew Digby Wyatt,
Stazione di Paddington, Londra, UK, 1838-1954

Quasi nello stesso periodo Richard Turner copre la Lime Street Station di Liverpool con capriate reticolari, ma questa volta realizzate in ferro battuto e a falce. In questo caso la luce è di circa 47 m. Gli archi composti da travi reticolari della stazione Victoria di Londra (1860-1862) sono stati progettati dall'ingegnere John Fowler. Le catene orizzontali di ferro vengono ancorate dall'alto con barre radiali per evitare l'inflessione.

L'ingegnere russo Vladimir G. Schuchov si è confrontato per primo in modo sistematico con le possibilità strutturali delle strutture ad arco con elementi flessibili sollecitati a trazione e non reagenti a compressione.

La grande sala macchine dell'esposizione di tutte le Russie a Niznij Novgorod di Aleksander N. Pomerancev è un primo tentativo di utilizzare queste nuove tesi. Una trave reticolare di ampia luce viene stabilizzata con otto tiranti obliqui. Le famose coperture dei magazzini GUM di Mosca (Fig. 368) seguono lo stesso principio, da lontano la sottile rete di tiranti quasi sfugge alla percezione e crea una struttura incredibilmente trasparente: l'impiego dei materiali è ridotto al minimo.



Fig. 368
Aleksander N. Pomerancev e Vladimir G. Schuchov,
Magazzini GUM, Mosca, Russia, 1890-1993

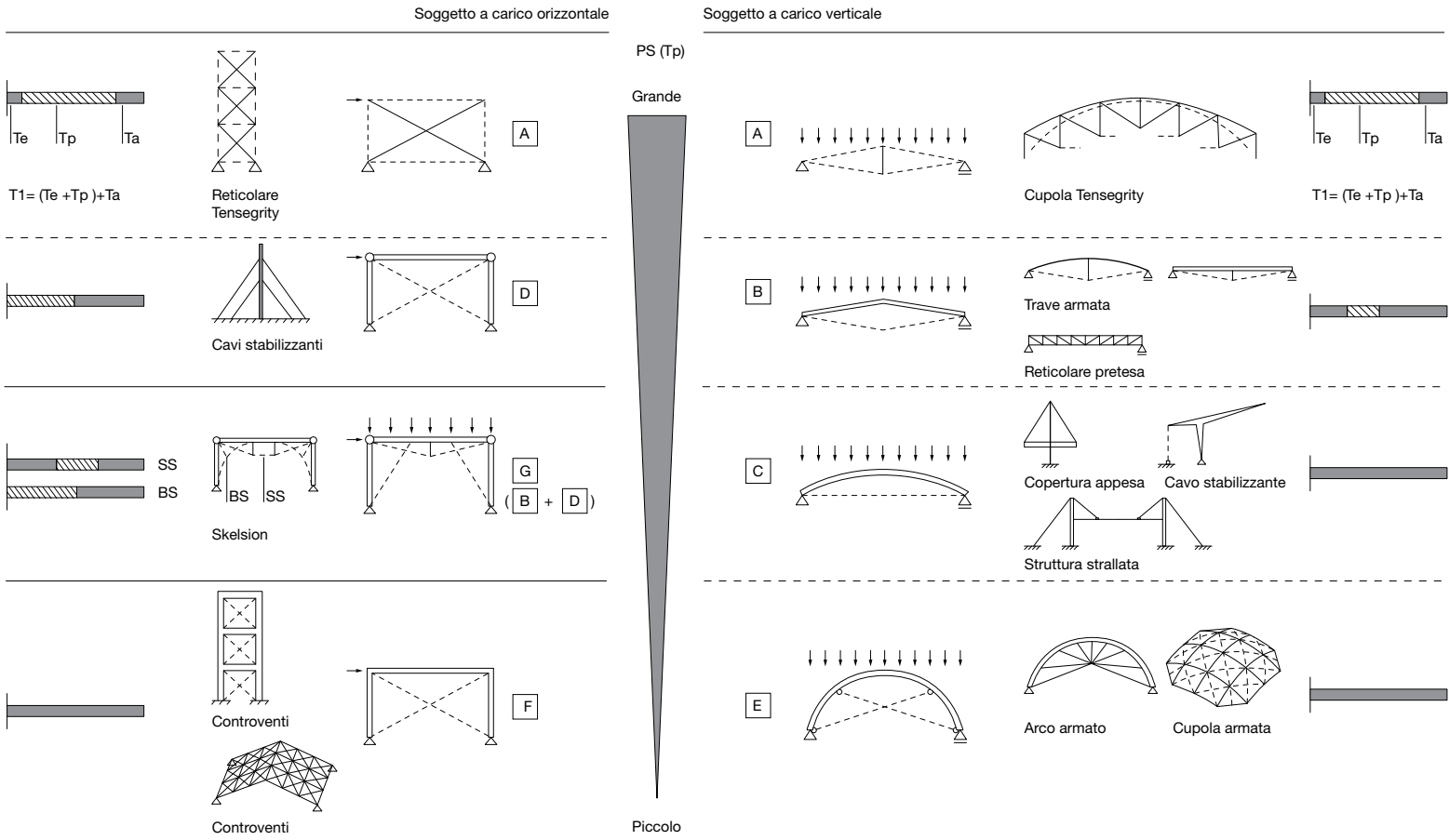


Fig.369
Classificazione delle strutture ibride
in base alla forza di pretensione¹⁵

Caratteristiche strutturali

Generalmente le strutture pretese possono essere classificate in due categorie a seconda del tipo di elemento preteso impiegato, che può essere una membrana oppure un tirante come un cavo (il più comune), un'asta o una catena.

Una struttura ibrida pretesa impiega elementi presollecitati a trazione insieme a elementi resistenti anche a compressione e flessione come travi, archi o strutture reticolari.

1.Sforzo assiale nei tiranti delle strutture ibride

La pretensione iniziale T_0 agente nei tiranti di una struttura ibrida sottoposta all'azione dei soli carichi permanenti è data dalla somma della forza T_e che equilibra i carichi permanenti e la forza di pretensione T_p che è introdotta intenzionalmente per controllare il comportamento della struttura.

$$T_0 = T_e + T_p \tag{17}$$

Il valore di T_e dipende dall'entità dei carichi permanenti e dallo schema statico della struttura, mentre il valore di T_p è determinato in base allo scopo per cui la presollecitazione è introdotta (limitare le tensioni negli elementi strutturali, limitare gli spostamenti della struttura, evitare di avere elementi pretesi che in determinate condizioni di carico risultino compressi).

Lo sforzo assiale T_1 che agisce sui tiranti quando la struttura è sottoposta all'azione dei carichi accidentali è dato dalla forza T_0 sommata alla forza assiale T_a dovuta all'azione dei carichi accidentali:

$$T_1 = T_0 + T_a = T_e + T_p + T_a \tag{18}$$

2.Classificazione delle strutture ibride

Nelle strutture ibride lo schema strutturale, il sistema di analisi, i particolari e il sistema costruttivo dipendono prevalentemente dal valore della forza T_p che viene applicata agli elementi pretesi.

La fig.369 mostra come sono classificate le strutture ibride in base a questo concetto.

Di seguito sono spiegate le caratteristiche di ogni sistema strutturale classificato.

A.Questo tipo comprende le strutture tensegrity. La funzione principale della pretensione in questi sistemi è quella di garantire che le funi siano sempre tese anche sotto l'azione dei carichi accidentali e di far sì che la struttura possieda una adeguata rigidità nei confronti dei carichi eccentrici.

B.Le travi armate fanno parte di questo gruppo e differiscono dal gruppo A in quanto la forza assiale agente negli elementi non precompressi è rilevante ed essi hanno una funzione statica molto importante all'interno della struttura.

C.Queste strutture sono composte da membri rigidi le cui deformazioni e tensioni sono controllate dallo sforzo di pretensione applicato ai tiranti.

D.In questo tipo di strutture i tiranti servono a mantenere una certa forma del telaio e la forza di trazione iniziale dei tiranti è dovuta solamente ai carichi permanenti portati dalla struttura.

E.In questi sistemi strutturali gli elementi pretesi sono inseriti per garantire la stabilità dei telai principali. La pretensione come per le strutture del gruppo A è data per garantire che i tiranti siano sempre tesi ma in questo tipo di strutture la forza T_0 dovuta ai carichi permanenti è circa pari a 0.

F.I tiranti per le strutture di questo tipo han-

no la funzione di controventi e garantiscono la stabilità della struttura in particolar modo per le azioni fuori dal piano.

G.In questo tipo di strutture i tiranti hanno puramente la funzione di controventi ma non ci si aspetta che servano a mantenere la forma del telaio come nelle strutture del punto F.

H.I sistemi strutturali che appartengono a questa categoria sono formati combinando due o più sistemi elencati dal punto A al punto E.

3.Scopo del carico di pretensione PS

Il carico di pretensione viene generalmente applicato con i seguenti scopi:

- Migliori prestazioni degli elementi pretesi se sottoposti a forze di compressione.
- Assicurarsi che gli elementi pretesi siano rettilinei.
- Aggiungere rigidità alla struttura per cautelarsi dai fenomeni di instabilità
- Eliminazione degli sforzi iniziali negli elementi.
- Diminuzione della tensione negli elementi inflessi o compressi della struttura (controllo attivo della tensione).
- Controllo della deformazione e della forma dei telai (controllo attivo delle deformazioni).
- Irrigidimento dei telai (aumento dell'effetto controventante e della resistenza all'instabilità).

¹⁵ Masao Saitoh, Akira Okada, The role of string in hybrid string structure, ROYAUME-UNI, 1999

4. Controllo delle tensioni mediante la pretensione

La tensione in una trave armata può essere espressa come somma delle seguenti tre tensioni: tensioni presenti nella semplice trave, tensioni dovute all'azione di pretensione nei cavi, tensioni dovute al momento generato dal fatto che la forza di pretensione nei cavi è distante dall'asse neutro della trave.

Una pretensione dei tiranti provoca nella trave tensioni opposte a quelle che sopporterebbe se i tiranti non fossero presenti, per cui la pretensione deve essere tale da minimizzare le tensioni nella trave secondo uno dei seguenti criteri:

1. Far sì che il massimo momento positivo nella trave sia di valore pari al massimo momento negativo.
2. Minimizzazione della sezione della trave
3. Minimizzazione del peso della trave

La fig.370 mostra la tensione nella trave quando è stata introdotta nei tiranti la forza di pretensione ottimale secondo il sopracitato criterio 1. In questo caso, grazie all'introduzione dei tiranti, la tensione nella trave diminuisce di circa il 20% rispetto alla trave semplice.

5. Controllo degli spostamenti mediante la pretensione

In genere la pretensione viene usata per eliminare le deformazioni che la struttura subisce sotto l'azione dei carichi permanenti. Inoltre può essere usata per controllare gli spostamenti della struttura in modo da semplificare i sistemi di supporto ed eliminare gli errori di costruzione.

6. Metodi per introdurre lo sforzo di pretensione

La forza di pretensione T_0 da introdurre nei tiranti è data dall'espressione:

$$T_0 = T_s + \Delta T_0 \tag{19}$$

dove T_s è la forza che si genera all'installazione dei tiranti e ΔT_0 l'incremento di tensione che si ha durante l'esecuzione dei lavori. Il valore di T_s viene determinato in base alla situazione del cantiere (e quindi ai carichi che agiscono sulla struttura) al momento in cui vengono montati i tiranti.

Il metodo per introdurre la pretensione nei tiranti è deciso in base alla lunghezza dei tiranti, agli errori dimensionali di fabbricazione presenti, ai tempi di costruzione, alla praticità di montaggio, alla sicurezza e al costo.

I metodi più comuni per l'introduzione della pretensione sono illustrati in fig.371 e due di essi più nel dettaglio in fig.372.

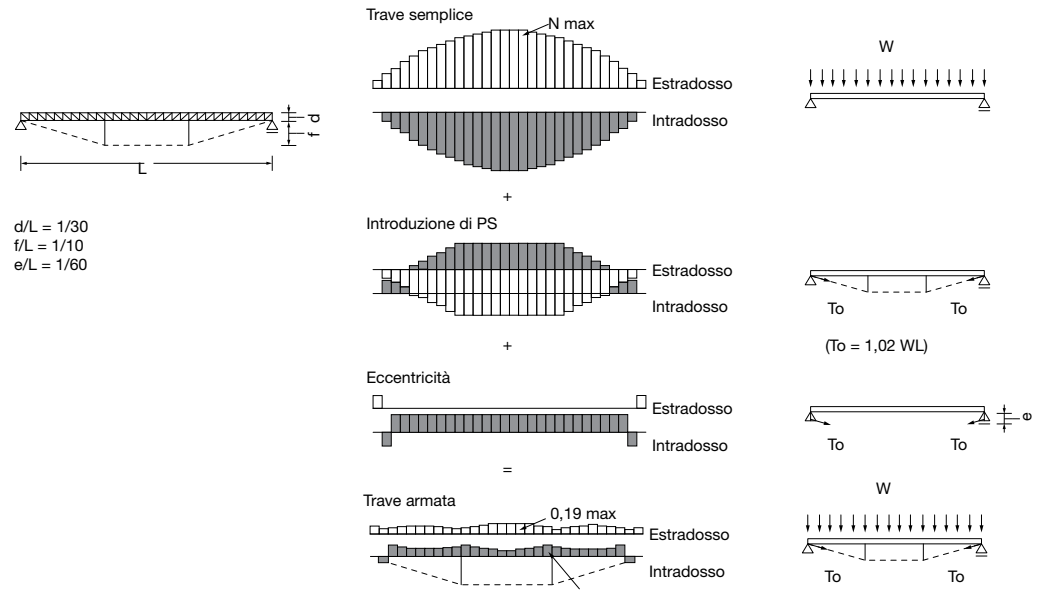


Fig.370 Controllo delle tensioni mediante la pretensione¹⁶

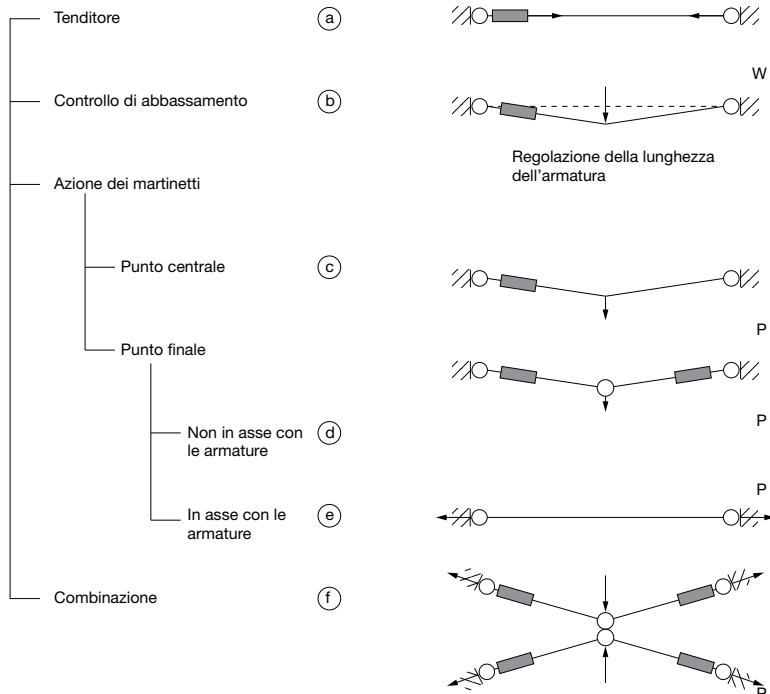


Fig.371 Metodi per introdurre la pretensione in strutture ibride¹⁶

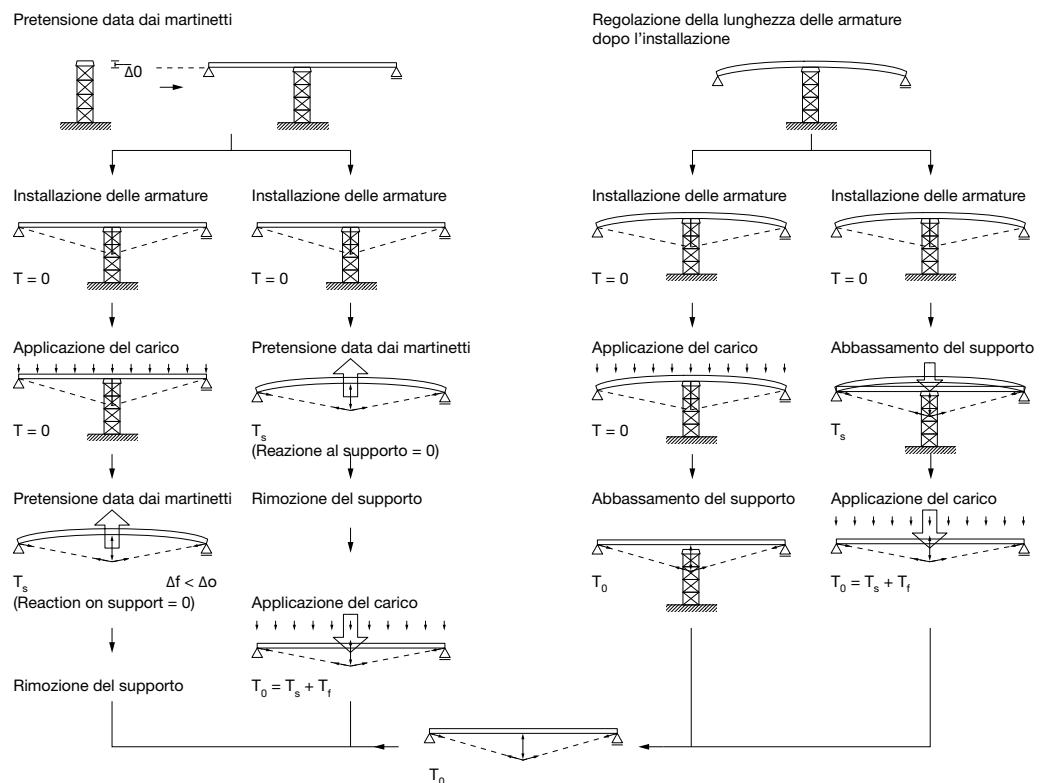


Fig.372 Metodi di costruzione per le travi armate

T_0 : Trazione iniziale nelle armature
 T_s : Trazione nelle armature dopo l'installazione
 T_f : Trazione nelle armature con carico applicato

16 Masao Saitoh, Akira Okada, The role of string in hybrid string structure, Royaume-uni, 1999

Il Padiglione 20, realizzato nel 1995, è a due piani espositivi con maglie da 24×24 m inferiormente e travi da 64 m. di luce in copertura. Il Padiglione 18, realizzato nel 2003, è a due piani espositivi, presenta un corpo centrale rettangolare in cui si inseriscono su diversi fronti altri due corpi rettangolari. La maglia strutturale è a passo variabile fra gli 8 m e i 16 m. Entrambi i padiglioni presentano un sistema strutturale a trave armata ma con alcune differenze sostanziali:

-nel Padiglione 20 le armature sono funi in quanto le travi devono portare il peso della copertura;

-nel Padiglione 18 le armature invece sono dei piatti in acciaio S 460 che garantiscono alle travi una rigidezza adeguata, dato che sono poste a sostegno di un parcheggio.

Nel Padiglione 20 le travi armate sono ordite trasversalmente all'asse longitudinale e sono appoggiate in sommità delle torri-colonna a quota 21,45 m. Esse sono formate da travi scatolari, che ne costituiscono il corrente superiore, ottenute mediante accoppiamento (secondo l'asse debole della sezione) di profili HEAA 900 in acciaio Fe 510 C (S.355 secondo EC3) e armate, nel piano verticale, con n.6 funi spiriodali zincate di 42 mm di diametro in acciaio ad alta resistenza ($f_u > 1600$ Mpa).

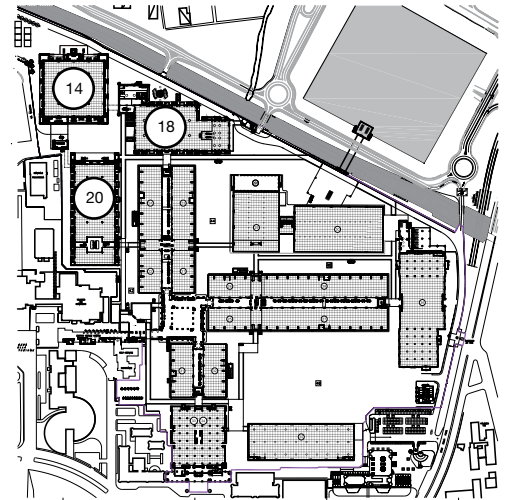
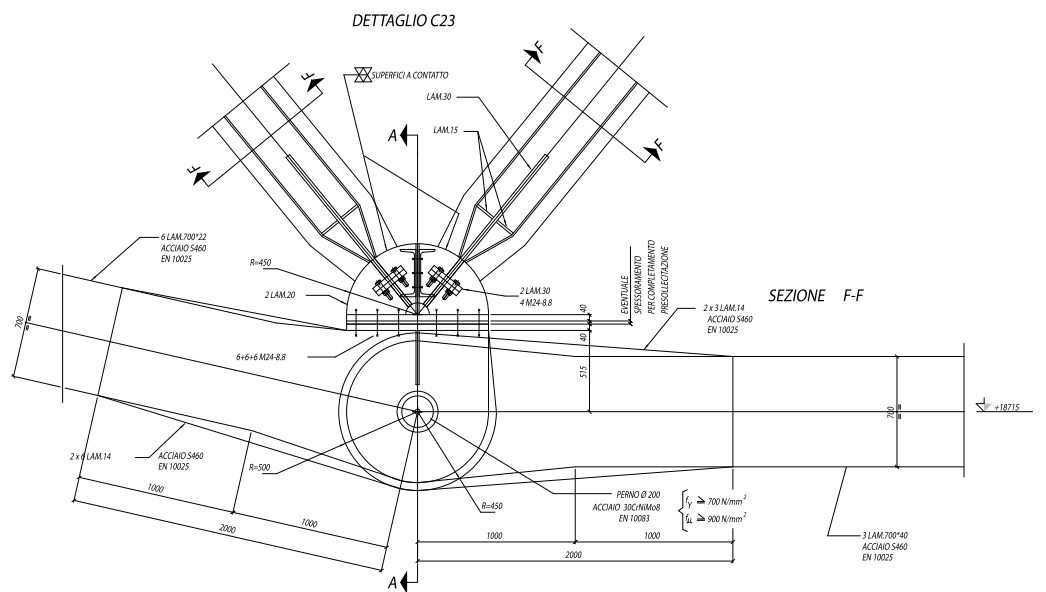
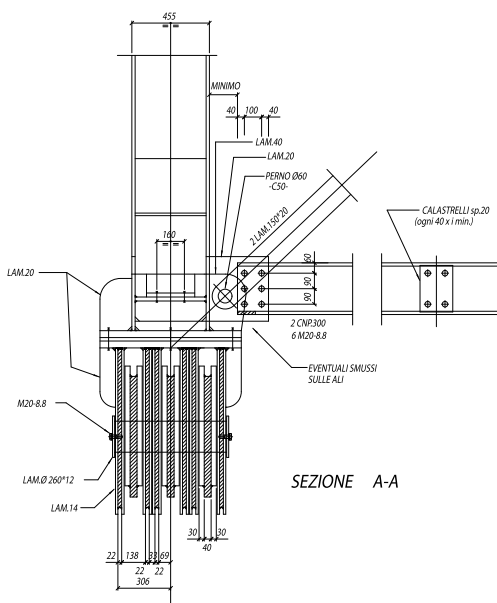
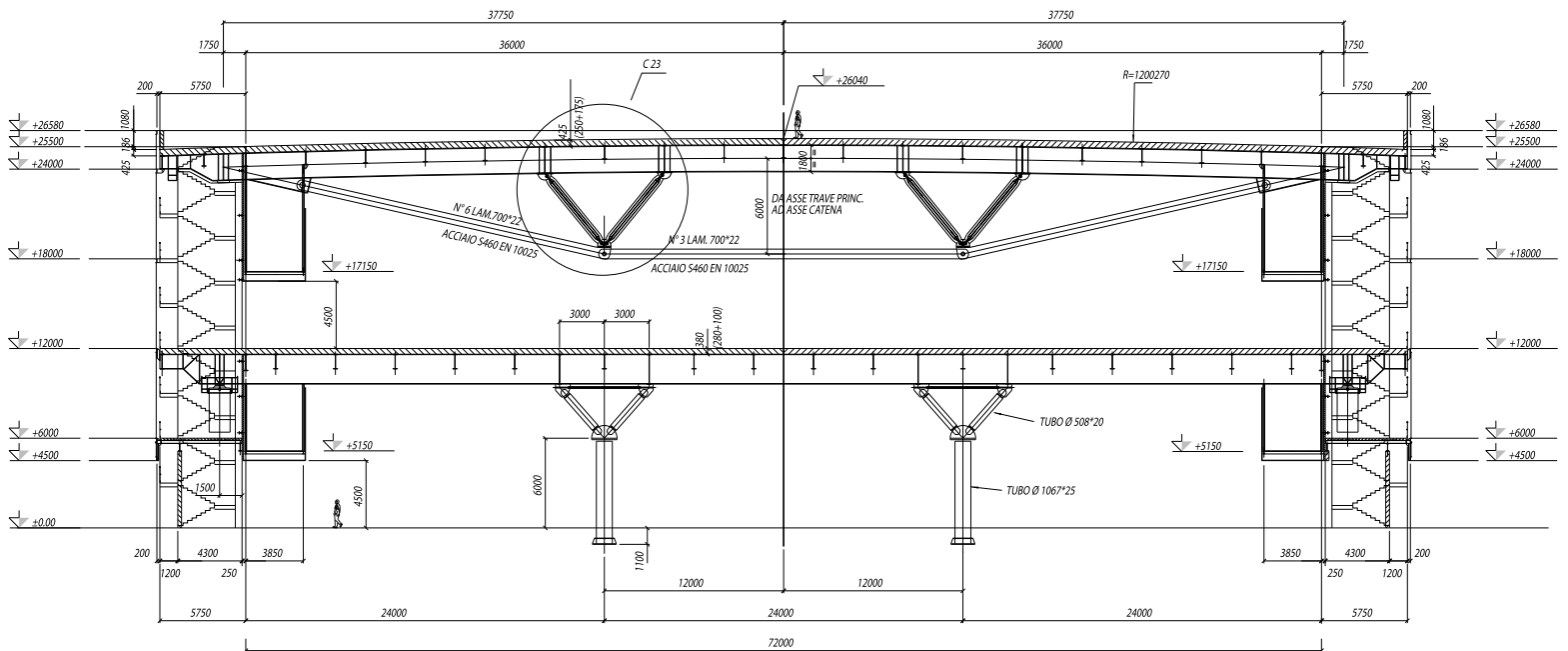
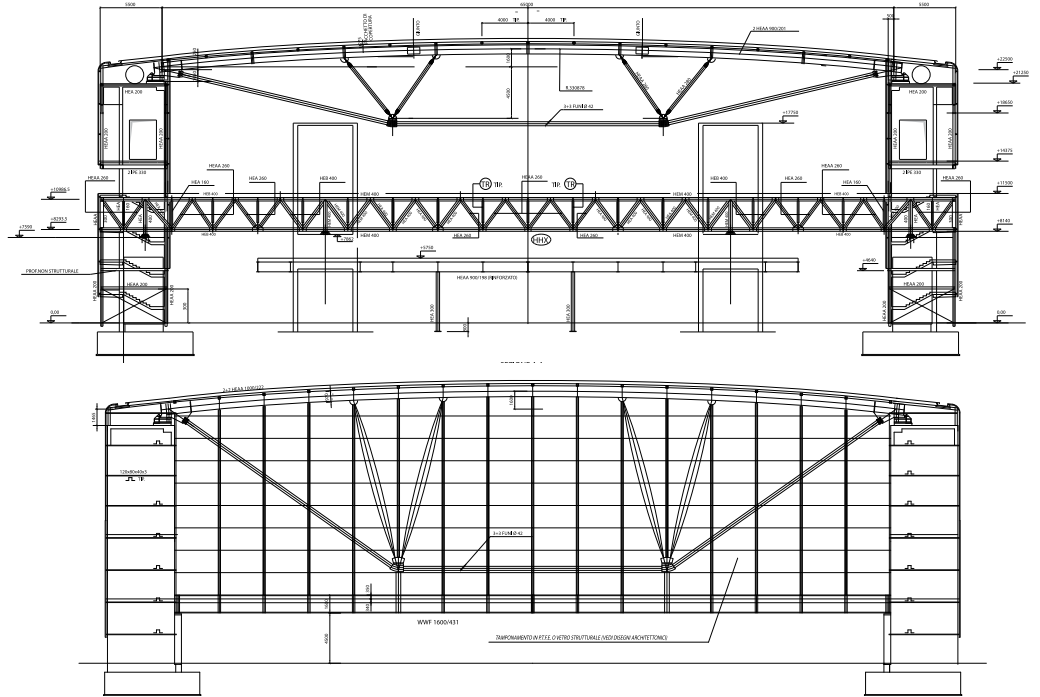


Fig.373

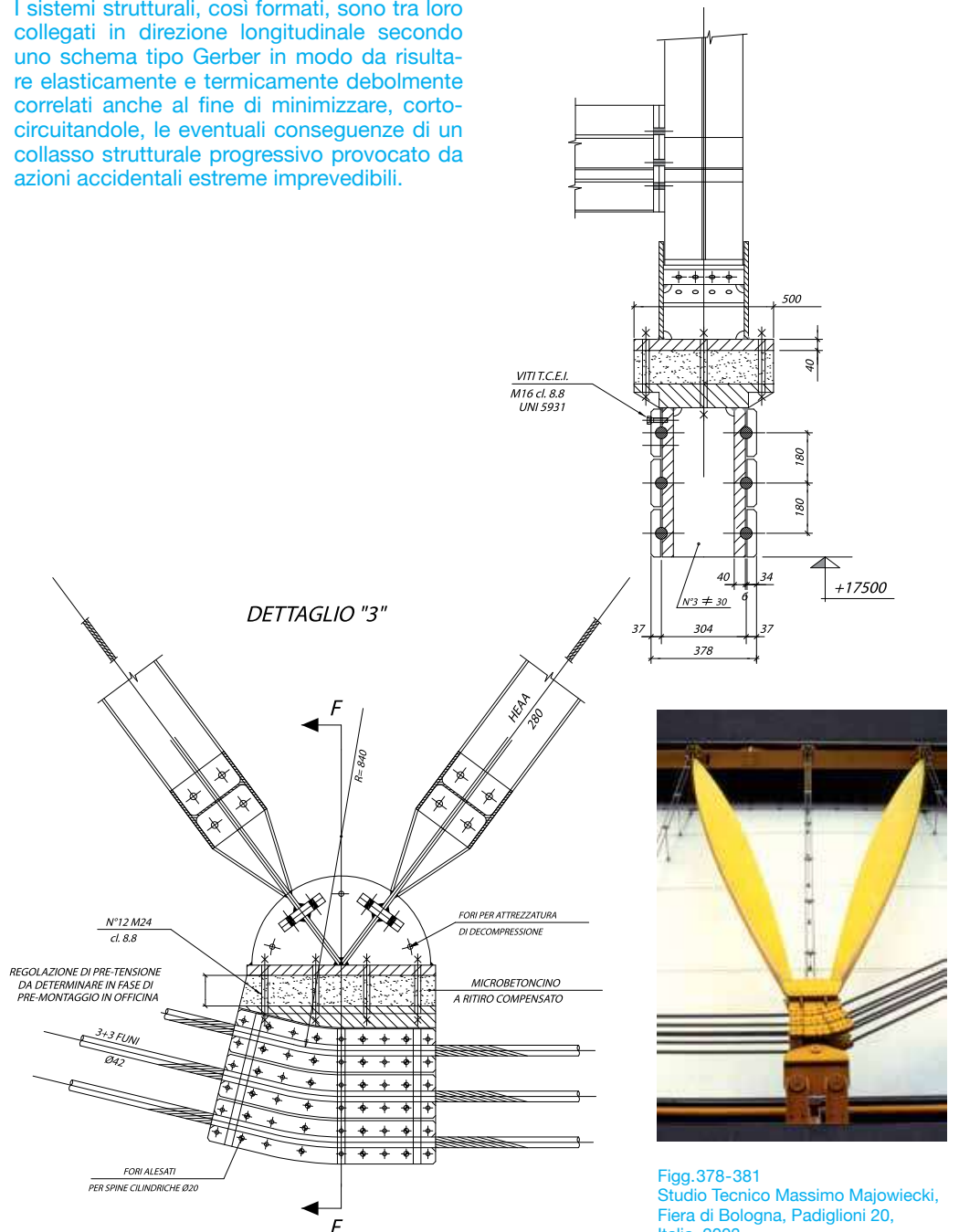
Figg.374-377
Studio Tecnico
Massimo Majowiecki,
Fiera di Bologna,
Padiglioni 18, Italia, 2003





I montanti di distanziamento sono eseguiti con profili HEAA 280 in acciaio Fe 510 C disposti, nel piano della trave, in configurazione a V. Le travi così costituite hanno 65 m di distanza tra gli appoggi e una altezza al centro, quale distanza tra gli assi del corrente superiore e inferiore, pari a circa il 10% della luce libera. La distanza tra i montanti è di 24 m. Il comportamento spaziale della trave armata si raggiunge accoppiando due travi piane a distanza relativa di 8 m, mediante un collegamento, fuori dal piano, realizzato in corrispondenza del corrente superiore e dei montanti a V. Il collegamento tra i correnti di estradosso permette di realizzare il sistema di controventamento locale di copertura (relativo alla propria area d'influenza pari a 64x24 m) atto a resistere ai carichi radenti e di drag dell'azione del vento, ai carichi fittizi indotti dall'azione instabilizzante di secondo ordine dei correnti compressi e all'azione orizzontale equivalente richiesta dalla committenza, proporzionata all'intensità dei carichi permanenti, non concomitante, in ordine a controllare la stabilità d'insieme delle strutture in elevazione. Gli apparecchi di appoggio delle travi, realizzati in acciaio e Teflon, debbono permettere le dilatazioni termiche in direzione della trave stessa. Le azioni orizzontali sono trasmesse dal sistema di copertura alle strutture di controventamento da un respingente elastico realizzato con neoprene armato e dimensionato in modo da sviluppare una rigidità alla traslazione pari a 10 KN/cm. Dopo una corsa elastica massima di 3 cm il respingente deve bloccare rigidamente lo spostamento relativo. La configurazione geometrica del Padiglione 18 in pianta è caratterizzata da un corpo centrale (corpo C) rettangolare, con dimensioni esterne di 100m secondo l'asse longitudinale (direzione E-O) e di 84m secondo l'asse trasversale, in cui si inseriscono un corpo A (forma rettangolare 52x48 m) sul fronte Est e il corpo B (forma rettangolare 44x48 m) in corrispondenza dell'angolo Nord-Ovest. La concezione progettuale architettonico-strutturale del corpo centrale C prevede l'adozione di un sistema strutturale principale costituito da 4 telai spaziali staticamente indipendenti orditi trasversalmente a interasse costante di 24 m.

I sistemi strutturali, così formati, sono tra loro collegati in direzione longitudinale secondo uno schema tipo Gerber in modo da risultare elasticamente e termicamente debolmente correlati anche al fine di minimizzare, cortocircuitandole, le eventuali conseguenze di un collasso strutturale progressivo provocato da azioni accidentali estreme imprevedibili.



Figg.378-381 Studio Tecnico Massimo Majowiecki, Fiera di Bologna, Padiglioni 20, Italia, 2003

Coperture tensegrity

Definizione di struttura tensegrity

La nascita delle costruzioni tensintegre avviene in tempi abbastanza recenti grazie all'ingegnere e architetto Richard Buckminster Fuller e all'artista Kenneth Snelson che, intorno alla metà del Novecento, realizzano per la prima volta una scultura con una struttura simile a una reticolare spaziale ma con un comportamento strutturale concettualmente differente. Le strutture reticolari infatti sono costituite da elementi rettilinei, collegati tramite cerniere nodali, le cui aste, sopportando tensioni sia di compressione sia di trazione, possono assumere la duplice funzione di puntoni o tiranti. Nelle strutture tensegrity, invece, ogni elemento sopporta un unico tipo di tensione così da realizzare gli elementi tesi con dei cavi. In queste strutture, gli elementi compressi non sono contigui fra loro e in ogni nodo della struttura converge un solo elemento compresso connesso a più tiranti. Così Fuller conia il termine tensegrity per spiegare la peculiarità di questi sistemi: gli elementi tesi costituiscono un insieme connesso che separa ogni elemento compresso dagli altri, rendendo l'aspetto di strutture con pochi e isolati elementi compressi in un mare di elementi tesi; una corretta traduzione del termine, che è l'unione delle parole inglesi tensile e integrity, è 'continuità di trazione'¹⁷ (Fig.386).

Ciò che caratterizza un sistema tensintegro, come inteso da Fuller e Snelson nel 1948, è la proprietà di ricerca della forma, che può essere enunciata come segue: per un sistema tensintegro composto da n elementi, se la lunghezza di n elementi è fissata, allora alla configurazione presollecitata in equilibrio stabile corrisponde una lunghezza minima (massima) dell'ultimo tirante (puntone). Tale presupposto, assieme alla condizione di avere sempre un solo puntone in ogni nodo, costituisce la definizione di sistema tensintegro adottata in questa trattazione. Le tensegrity structure sono pieghevoli e prive di rigidità fino alla messa in opera. Una volta messe in opera sono libere di muoversi per movimenti infinitesimi intorno alle configurazioni di equilibrio: questo cinematicismo viene eliminato introducendo una presollecitazione negli elementi (Figg.387,388).



Fig.386
Kenneth Snelson, Needle Tower,
alluminio e acciaio inossidabile,
(30x6x6 m), Kroller Muller Museum,
Otterlo, Olanda, 1969

Tipologie di celle elementari

Sistemi sferici

- Configurazione romboedrica: il nome di questi tipi di configurazione corrisponde al metodo con cui sono state costruite. Ogni asta del sistema romboedrico rappresenta la diagonale maggiore di un rombo formato da quattro altri cavi piegati lungo la diagonale. In questa sezione sono inclusi anche i prismi Tensegrity (T-Prisms). Ogni sistema tensegrity prismatico comprende un singolo strato di aste, ma altre figure possono essere create aggiungendo strati ulteriori. Le tipologie più conosciute di configurazione rombica sono l'ottaedro semplice ed espanso, altresì dette tensegrity icosaedriche.
- Configurazione a circuito: in questa classe di strutture i componenti compressi sono configurati come circuiti che chiudono il rombo generato dalle aste e dai cavi. Inoltre le strutture tensegrity basate su una configurazione a circuito possono essere impiegate per costruire strutture geodetiche, sfere o cupole.
- Configurazione Zigzag o Tipo Z: partendo da un sistema rombico se si varia la posizione dei cavi in modo da ottenere con essi una forma a Z tridimensionale si ottiene la configurazione a Zigzag.

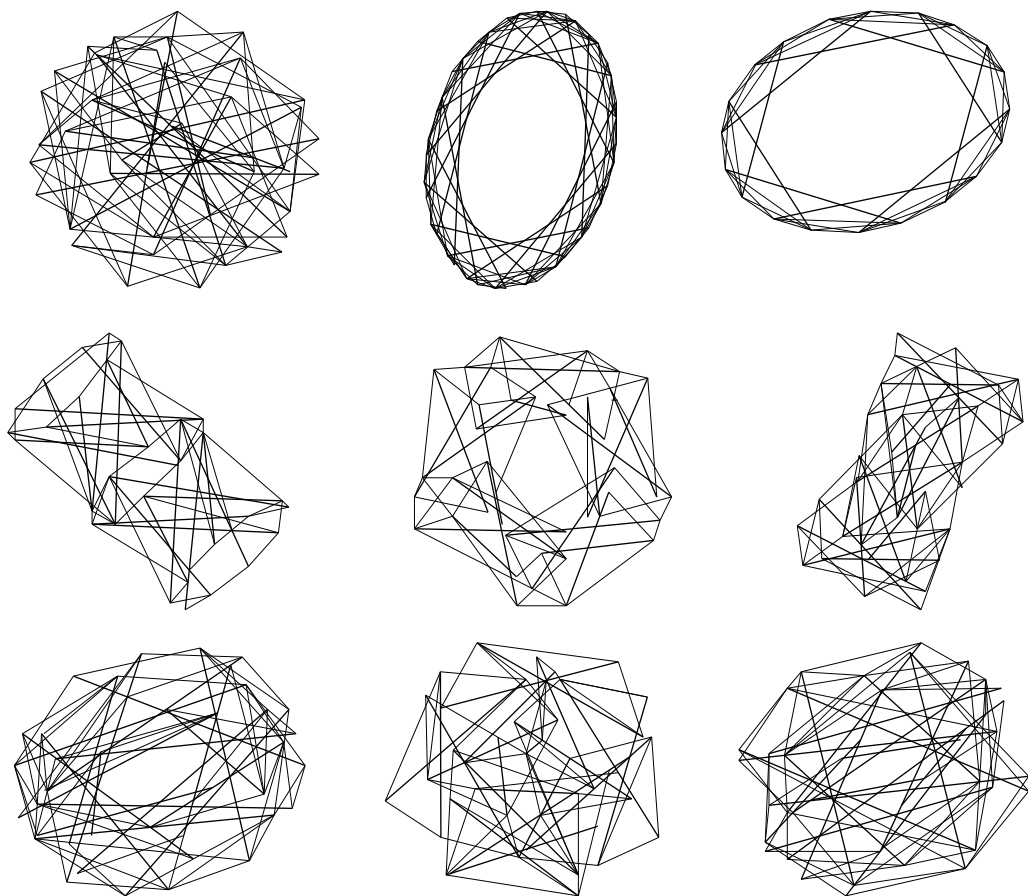
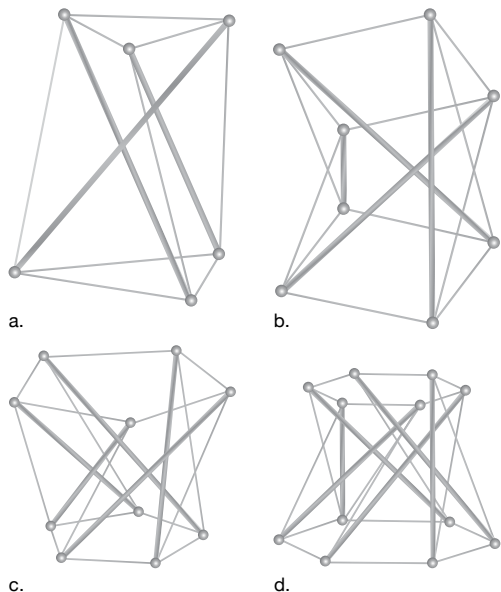


Fig.387
Tipologie di strutture
tensegrity

Fig.388
Renè Motrò,
Assonometrie di prismi
tensintegri a base
triangolare (a.), quadrata
(b.), pentagonale (c.),
esagonale (d.)



17 Valentin Gómez Jáuregui, "Tensegrity Structures and their Application to Architecture", Thesis, 2004

Sistemi a stella

Sebbene si basino anch'essi su celle sferiche sono considerati come sistemi derivati dalle classi precedenti. Ad esempio, prendendo come base uno dei sistemi romboedrici, se un'asta verticale viene inserita in corrispondenza dell'asse di simmetria e collegata al resto dei cavi, si crea un sistema a stella. Un'altra possibilità può essere quella di inserire un nodo sferico al posto dell'asta verticale.

Sistemi cilindrici

Si può variare ulteriormente la configurazione rombica aggiungendo altri strati di struttura oltre a quello iniziale. La dimensione della struttura così ottenuta dipende quindi dal numero degli strati.

Sistemi irregolari

In questa classificazione sono comprese le strutture non comprese nelle precedenti categorie. Ad esempio, gran parte delle sculture di Kenneth Snelson possono essere classificate come strutture irregolari (Figg.389,390).

Applicazioni alle strutture di copertura

Intorno alla metà del 1800, l'esigenza di avere strutture sempre più leggere per superare luci sempre più grandi decretò la nascita delle strutture reticolari.

Queste, composte da aste collegate attraverso nodi (cerniere sferiche), si scambiano sollecitazioni unicamente di tipo assiale; le aste risultano così tese o compresse.

Lo sviluppo del sistema fu favorito dal progresso tecnologico della rivoluzione industriale e dall'impiego dell'acciaio in edilizia.

L'utilizzo di questa tecnica nella costruzione di coperture portò alla realizzazione di strutture leggere, facili da calcolare e mettere in opera, economiche e molto resistenti.

Le tensegrity, come già detto, non sono altro che particolari sistemi reticolari in cui gli elementi sono o solo compressi o solo tesi, così da realizzare le aste tese con cavi e quelle compresse con barre. Le prime, celebri applicazioni del sistema tensegrity nelle opere di copertura sono dovute a D. Geiger.

È suo il merito di adottare questo sistema nel campo delle costruzioni, permettendo di realizzare opere che, oltre a possedere gli indubbi vantaggi delle strutture reticolari, sfruttano il materiale nelle sue massime potenzialità.

Vengono così a delinearsi coperture dall'affascinante impatto visivo, in cui gli elementi galleggiano in aria dando allo spettatore un senso di evanescenza e di leggerezza.

D'altronde i sistemi di copertura hanno subito negli ultimi anni forti trasformazioni che hanno interessato sia l'aspetto formale, sia quello funzionale sia quello relativo alle tecnologie costruttive. Da un punto di vista compositivo la copertura ha perso l'idea di semplice elemento di protezione superiore e si è sempre più connotata come elemento partecipante all'immagine complessiva dell'edificio. Il sistema tensegrity viene quindi incontro a queste nuove esigenze strutturali e architettoniche.

1.Cupole

La maggior parte degli studi sulle strutture tensegrity è stato fatto su configurazioni sferiche o poliedriche e diversi autori hanno pubblicato proposte per diversi tipi di cupole realizzate con il sistema tensegrity.

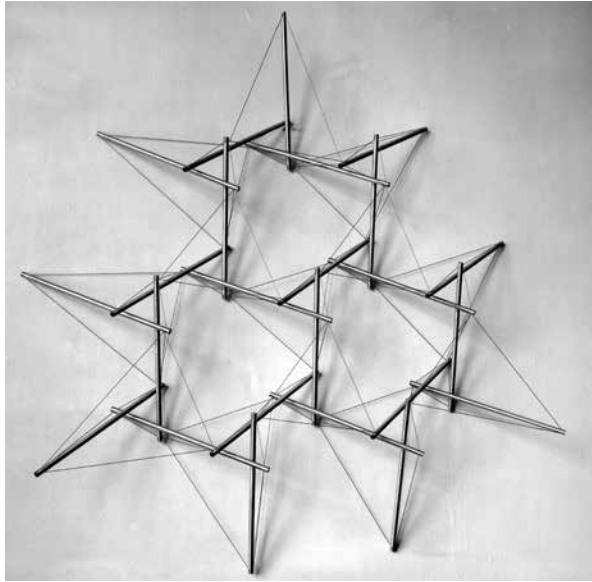


Fig.389
Kenneth Snelson, Triangle Planar Piece,
alluminio e acciaio, (61×66×11,4 cm), 1961

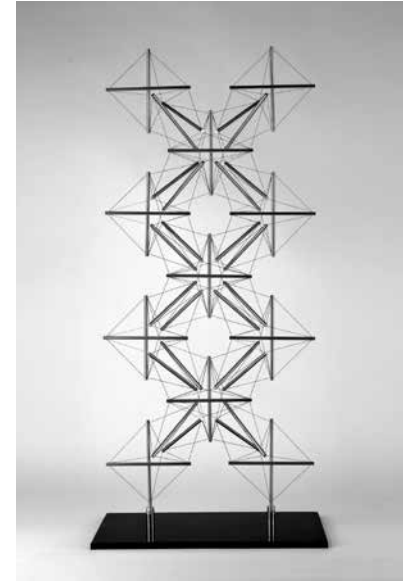


Fig.390
Kenneth Snelson, X-Planar Tower,
alluminio e acciaio inossidabile,
(129×55,9×17,1 cm) 1962-1988

Il primo modello di cupola geodetica tensegrity realizzato da Buckminster Fuller nel 1953. Le cupole tensegrity faticano a trovare applicazione su luci molto grandi in quanto una grande luce impone una curvatura minore e quindi il rischio che le aste e i cavi entrino in contatto e non funzionino correttamente.

Alcune delle cupole ottenute da poliedri troncati sono composte da celle elementari non triangolarizzate, il che provoca problemi di rigidità e quindi di stabilità.

Questo problema può essere risolto aggiungendo altri cavi che collegano vari punti della struttura. Di seguito sono elencate alcune delle possibili applicazioni per le cupole tensegrity.

- Sovrastrutture da posizionare in luoghi con terreno accidentato.
- Copertura per edifici in aree sismiche, data la leggerezza del tipo di struttura e la sua resistenza ai carichi violenti essa si presta bene a resistere all'azione del sisma.
- Padiglioni fieristici e altre coperture di grande luce per eventi pubblici.
- Strutture di protezione di cantieri temporanei all'aperto, ad esempio gli scavi archeologici.
- Strutture da impiegarsi nelle stazioni spaziali, in quanto la pretensione nelle funi garantisce il mantenimento della forma della struttura anche senza la forza di gravità.
- Oggetti di decorazione e arredamento in piccola scala come supporti per le piante o altri oggetti.

2.Reticolari piane a doppio strato

I primi studi sulle reticolari spaziali tensegrity sono stati fatti da Snelson, ma senza trovare altre applicazioni che nelle sculture.

Ariel Hanaor iniziò a far ricerche sulle reticolari piane doppio strato realizzate con il sistema tensegrities, proponendo diversi sistemi di assemblaggio delle celle elementari tensegrity. Gli studi di Hanaor furono l'occasione per aprire un interessante dibattito sulla capacità portante di questo tipo di reticolari.

Per vari anni René Motro e il laboratorio del genio civile di Montpellier hanno fatto ricerca sullo sviluppo di grigliati tensegrity a doppio strato e sulle strutture tensegrity ripiegabili. Nel 2002 Tibert afferma che, in seguito a varie analisi effettuate, le reticolari piane tensegrity

progettate da Snelson, Helton, Adhikari, Pinaud e Chan risultano perfettamente efficienti nei confronti delle sollecitazioni flettenti.

3.Archi

In fig.391 è illustrato un esempio di arco tensegrity. Va tenuta in considerazione anche la ricerca sugli archi tensegrity fatta nel 2001 da Adriaenssens and Barnes che hanno studiato l'uso di archi tensegrity per il sostegno di strutture membranali di grande luce.



Fig.391
Kenneth Snelson, Rainbow Arch,
alluminio e acciaio inossidabile,
(2,13×3,86×0,83 m), 2001

Space Architecture,
Gymnastics Hall in Olympic Park,
Seoul, Korea, 1984-1986

Dopo il collasso del Metrodome di Minneapolis, lavorando con un architetto a Vancouver che si interessava dello sviluppo di sistemi strutturali, David H Geiger entrò in contatto con Buckminster Fuller. Nelle tensegrity concepite da quest'ultimo i cavi tesi erano triangolati. Tuttavia Geiger realizzò "che la triangolazione non era una parte necessaria della rete di cavi. Questa aggiunge una ridondanza [...] che non serve e che crea problemi. Definimmo una nuova struttura che non fosse triangolata ma avesse le stesse proprietà".

Nella revisione di Geiger, lo spazio è misurato usando una rete continua di cavi tesi e di puntoni isolati compressi. I carichi sono portati dall'anello teso centrale (tension ring) attraverso una serie di cavi radiali (ridge cables), reti di tiranti circolari (hoop cables) e diagonali (diagonals) fino all'anello compresso perimetrale (compression ring). Fu impossibile adattare tale principio costruttivo a Vancouver ma fu utilizzato per la realizzazione delle coperture degli stadi di Seoul, nel 1988 in occasione delle Olimpiadi di Korea, dove tale metodo venne mostrato al mondo per la prima volta.

Successivi esempi furono le coperture degli stadi di St. Petersburg, San Francisco e New York City. I due cable dome di Seoul, che si ergono sopra i 13.000 posti dei locali delle palestre di ginnastica e i 7.000 posti della sala della scherma, sono parte di un parco olimpico che include anche un velodromo, arene per il sollevamento pesi, piscine e villaggi olimpici. Suscitò molta ammirazione da parte della committenza il carattere "ultramoderno" dell'opera, capace di creare una perfetta "combinazione tra vecchio e nuovo".

Dopo l'approvazione del progetto, Geiger sottolineò quanto la fattibilità tecnica del progetto corrispondesse a una conveniente ed economica spesa. Un altro vantaggio di tale copertura fu sicuramente il fatto che la cupola era ribassata, permettendo di limitare gli effetti del vento e di avere minori accumuli di neve.

Una delle parti cruciali del progetto riguardava i due nodi in acciaio che connettevano gli elementi compressi ai vari tipi di cavi.

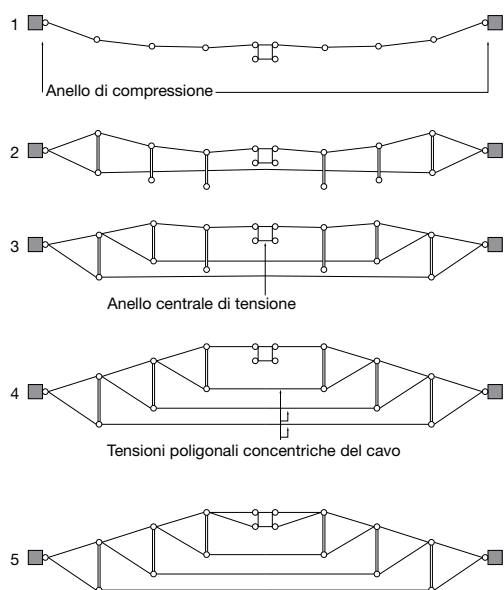


Fig. 392
Sequenza di montaggio

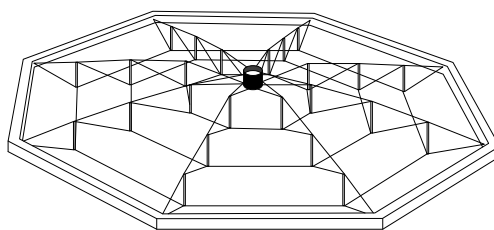
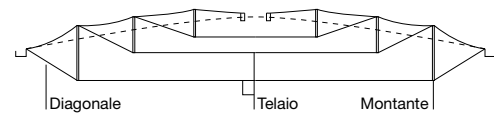
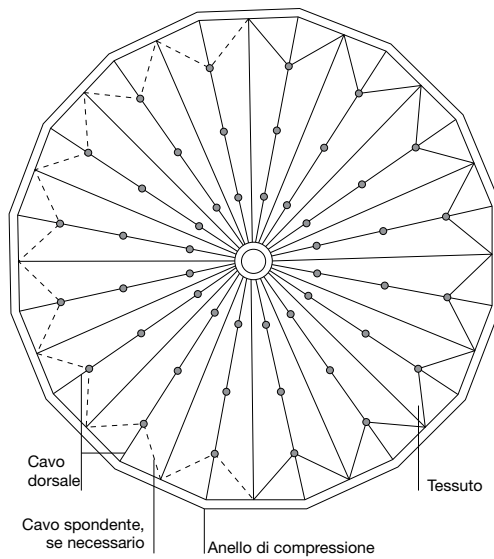


Fig. 393-397



"Dovevamo garantire la continuità dei cavi, che tutti partissero dall'anello di compressione ma che avessero lunghezze variabili. E dovevamo tenere a mente l'eventuale percorso che i cavi avrebbero preso".

Inoltre Geiger sviluppò un'ottima strategia che permise alla struttura di autoerigersi:

"Ci chiedemmo come avremmo potuto rimuovere la struttura in modo metodico se, dopo averla costruita, avessimo voluto smontarla" e "poi avremmo invertito questa procedura".

Sedici cavi, disposti radialmente dal centro della cupola, venivano depositi a terra e collegati con il giunto superiore di ogni puntone compresso. Geiger inizialmente pensò di tirare l'anello centrale teso direttamente da terra; successivamente invece, con l'intento di risparmiare settimane di lavoro, si decise di effettuare il tiraggio dalla cima di una torre provvisoria centrale; giunti inferiori dei puntoni furono incernierati a terra mentre la rete di cavi circolare veniva presollecitata.

Gli elementi compressi furono poi fissati al giunto in alto e il tutto fu tirato nella posizione desiderata: "Il tutto è così leggero che può essere alzato con una mano".

Con l'intero sistema che pendeva liberamente in aria, due trefoli dell'anello esterno di diagonali che corrono dalla cima dell'anello perimetrale compresso al fondo dell'anello perimetrale esterno di puntoni furono messi in tensione, facendo scattare in alto l'anello nella posizione voluta. Gli operai dovettero mettere in tensione i diagonali all'unisono per innalzare l'anello all'esatto livello. Il processo fu ripetuto per ogni anello successivo, dal perimetro al centro, fino a quando la rete non fosse stata nell'esatta posizione (Fig.392).

**Heery International
(strutture: Levy Matthys),
Georgia Dome, Atlanta,
USA, 1989-1992**



Il Georgia Dome è uno dei più importanti esempi di coperture tensintegre. Situato ad Atlanta, in Georgia, è uno stadio coperto che ospita le partite degli Atlanta Falcons. Il progetto di questa sensazionale copertura è di Matthys Levy (Weidlinger Associates N.Y.) e nasce da un'idea di R. B. Fuller. Si tratta del cable dome più grande del mondo e, completato nel 1992, è stata la punta di diamante dei Giochi Olimpici del 1996. Con i suoi 233,5x186 m è il primo Hyper-Tensegrity Dome. La nuova copertura, supportata da un rivestimento di Teflon, si basa sui principi costruttivi delle tensegrity enunciati da R. B. Fuller e K. Snelson.

In questa struttura, i pannelli di rivestimento a forma di paraboloide iperbolico sono connessi a una rete di cavi, irrigidita grazie ai principi delle tensegrity.

La pianta del Georgia Dome è un ovale definito da due assi. 52 colonne sorreggono una trave anulare di bordo compressa (compression ring). L'estradosso della struttura consiste di una rete triangolata in cavi, legati a nodi equidistanti dall'anello di bordo (20,46 e 75m), posti su meridiani sempre più piccoli.

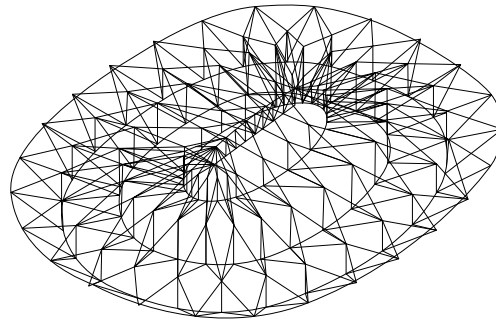
La struttura appare come una capriata nella quale la catena discontinua è sostituita da una rete circolare, in pianta, di cavi (hoop cables) che collegano i nodi inferiori.

Questi hoop cable sono connessi alla rete di cavi dell'estradosso (upper net) da puntoni compressi (compression posts) e cavi diagonali (diagonal cables).

Il sistema termina con una trave reticolare centrale (center truss) su cui si scarica la tensione dei tiranti. Oltre al peso proprio, di circa 0.3kN/m², la copertura è soggetta a carichi accidentali, da neve, da vento, sismici, termici e a quelli imposti da una passerella.

In aggiunta, sono da considerare i carichi dovuti alla presollecitazione. Ogni nodo è in grado di sostenere un carico di 4,55kN. Vennero condotti test nella galleria del vento, basati su un modello rigido soggetto a tutte le condizioni atmosferiche possibili in sito. Essi rivelarono che non si sarebbe verificato il rischio di risonanza per il range di frequenze naturali della struttura (0.441, 0.682, 0.716, 0.725Hz).

Se costruita basandosi solo sull'iniziale configurazione geometrica, il Georgia Dome non avrebbe sorretto neanche il proprio peso. Perciò la cupola aveva bisogno di essere pretesa, per compensare la tendenza di qualche cavo a scaricarsi. Per simulare le condizioni di prestress nel programma di calcolo utilizzato, gli elementi furono sottoposti a una variazione di temperatura affinché nessun cavo risultas-



se compresso. Fu perciò stabilita una iniziale predeformazione del 30% dei cavi, necessaria per irrigidire la struttura.

Fino a quando che la deformazione sotto carico della struttura fosse stata in linea con i valori critici previsti, non sarebbe stato necessario aggiungere altro prestress.

Dai risultati dell'analisi dei carichi si evince che buona parte del carico grava sui quattro angoli, come confermato dall'andamento del diagramma del momento sul compression ring.

Le sollecitazioni negli hoop cable restano relativamente costanti, mentre quelle negli altri cavi decrescono marcatamente verso il centro. Mentre l'upper net fu dimensionato sul carico del vento, i diagonal e gli hoop cable lo furono sui carichi accidentali.

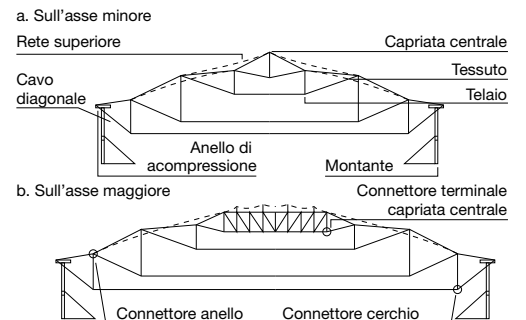
Essendo i carichi permanenti molto bassi, i carichi sismici non riguardarono il progetto dei cavi, ma quello delle colonne sottostanti, che sorreggono la copertura.

Dei cuscinetti, posti sotto il compression ring, permettono liberi spostamenti radiali così da minimizzare gli effetti della variazione di temperatura. Il massimo spostamento nella rete di cavi è comunque di 75 cm verso il basso e 72 cm verso l'alto, rispettivamente per carichi accidentali e vento.

Montaggio

Nel caso di un Hyper-Tensegrity Dome, la fase di montaggio dei cavi e delle connessioni assunse un ruolo fondamentale.

Il primo passo fu appendere la rete rigida di cavi all'anello compresso, per poi installare un diagonal cable alla volta con il rispettivo puntone e hoop cable, iniziando da quelli più esterni e procedendo via via verso l'interno.



Figg.398-402

Introduzione e cenni storici

Nelle strutture a copertura mobile il coperto può essere aperto quando lo si desidera in modo da portare all'interno della struttura le condizioni atmosferiche e di luminosità presenti all'esterno. In caso di pioggia o neve, chiudendo la copertura e passando all'illuminazione artificiale, si potranno proteggere dalle intemperie le persone dentro la struttura e le eventuali manifestazioni in corso.

Le coperture mobili sono state impiegate nelle strutture fin dai tempi antichi; una delle caratteristiche dell'Anfiteatro Flavio, e della maggioranza degli anfiteatri romani, era il 'velario' con il quale veniva coperta gran parte dell'area destinata al pubblico.

Nell'Anfiteatro Flavio il sistema di funzionamento del velarium è in parte ancora identificabile. Tutt'intorno all'edificio, a una distanza di 17,6 m dal perimetro esterno erano posti i 160 cippi in travertino: ciascuno di questi cippi è volutamente inclinato verso l'interno e presenta, nella faccia anteriore, due serie di quattro fori nei quali si pensa fossero incastrate le carrucole che servivano a mettere in tensione le funi passanti nei merli della cornice.

Nella parte esterna dell'anfiteatro in corrispondenza dell'attico sono situate le mensole di travertino nelle quali entravano i 240 pali che sostenevano tutto l'impianto del velarium.

Da questi pali partiva un sistema di corde e di carrucole tramite il quale si potevano movimentare le strisce di tela.

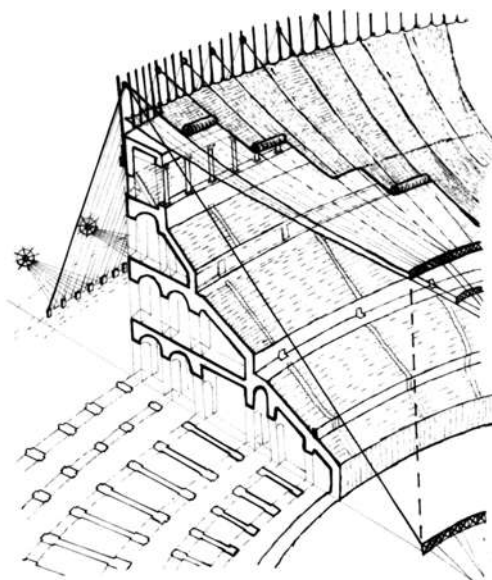
A partire dagli anni Trenta sono state costruite piccole coperture mobili basandosi sulla tecnologia sviluppata per la costruzione dei carriponti. Questa tecnologia era diffusa e normale in molti paesi e quindi è stata adottata per la movimentazione delle coperture mobili, ad esempio nel 1951 nella cupola (127 m di luce) della Pittsburgh Civic Arena. Nel 1954 un gruppo con a capo il professor F. Otto iniziò in Germania una ricerca sulle coperture mobili realizzate con strutture a membrana. Questa ricerca ottenne numerosi buoni risultati, specialmente in Europa, studiando vari sistemi strutturali atti a realizzare coperture retraibili.

Uno dei sistemi analizzati nell'analisi di Frei Otto è stato successivamente impiegato per realizzare la copertura del Montreal Olympic Stadium. Negli ultimi anni sono state sempre più realizzate strutture di grande luce con copertura mobile, ad esempio piscine e piste di pattinaggio ma anche stadi ed edifici industriali come cantieri navali e magazzini.

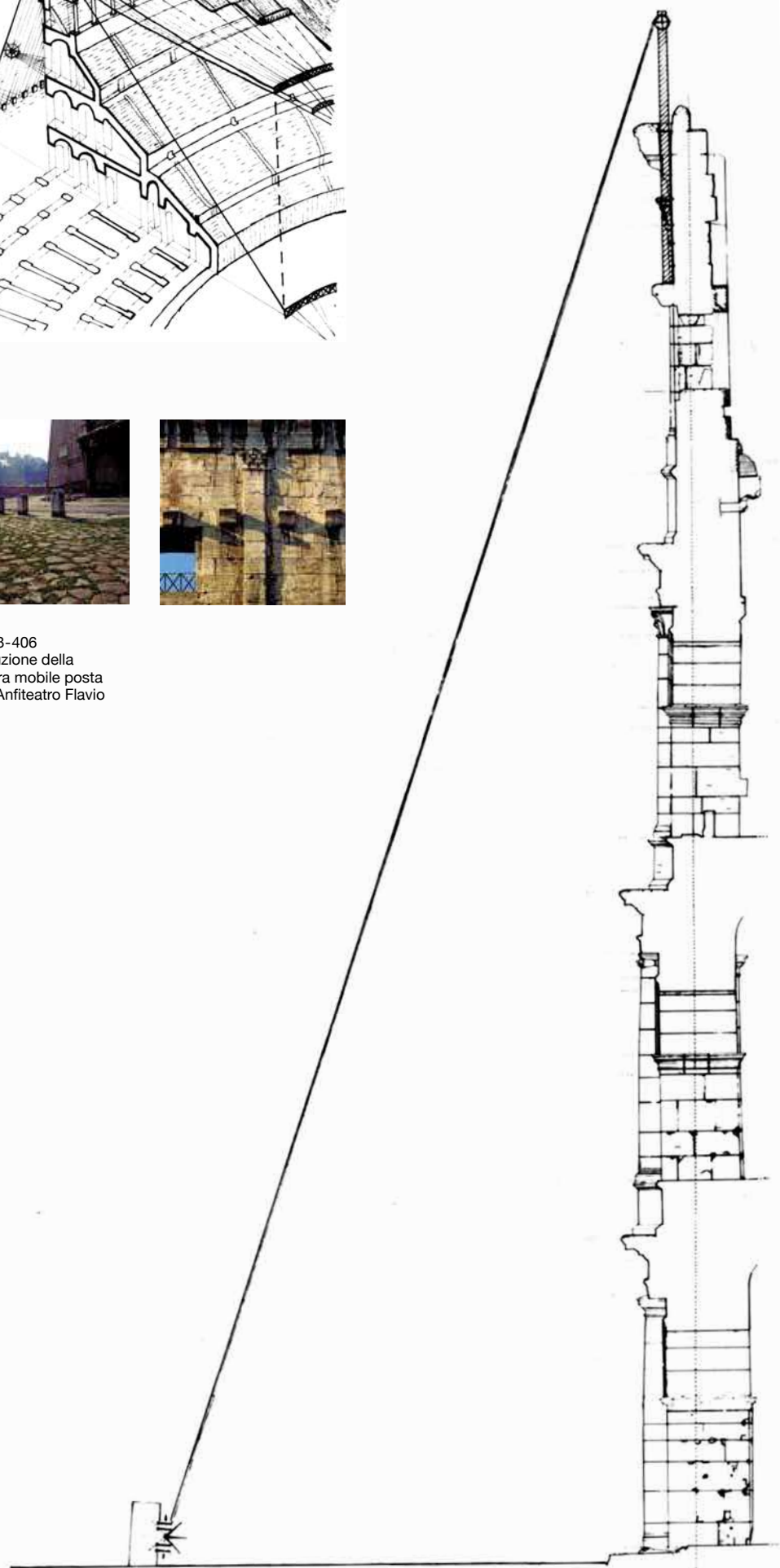
Da tenere presente che in molte strutture il movimento della copertura mobile copre entrate, prese dell'aria, finestre dell'edificio stesso.

Bisogna tenere conto di questa problematica in sede di progetto architettonico per garantire in ogni caso la funzionalità e sicurezza della struttura. Esistono fondamentalmente due tipi di strutture con copertura mobile: quelle che sono per la maggior parte del tempo aperte e di rado chiuse, e quelle viceversa che stanno prevalentemente chiuse e vengono aperte solo saltuariamente.

Questi due tipi di strutture necessitano di differenti considerazioni in fase di progetto.



Figg.403-406
Ricostruzione della
copertura mobile posta
sopra l'Anfiteatro Flavio
a Roma



Classificazione delle coperture mobili

Nel mondo sono state costruite molte strutture a copertura mobile che impiegano vari sistemi e tecnologie. La tecnica derivata dalla costruzione di carriponti è la più diffusa in quanto supportata nei vari stati da riferimenti normativi e da un certo know-how tecnologico.

Tuttavia le esigenze architettoniche e funzionali degli edifici hanno portato a cercare di sviluppare altre tipologie di coperture mobili.

Attualmente i sistemi di copertura mobile possono essere classificati in prima approssimazione in due tipologie:

-coperture formate da una struttura a telaio a cui sono vincolate superfici di lamiera, vetro o membrane;

-coperture costituite da una superficie membranale che vengono aperte o chiuse piegando o stendendo la membrana.

Inoltre vi sono alcuni sistemi più innovativi come coperture a telaio espandibile o strutture pneumatiche in cui viene immessa o fatta uscire aria. I vari sistemi di copertura mobile sono stati sviluppati in base allo scopo di applicazione, le condizioni ambientali, le specifiche per il controllo e la gestione della struttura, ecc. (Tab.8, Fig.409).

Sono state fatte ricerche per la costruzione di strutture a copertura mobile il cui telaio formato da bielle sia estensibile e retraibile con lo scopo di renderne più veloce e agevole la realizzazione. La struttura è composta fondamentalmente da una combinazione di membri espandibili, come mostrato in fig.408.

Oltre che ai materiali pieghevoli come le membrane, possono essere impiegati per rivestire la copertura di questo tipo di strutture a telaio mobile elementi rigidi di tipo piastra.

Gli schemi strutturali degli edifici con copertura mobile dipendono sia dalla destinazione d'uso dell'edificio sia dalla frequenza di apertura e chiusura della copertura mobile (Tab.9).

Sistemi scorrevoli	La copertura è costituita da elementi mobili in direzione orizzontale e sovrapponibili
	Movimento traslatorio → Tipo a struttura portante fissa Movimento rotatorio → Tipo a struttura portante mobile
	La copertura è costituita da elementi mobili in direzione verticale e sovrapponibili
	Movimento traslatorio → Tipo a struttura portante fissa Movimento rotatorio → Tipo a struttura portante mobile
Sistemi a perno	La copertura è costituita da elementi che ruotano attorno a un proprio asse
Sistemi pieghevoli	La superficie della copertura viene ripiegata utilizzando vari sistemi
	Piegatura orizzontale → Tipo a struttura portante fissa Piegatura a rotazione → Tipo a struttura portante mobile Piegatura verticale
Sistemi espansibili	Telaio estensibile e retraibile formato da bielle
Sistemi combinati	Combinazione dei sistemi sopracitati

Tab.8
Classificazione dei sistemi di copertura mobile

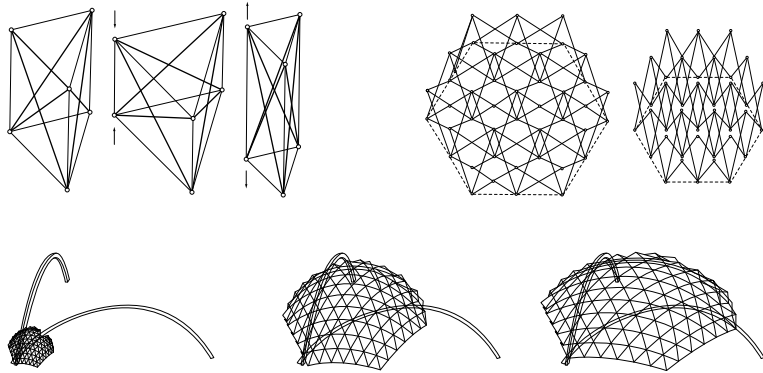


Fig.407
Principio di funzionamento della struttura estensibile

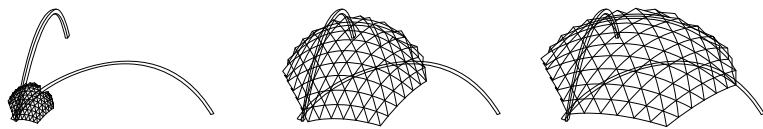


Fig.408
Schema dello stadio di Bergisel

Tab.9
Applicazioni e frequenze di apertura e chiusura

Frequenza di apertura e chiusura	Obiettivi ed esempi di apertura e chiusura
Due volte all'anno, aperto in estate e chiuso in inverno	In questi casi solo a volte sono usate le coperture mobili; spesso si opta per coperture fisse facilmente rimovibili e riasssemblabili
Usate prevalentemente da chiuse e occasionalmente aperte	Generalmente usate per eventi al coperto oppure, nel caso di coperture di piccole dimensioni, per aprirle in modo da evitare il carico della neve
Usate prevalentemente da aperte e occasionalmente chiuse	La principale applicazione è per le manifestazioni sportive che si svolgono all'aria aperta. La copertura viene chiusa per proteggere il campo da gioco dalle intemperie
Aperte e chiuse con frequenza	Struttura che necessita di frequenti aperture e chiusure della copertura

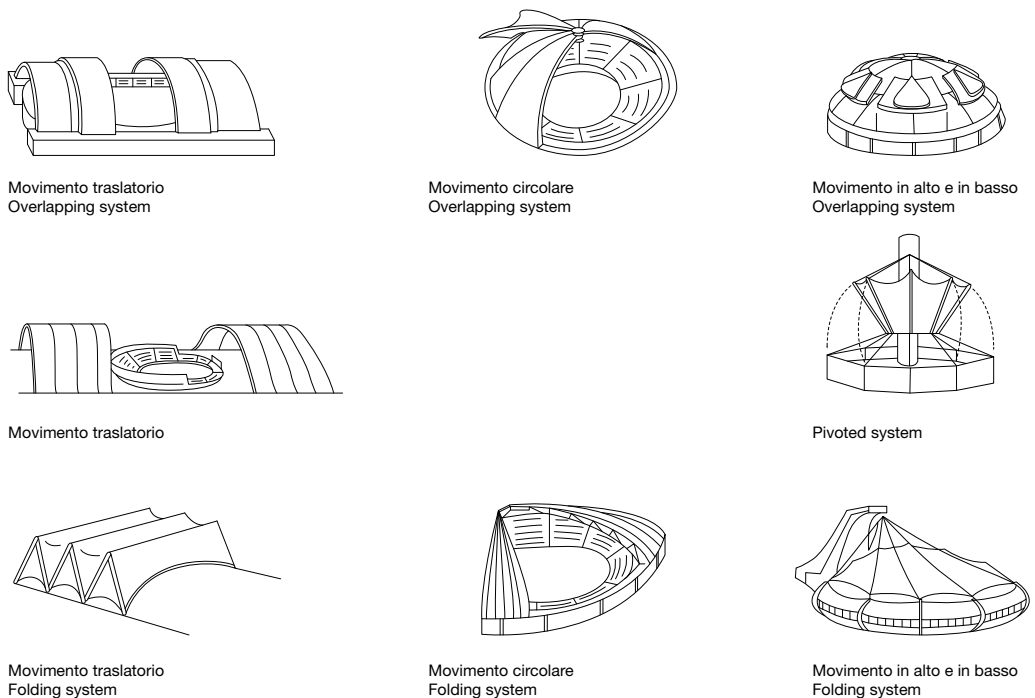


Fig.409
Metodi di aperture e chiusura

Le principali tipologie di coperture mobili¹⁸

Sistemi a telaio

Nelle coperture mobili con sistema a telaio generalmente la superficie di copertura è divisa in pannelli, contrariamente a come sono strutturate le coperture fisse. Per la progettazione di questo tipo di coperture mobili sono da tenere in considerazione i seguenti aspetti:

-Ogni pannello di copertura è considerato una struttura indipendente.

Quando la copertura è chiusa la struttura composta da pannelli deve avere una rigidezza e una resistenza adeguata in modo da resistere ai carichi accidentali.

-Ogni singolo pannello di copertura può essere sottoposto a differenti azioni esterne a seconda della posizione e delle dimensioni (ad esempio ai coefficienti di pressione del vento e agli accumuli di neve).

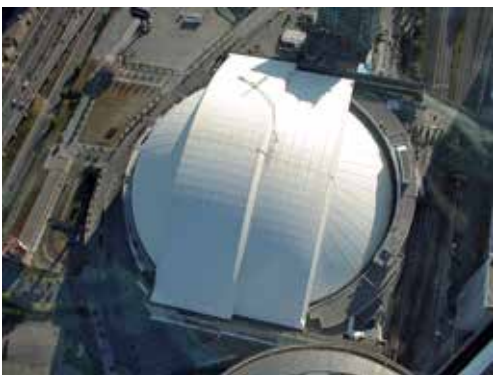
-Nonostante i pannelli di copertura siano strutture indipendenti essi possono essere sostenuti dalla medesima struttura di supporto. In fase di progettazione si dovrà quindi considerare l'interazione fra i due sistemi strutturali.

-I differenti pannelli di copertura sono separati da intercapedini di dimensioni appropriate in cui a volte sono posti dei giunti flessibili. Questi giunti devono possedere resistenza e rigidità sufficienti per trasferire le sollecitazioni da un pannello all'altro.

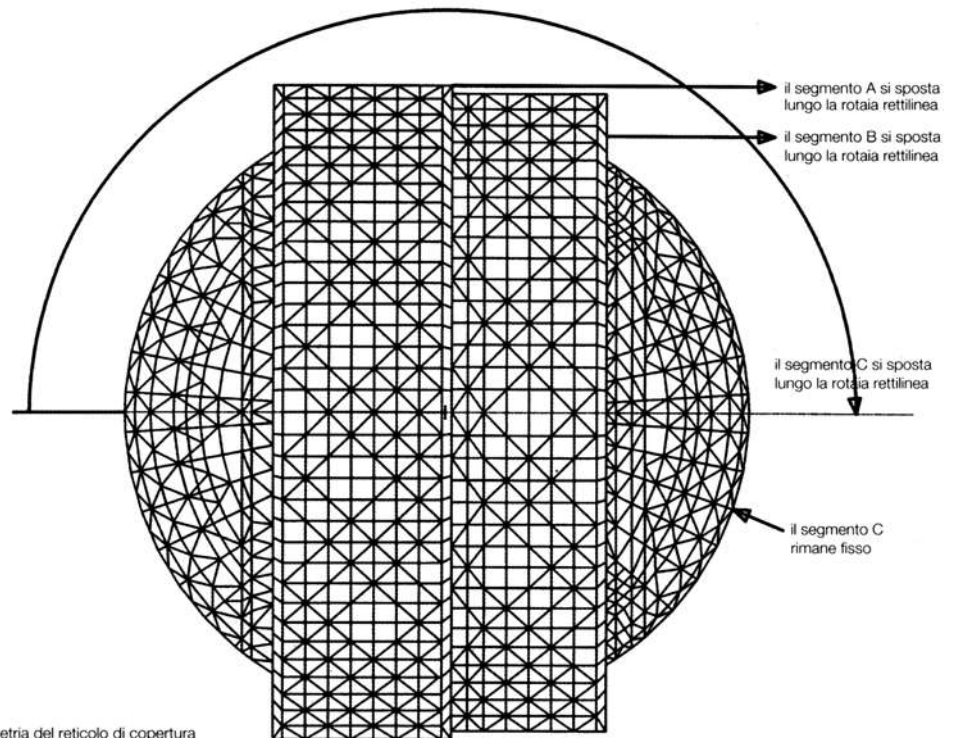
-La dimensione delle intercapedini fra i vari pannelli deve essere dimensionata in base alle tolleranze richieste in fase di movimentazione e agli spostamenti dovuti alle diverse azioni che agiscono su ogni pannello.

Rod Robbie, Michael Allen, Rogers Centre, Toronto, Canada, 1986-1989

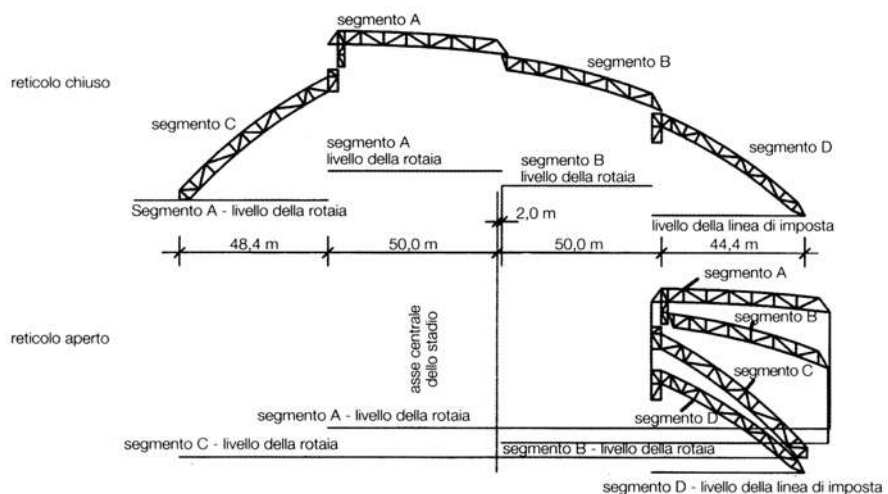
La copertura del Toronto Sky Dome è stata completata nel 1989 su progetto dell'architetto Roderick G. Robbie e dell'ingegnere Michael Allen ed è la sede stabile della squadra di baseball Toronto Blue Jays. Con lo spostamento di parte della tribuna, l'arena può anche essere adattata a campo da football. In questa copertura mobile i pannelli sono stati progettati in modo da dividere la copertura in quattro parti: i due pannelli centrali sono a forma di volta a botte (pannelli B e C), mentre quelli laterali (pannelli A e D) sono quarti di cupola sferica. Per quanto riguarda la movimentazione il pannello A è fisso, i pannelli B e C si muovono su binari lineari, mentre il pannello D ruota sul piano fino a posizionarsi sotto il pannello A. Lo spazio libero fra i pannelli è di 1 m, mentre lo spessore del pannello è di 4 m.



Figg.410-412
Rod Robbie, Michael Allen,
Rogers Centre, Toronto,
Canada, 1986-1989.
La copertura in posizione
chiusa e in posizione aperta



planimetria del reticolo di copertura



sezione nord-sud del reticolo

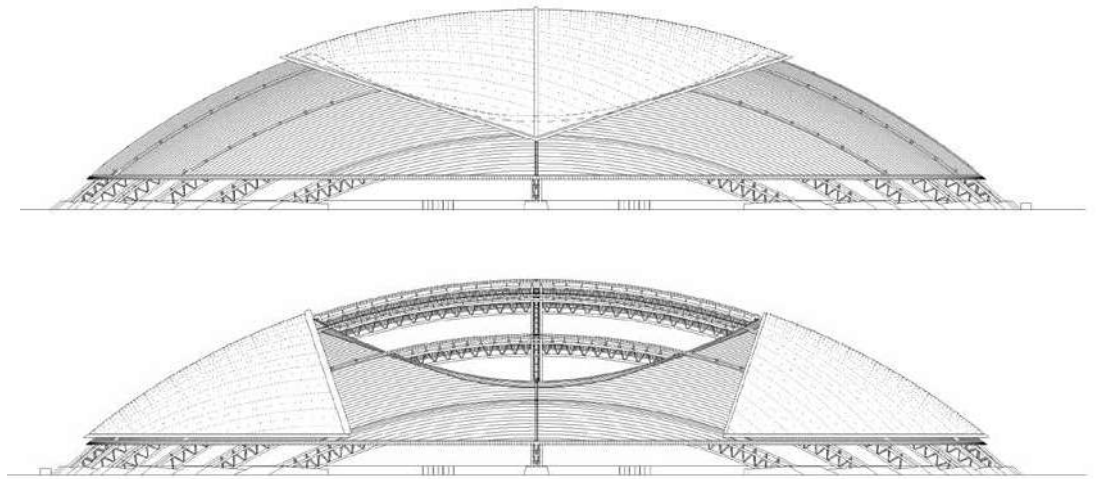
18 Kazuo Ishii, Structural Design of Retractable Roof Structures, WITpress, 2000

Kisho Kurokawa architect & associates Oita Dome, Giappone, 1998-2001

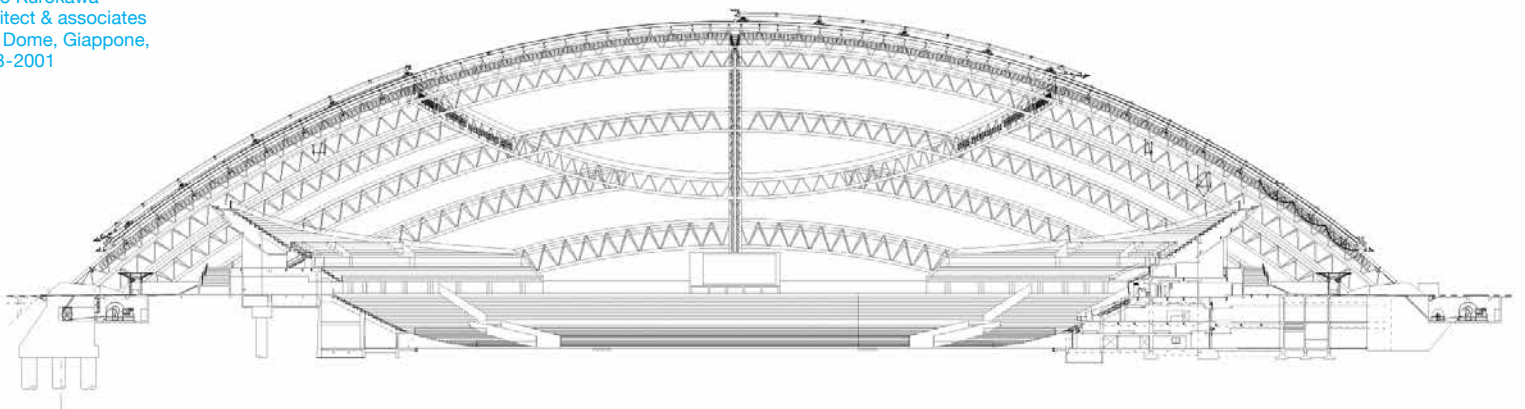
La soluzione strutturale impiegata per la realizzazione della copertura mobile dell'Oita Dome prevede un telaio fisso portante sul quale scorrono i pannelli mobili, che risultano quindi essere strutture secondarie. In questo modo è possibile risparmiare sul costo di realizzazione dei pannelli mobili.

La struttura fissa della copertura viene utilizzata per sostenere gli impianti televisivi e di illuminazione dello stadio.

I pannelli mobili sono movimentati da un sistema di cavi e pulegge.



Figg. 413-419
Kisho Kurokawa
architect & associates
Oita Dome, Giappone,
1998-2001



Coperture mobili con strutture membranali

I principali vantaggi di una copertura mobile a struttura membranale sono la leggerezza e la possibilità di essere facilmente ripiegata su se stessa: queste caratteristiche hanno fatto sì che la tecnologia membranale fosse impiegata nella storia per le prime realizzazioni di coperture mobili. Il gruppo guidato dal professore Frei Otto dell'Università di Stoccarda condusse la prima ricerca sulle coperture mobili membranali, cominciando con lo studio di un progetto per il teatro all'aperto Killesberg di Stoccarda. Successivamente portarono a termine molti progetti e ricerche riguardo le coperture mobili a membrana, diventando un punto di riferimento mondiale per le tecnologie di costruzione delle coperture mobili. Il gruppo del professor Otto impiegava per realizzare le strutture una membrana in PVC rivestita con un tessuto in fibre di poliestere in modo da garantire sia durabilità sia resistenza meccanica. Con questo tipo di materiale pieghevole furono progettate coperture per strutture di svariate dimensioni, da piccole aree fino ai grandi stadi. I sistemi di movimentazione delle coperture mobili realizzate con membrane sono classificati come illustrato in tab.10.

Elementi da tenere in considerazione nella progettazione delle coperture mobili membranali sono:

- Geometria delle guide
Le parte mobile delle coperture convertibili scorre su guide che possono essere binari o cavi. Nelle strutture rigide la distanza fra le guide deve rimanere costante, mentre nelle strutture a membrana la distanza tra le guide può essere variabile lungo la direzione in cui si sposta la membrana che si può piegare su se stessa.
- Assicurazione della membrane nella posizione distesa
Generalmente le membrane nella posizione distesa sono pretensionate in modo da essere sufficientemente rigide per resistere all'azione degli agenti atmosferici come neve o vento.

•Pulegge motrici
La forza motrice necessaria per la movimentazione della membrane può essere fornita da motori elettrici posti direttamente sulle pulegge collegate alla membrana. Deve essere garantita una adeguata pressione di contatto fra i cavi e le pulegge in modo da evitare lo slittamento e prestare particolare attenzione agli impianti necessari per fornire la corrente elettrica ai motori.

•Sistema di trazione fisso
Le membrane possono anche essere stese e ritratte mediante l'uso di cavi movimentati da motori che si trovano ancorati alla parte fissa della struttura. In questo caso il sistema di trazione deve essere in grado di adattarsi al cambio di direzione del moto della copertura mobile che si può verificare nel caso che le guide su cui si muove la membrana non siano parallele.

•Pulegge di scorrimento
Le pulegge di scorrimento servono a guidare il movimento della membrana lungo i cavi a cui la membrana è sospesa. Bisogna prestare attenzione nella progettazione di queste pulegge in modo da evitare che slittino o il cavo esca dalla scanalatura della puleggia.

•Pretensionamento della membrana
Le coperture mobili membranali devono essere presollecitate; questa presollecitazione può essere fornita dagli apparati di movimentazione della membrana o da appositi sistemi di pretensionamento posti ai bordi della membrana.

•Assicurazione della membrana durante la fase di movimentazione
Durante la fase di movimentazione la membrana non si trova in tensione per cui risulta essere particolarmente sensibile all'azione del vento che potrebbe in questa circostanza provocarle gravi danni. Bisogna quindi assicurarsi che anche durante la fase di movimentazione la membrana sia tenuta in sufficiente tensione mediante elementi rigidi o appositi pesi aggiuntivi.

•Ripiegamento della membrana
In genere quando la membrana viene raccol-

ta forma delle grandi pieghe che possono interferire con parti fisse della struttura e quindi danneggiare il tessuto. Inoltre l'acqua e la neve possono infiltrarsi in queste pieghe, per cui per evitare questi inconvenienti occorre studiare attentamente in fase di progettazione il sistema di ripiegamento della membrana.

•Conservazione e assicurazione della membrane nella posizione retratta
La membrana deve essere protetta dall'azione degli agenti atmosferici anche quando si trova nella posizione retratta, assicurandola in modo che l'azione del vento non la danneggi. Devono essere impiegate anche contromisure per evitare infiltrazioni di pioggia o neve nella membrana ripiegata.

•Tenuta stagna fra la membrana e le pareti dell'edificio
In genere quando la copertura è aperta lo spazio sotto di essa è sufficientemente protetto dalla pioggia. Se si desidera una buona tenuta stagna occorre che la membrana scenda fino al terreno, oppure che nel punto di contatto con le pareti dell'edificio la membrana sia sufficientemente flessibile da adattarsi alla deformazione.

Sistema costruttivo	Tipo di movimento		Parallelo	Centrale	Circolare	Periferico
Struttura di supporto fissa	Membrana	Raggruppata				
		Arrotolata				
Struttura di supporto mobile	Struttura di supporto	Traslatorio				
		Ripiegato				
		Rotatorio				

Tab.10
Sistemi di movimentazione delle coperture mobili realizzate con membrane

Sistemi di copertura mobili



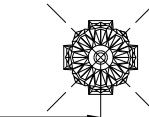
© SL-Rasch GmbH



© SL-Rasch GmbH



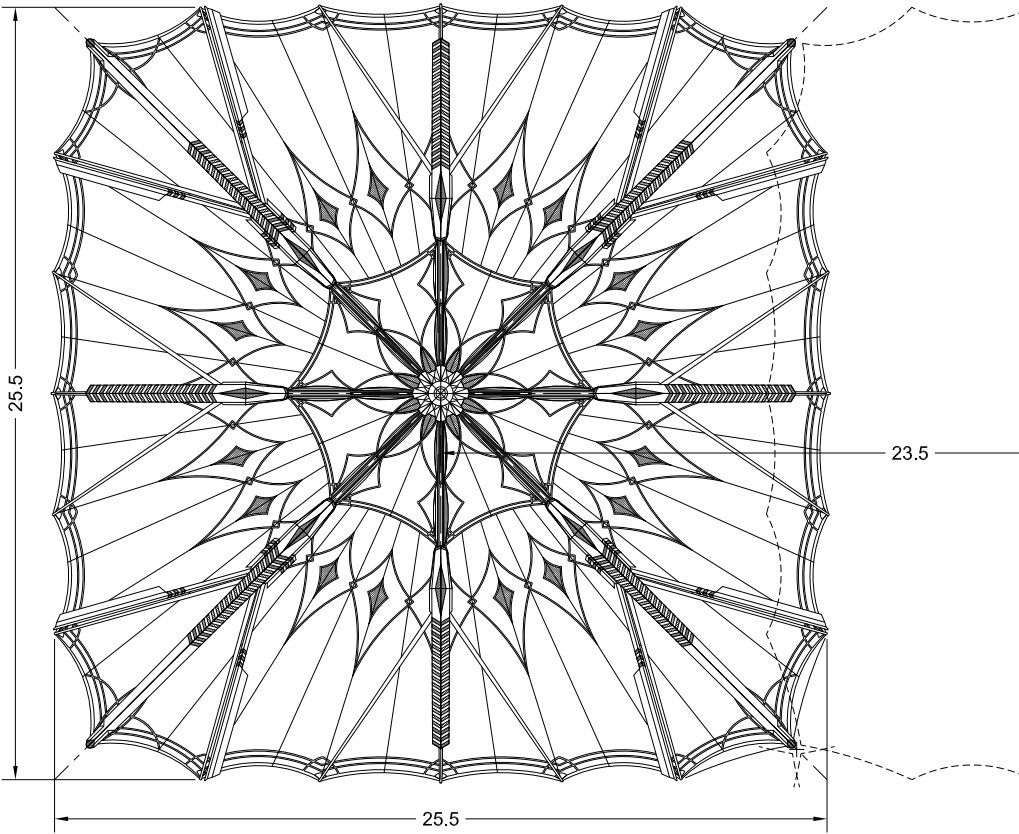
© SL-Rasch GmbH



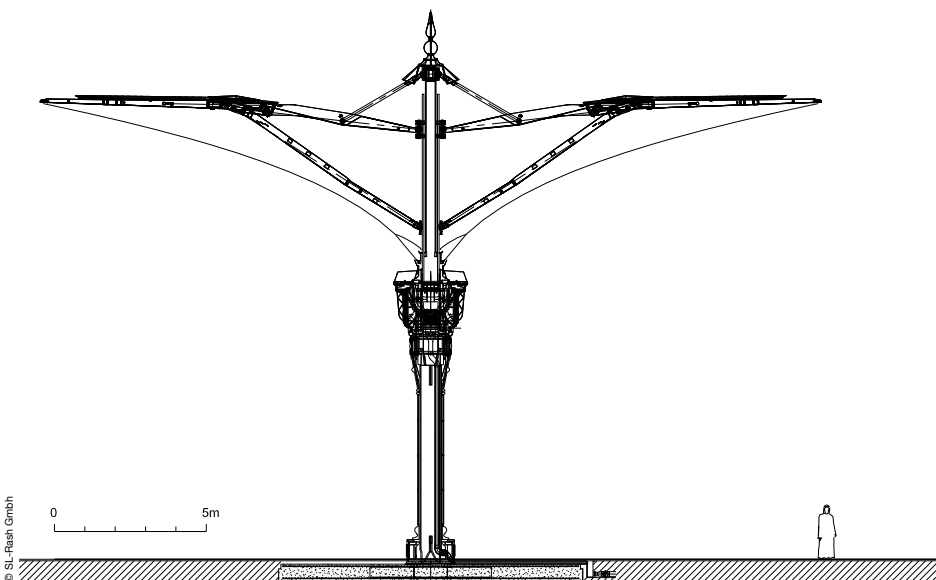
© SL-Rasch GmbH



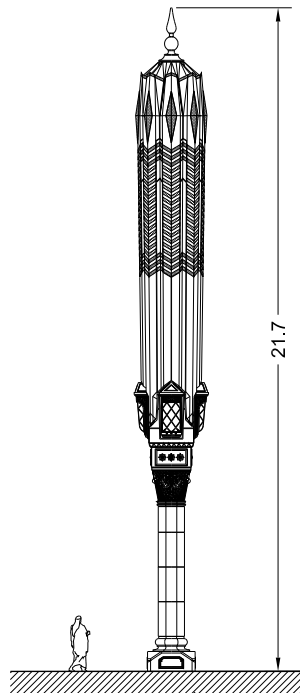
© SL-Rasch GmbH



© SL-Rasch GmbH



© SL-Rasch GmbH



Figg. 420-424
SL-Rasch GmbH,
Ombrelli per Piazza
della Moschea del Profeta,
Medina, Arabia Saudita

Coperture mobili con strutture pneumatiche

Sono stati effettuati numerosi studi su strutture con copertura pneumatica mobile, tuttavia sono state realizzate con questa tecnologia solamente coperture di piccole dimensioni, i cui esempi principali sono illustrati nella tabella seguente.

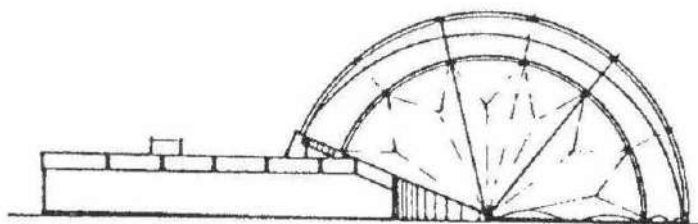


Fig. 425
Swimming pool, Unterluss

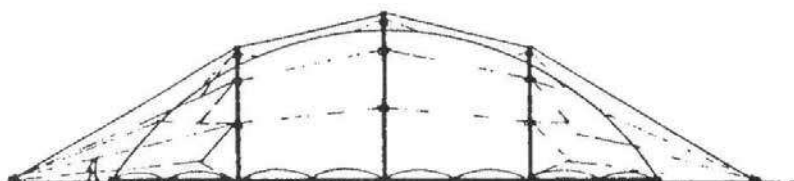


Fig. 426
Piccolo hangar realizzato con una struttura pneumatica in elio

Particolari accorgimenti in fase di progettazione

Scelte progettuali architettoniche

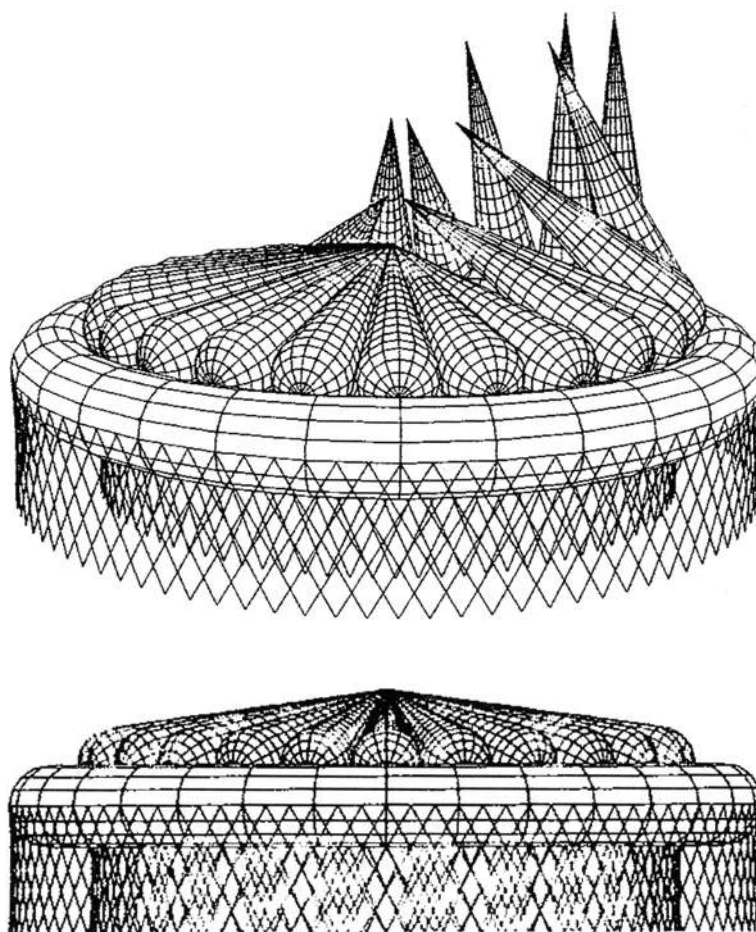
Nel progetto di una struttura a copertura mobile occorre prendere in considerazione la destinazione d'uso, le esigenze degli utenti, il clima, le condizioni del sito e la scala dell'edificio. Le seguenti problematiche sono peculiari degli edifici a copertura mobile rispetto agli edifici con copertura fissa:

- le prescrizioni per la sicurezza passano da quelle per un edificio chiuso a quelle per un edificio all'aperto;
- velocità di movimento della copertura;
- grado di apertura della copertura;
- flessibilità d'uso dell'edificio sia con la copertura aperta sia chiusa;
- effetti dell'ombra della parte mobile di copertura;
- effetti del vento sulla parte fissa e su quella mobile di copertura;
- ingombri della copertura sia nella posizione aperta sia in quella chiusa;
- problemi di efficienza economica, fabbricazione e manutenzione della parte mobile di copertura;
- gestione delle procedure di apertura e chiusura;
- aumento dei costi di costruzione nella realizzazione di una copertura mobile.

•Elementi da considerare per l'apertura e la chiusura della copertura

Nella progettazione di una struttura con copertura mobile la scelta della tipologia di copertura e delle sue dimensioni dipende da diversi fattori, di cui di seguito è riportato un elenco dei principali:

- considerazioni sulla sicurezza;
- tipologia del sistema di apertura e chiusura e del meccanismo di movimentazione;
- tipologia di eventi e manifestazioni sportive che saranno ospitate nella struttura;
- condizioni ambientali interne necessarie per la realizzazione degli eventi che saranno ospitati nella struttura quando si trova in condizione aperta oppure chiusa;
- eventuale presenza sul campo di gioco dell'ombra della parte di copertura mobile;
- tempo necessario all'apertura o chiusura della copertura mobile;
- effetto dell'azione del vento sulla parte fissa e mobile della copertura;
- valutazione dell'acustica dell'edificio sia che esso si trovi in posizione aperta o chiusa;
- effetto degli impianti appesi alla parte mobile



della copertura durante la fase di movimentazione della medesima;

- adeguata progettazione del sistema di illuminazione dell'edificio nella configurazione aperta e chiusa;

•Chiarimento delle condizioni d'uso

Nel progetto di una struttura a copertura mobile devono essere chiarite le condizioni in base alle quali la copertura si trova in posizione aperta o chiusa. Inoltre devono essere specificate le posizioni di apertura intermedia in cui la copertura si può venire a trovare.

In base a queste condizioni verranno redatti il progetto strutturale e il piano di manutenzione, oltre a essere definito il sistema di controllo delle operazioni di apertura e chiusura.

Nelle condizioni d'uso deve essere anche esplicita la frequenza di movimentazione della copertura, specificando se essa si trova prevalentemente in configurazione aperta o chiusa.

•Prevenzione di disastri e piano di evacuazione

Il piano di prevenzione di disastri e di evacuazione per una struttura a copertura mobile è molto simile a quello per una struttura normale se non per alcuni aspetti particolari di seguito elencati che necessitano di particolare attenzione:

- resistenza al fuoco della struttura e studio della propagazione dell'incendio;
- studio del piano di evacuazione sia nel caso che la copertura sia in configurazione aperta che in configurazione chiusa;
- studio della propagazione dei fumi tenendo conto anche del possibile effetto dell'azione del vento nel caso in cui la copertura si trovi nella configurazione aperta.

Considerazioni sulla sicurezza¹⁹

•Controllo dell'apertura e della chiusura

In fase di progettazione si considera che la copertura mobile possa assumere tre principali posizioni: totalmente aperta, totalmente chiusa oppure una posizione intermedia.

Considerare per ognuno di questi stati il valore massimo delle azioni sollecitanti comporta notevoli oneri dal punto di vista strutturale e conseguentemente dal punto di vista economico. È possibile quindi, nel caso si ritenga il sistema di controllo e movimentazione della copertura sufficientemente affidabile, considerare il massimo carico dovuto alle azioni esterne solamente nella configurazione della copertura che fornisce maggiore resistenza strutturale (ad esempio considerare la massima azione del vento con la copertura totalmente chiusa, configurazione in genere più resistente).

Nelle configurazioni che forniscono minore resistenza verranno quindi applicati carichi minori. Naturalmente queste valutazioni in merito alle azioni sulla copertura implicano una grande importanza del sistema di controllo e di movimentazione della copertura mobile per quanto riguarda la sicurezza della struttura.

Il progettista deve quindi tenere conto anche dell'affidabilità dei sistemi di controllo e di movimentazione della copertura in fase di progettazione per definirne correttamente il coefficiente di sicurezza globale.

•Sicurezza al collasso

Per garantire una buona sicurezza al collasso in una copertura mobile occorre innanzitutto che sia progettata in modo tale che in caso di malfunzionamento o rottura di una parte di essa non venga compromessa la stabilità globale del resto di struttura. Altri accorgimenti utili per aumentare la sicurezza al collasso della copertura sono:

- introdurre un sistema automatico di movimentazione e controllo che limiti al minimo gli errori umani possibili;
- monitorare i binari sui quali scorre la copertura con telecamere in modo da evitare collisioni con corpi estranei posti sul percorso;
- misurare costantemente la velocità del vento confrontandola con quella di progetto;
- evitare di muovere la copertura quando è innevata, per evitare incidenti dovuti alla caduta di neve o ghiaccio;
- predisporre appositi apparecchi di stop che entrino in funzione nel caso di un evento sismico di intensità tale da portare fuori sede la parte mobile di copertura;
- installare freni elettromagnetici che entrino in funzione nel caso di malfunzionamento della rete elettrica che alimenta le apparecchiature motrici della copertura.

•Ispezione delle strutture

È importante poter ispezionare una struttura mobile con semplicità e frequenza.

Durante le ispezioni particolare attenzione dovrà essere prestata a:

- verificare il corretto posizionamento delle sedi dei binari su cui scorre la copertura, misurando sia la tolleranza verticale che orizzontale;

-il posizionamento dei binari può cambiare a causa di cedimenti differenziali delle fondazioni.

•Eventuali malfunzionamenti delle coperture mobili

Sono stati registrati vari casi di malfunzionamento delle coperture mobili. Questo tipo di strutture infatti risultano essere particolarmente sensibili anche a piccoli difetti o malfunzionamenti. Un problema è rappresentato dal pericolo di infiltrazioni di acqua che si possono facilmente avere in una copertura mobile. Di seguito sono elencati alcuni casi significativi di malfunzionamento delle coperture mobili presenti in letteratura.

-Copertura di una piscina, completata nel 1972, area di 800 m²: la copertura era costituita da una membrana che scorreva su archi tubolari in acciaio, ma due anni dopo la costruzione l'acqua iniziò a infiltrarsi nei punti di connessione fra la copertura e il fabbricato.

Negli anni successivi aumentò l'infiltrazione tanto da compromettere la funzionalità della copertura e rendere necessaria la demolizione della struttura.

-Copertura di una piscina, completata nel 1972, area di 2300 m²: la membrana di copertura era appesa radialmente a un albero centrale e veniva piegata tirandola lungo il cavo. La movimentazione della copertura inizialmente funzionava bene ma divenne man mano sempre più difficoltosa fino a bloccarsi totalmente dopo che la copertura fu tenuta ferma per un po' di tempo.

La copertura fu usata per un certo periodo in posizione chiusa per poi essere definitivamente rimossa.

-Copertura di una pista di pattinaggio, completata nel 1963, area di 1800 m²: la membrana era ripiegata attorno a cavi tesi fra i pilastri della struttura. Secondo le specifiche di manutenzione la copertura doveva essere ritratta in caso di vento forte, ma capitò che proprio a causa delle raffiche di vento non fosse possibile aprire la copertura e quindi si lacerò la membrana.

-Copertura di uno stadio, completata nel 1987, membrana di area pari a 18000 m²: la membrana di copertura era raccolta lungo appositi cavi. Durante le operazioni di apertura e chiusura la copertura risultò particolarmente sensibile alle raffiche di vento che la scuotevano fortemente danneggiando in parte anche la struttura portante.

Non fu più possibile quindi muovere la copertura in presenza di vento superiore a 25 Km/h. Nel caso di coperture che adottano il sistema di funzionamento dei carriponti con moto di traslazione orizzontale non sono stati riscontrati malfunzionamenti globali della struttura, se non quelli tipici dei carriponti industriali.

Molti casi di malfunzionamento dei carriponti sono dovuti a improvvise raffiche di vento durante la movimentazione, o a una non corretta manutenzione dei dispositivi di fine corsa o di ancoraggio delle rotaie. Inoltre deve essere prestata particolare attenzione in fase di progettazione e manutenzione della copertura alle unità motrici e ai dispositivi di controllo.

Di seguito sono riportate alcune delle più frequenti cause di malfunzionamento di parti che costituiscono le coperture mobili:

Unità motrice:

- Uscita di sede dal binario o dal cavo, ondeggiamenti, problemi ai freni, insufficienti sistemi

di bloccaggio, errori nel controllare la velocità, fenomeni di fatica delle parti meccaniche in movimento, ecc.

-Fuori corsa o collisioni dovuti a errori dell'operatore.

-Interruzione dell'alimentazione dei motori, dispersioni elettriche, contatti elettrici danneggiati, ecc.

-Problemi nella movimentazione della copertura dovuti a carichi non simmetrici e vibrazioni.

Dispositivi di controllo:

-Controllo della sincronizzazione del movimento delle varie parti di copertura.

-Controllo dell'inclinazione della copertura

Superficie di copertura:

-Durante le fasi di movimentazione eccessiva vibrazione della membrana di copertura dovuta all'azione del vento.

-Deragliamento di un carrello.

-Danneggiamento delle membrane e dei cavi dovuto ai ripetuti piegamenti.

-Concentramento delle tensioni nella membrana dovuto ai ripetuti piegamenti.

-Cambiamenti morfologici della membrana dovuti ai cedimenti viscosi.

-Insufficiente pretensionamento della membrana e dei cavi.

•Azioni eccezionali

Nella progettazione strutturale di una copertura mobile occorre tenere in considerazione alcune azioni eccezionali.

Quelle considerate nella maggior parte delle coperture mobili sono le seguenti.

-Carichi orizzontali durante le operazioni di apertura e chiusura.

In una copertura mobile lungo delle rotaie parallele vanno considerate in fase di progettazione delle forze ortogonali all'asse delle rotaie la cui entità dipende ad esempio dalla forma della copertura, dalla precisione con cui vengono realizzate le rotaie e dal rapporto fra la luce della copertura e la distanza fra le rotaie. Se la rotaia è curva i valori delle forze orizzontali dipendono anche dal raggio di curvature delle rotaie.

-Forze presenti durante l'apertura o chiusura delle rotaie.

Vanno considerate le azioni che possono essere provocate dai giunti presenti nelle rotaie mentre la copertura è in fase di movimentazione.

-Forze di inerzia e di frenata.

-Impatto della struttura sui fine corsa.

Pur essendo spesso presenti sistemi di sicurezza atti a dissipare l'energia di un eventuale impatto della parte mobile della struttura, occorre sempre considerare in fase di calcolo l'azione che si avrebbe in caso di urto della parte mobile di copertura con la struttura.

-Cedimenti impressi della struttura.

Occorre considerare in fase di progettazione cedimenti vincolari impressi alla struttura di entità proporzionale alla sua luce libera.

-Spostamenti del sistema di guida.

Se la parte mobile di copertura scorre lungo delle rotaie, deve essere studiata l'azione dei carichi esterni su queste rotaie in modo da valutare l'entità dello spostamento provocato e il conseguente effetto sulla struttura.

¹⁹ IASS Working group n° 16 "Retractable roof structures"