

capítulo 3 del libro:

Temas de

ESTRUCTURAS ESPECIALES

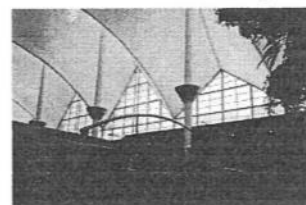
Arq. Pedro Perles - Editorial Klisckowski



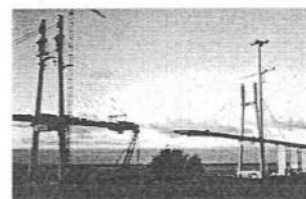
Estadio Olímpico
Munich



Carpa del Ocio
Nottingham



Aeropuerto Internacional
Denver



Puente Rosario- Victoria
Santa Fé- Entre Ríos

Puente en Puerto Madero
Buenos Aires

ESTRUCTURAS DE TRACCIÓN

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Se denominan así porque solo pueden absorber esfuerzos de Tracción.

¿A que obedece esta condición?

Al hecho de estar constituidas por hilos, sogas, cuerdas o cables que por su naturaleza no poseen rigidez. Cabe recordar este concepto como una medida de la resistencia que oponen los cuerpos a la deformación, es decir que a mayor rigidez, menor será su deformación.

¿Qué parámetros definen la rigidez?

Los siguientes:

- El Módulo de elasticidad del material E , pues a mayor E , mayor resistencia del material a la deformación que pueda ocasionar cualquier tipo de esfuerzo (Tracción, compresión, Pandeo, flexión, torsión).
- El Momento de Inercia J de la sección, pues a mayor J , mayor resistencia a ser curvada la pieza por flexión o por Pandeo.
- La longitud, pues a medida que esta se incrementa, decrece la resistencia a ser curvada por flexión o por Pandeo.

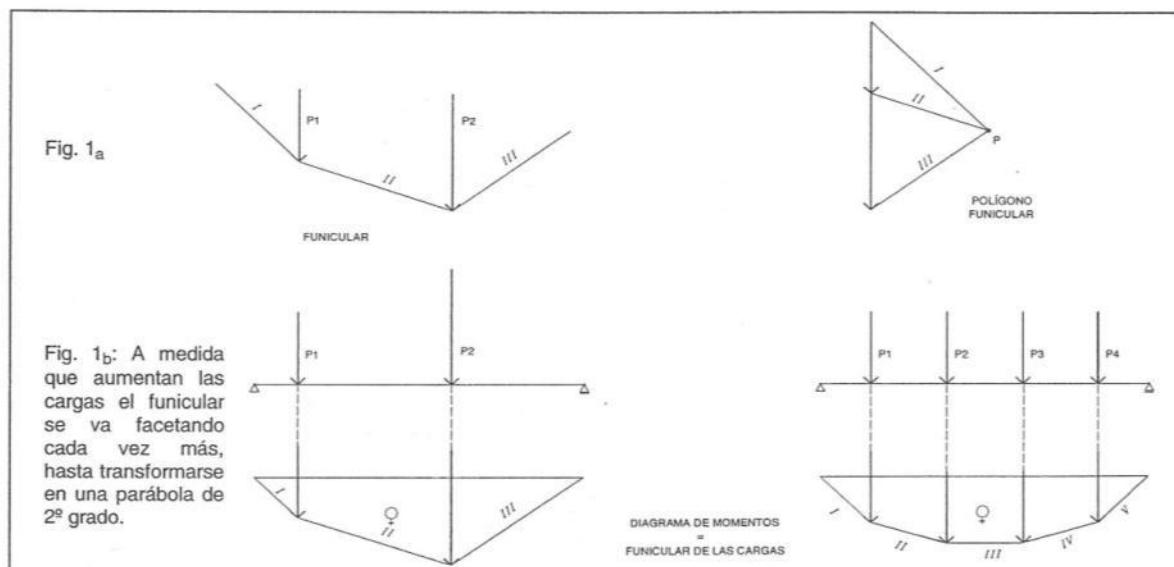
Precisamente las cuerdas o cables poseen un Momento de Inercia extremadamente reducido con relación a su longitud, por lo que podríamos asimilar su comportamiento a piezas de "esbeltez infinita", y por tanto, de "rigidez nula".

En cambio, la tracción provoca el efecto contrario, es decir, tiende a estirar la pieza, y no a curvarla, como sucede con la flexión o con la compresión en piezas muy esbeltas, por lo tanto, su resistencia no depende de su rigidez, es independiente de esta.

Precisamente por su falta de rigidez se ve obligada a modificar la forma para adaptarse al esquema de cargas actuante, de manera que si este se modifica, también cambia la configuración general de la estructura.

¿Cuál es esa configuración?

La forma que adopta siempre una Estructura de Tracción es la que corresponde al funicular de las cargas actuantes, como se observa en la Fig. 1a.



Si las cargas cambian de posición, de magnitud, de características o de número, el funicular también lo hace adoptando naturalmente la conformación más apropiada para soportar con la mayor economía de esfuerzos el esquema de cargas actuante. Es una estructura dinámica e inteligente.

Como el funicular de las cargas representa también el diagrama de Momentos flexores de ese mismo esquema de cargas actuando sobre una viga, se deduce que la configuración de toda cuerda o cable es similar al diagrama de Momentos flexores. (Fig. 1_b)

Por consiguiente, si la carga es uniformemente distribuida, la cuerda o el cable adoptarán, al igual que el diagrama de Momentos, la forma de una parábola de 2° grado. Ejemplo de ello son los puentes colgantes, donde el tablero para circulación del tránsito genera una carga distribuida, conectándose por medio de tensores verticales con los cables colgantes superiores cuya forma se aproxima a una parábola de 2° grado. (Fig. 2)

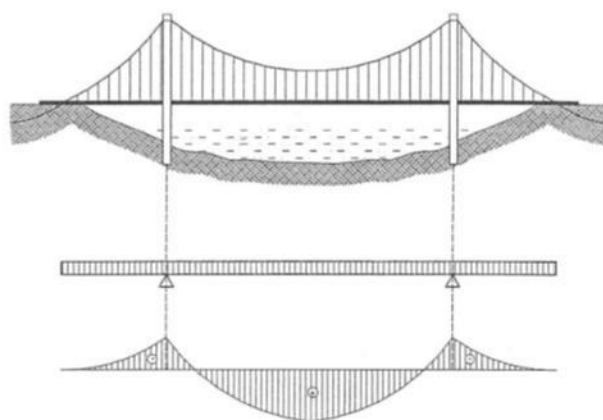


Fig. 2

Como esa enorme capacidad de adaptación se hace también extensiva a las luces que debe cubrir, esto le permite salvar enormes distancias entre apoyos con gran economía de material, peso y costos, cuyo ejemplo más notorio son, nuevamente, los grandes puentes colgantes.

Entre ellos se destaca el **Puente Verrazano-Narrows** (Fig. 3) en Nueva York, con un tramo central de 1280 metros, algo impensable con las estructuras convencionales, que precisamente por su extremada rigidez, se hallan imposibilitadas de rectificar su forma, que es pasiva, afectando su capacidad para cubrir grandes luces económicamente.



Fig. 3: Puente Verrazano – Narrows, New York.

Si se tiene un cable colgante que solo sostiene su propio peso (Fig. 4) se comprueba que conforme aumenta la pendiente hacia los apoyos, también lo hace su desarrollo longitudinal y consecuentemente su peso en proyección horizontal, dando lugar a una carga distribuida variable que es mínima en la parte central y se va incrementando hasta alcanzar su valor máximo en los apoyos.

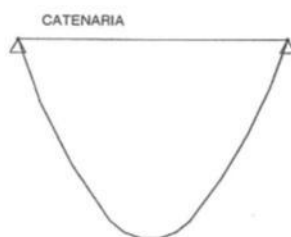


Fig. 4

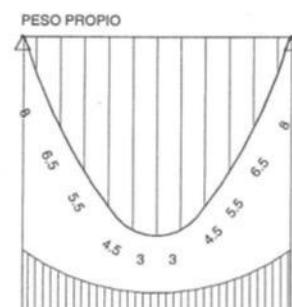


Fig. 5

Por lo tanto, su forma ya no será una parábola de 2° grado, sino el de una curva muy similar aunque mucho más compleja denominada **Catenaria**.

A diferencia de la parábola, la Catenaria no posee una función que la represente, por lo que su trazado solo puede realizarse por aproximaciones sucesivas, de allí su complejidad. (Fig. 5)

Conclusión:

La Catenaria es la forma que adopta naturalmente todo cable colgante sometido a su propio peso.

¿Qué materiales suelen utilizarse?

Las cuerdas o sogas pueden ser de materiales vegetales como el Cáñamo o el algodón. Pueden ser de fibras sintéticas, como el Nylon, Perlon, Orlon, Dacrón y otros.

Los cables suelen ser de Acero de gran resistencia, trenzados y constituidos habitualmente por 6 cordones con número variable de alambres y un alma textil.

SOLICITACIONES EN CABLES

Para su cálculo y con criterio simplificador, puede asimilarse el cable a un **Arco parabólico Triarticulado** invertido sometido a una carga uniformemente distribuida, (Fig. 6) aunque todo cable, en rigor, posee infinitas articulaciones. Es decir, se lo analiza como un Sistema isostático para facilitar el cálculo de solicitaciones.

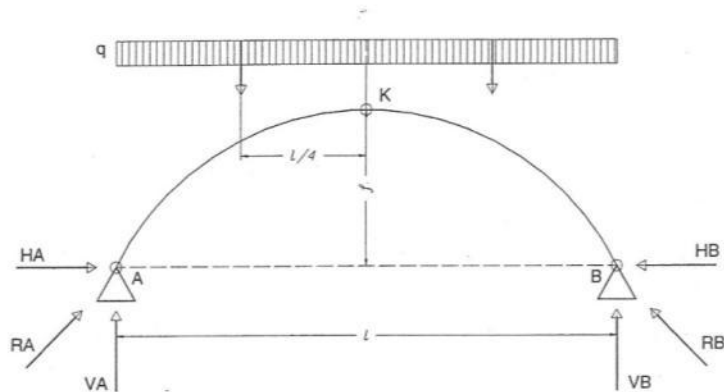


Fig. 6

En esa instancia determinamos las Reacciones verticales V_A y V_B en la forma conocida para un esquema simétrico de cargas:

$$V_A = V_B = \frac{q \cdot l}{2} \quad (1)$$

Para el cálculo de las Reacciones horizontales $H_A = H_B$ tomamos Momentos de todas las fuerzas situadas a la izquierda respecto a la articulación K, que debe ser igual a 0.

$$V_A \cdot \frac{l}{2} - H_A \cdot f - \frac{q \cdot l}{2} \cdot \frac{l}{4} = 0 \Rightarrow \text{Siendo } V_A = \frac{q \cdot l}{2} \text{ reemplazamos y operamos:}$$

$$\frac{q \cdot l}{2} \cdot \frac{l}{2} - H_A \cdot f - \frac{q \cdot l^2}{8} = 0 \Rightarrow \frac{q \cdot l^2}{4} - \frac{q \cdot l^2}{8} = H_A \cdot f \Rightarrow$$

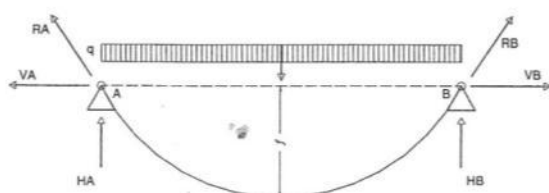
$$\frac{2q \cdot l^2 - q \cdot l^2}{8} = H_A \cdot f \Rightarrow H_A = \frac{q \cdot l^2}{8f} = H_B \quad (2)$$

Esta expresión es la más importante porque intervienen todos los parámetros que definen el grado de sollicitación en cables.

Analizándola se comprueba que la magnitud de los empujes horizontales, tanto en cables como en arcos es directamente proporcional a la carga y al cuadrado de la luz e inversamente proporcional a la flecha.

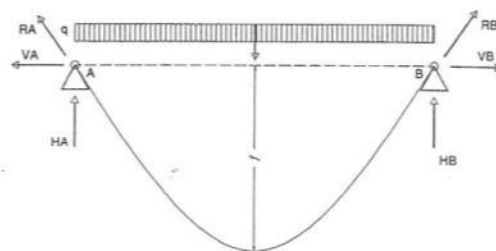
La flecha cumple un rol muy importante en el diseño porque a medida que esta aumenta se reduce los empujes y por ende las sollicitaciones en los cables. Si la flecha se reduce, aumenta la Reacción horizontal, y en el límite, cuando aquella tiende a 0, el empuje horizontal tenderá a infinito, y en consecuencia, ningún cable podrá soportar dicha carga, es decir, se rompe.

En cambio, analizando la ecuación (1) se comprueba que la flecha no influye en la Reacción vertical que permanece invariable cualquiera sea su valor. (Fig. 7)



Menor flecha: mayor Reacción Horizontal.

Fig. 7



Siendo H y V las componentes de la Reacción final R esta se puede calcular por Pitágoras, o sea que:

$$R = \sqrt{H^2 + V^2} \quad (3)$$

Con el valor de la Reacción R se dimensiona el cable con la clásica fórmula de dimensionado a la Tracción:

$$\text{Sección} \quad F = \frac{R}{\sigma} \quad (4)$$

También se puede obtener la Sección utilizando las Tablas que suministran los fabricantes de Cables de alta resistencia, donde entrando con la Carga y la Tensión de Rotura se puede obtener el Diámetro.

¿Qué tensiones de rotura se utilizan en los Cables de Acero?

En nuestro país las más usuales son de 140 y 160 Kg/mm² que equivalen a 14.000 y 16.000 Kg/cm². Valga la comparación con los Aceros para Hormigón armado AB 42, cuya tensión de rotura es de 5000 Kg/cm², es decir, apenas la tercera parte de los Aceros de alta resistencia.

¿Cuáles son las características de los Cables de Acero?

Normalmente suelen estar constituidos por 6 Cordones más un alma textil que puede ser de Cáñamo o similar. (Fig. 8)

Cada cordón está constituido por un número variable de alambres; cuanto mayor es la cantidad de alambres por cordón tanto más flexible es el cable.

Ello significa que la flexibilidad de un cable crece más rápidamente si se aumenta el número de alambres por cordón, que aumentando el número de cordones por cable.

En el caso de cables muy flexibles pueden llegar a tener hasta 7 almas textiles por cable.

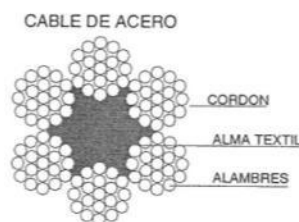


Fig. 8

Los cordones pueden llegar a poseer distintos tipos de **trenzado**:

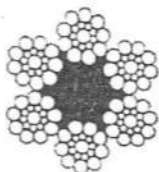


Fig. 9

Trenzado Seale: Está formado por una capa de alambres exteriores más gruesos, a los que sigue otra capa de alambres más finos alrededor de un núcleo más grueso. (Fig. 9)

Son menos flexibles que los demás pero la capa exterior más gruesa ofrece mayor resistencia al desgaste.

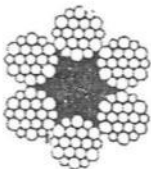
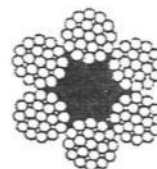


Fig. 10

Trenzado Warrington: La capa exterior está formada por alambres gruesos y finos dispuestos en forma alternada (Fig. 10) mientras en las capas interiores solo hay alambres gruesos.

Trenzado Filler: La capa principal de los cordones está compuesta por alambres gruesos del mismo diámetro, mientras los espacios que estos dejan se rellenan con alambres finos para hacer más compactos los cordones. (Fig. 11)

Fig. 11: Trenzado Filler 6 x 19 x 1



Denominamos arrollamiento de un cable al sentido en que los cordones están cableados o arrollados alrededor del alma. Básicamente existen 2 tipos de arrollamientos:

Arrollamiento ordinario:

Cuando los alambres de los cordones están trenzados en sentido opuesto al que se arrollan los cordones en el cable. (Fig. 12)

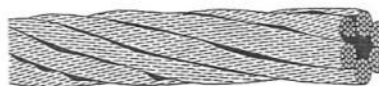


Fig. 12

Arrollamiento Lang:

Cuando los alambres de los cordones son trenzados en el mismo sentido que los cordones en el cable. (Fig. 13)
Son más flexibles, aunque tienen una mayor tendencia a destorcerse.

Tienen mayor superficie de contacto, lo que resulta ventajoso para ser utilizado en instalaciones que estén sometidas a un gran desgaste por fricción.

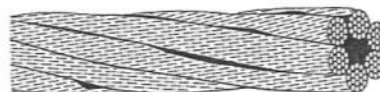


Fig. 13

¿Cómo se miden los diámetros de los cables?

La forma correcta de medición es entre aristas, como se indica en la figura 14, y no entre caras.

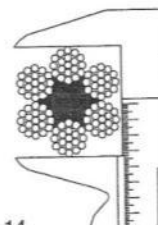


Fig. 14

Uno de los ejemplos más notables de estructuras formadas por cables lo constituye la **Fábrica de Papel Burgo**, en Mantua, de Pier Luigi Nervi, construida entre 1961 y 1963. (Fig. 19 _{a, b, c y d})

La fábrica se organiza en un espacio de 25 x 250 m completamente libre de columnas, ya que la zona central de la planta está ocupada por la máquina productora del papel. Este espacio mide 140 metros de longitud.

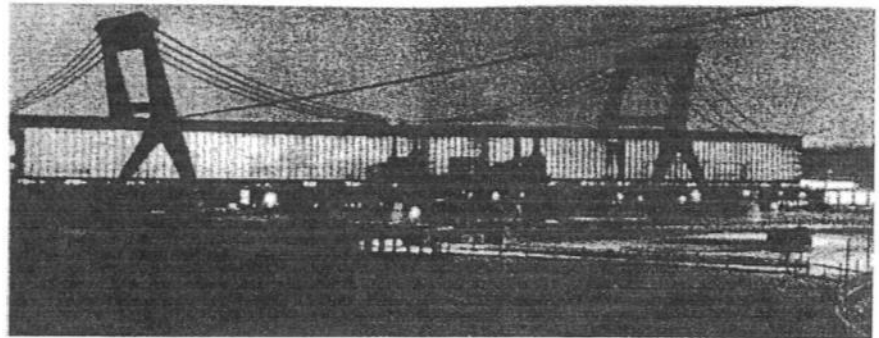


Fig. 19 _a: Vista nocturna del conjunto.

La estructura de la cubierta está suspendida por medio de cables, sostenidos por los dos enormes pilares exteriores.

Las vigas longitudinales que soportan la cubierta son premoldeadas de hormigón armado.

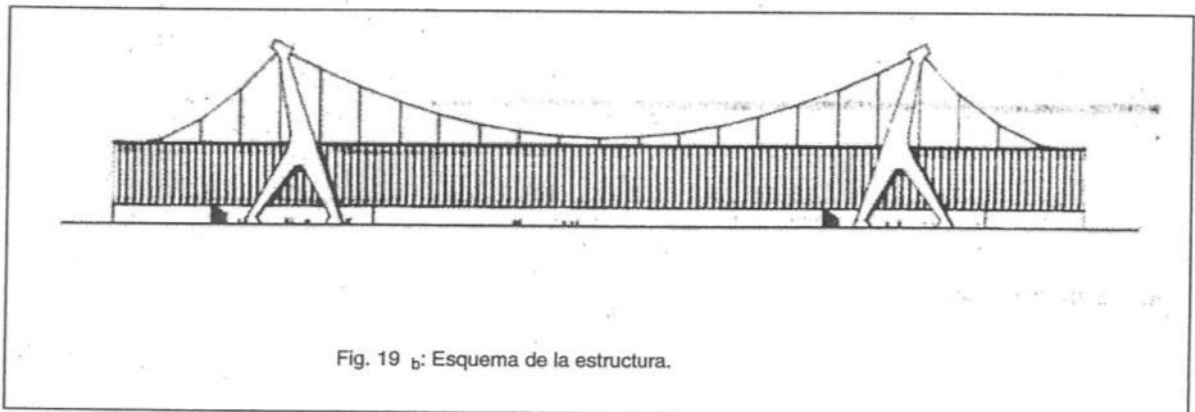
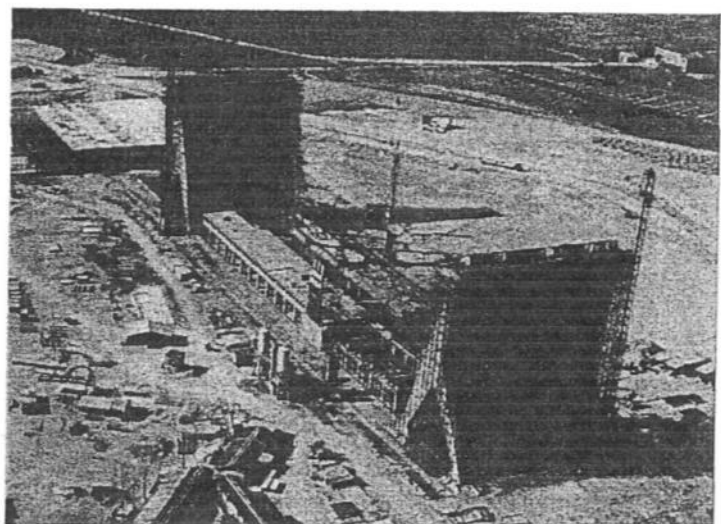
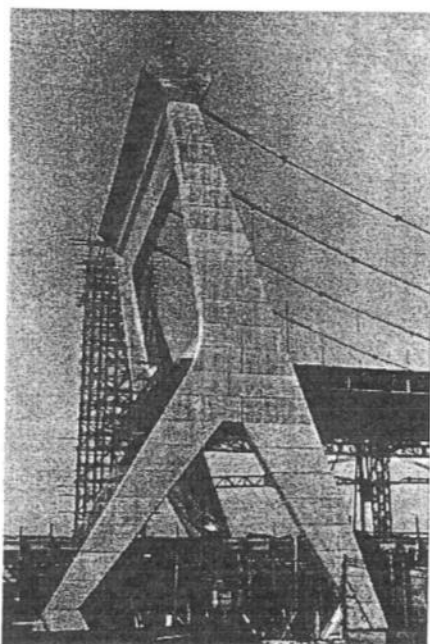


Fig. 19 _b: Esquema de la estructura.



Figs. 19 _c y _d: Detalle del pórtico y vista aérea durante la etapa de construcción. La estructura de los pórticos está formada por piezas huecas, luego de ser colocadas las armaduras fueron llenadas con hormigón.

MEMBRANAS DE TELA Y REDES DE CABLES

También conocidas como "Cáscaras blandas", su característica fundamental, según lo visto, es la inestabilidad formal, pues su falta de rigidez la obliga a modificar su forma conforme se modifica el esquema de cargas actuante.

Y es precisamente el Viento, quien al provocar un efecto de succión, como si la carga actuara de abajo hacia arriba, el que puede provocar la inversión de su curvatura.

Ello puede evitarse con una cubierta pesada que genere una carga igual o mayor a la del Viento.

La otra posibilidad, que constituye la esencia de estas estructuras, es aplicar una tensión previa.

¿Qué se entiende por Tensión previa?

Su función es garantizar que los cables trabajen siempre a Tracción, manteniéndolos fuertemente estirados y tensados mediante la aplicación de una sollicitación previa de tracción igual o mayor a las cargas de servicio que pudieran destraccionarlos y hacer flamear la estructura. Por ello es que a estos sistemas resistentes se los conoce también como "**Tensoestructuras**".

¿Cómo se aplica la Tensión previa?

Mediante otra familia de cables de curvatura opuesta, como se observa en la figura 20, pues ello es lo que permite aplicar esfuerzos de sentido opuesto en ambas familias de cables asegurando el trabajo a tracción.

Los cables de curvatura positiva soportan las cargas gravitacionales y si los denomina **Cables portantes**.

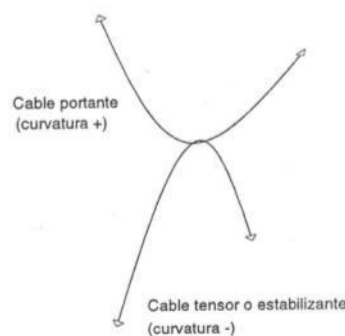


Fig. 20

Los cables de curvatura negativa, soportan la succión del viento y permiten tensar la estructura para estabilizar su forma, por lo que reciben la denominación de **Cables tensores o estabilizantes**.

Conclusión:

Las Tensoestructuras están constituidas por dos familias de cables de curvatura opuesta.

En la figura 21 podemos observar el módulo básico de una Tensoestructura, cuya generación se obtiene combinando puntos altos y bajos alternativamente.

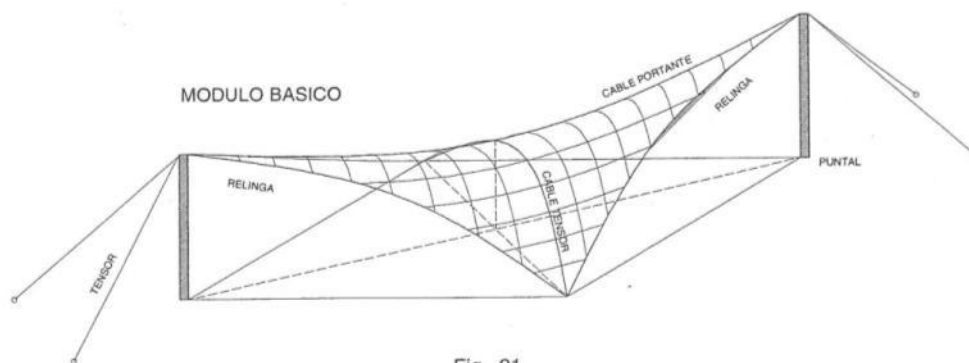
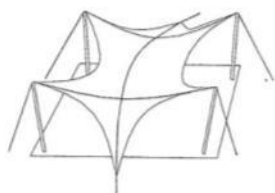
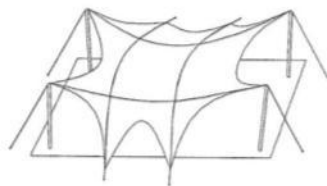
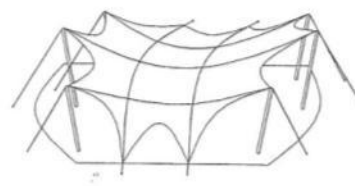


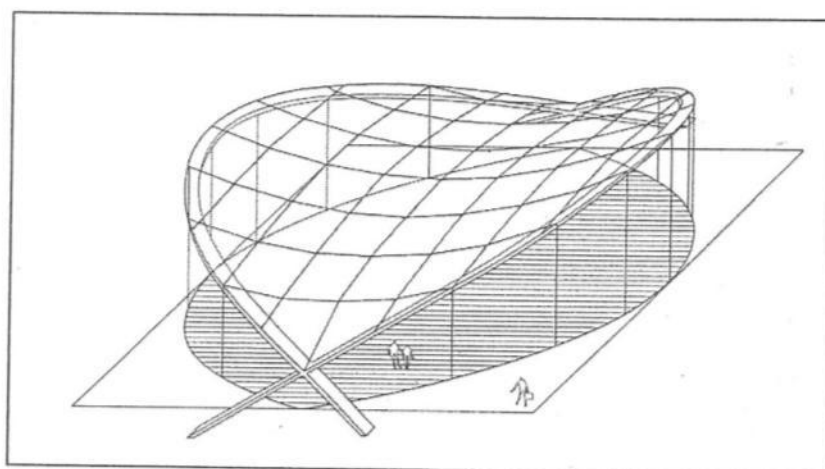
Fig. 21

Se aprecian las 2 familias de curvatura opuesta, la *portante* y la *estabilizante*, conformando una superficie alabeada en forma de "silla de montar", o paraboloides hiperbólicos, quienes transmiten los esfuerzos a los cables de borde, habitualmente denominados **Relingas**, que descargan las fuerzas al suelo de fundación a través de los puntos altos, constituidos por puntales de compresión y tensores, y los puntos bajos, constituidos solo por tensores. Son las denominadas "Redes abiertas".

En las Fig. 22 _a, _b y _c observamos como se van incrementando el número de puntos bajos y altos, generando superficies de mayor complejidad formal.

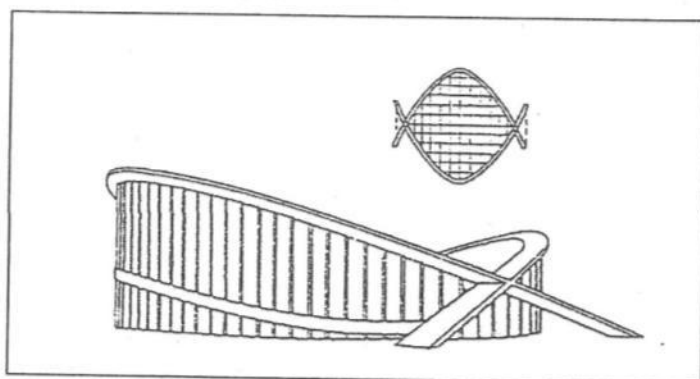
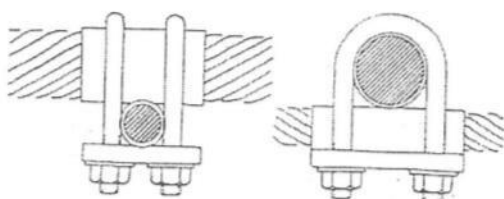
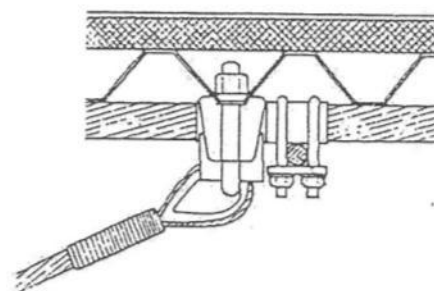
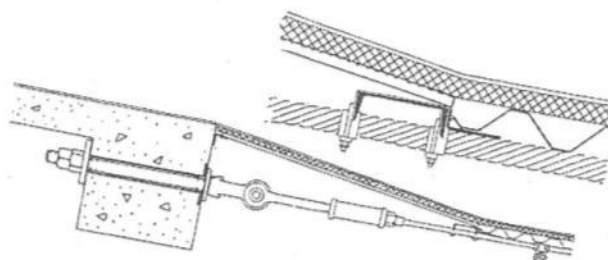
Fig. 22 _aFig. 22 _bFig. 22 _c

Como ejemplo de esta tipología se puede citar una obra fundamental, pues constituye la primer estructura importante, y es el **Estadio de la Arena de Raleigh**, en Carolina del Norte, Estados Unidos, ideado por el Arq. Matthew Nowicki y concluido en 1953 por el Arq. William Deitrick y el Ing. Severud. (Fig. 23 _a, _b, _c, _d y _e.)

Fig. 23 _a: Perspectiva del conjunto donde pueden verse los componentes de la cubierta.

Los arcos parabólicos de Hormigón armado cubren una luz de 92 por 97 m, con una altura de 27 m, estando ubicada la entrada en la intersección de ambos arcos.

La red en forma de silla de montar está constituida por cuerdas portantes cuyos diámetros oscilan entre 19 y 32 mm, mientras que las cuerdas tensoras varían entre 13 y 19 mm.

Fig. 23 _b: Vista y planta del edificio.Fig. 23 _c: Detalle de encuentro entre cables tensores y portantesFig. 23 _d y _e: Detalles de encuentros entre los cables y la cubierta

Existen numerosas variantes del sistema, como por ejemplo La Fig. 24 nos muestra la clásica tienda con los puntos altos de compresión en el interior y los puntos bajos de tracción en el exterior.

En la Fig. 25 los puntales son reemplazados por Arcos rígidos de compresión dominante, que permiten dar forma a la familia de curvas tensoras.

En la Fig. 26 observamos la combinación de redes de cables de curvatura opuesta con Arcos interiores y de borde, estos últimos, además de Flexocompresión, soportan Torsión.

Estos arcos, nuevamente, permiten conformar las curvas tensoras, que al presionar sobre la familia de curvas portantes, mantienen traccionados los cables, asegurando la estabilidad formal de todo el conjunto.

Con estos arcos se logra un contorno lineal rígido, conformando así una **red de cuerdas cerradas**. En estos casos se logra la máxima eficacia cuanto mayor es la curvatura de los cables, porque ello implica mayor flecha y por ende menor sollicitación y menor tensión previa para lograr el pretensado requerido en la red.

Para ello será necesario que las cuerdas portantes sean paralelas a la sección principal más elevada del paraboloide hiperbólico, que es la sección del arco, mientras que las cuerdas tensoras serán perpendiculares a aquellas.

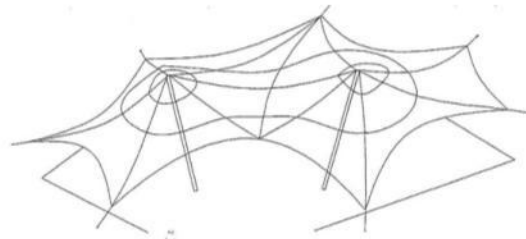


Fig. 24

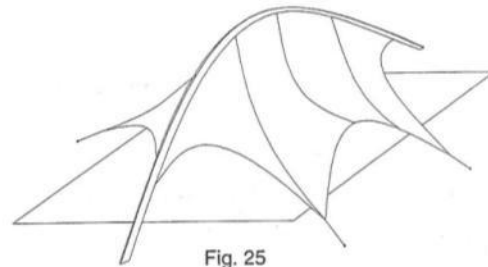


Fig. 25

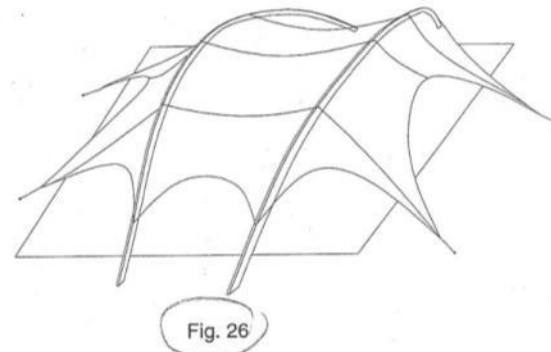


Fig. 26

En la Fig. 27 se aprecia un sistema de tiendas con anclajes alternados que da lugar a una superficie ondulada cruzada alternadamente por cables de curvatura opuesta, generando formas más complejas, y probablemente más interesantes.

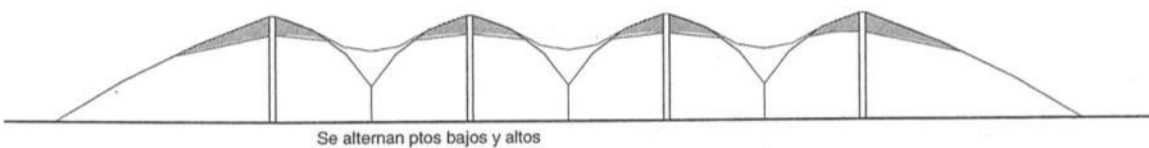


Fig. 27

En la Fig. 28 se observa un sistema de soportes exteriores con un cable colgante cuya función consiste en mantener en suspensión los puntos altos desde el exterior con el objeto de mantener libre de apoyos todo el espacio interior.

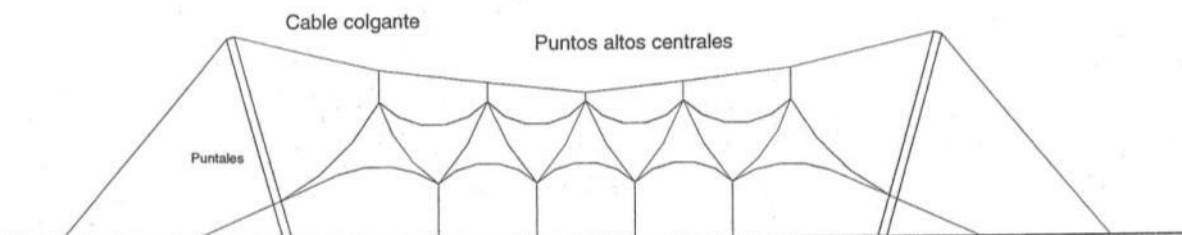


Fig. 28

Conforme se desarrolla y evoluciona su diseño se pueden llegar a obtener realizaciones muy interesantes tanto en los aspectos morfológicos como constructivos, siendo un ejemplo muy valioso por su concepción la **Cubierta de las Instalaciones Olímpicas de Munich 72** realizado por el Dr. Ing. Frei Otto, con la colaboración de los Ings. Fritz Leonhardt y Andra.

La superficie techada abarca un Estadio de 34500 m², un gimnasio de 21750 m² y Piscinas de 11900 m², lo que da una idea de la magnitud de la Obra, y que se exponen a continuación. (Fig. 29 a, b, c, d, e, f y g)



Fig. 29 a: Detalles de la cubierta del gimnasio. Esquema de los componentes y sus solicitaciones.

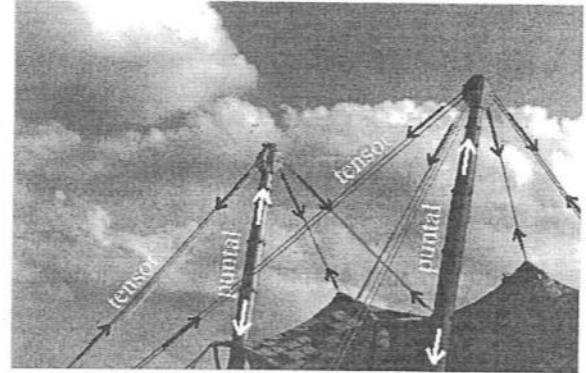
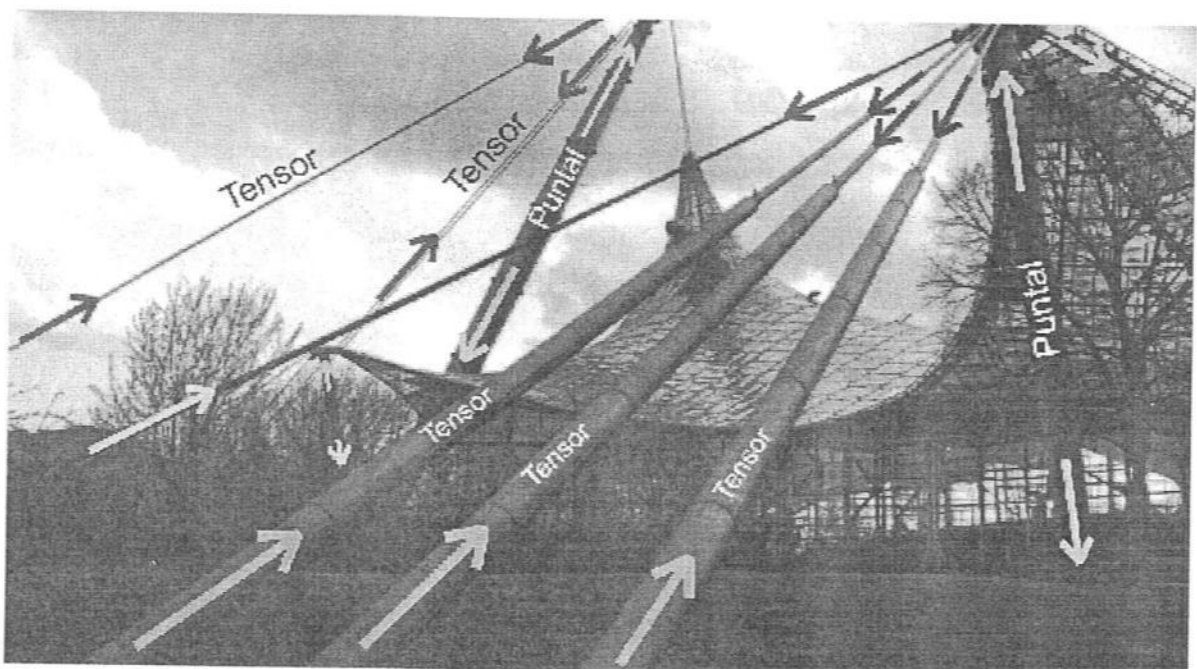


Fig. 29 b, c y d: Comportamiento de puntales de compresión, tensores y relingas que componen la estructura.



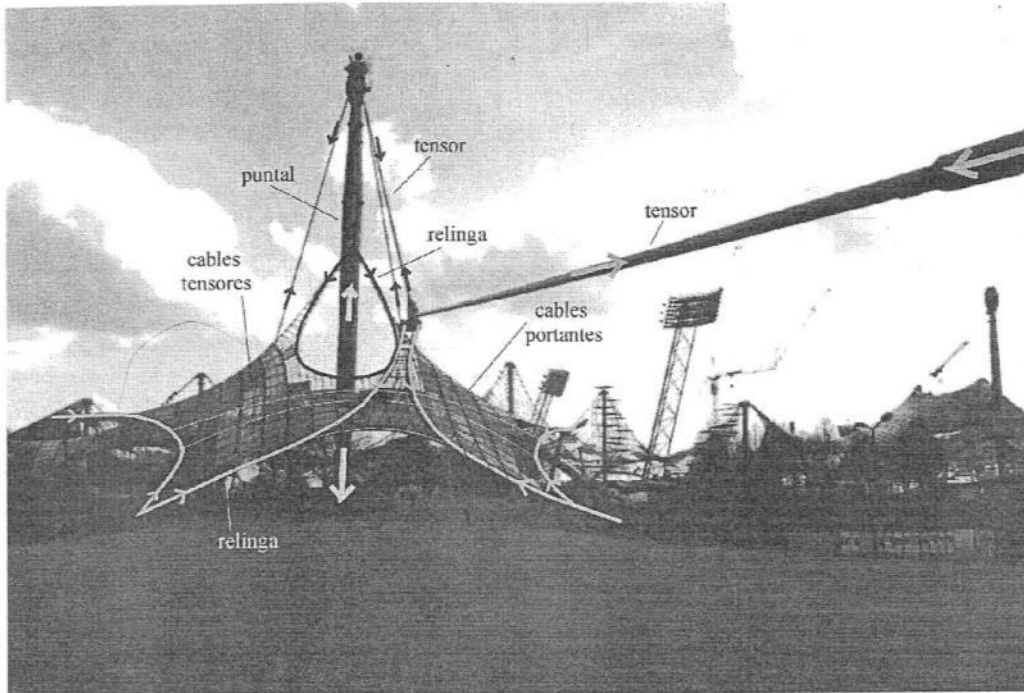


Fig. 29 e: Detalle de los componentes estructurales de las cubiertas.

La estructura de las cubiertas esta conformada por dos sistemas: tensores y relingas que soportan esfuerzos de tracción, y puntales -interiores y exteriores- que soportan la compresión.

La piel de la cubierta está formada por placas de acrílico cuyas dimensiones coinciden con los módulos de la malla sostén.

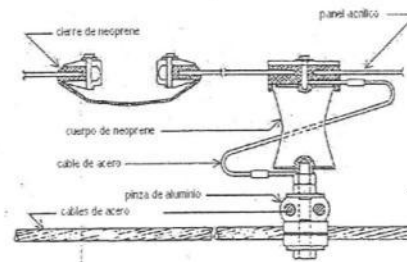


Fig. 29 f: Detalle del encuentro de las placas de acrílico y los cables.

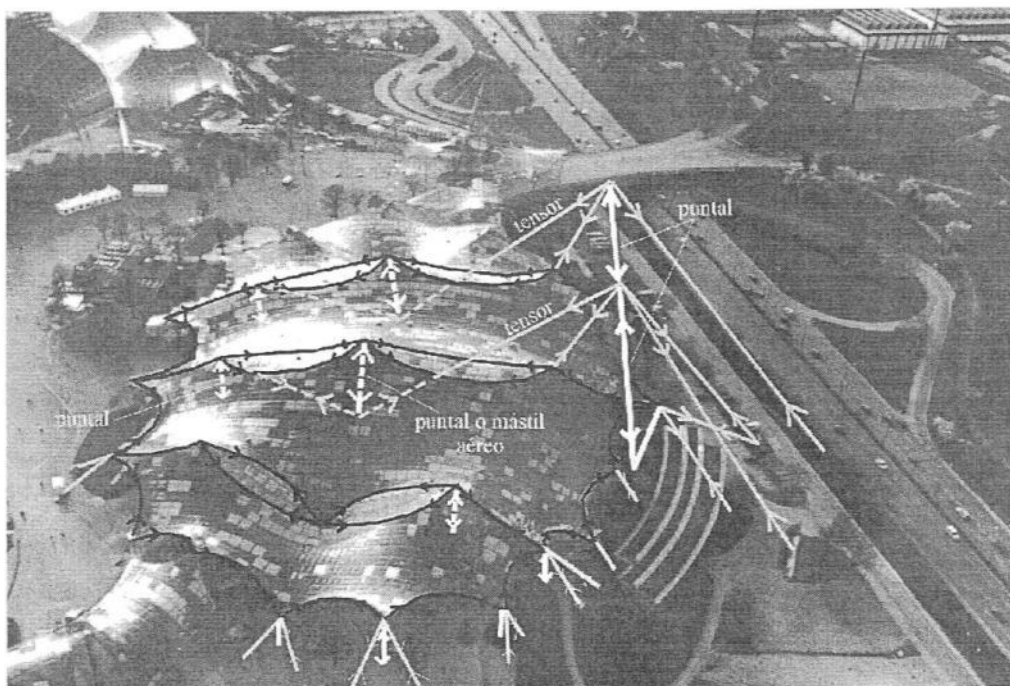


Fig. 29 g: Esquema de los esfuerzos reactivos de tracción y compresión a los cuales se encuentran sometidas las piezas.

La concepción de este sistema alcanzó un alto grado de desarrollo y materialización en la cubierta de una obra muy interesante del Arq. Michael Hopkins, conocida como el Edificio del Ocio, realizado para el conjunto de la Nueva sede central de Hacienda, en Nottingham, Gran Bretaña, aparentemente en el mismo escenario de las hazañas del mítico Robin Hood. Alberga una sala de deportes, un gimnasio, un restaurant y una guardería. (Figs. 30 a, b, c y d)

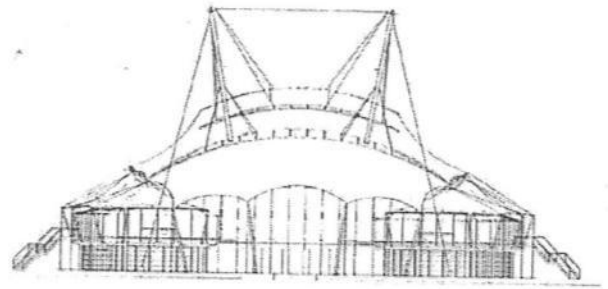


Fig. 30 a: Corte transversal del gimnasio.

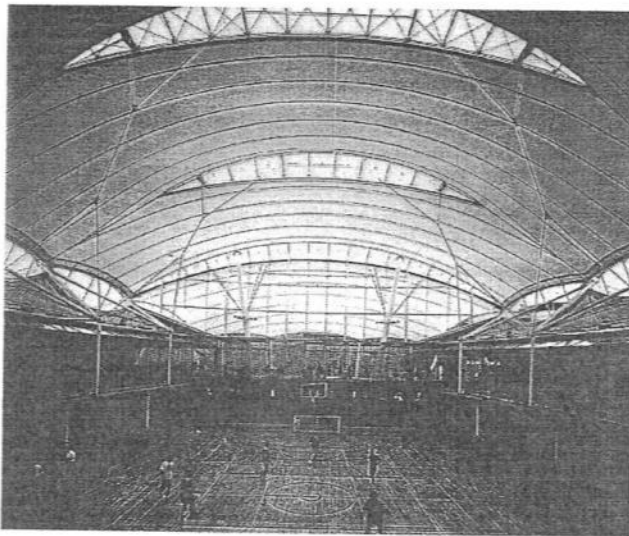


Fig. 30 b: Vista desde el interior.



Fig. 30 c: Vista desde el exterior.

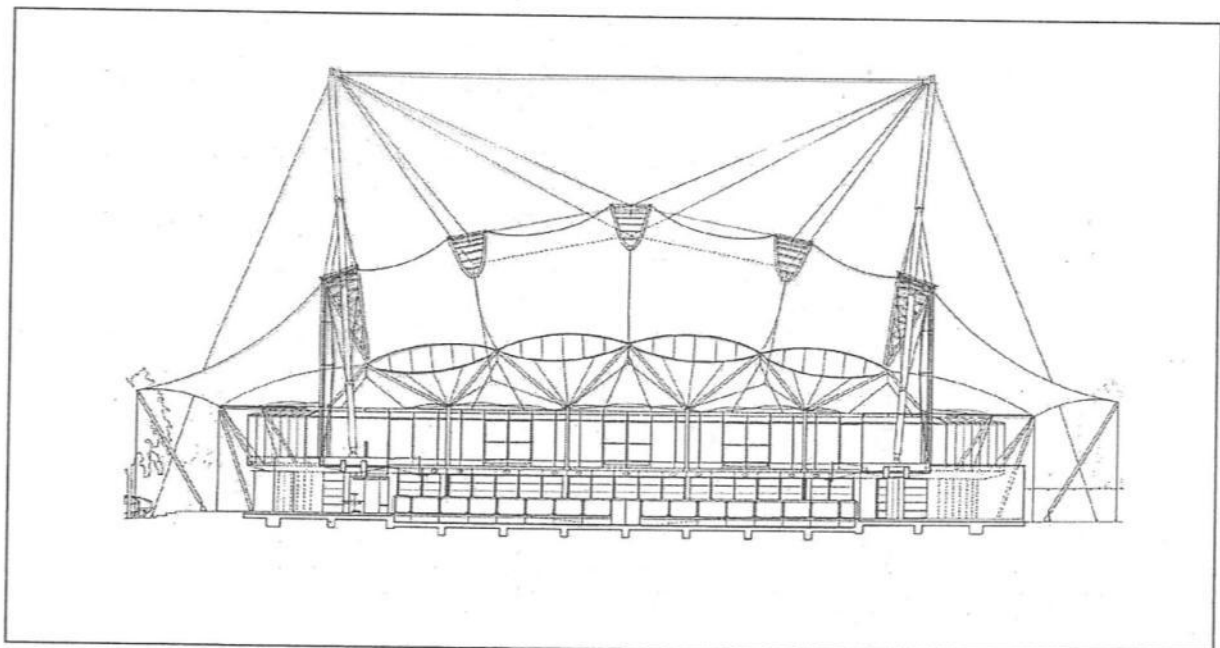


Fig. 30 d: Corte longitudinal. Los cables traccionados sujetan la cubierta desde el exterior.

Otra obra interesante del Arq. Michael Hopkins es la cubierta de la Estación de pruebas del Centro de Investigaciones petrolíferas Schlumberger en Cambridge.

Aquí se combina este sistema de cables en suspensión con Cerchas metálicas que apoyan sobre 4 grandes Pórticos. La enorme carpa fue realizada en fibra de vidrio recubierta con teflón. (Fig. 31 a y b)

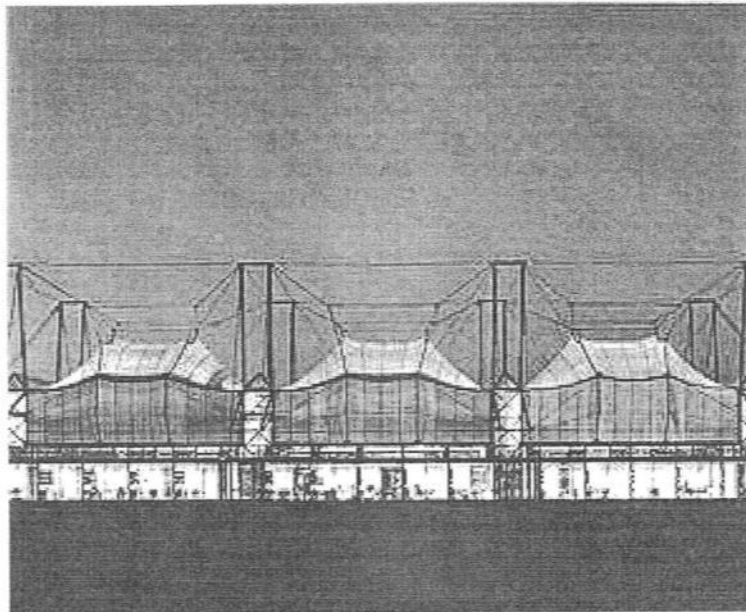


Fig. 31 a y b: La estructura de la cubierta es el elemento que caracteriza la particular imagen de este edificio.

De los ejemplos expuestos se comprueba como a partir del módulo básico de la Fig. 21 las Tensoestructuras van evolucionando hasta alcanzar una gran versatilidad formal, que se enriquece aún más al combinarse con otras tipologías estructurales, como pudo comprobarse en las obras citadas de Hopkins, que conjuntamente con los arquitectos Richard Rogers, Norman Foster y Nicholas Grimshaw lideran la arquitectura *High Tech* (Arquitectura de alta complejidad), donde pueden encontrarse numerosos ejemplos con diversos tipos de combinaciones tipológicas, que precisamente son el motivo de esa complejidad, y donde la estructura alcanza un notable valor figurativo transformándose paulatinamente en el protagonista principal de la propuesta arquitectónica.

¿Cómo están constituidas las membranas?

Básicamente están constituidas por telas, que consisten en una serie de hilos retorcidos entrelazados en ángulos rectos, conformados por una cantidad de filamentos también retorcidos. Los hilos que corren longitudinalmente en la cara inferior del telar son rectos y se denominan "urdimbre" o cadena y los que corren transversalmente son ondulados y se denominan "la trama" o hilos de relleno, siendo semejantes a resortes, y por lo tanto se estiran más que los hilos rectos de la urdimbre.

¿De que depende su resistencia a la tracción?

La resistencia de las membranas depende del número de filamentos por hilo, de la cantidad de hilos por centímetro cuadrado de tela y del tipo de tejido.

Dado que la urdimbre y la trama poseen distintas características, la membrana tiende a comportarse en forma anisótropa, con resistencias dispares en ambas direcciones, por lo que resulta conveniente recubrirla con un material que garantice un estado tensional que permita considerarlo como isótropo.

Pero además, el recubrimiento lo protege de los efectos de la luz solar, los ácidos, gases, el rasgado, la abrasión y las filtraciones de agua, impermeabilizándolo.

Como tensión admisible se adopta aproximadamente apenas un 25 % de la resistencia a la tracción en razón de que el pretensado permanente reduce su resistencia.

Para cubiertas de pequeña escala, como carpas o toldos, se utilizan lonas naturales o sintéticas que pesan entre 300 y 600 gr/m², pudiendo estar pintadas o recubiertas, con una vida promedio de 5 a 10 años. La resistencia de la tela de **algodón recubierta con vinilo** es de unos 2900 Kg/m y sin recubrimiento de aproximadamente 2100 Kg/m.

Las telas de **Nylon recubiertas con vinilo** tienen poca resistencia a la tracción, alrededor de 3570 a 7140 Kg/m, y decrece con el aumento de temperatura. Además, se deforman por fluencia lenta, es decir, se estiran con el tiempo y su vida promedio es de 5 a 7 años.

Las telas de **Poliéster recubiertas con vinilo** tienen mayor resistencia, entre 5350 y 12.500 Kg/m, no se estiran tanto, y la vida útil es de 10 a 15 años. Su inconveniente es que producen un humo negro con el fuego, y atraen el polvo atmosférico, debiendo por ello ser periódicamente pintadas y limpiadas.

Para estructuras permanentes de gran escala, como es el caso de los Estadios, se utiliza la **Fibra de vidrio recubierta con Teflón**, que a pesar de ser aproximadamente 5 veces más cara que el Poliéster recubierto con Vinilo, tiene mucho mayor resistencia, 5350 a 17.800 kg/m, y su deformación por fluencia lenta es tan reducida que apenas si se estiran en el tiempo.

Es incombustible, y por lo tanto no contribuye al incremento del fuego ni humea, siendo además autolimpiable pues la suciedad no permanece sobre ella, necesitando menos mantenimiento.

Es transparente, lo que garantiza una adecuada iluminación natural, reduciendo la necesidad de iluminación artificial; rechaza aproximadamente el 75 % del calor solar, con la consiguiente economía de la refrigeración en el Verano y el encarecimiento de la Calefacción en Invierno. Pesa aproximadamente 1.53 Kg./m² y su espesor es de casi 1 mm.

Como ejemplos de grandes obras con Fibras de vidrio recubierta con Teflón se pueden citar, entre otros: El **Pontiac Stadium** (Fig. 32) en Michigan, USA, que cubre una superficie de 37.000 m², con una capacidad de 81.000 espectadores; el **Centro de esparcimiento de la Universidad Le Verne** (Fig. 33) en California, cuya cubierta es de 6317 m²; la cubierta del **Aeropuerto de Jeddah** (Fig. 34) en Arabia Saudita, estirada entre el anillo de tracción superior y los cables anclados a 4 columnas de Acero.

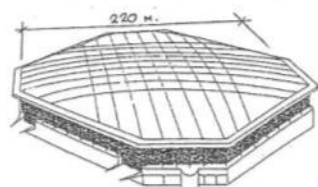


Fig. 32: Pontiac Stadium, Michigan. Esquema de la cubierta neumática y detalle del encuentro de ésta y el cable.

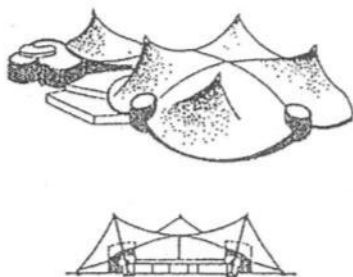


Fig. 33: Centro La Verne, California. Esquema de la cubierta y corte de toda la estructura.

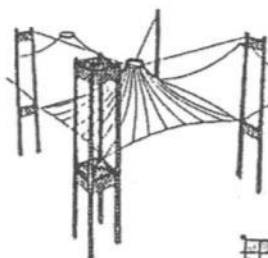
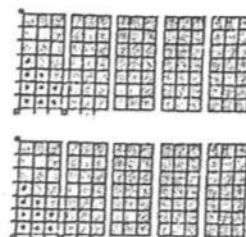
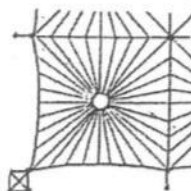


Fig. 34: Aeropuerto de Yeddah, Arabia Saudita. Esquema de la cubierta y plantas.



Las Membranas de telas han alcanzado un notable desarrollo, y en la actualidad compiten con las estructuras tradicionales, en razón de las cualidades señaladas, su capacidad de adaptación para cubrir grandes luces, su liviandad, la rapidez del montaje, siendo importante mencionar al respecto, el **Aeropuerto internacional de Denver** (Figs. 35 a, b, c, d, e y f) en Colorado, Estados Unidos, del Arquitecto Curtis W. Fentress. Ingeniero estructural Reinhold Meyer, concluido en el año 1994.

Resulta interesante su conformación visual pues desde lejos se asemeja a una "toldería" indígena habitada antiguamente por alguna de las tribus autóctonas en esas praderas. Al respecto circula una versión según la cual, el primitivo Aeropuerto que se pretendió levantar, no soportó durante su construcción la acción de los fuertes vientos imperantes en la zona, debido a que su forma no respetaba el estilo de "tiendas" impuesto desde antaño por los naturales del lugar, obligando a modificar el proyecto original que fue reemplazado por una estructura de telas, inspirada precisamente en las tiendas que albergaban a aquellas tribus.

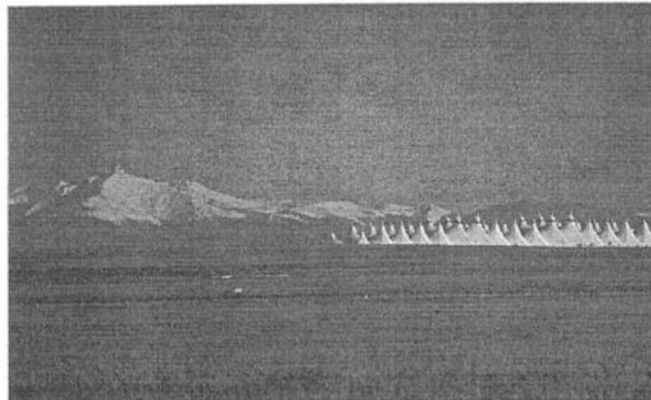


Fig. 35 a y b: Vistas del conjunto a distancia.

Sin embargo, al acercarnos, comprobamos que esa estructura de tracción cobija a volúmenes prismáticos donde predomina el Acero, el Hormigón, el Vidrio, la tecnología de alta complejidad como estandarte de las nuevas corrientes estilísticas.

Este particular edificio constituye un claro intento de articular dos culturas diametralmente opuestas. Al margen de los resultados estilísticos, es indudable que en esta obra las Tensoestructuras han alcanzado una jerarquía tal que no solo les permite compartir el hecho arquitectónico con materiales y técnicas mucho más sofisticadas, sino que además se erigen como verdadero soporte estructural ante las fuerzas generadas por las acciones exteriores.

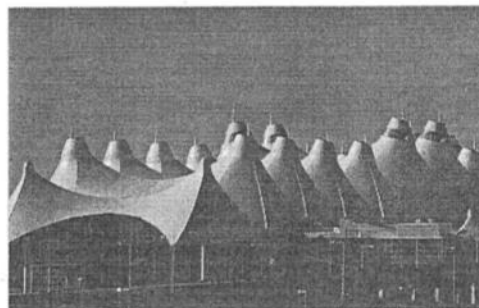


Fig. 35 c y d: Vista interior de la cubierta y del aeropuerto.

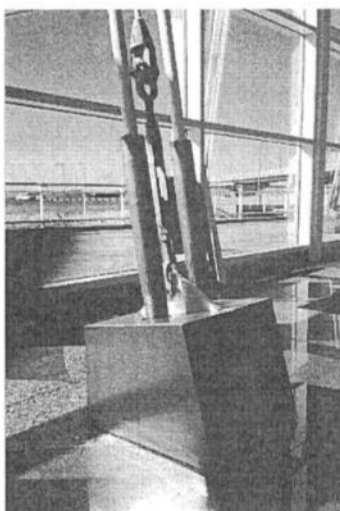
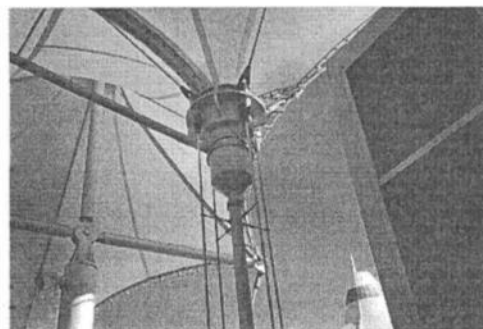
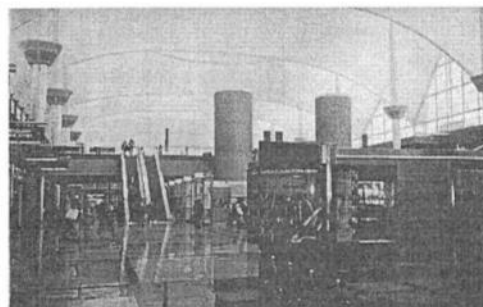


Fig. 35 e y f: Detalles de anclaje de cables y tensores, y detalle de sujeción de la tela.



Criterios resistentes antiquísimos reafirman su vigencia y se imponen resguardando y protegiendo estos sistemas, avanzados y ambiciosos, pero también muy vulnerables.

Al respecto, cabe citar el **Estadio para los Juegos Olímpicos de Tokio** (Figs. 36_a, 36_b, 36_c y 36_d), del arquitecto japonés Kenzo Tange, construido para los Juegos Olímpicos celebrados en el año 1962,

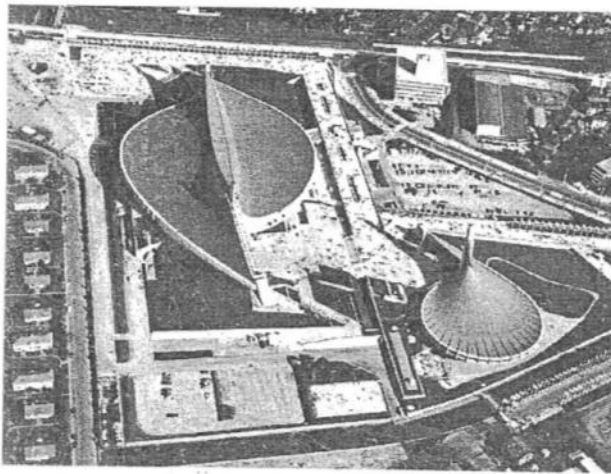


Fig. 36_a: Vista general del complejo deportivo.

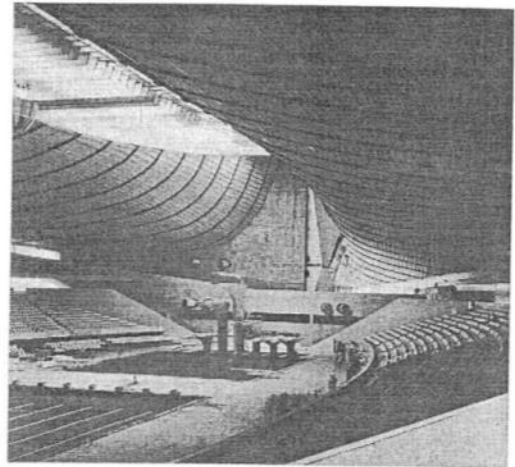


Fig. 36_b: Interior del estadio principal donde se aprecia la plasticidad formal de la cubierta.

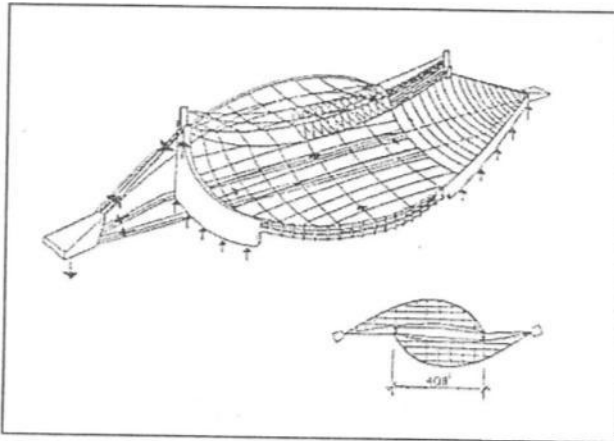


Fig. 36_c: Esquema del armado de la cubierta a través de 2 familias de cables

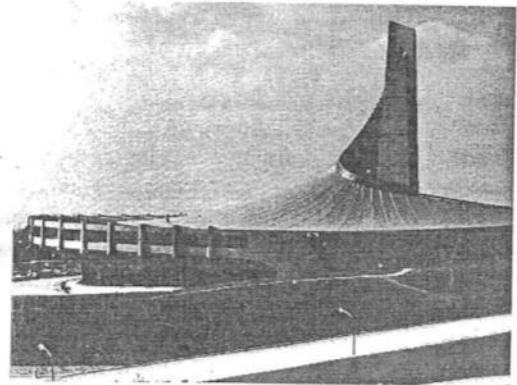
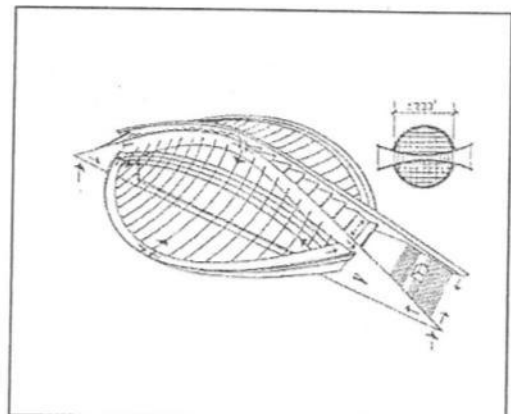


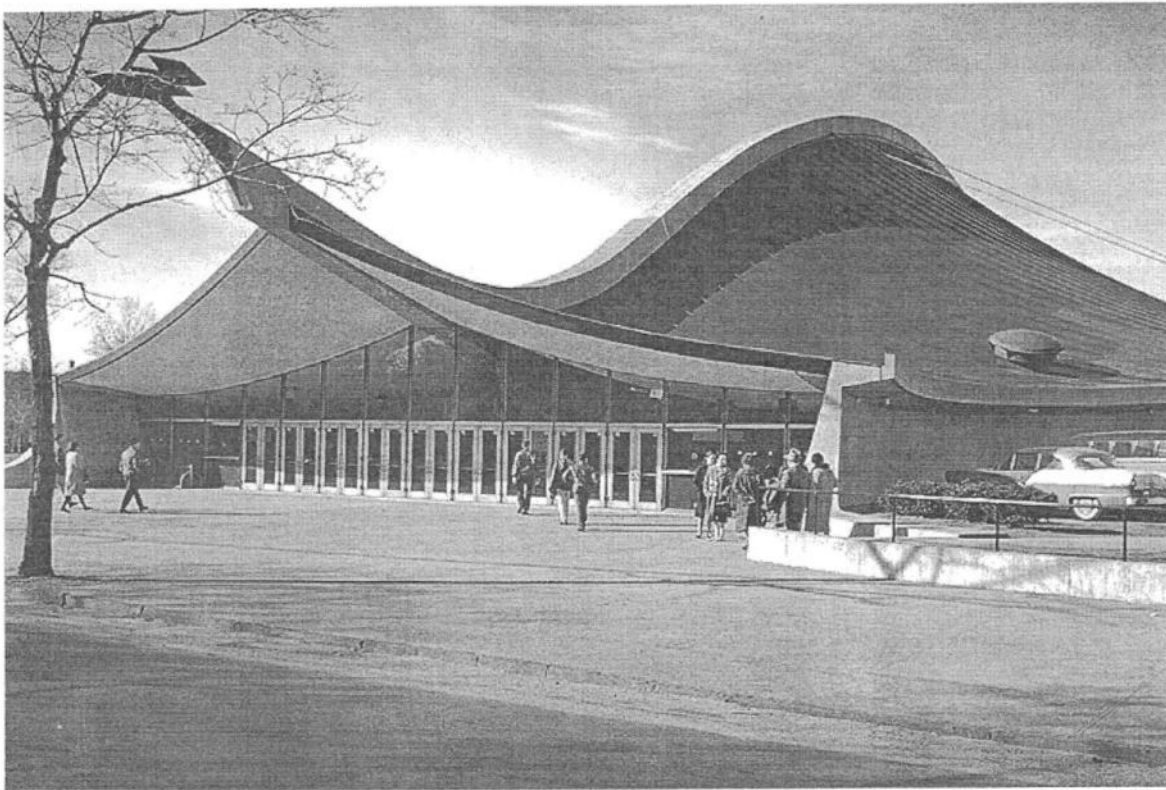
Fig. 36_d: Vista del estadio menor.

El **Velódromo Krylatskoe en Moscú**, para los Juegos Olímpicos de 1980 (Figs. 37_a y 37_b).



Figs. 37_a y 37_b: Vista del velódromo y esquema del armado de su cubierta.

y la **Pista de Hockey de la Universidad de Yale**, del arquitecto Eero Saarinen, construida en el año 1958 con una gran riqueza formal. (Figs. 38_a, b, c y d).



Figs. 38_a y b. Vistas del acceso principal a la Pista de Hockey donde se observa el dominio formal de la cubierta.

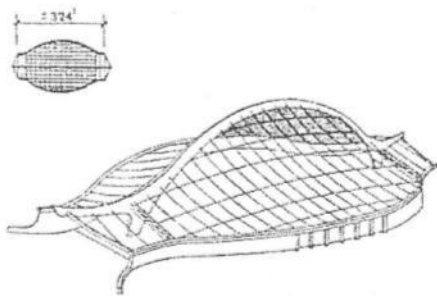


Fig. 38_c: Esquema del diseño de la cubierta

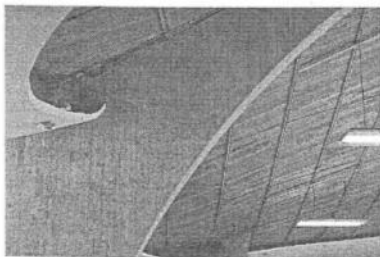


Fig. 38_d: Detalle interior de la cubierta.



Una variante interesante se logra combinando cables de tracción con puntales rígidos de compresión, conformando una estructura plana o espacial denominada "tensegrity" en inglés. (Fig. 39).

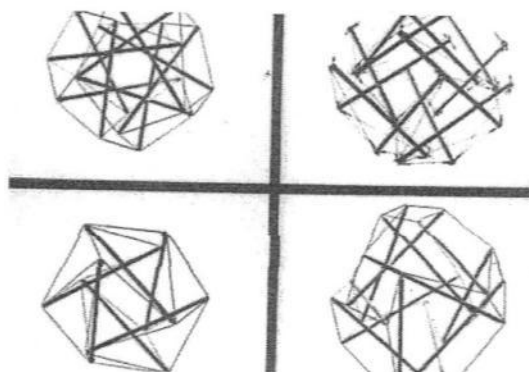
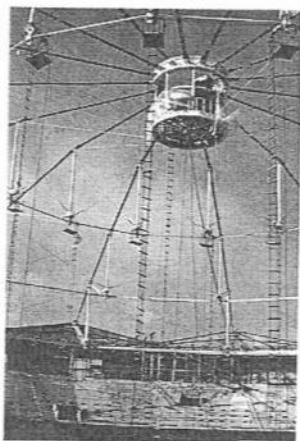


Fig. 39:
Esquemas de
módulos
tridimensionales
que representan a
este sistema.

Su precursor fue Buckminster Fuller, quien proyectó una cubierta circular de gran luz que no llegó a construir. Fue continuada por el Ing. David Geiger, quien en 1988 construyó para los Juegos Olímpicos de Seúl dos Domos: **Olympic Fencing Arena** y **Olympic Gymnastic Arena**, de 120m y 80m de diámetro, respectivamente, que fueron los primeros ejecutados con esta técnica. (Figs. 40 a, b, c y d.)



Figs. 40 a y b Olympic Fencing y
Gymnastic Arena. Seúl. Korea.
Vistas de la cubierta de ambos
estadios durante su armado.

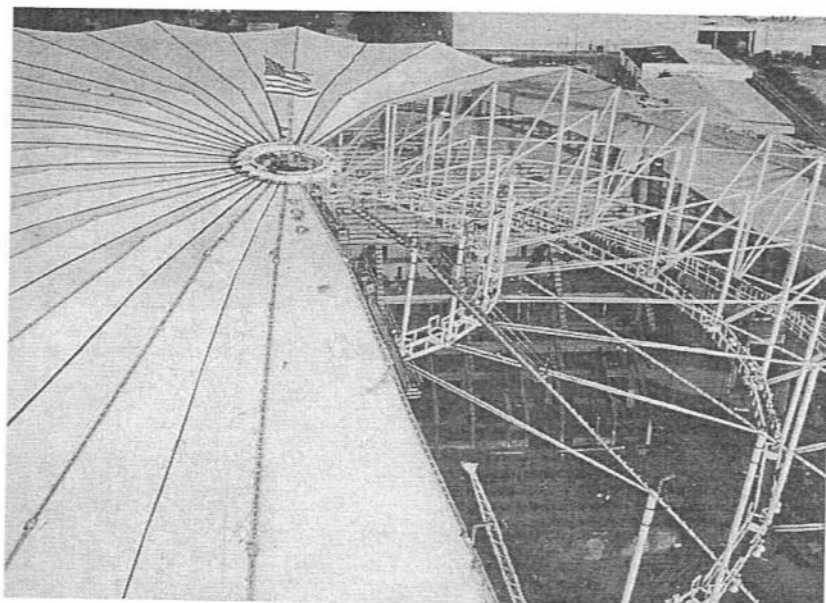


Fig. 40 c: Olympic Gymnastics Arena Seúl, Korea.
Vista exterior del estadio de forma circular.

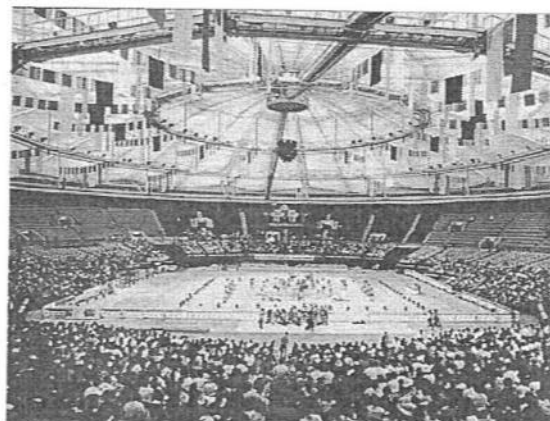


Fig. 40 d: Olympic Gymnastics Arena. Seúl, Korea.
Interior del estadio donde se observa la particular
conformación de la cubierta.

El Ing. Horst Gerger, socio de Geiger, continuó su obra en el Centro de Convenciones de San Diego, California, de casi 100m de luz. (Fig. 41_a, b, c y d)

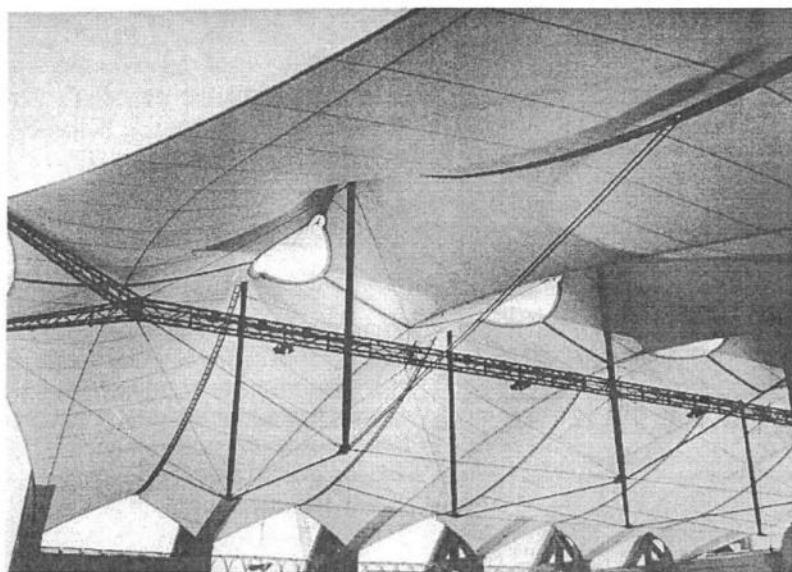


Fig. 41_a: Se observa la estructura de la cubierta con sus puntos altos suspendidos que permiten una planta sin sostenes intermedios.

Fig. 41_b: Vista exterior.

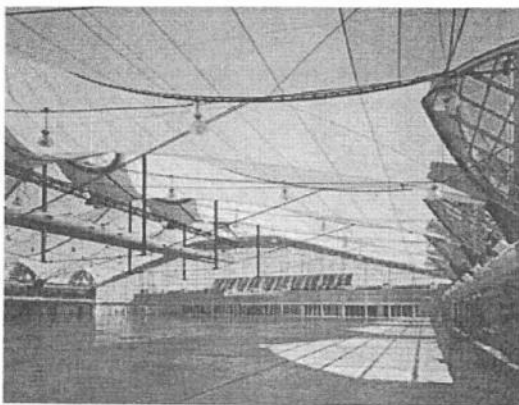


Fig. 41_c: Vista interior del Centro.

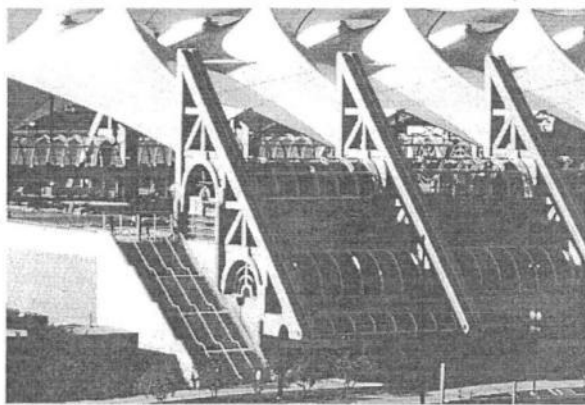
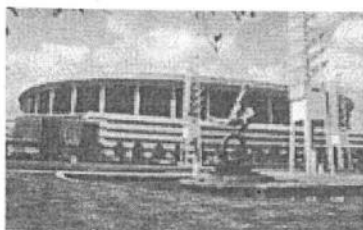


Fig. 41_d: Vista lateral donde se observa el diseño de la estructura de sostén.

Alcanza su culminación en el año 1992 con el Estadio Georgia Dome, en Atlanta, de forma oval, cubriendo una superficie de 43.600m². (Fig. 42_a y b)

Fig. 42_a: Vista del Estadio Georgia Dome donde se observa la estructura que conforma la cubierta.

Fig. 42_b: Vista exterior.



La eficiencia de esta tipología "tensegrity" ha hecho que la gran mayoría de los complejos estructurales construidos con cubiertas de telas utilicen esta técnica para salvar grandes luces.

Cabe citar al respecto el **Centro Renault**, en Swindón, del arq. Norman Foster y asociados.

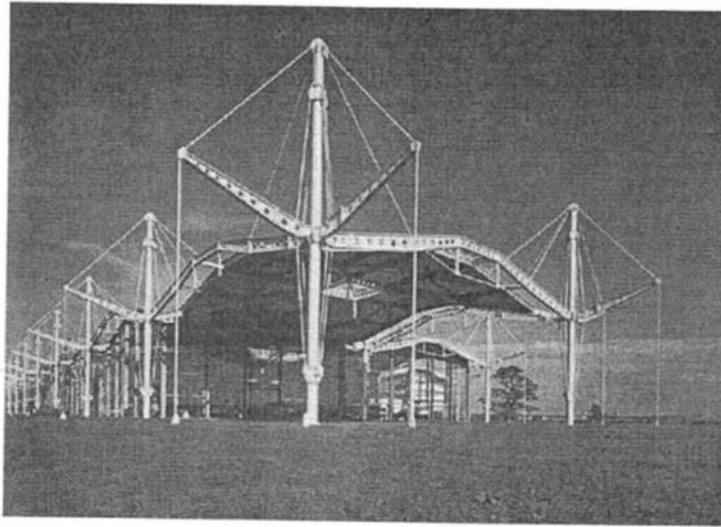


Fig. 43 a. Vista del frente del Centro Renault, donde se observa la sucesión de mástiles que conforman la estructura.

El edificio está conformado por módulos cuadrados de $24\text{m} \times 24\text{m}$, donde la técnica "tensegrity" consiste en colgar de cada uno de los mástiles circulares ubicados en las esquinas, cables de tracción articulados con montantes rígidos de compresión que sirven para subdividir los 24m de luz de las vigas metálicas doble T en 3 tramos, con la consiguiente disminución de sus dimensiones, lo que permite cubrir un gran espacio de 576m^2 con una sensible economía en las dimensiones, peso y cantidad de piezas resistentes.

(Figs. 43 a, b, c, d y e)

Resulta interesante observar como los cables adoptan la configuración del diagrama de momentos, confirmando esta propiedad del funicular de las cargas.

Con estos mástiles se absorbe además la acción oscilante del viento para lo cual están provistos de 4 barras metálicas a la altura de las vigas, que permiten anclar los cables y arriostrar todo el conjunto.

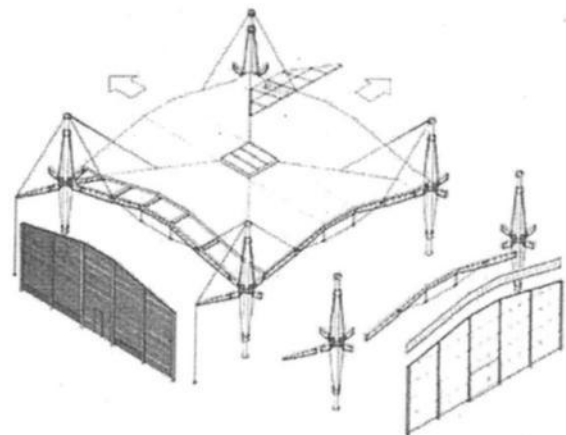


Fig. 43 b. Detalle del módulo que se repite a lo largo de todo el edificio.

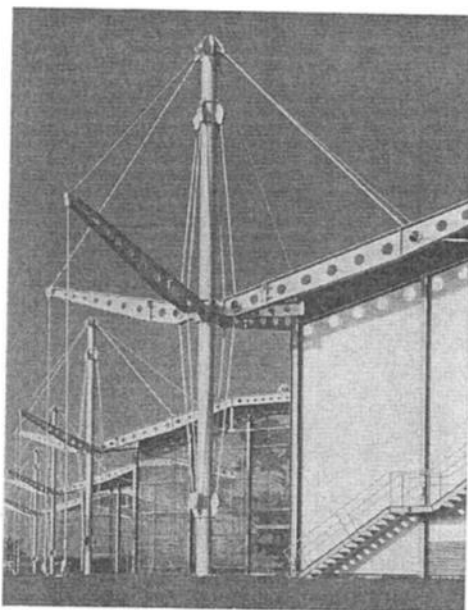


Fig. 43 c. Detalle de uno de los mástiles.

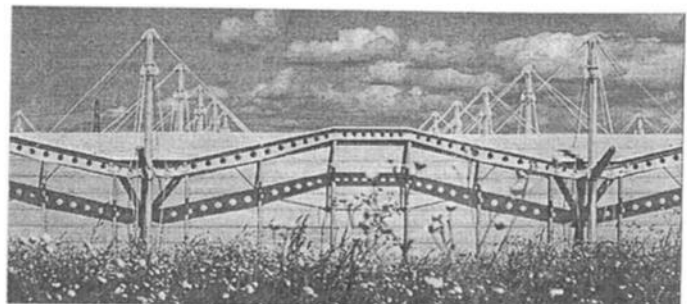


Fig. 43 d. Vista lateral del conjunto.

Como cierre de esta parte del capítulo es importante mencionar a la mayor estructura de tejido tensado realizada en el siglo XX, conocida como Cúpula del Milenio, ubicada en Greenwich, Inglaterra, pues cubre una luz libre de 200 metros. Fue proyectada por Richard Rogers y asociados, estando el cálculo estructural a cargo de Ingeniería Buro Happold Consulting. Figs. 44 a, b, c, d, e y f.

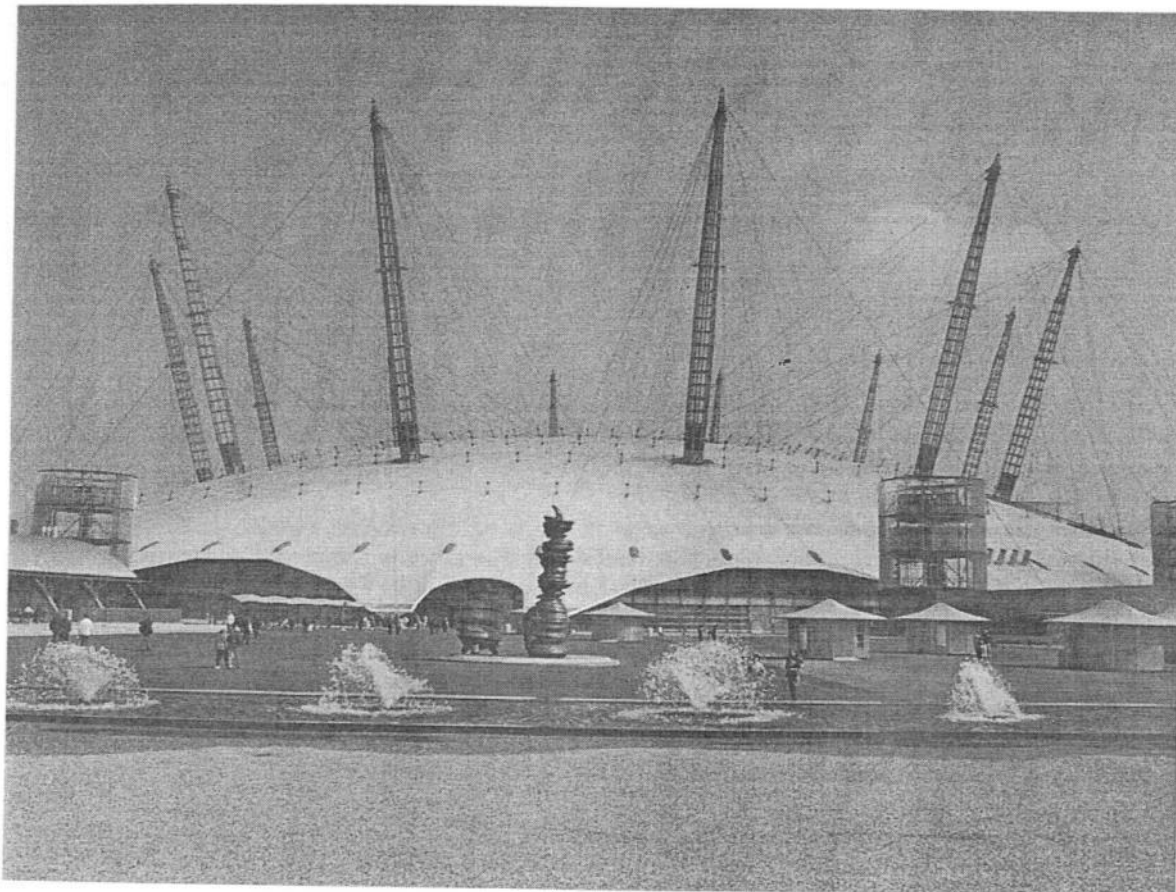


Fig. 44 a. Vista de la Cúpula.

Es parte de un conjunto de proyectos realizados con motivo del arribo del nuevo milenio, y en él se concentraban la mayor parte de las exhibiciones, exposiciones y celebraciones de la llamada experiencia del milenio.

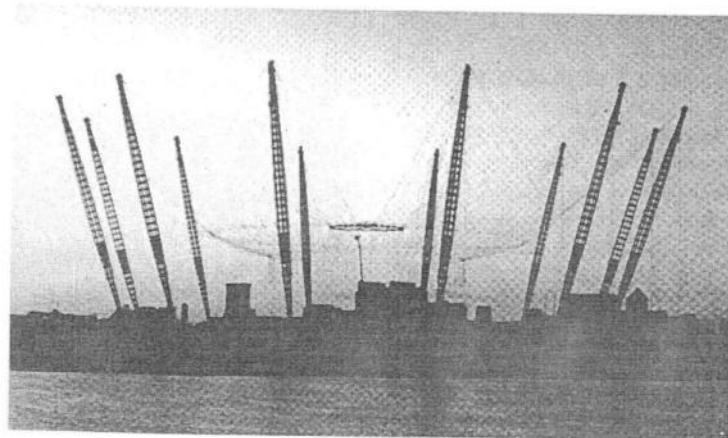


Fig. 44 b. Estructura de la cúpula donde se observan los 12 mástiles sosteniendo a través de los cables el aro central.

Posee forma circular, con un diámetro total de 365m. y una altura máxima de 50m., con una capacidad para albergar hasta 35.000 personas.

La estructura de la cubierta está compuesta por 72 cables dispuestos en forma radial, estando conformados cada uno por alambres de acero en espiral. Fig.

Estos cables, a modo de largueros son soportados por una red de cables colgantes dispuestos alrededor de 12 mástiles constituidos por reticulados metálicos de 100m de altura, que en consecuencia sobresalen en altura y se erigen como imagen y referencia inequívoca de su relación con el entorno exterior. Fig.

Los cables circunferenciales mantienen a los largueros en sus direcciones radiales, y junto con estos conforman la malla que soporta la membrana del techo.

En el centro del domo los 72 largueros se conectan a un cable que forma un anillo de 30m. de diámetro que soporta fuerzas radiales de tracción.

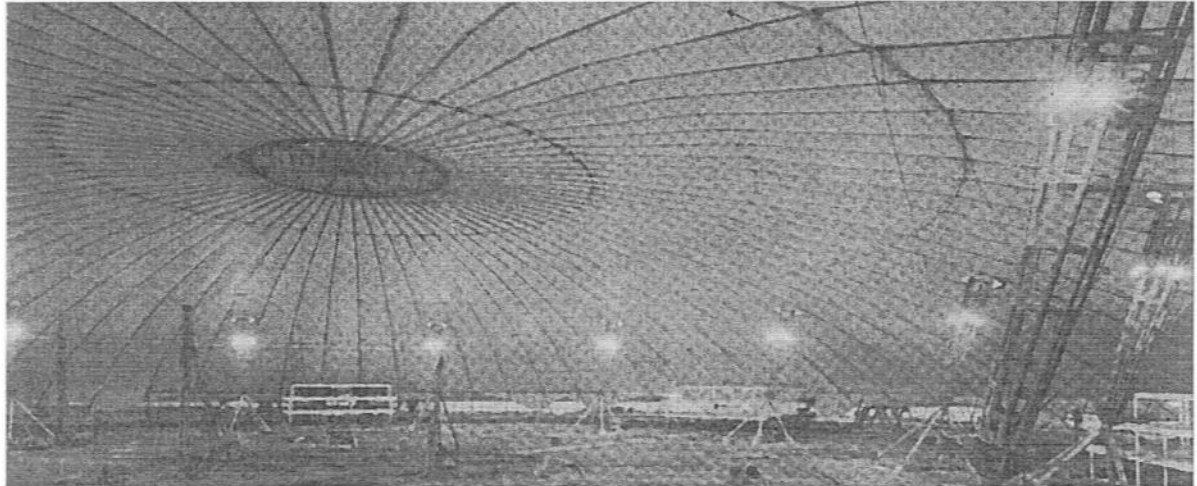


Fig. 44 c. Interior de la Cúpula aún en construcción.

La tela del techo es de fibra de vidrio cubierta con Teflón, siendo traslúcida, autolimpiante y con una vida útil mínima de 25 años. Los paneles que la conforman pueden ser removidos por sectores para su mantenimiento o reemplazo. Está dispuesta en 2 capas para proveer un adecuado aislamiento térmico.

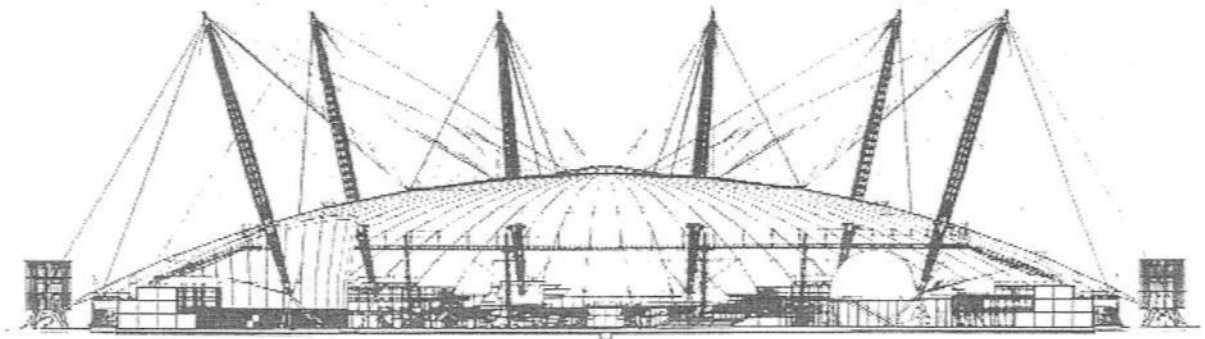


Fig. 44 d.



Las bases para cada uno de los mástiles de acero están constituidas por pirámides metálicas de 10m. de lado que fundan sobre plateas de hormigón de 10 x 20 metros de lado y 1m. de altura.

Cada una de estas 12 plateas están apoyadas sobre 100 pilotes, totalizando en consecuencia la cantidad de 1200 pilotes.

Fig. 44 e. Interior de la Cúpula durante las exposiciones.



Fig. 44 f. Vista panorámica del área de ubicación.

CERCHA JAWERTH

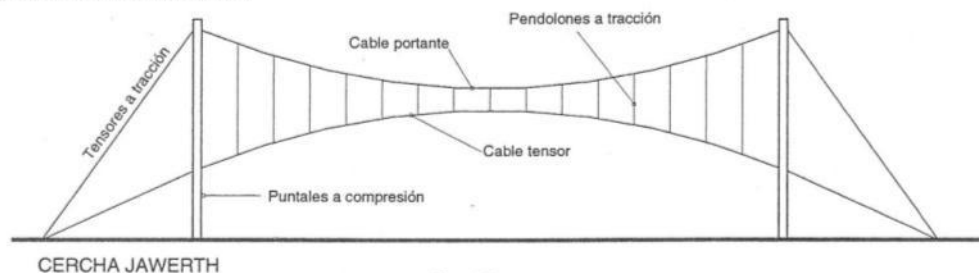
Fue creada por el Ingeniero sueco David Jawerth con la finalidad de cubrir grandes luces mediante una estructura liviana que asegure respecto de la Cercha tradicional una substancial economía de peso, material y mano de obra.

¿Cuál es la diferencia respecto de la Cercha tradicional?

Que está constituida en su totalidad por cables traccionados, y por ende, de secciones muy reducidas, lo que implica, naturalmente, una considerable disminución de masa y peso respecto de los reticulados, donde la gran cantidad de barras comprimidas impide el uso de cables y obliga a un incremento importante de sus secciones para evitar el fenómeno de Pandeo, con el consiguiente aumento de su peso y costos.

¿En que se diferencia de las membranas de doble curvatura estudiadas?

La diferencia esencial es que en la Cercha Jawerth las 2 familias de cables son independientes, y además, son planas, unidas entre si mediante cables denominados "Pendolones" (Fig. 45) mientras que en las redes en forma de silla de montar, según lo visto, se hallan entrelazadas en un mismo plano alabeado, son tridimensionales.



FUNDACIONES

En el caso de la Cercha Jawerth se pueden adoptar diversas soluciones que analizaremos a continuación:

- Solución combinada entre Base de compresión y Pilotes de Tracción

El Puntal apoya sobre la clásica base aislada de Hormigón armado mientras los tensores confluyen en un Cabezal del cual nacen 2 Pilotes de tracción inclinados. (Fig. 61)

La función del Cabezal es transferir los esfuerzos que transmiten los cables hacia los respectivos pilotes, que trabajan por fricción con el terreno que lo circunda.

El coeficiente de fricción se obtiene por ensayos de suelos y depende del ángulo de rozamiento interno de cada suelo. Suele variar entre 0.1 a 0.5 Kg./cm² aproximadamente. Por consiguiente, la capacidad portante de los Pilotes se puede calcular, en principio, multiplicando su superficie lateral por el coeficiente de fricción del suelo y por el número de pilotes, según la siguiente expresión: (Fig. 62)

$$P = \pi \cdot D \cdot l \cdot f \cdot N^{\circ}$$

donde: N° = Cantidad de pilotes
 L = longitud
 F = Coeficiente de fricción

El diámetro suele variar entre 20 a 30 cm.

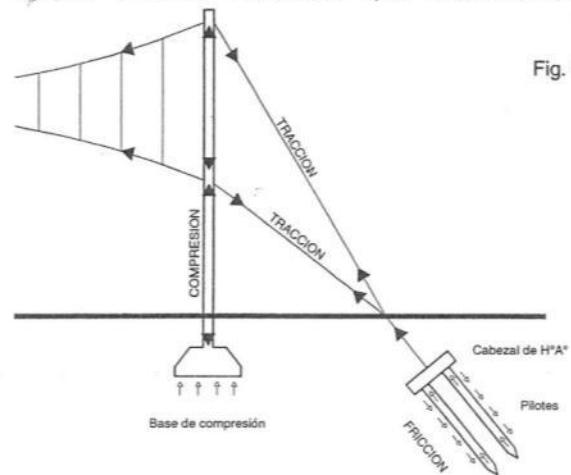


Fig. 61

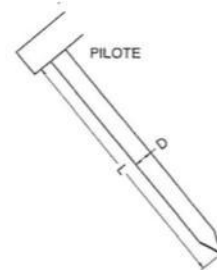
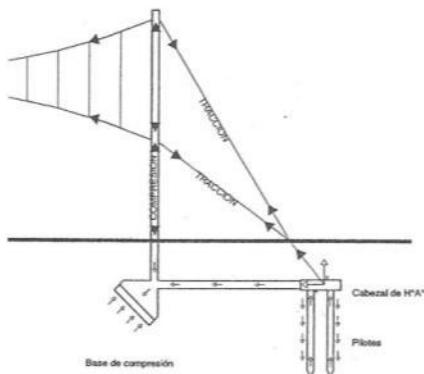
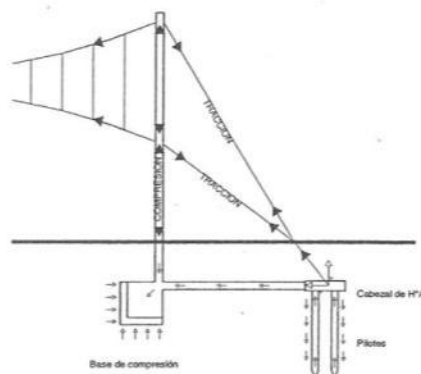


Fig. 62

- Base de compresión combinada con Pilotes verticales

Constructivamente resulta complicado colocar en el terreno los Pilotes inclinados, siendo más sencillo ubicarlos en posición vertical. (Fig. 63_a)

En ese caso la carga inclinada que transmiten los cables se descompone en una vertical V que toman los Pilotes, y una horizontal H que tiende a provocar el deslizamiento del Cabezal, lo que obliga a colocar un Puntal horizontal de compresión conectado con la Base, y que al combinarse con la carga vertical que esta recibe de la columna genera una resultante inclinada, y consecuentemente a una Base también inclinada.

Fig. 63_aFig. 63_b

Si de todas maneras se desea hacer la Base recta, esta se puede ejecutar como se indica en la figura con una doble Zapata que absorba las respectivas componentes vertical y horizontal. (Fig. 63_b)

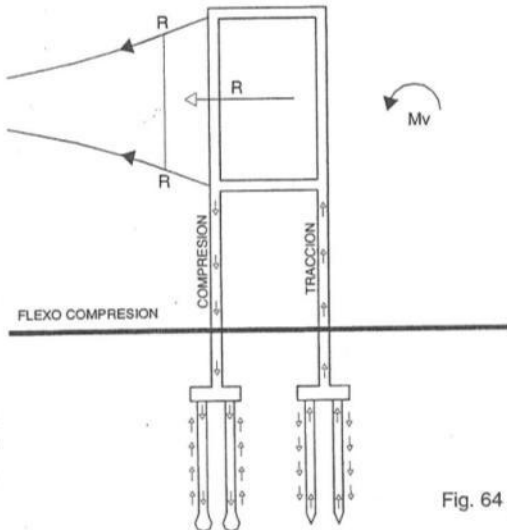
• Fundación con Pilotes de Compresión y de Tracción

Se observa en la Fig. 64_a que el puntal y los tensores han sido reemplazados por un sistema aporticado, que posee la ventaja de permitir su aprovechamiento, ya sea como galería exterior de paso, o como espacio interior para desarrollar diversas actividades relacionadas con el destino de la obra.

La resultante de las Reacciones en ambos cordones provoca un Momento volcador que hace trabajar al pie izquierdo del pórtico a compresión y al pie derecho, en principio, a tracción. Esto da lugar a una fundación con cimientos de compresión y de tracción.

Si el peso de la construcción aporticada llegase a ser muy elevado superando a la tracción generada por el Momento volcador en el Pie derecho, este se hallaría también comprimido, en cuyo caso ambos pilotes serían de compresión.

La cimentación con Pilotes de compresión resulta aconsejable cuando el manto resistente del suelo se encuentra a gran profundidad, aproximadamente a más de 8 a 10 metros.

Fig. 64_a

Los Pilotes de Compresión trabajan por fricción y por punta, de manera tal que su capacidad portante se obtiene sumando la resistencia por fricción más la resistencia por punta, según la siguiente expresión:

$$P = \pi \cdot R^2 \cdot q_p + 2\pi \cdot R \cdot L \cdot f$$

Resistencia por Punta Resistencia por fricción

R = Radio de la sección del pilote

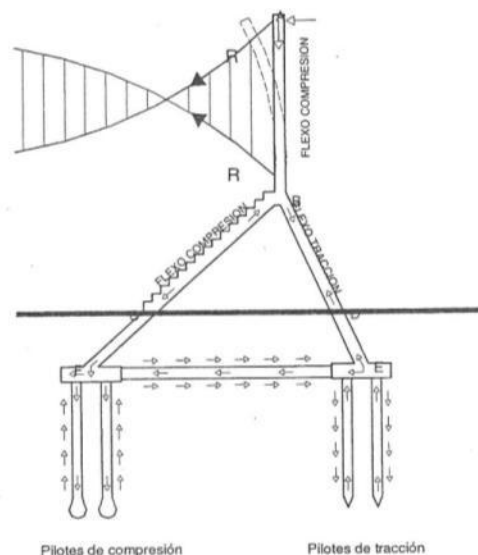
L = Longitud del pilote

P = Carga admisible del pilote

Para obtener la tensión admisible por punta q_p es necesario extraer muestras del suelo, siendo sometidas a un ensayo de compresión triaxial que permite determinar su cohesión C y el ángulo de fricción interna ϕ , con el que se calculan los coeficientes de Meyerhoff, que aplicados conjuntamente con la cohesión C en una expresión matemática da por resultado la tensión admisible del suelo.

El coeficiente de fricción f también se obtiene a partir del ángulo de fricción interna ϕ , factor determinante para el cálculo de los parámetros básicos de un suelo.

Generalizando, se puede afirmar que en suelos arenosos prevalece la resistencia por punta, mientras que los suelos arcillosos resisten más por fricción, es decir, por adherencia entre pilote y terreno. En cambio, los suelos mixtos, resisten por punta y por fricción.

Fig. 65_b

En la Fig. 65_b se utiliza esta misma solución para un sistema con pórtico inclinado formando parte de una Tribuna.

El tramo **AB** se comporta como una mensula flexionada por la carga R que le transmite el cable inferior, y comprimida por su peso propio, es decir, se halla **flexocomprimida**.

En cambio, la carga del cable superior combinada con la que transmite **AB** en el nudo **B** se descompone en 2 direcciones, de compresión en **BC** y de tracción en **CD**; como el peso propio en ambos provoca flexión y un esfuerzo normal, se deduce finalmente que la **tribuna BC** trabaja a **flexocompresión** y el pie **CD** a **flexotracción**.

La carga **CD** se descompone en el cabezal en una vertical que toman los pilotes de tracción y una horizontal que obliga a conectarlo con el otro cabezal mediante la barra **EF**, que absorbe también la componente horizontal de **BC**.

- **Base unificada**

Se denomina así porque se unifican en una misma base la fundación de ambos pies del Pórtico si la capacidad portante del terreno lo permite. Se suele preferir esta solución en estructuras importantes.

En estos casos se genera una excentricidad que tiende a hacer girar la base como se indica en la Figura 65, lo que obliga a verificar que la resultante entre las cargas del Puntal y los Tensores se encuentre dentro del Núcleo central para asegurarse que toda la base apoye sobre el terreno, o sea que:

$$e \leq \frac{a}{6}$$

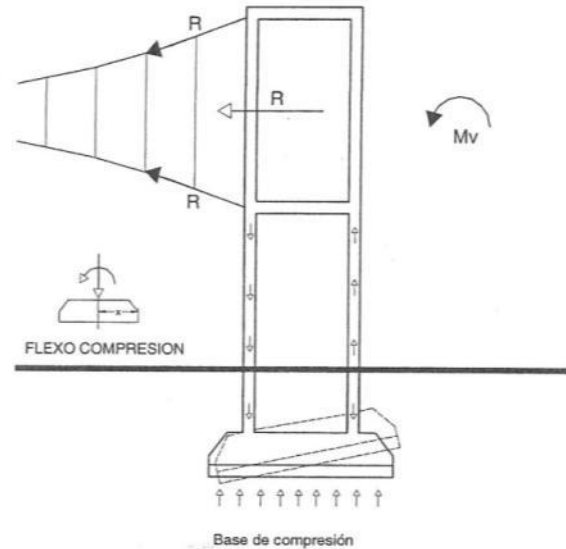


Fig. 66

Si ello no fuera posible, se admite como máximo, que la mitad del terreno esté comprimido, lo que se logra cuando la excentricidad e es igual o menor a la tercera parte de la dimensión de la base, o sea que:

$$e \leq \frac{a}{3}$$

Sin embargo, esta última solución con la carga fuera del Núcleo central no es muy aconsejable porque al hallarse solo una parte de la zapata en contacto con el terreno, puede provocar un incremento muy elevado de las tensiones que superen la capacidad portante del suelo.

Si no fuera posible evitar que la carga caiga fuera del Núcleo central, y se desea un aumento moderado de las tensiones, aconsejo diseñar la base de forma tal que la excentricidad se encuentre aproximadamente dentro de estos valores:

$$e \leq \frac{a}{5}$$

¿En que consisten y cuándo se utilizan los Muertos de fundación?

Son fundaciones de tracción, y resulta aconsejable económicamente su adopción para cargas relativamente reducidas que no superen aproximadamente las 5 a 6 toneladas.

Consisten básicamente en un volumen prismático de Hormigón cuya masa genere una Reacción igual o mayor a la componente vertical V de la carga de tracción transmitida por los cables o barras en general. (Fig. 67)

La carga de tracción T se descompone en una vertical V que tiende a arrancar el Muerto y otra horizontal H que tiende a desplazarlo.

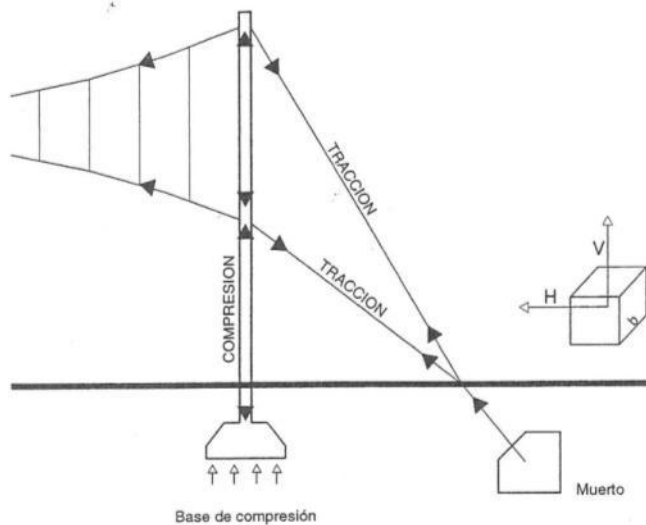


Fig. 67

El desplazamiento se evita por el rozamiento de la masa con el suelo, debiendo verificarse para ello que:

$$(10) \quad A \cdot f \geq 2 \cdot H$$

Siendo f = coeficiente de fricción entre el suelo y el hormigón

A = Área de la base del Muerto de hormigón

2 = Coeficiente de seguridad



Fig. 68: Instalaciones Olímpicas Munich '72, Alemania.

Las cubiertas compuestas por complejas redes de cables traccionados son soportadas por tensores de acero, cuyos esfuerzos son contrarrestados por estas enormes piezas de hormigón, semienterradas.



Fig. 69: Aeropuerto Internacional de Denver, USA.

Fundación que soporta los esfuerzos provocados por los cables traccionados que sostienen la cubierta. Aparece como un elemento incorporado al diseño interior del edificio.

Ejemplo numérico de proyecto y dimensionado de un muerto de fundación

Datos:

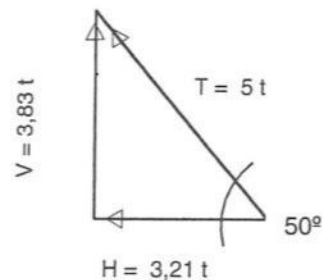
Carga transmitida por el Tensor: 5 Toneladas

Ángulo de inclinación del Tensor: 50°

1. Descomponemos la carga en una vertical V y otra horizontal H

$$V = 5.T \times \text{sen}.50^\circ = 3.83.T$$

$$H = 5.T \times \text{cos}.50^\circ = 3.21.T$$



2. Verificación al arrancamiento

Conviene proyectar una superficie de apoyo grande para aumentar el rozamiento con el suelo, prevaleciendo este valor sobre la altura.

Proyectamos un Prisma de, por ejemplo, $1.60 \text{ m} \times 1.60 \text{ m}$ de lado, y en función de estos valores despejamos la altura adoptando un coeficiente de seguridad igual a 2, partiendo de la siguiente igualdad que nos da el peso G del Muerto:

$$G \geq 2.V = 1.60 \text{ m} \times 1.60 \text{ m} \times h \times 2200 \text{ Kg} / \text{m}^3 \Rightarrow$$

$$\text{Pe del hormigón} = 2200 \text{ Kg} / \text{m}^3$$

$$h = \frac{2 \times 3830 \text{ Kg}}{1.60 \text{ m} \times 1.60 \text{ m} \times 2200 \text{ Kg} / \text{m}^3} = 1.36 \text{ m}$$

3. Verificación al deslizamiento

En suelos normales, con criterio simplificativo, puede adoptarse un coeficiente de rozamiento $f = 0.40 \text{ Kg} / \text{cm}^2$

Según la expresión (2) se debe verificar que:

$$A.f \geq 2.H \Rightarrow$$

$$A.f = 160 \text{ cm} \times 160 \text{ cm} \times 0.40 \text{ Kg} / \text{cm}^2 = 10240 \text{ Kg}$$

$$2.H = 2 \times 3210 \text{ Kg} = 6420 \text{ Kg}$$

$$10240 \text{ Kg} \geq 6420 \text{ Kg} \quad \text{Verifica}$$

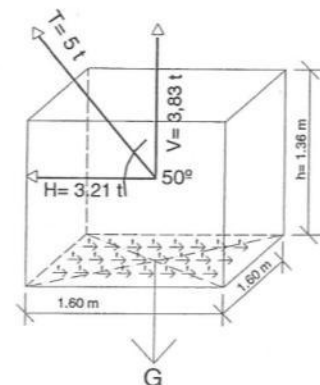
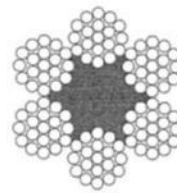


Tabla N° 1

Cable flexible

6 Cordones – 19 Alambres – 1 Alma textil



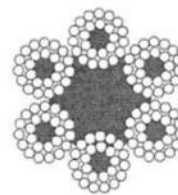
6 x 19 x 1

Diámetro del cable (mm.)	Peso aprox. (kg/m)	Cargas de rotura en kilogramos					
		110 kg/mm ²	125 kg/mm ²	140 kg/mm ²	160 kg/mm ²	175 kg/mm ²	190 kg/mm ²
4.76	0.011	1.000	1.040	1.280	1.460	1.600	1.740
6.00	0.135	1.570	1.780	2.000	2.280	2.500	2.710
6.35	0.150	1.720	1.960	2.190	2.510	2.740	2.980
7.00	0.177	2.070	2.360	2.640	3.020	3.300	3.590
8.00	0.236	2.750	3.130	3.510	4.010	4.380	4.760
9.00	0.300	2.540	4.020	4.500	5.150	5.630	6.110
9.53	0.340	3.900	4.430	4.970	5.680	6.210	6.740
11.00	0.450	5.230	5.950	6.660	7.610	8.330	9.040
12.00	0.530	6.290	7.150	8.000	8.150	10.010	10.860
12.70	0.580	6.770	7.700	8.620	9.850	10.780	11.700
14.00	0.690	7.970	9.060	10.150	11.600	12.680	13.770
16.00	0.915	10.840	12.320	12.800	15.770	17.250	18.730
17.00	1.000	11.910	13.530	15.160	17.320	18.950	20.570
19.00	1.310	15.370	17.470	19.570	22.360	24.460	26.560
21.00	1.620	18.300	21.930	24.570	24.080	30.710	33.340
22.00	1.780	20.700	23.520	26.340	30.110	32.930	35.750
24.00	2.170	25.210	28.650	32.080	36.670	40.110	43.540
25.40	2.320	26.800	30.460	34.110	38.990	42.640	46.300
27.00	2.740	31.900	36.250	40.600	46.400	50.750	55.100
28.00	2.930	33.700	38.300	42.890	49.020	53.620	56.210
29.00	3.050	35.550	40.400	45.240	51.710	56.560	61.400
31.00	3.560	41.380	47.020	52.660	60.190	65.830	71.470
32.00	3.730	43.430	49.360	55.780	63.180	69.100	75.030
34.00	4.280	49.850	56.650	63.440	72.510	79.310	86.100
36.00	4.910	35.550	40.400	45.240	51.710	56.560	61.400
38.00	5.300	41.380	47.020	52.660	60.190	65.830	71.470
40.00	5.810	43.430	49.360	55.780	63.180	69.100	75.030

Tabla N° 2

Cable muy flexible

6 Cordones – 24 Alambres – 7 Almas textiles



6 x 24 x 7

Diámetro del cable (mm.)	Peso aprox. (kg/m)	Cargas de rotura en kilogramos					
		110 kg/mm2	125 kg/mm2	140 kg/mm2	160 kg/mm2	175 kg/mm2	190 kg/mm2
4.76	0.074	0.840	0.950	1.060	1.460	1.330	1.450
6.00	0.120	1.350	1.530	1.720	1.960	2.150	2.330
6.35	0.135	1.520	1.730	1.930	2.210	2.470	2.630
7.00	0.160	2.790	2.040	2.280	2.610	2.850	3.100
8.00	0.220	2.400	2.730	3.060	3.500	3.820	4.150
9.00	0.280	3.100	3.530	3.950	4.520	4.940	5.360
9.53	0.300	3.360	3.820	4.270	4.890	5.340	5.800
11.00	0.410	4.620	5.250	5.880	6.730	7.360	7.990
12.00	0.480	5.410	6.150	6.890	7.880	8.620	10.860
12.70	0.540	6.090	6.920	7.750	8.860	9.690	11.700
14.00	0.660	7.370	8.380	9.380	10.720	11.730	12.730
16.00	0.865	9.630	10.940	12.260	14.010	15.320	16.640
17.00	0.980	10.990	12.490	15.160	15.980	17.480	18.980
19.00	1.220	13.710	15.580	17.450	19.940	21.810	23.680
21.00	1.490	16.730	21.930	21.300	24.340	26.620	28.910
22.00	1.640	18.510	23.520	23.560	26.930	29.450	31.980
24.00	1.940	22.000	25.000	28.000	33.000	35.000	38.000
25.40	2.100	23.690	26.920	30.150	34.460	37.690	40.920
27.00	2.480	27.990	31.800	35.620	40.710	44.530	45.340
28.00	2.650	29.880	33.960	38.000	43.470	47.540	51.670
29.00	2.870	32.740	36.640	41.040	46.900	51.300	55.690
31.00	3.260	36.800	41.220	46.640	53.530	58.550	63.570
32.00	3.460	38.970	44.260	49.600	56.680	62.000	67.310
34.00	3.920	43.960	49.960	55.960	63.950	69.950	75.940
36.00	4.430	49.760	56.540	63.330	72.370	79.160	85.950
38.00	4.930	55.380	62.930	70.490	80.560	85.110	95.660
40.00	5.450	61.310	69.670	75.030	89.180	97.540	105.900

Tabla N° 3

Cable semi flexible

6 Cordones – 7 Alambres – 1 Alma textil

Diámetro del cable (mm.)	Peso aprox. (kg/m)	Cargas de rotura en kilogramos					
		110 kg/mm2	125 kg/mm2	140 kg/mm2	160 kg/mm2	175 kg/mm2	190 kg/mm2
2.50	0.025	280	270	360	410	450	590
3.18	0.035	410	470	530	600	660	710
4.00	0.063	730	830	930	1.060	1.160	1.260
4.76	0.084	980	1.110	1.240	1.420	1.550	1.690
6.35	0.153	1.270	2.020	2.260	2.580	2.820	3.070
7.00	0.185	2.150	2.440	2.730	3.120	3.420	3.710
8.00	0.252	2.800	3.190	3.570	4.080	4.460	4.850
9.00	0.310	3.620	4.120	4.610	5.270	5.770	6.260
9.50	0.340	3.990	4.540	5.090	5.810	6.360	6.900
11.00	0.460	5.310	6.030	6.760	7.720	8.450	9.170
12.00	0.540	6.320	7.180	8.040	9.190	10.050	10.910
12.70	0.610	7.110	8.080	9.050	10.340	11.310	12.280
14.00	0.740	8.600	9.770	10.950	12.510	13.680	14.860
15.00	0.850	9.870	11.220	12.570	14.360	15.710	17.060
16.00	0.970	11.230	12.770	14.300	16.340	17.870	19.410
17.00	1.090	12.680	14.410	16.140	18.450	20.180	21.910
18.00	1.230	14.360	16.220	18.280	20.890	22.850	24.510
20.00	1.510	17.560	19.950	22.510	25.700	28.090	30.330
22.00	1.860	21.600	24.540	27.490	31.420	34.360	37.310
24.00	2.190	25.480	28.950	32.420	37.060	40.530	44.040
25.40	2.450	28.440	32.320	36.260	41.370	45.258	49.130

Tabla N° 4

Cable rígido. 1 x 7

1 Cordón – 7 Alambres

Diámetro del cable (mm.)	Peso aprox. (kg/m)	Cargas de rotura en kilogramos					
		60 kg/mm2	90 kg/mm2	110 kg/mm2	125 kg/mm2	140 kg/mm2	160 kg/mm2
1.00	0.006	40	60	74	84	94	107
1.50	0.011	82	123	150	171	192	219
2.00	0.022	161	241	295	336	376	430
3.00	0.045	329	494	603	686	768	878
4.00	0.080	583	874	1.060	1.210	1.360	1.550
4.80	0.115	844	1.260	1.540	1.750	1.960	2.250
6.00	0.131	5.310	1.978	2.410	2.740	3.070	3.510
7.00	0.257	1.790	2.680	3.280	3.730	4.170	4.770
8.00	0.320	2.330	3.490	4.270	10.340	5.430	6.210
9.00	0.406	2.960	4.440	5.430	6.170	6.910	7.900
10.00	0.530	3.800	5.710	6.980	7.930	8.880	10.150
12.00	0.730	5.270	7.910	9.670	10.990	12.300	14.060
14.00	0.950	7.160	10.740	12.130	14.920	16.710	19.100

Tabla N° 5

Resistencia de los alambres que conforman los cables de acuerdo a las aplicaciones y condiciones de trabajo a que serán sometidos

Tensión de Rotura de los alambres	Aplicaciones más generales
40/70 Kg/mm ² 70/90 Kg/mm ² 90/110 Kg/mm ²	Cables y cordones fijos que no trabajan sobre tambores ni poleas, como ser riendas, cables de suspensión para líneas telefónicas, etc.
110/125 Kg/mm ² 125/140 Kg/mm ² 140/160 Kg/mm ²	Grúas, montacargas, máquinas para la construcción, ascensores, guinches, excavadoras, industria petrolera, etc. Estas tres categorías son las más empleadas y dentro de las mismas, la de 140/160 es la preferida generalmente en ingeniería.
160/175 Kg/mm ² 175/190 Kg/mm ²	Instalaciones que trabajan con grandes cargas y condiciones severas de desgaste. Grúas, montacargas, ascensores, pozos de extracción de minas, industria petrolera, etc.
190/240 Kg/mm ²	Construcción aeronáutica