

## CAPÍTULO I.- INTRODUCCIÓN

Dentro de la ingeniería civil, se denomina **punto atirantado** a aquel cuyo tablero se encuentra suspendido de uno o varios pilones centrales mediante un sistema de cables (torones). Estos se distinguen de los **puentes colgantes** porque en los últimos, los cables principales se disponen de pila a pila, sosteniendo el tablero mediante cables secundarios verticales, y porque los puentes colgantes trabajan principalmente a tracción, mientras que los **puentes atirantados** tienen partes a tracción y otras a compresión. Existen diferentes modelos de colocación de los tirantes dentro de estos puentes ya que estos van desde el tablero al pilar situado a un lado, y desde este, al suelo, o bien, como el Puente del Alamillo, están unidos directamente al único pilar y anclados al suelo.



Imagen 1.1 Puente del Alamillo, Sevilla - España

Los pioneros en la investigación experimental sobre Puentes Atirantados son entre otros el Instituto de Hormigón Reforzado y Pretensado (Institute for Reinforced and Prestressed Concrete (IBAP)) del Instituto de Tecnología Federal Suizo. Su trabajo ha revelado las ventajas técnicas y económicas que ofrecen los puentes atirantados. Sus diseños, basados en el uso de delgados tableros los cuales consisten en un elemento simple de hormigón y un sistema de cables que además de formar parte importante de la estructura, ayudan mucho a mejorar la estética de la misma, que anteriormente fueron inimaginables de construir.

Es muy importante e interesante conocer sobre la capacidad de combinar estructuras como cables de acero y el hormigón. A la vez cabe decir que no han sido suficientemente explotados a pesar de que el uso de estos sistemas puede desarrollar soluciones innovadoras a los problemas de hoy.

Los elementos fundamentales de la estructura resistente del puente atirantado son los tirantes, las torres (el pilón) y el tablero; **los tirantes** son cables rectos que atirantan el tablero, proporcionándoles una serie de apoyos intermedios más o menos rígidos. ; **las torres (pilón)** nos sirve para elevar el anclaje fijo de los tirantes, de forma que introduzcan fuerzas verticales en el tablero para crear los pseudo-apoyos; también **el tablero** interviene en el esquema resistente, porque los tirantes, al ser inclinados, introducen fuerzas horizontales que se deben equilibrar a través de él. Por todo ello, los tres elementos, tirantes, tablero y torres, constituyen la estructura resistente básica del puente atirantado.

## LOS TIRANTES (CABLES)

Existen Dos sistemas de cables los cuales son:

- Los cables de atirantamiento.
- Los cables de retención.

**Los cables de atirantamiento** son los que van conectados desde las torres o el pilón hacia el tablero; estos cumplen la función principal de la estructura la cual es sostener al tablero donde serán repartidas las cargas según sea la función que este cumpla. Los cables de atirantamiento se pueden organizar de diversas formas dentro de cada uno de los haces ya sea al borde del tablero, o un solo plano situado en su eje.



Imagen 1.2. Dos planos de atirantamiento



Imagen 1.3. Atirantamiento situado en su eje.

**Los cables de retención** que trabajan como sistema de atirantamiento son los que han de ser colocados para evitar los movimientos en la cabeza del pilón. Estos tirantes irán anclados a puntos fijos, que pueden ir al tablero y/o a su vez, según sea el caso, irán anclados a un sistema de contrapeso (muertos) que están en el suelo para de esta manera dar una buena estabilidad a la estructura.

Al momento de trabajar con los cables, es necesario definir el número de tirantes de cada haz, o lo que es lo mismo, la distancia entre los puntos de anclaje de los tirantes en el tablero. El número de tirantes es una de las cuestiones que más ha evolucionado en los puentes atirantados ya que los primeros puentes de este tipo tenían muy pocos tirantes con una separación entre anclajes que llegó a pasar de los 50m; se trataba de crear una serie de apoyos intermedios para así convertir un puente de luces grandes en uno de luces medias.

En los puentes atirantados actuales el número de tirantes ha aumentado en gran porcentaje; ahora se utilizan distancias entre anclajes mucho menores, de forma que la flexión que podemos llamar local, que es la debida a la distancia entre los apoyos generados por los tirantes, es insignificante respecto a la flexión que se produce por la deformación general de la estructura.

Una vez definido el número de tirantes a usarse en el puente atirantado, es necesario definir la geometría de cada uno de los haces, los cuales son:

- a) Pueden tener muchos tirantes muy próximos, o pocos tirantes muy separados.



Imagen 1.4. Dusseldorf Flehe Bridge, Alemania (tirantes muy próximos)



Imagen 1.5. Albert Bridge, Inglaterra 1872 (tirantes muy separados)

- b) Pueden tener tirantes paralelos (arpa), semi-paralelos (semi-arpa), radiales (abanico).



Imagen 1.6. Tirantes Paralelos (Arpa)



Imagen 1.7. Tirantes Semi Paralelos (Semi Arpa)



Imagen 1.8. Tirantes Radiales (Abanico)

Generalmente los tirantes radiales o divergentes tienen un mejor funcionamiento que los paralelos, porque el atirantamiento es más eficaz y se obtiene menor deflexión en las torres. Los tirantes paralelos se usan cuando la compensación del tablero se divide en vanos pequeños, de forma que los tirantes del haz de compensación se anclan directamente sobre pilas o muy cerca de ellas. De esta forma el atirantamiento gana rigidez y las deflexiones disminuyen tanto en la torre como en el vano principal.

### **LAS TORRES (PILÓN)**

Las torres, son la parte más importante dentro de la estructura de los puentes atirantados, ya que estos son los que van a soportar toda la carga que se ha de distribuir del tablero a los cables y estos al pilón o torres. Generalmente la altura de estas torres está en función de la luz libre que tendrá el tablero entre sus puntos de apoyo.

Longitudinalmente pueden tener dos torres y ser simétricos, o una sola torre desde donde se atiranta todo el vano principal.



Imagen 1.9. Dos torres y simétricos



Imagen 1.10 Una sola torre

Las torres se pueden iniciar en los cimientos, o se pueden iniciar a partir del tablero, de forma que el conjunto tablero-torres-tirantes se apoya sobre pilas convencionales.

Las torres pueden tener diversas formas; pueden estar formadas por dos pilas, por una sola, pueden tener forma de A, forma de A prolongada verticalmente, entre otras formas.

A continuación se presentan algunos tipos de torres dadas según su geometría:

- La A prolongada superiormente con un pilar vertical, que es la torre Y invertida; esta solución se ha utilizado en varios grandes puentes.



- La A cerrada bajo el tablero para reducir el ancho total de la base, forma que se ha llamado un diamante.



- La A invertida.



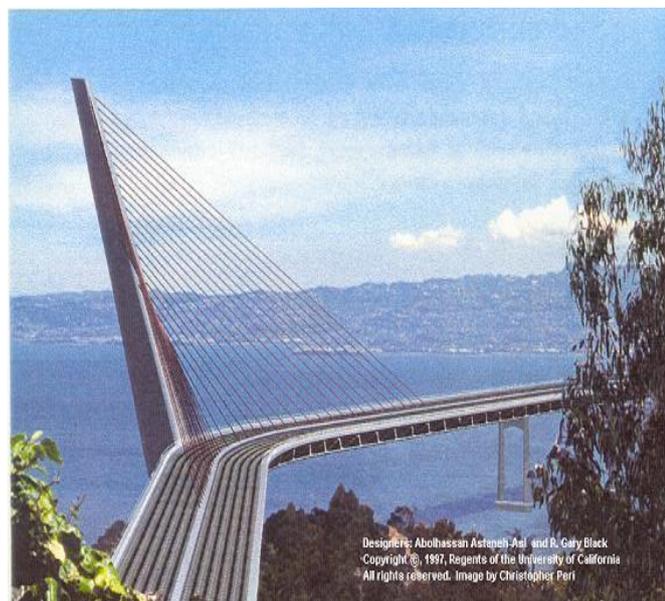
- La Pila Aporticada que como su nombre lo dice forma un pórtico simple.



- Pilas Gemelas



- Pilón de Borde, como se muestra en la figura este se ha implementado para realizar un puente atirantado en curva.



- Pilón tipo Diamante que se asemeja a la unión de una A cerrada con una A invertida.



Entre otras incontables formas que existen en el medio, pero estas son las más conocidas y las más utilizadas.

En los puentes de luces no muy grandes se han utilizado con frecuencia la mínima expresión de las torres que es la formada por uno o dos pilares independientes sin ningún arriostamiento entre ellos. Si el puente tiene un solo plano de atirantamiento, la torre tendrá un solo pilar en el eje de la calzada, y si tiene doble plano tendrá dos pilares en los bordes.

La inmensa mayoría de las torres de los puentes atirantados son verticales en el plano del alzado del puente, pero algunas veces se han inclinado dentro de ese plano por distintas razones.

El puente del Alamillo en Sevilla, de Santiago Calatrava, tiene torre única y un vano único de 200 m de luz. En él la torre se ha inclinado hacia tierra y se han suprimido los tirantes de compensación; este sistema obliga a compensar las fuerzas en los tirantes con la excentricidad del peso propio de la torre respecto a su base, debida a su inclinación. Su peculiar estructura obligó a construir primero el tablero sobre cimbra, y después a hacer la torre, que se atirantaba a

medida que iba subiendo. Se puede decir que el tablero atirantaba a la torre, y no a la inversa. El costo al momento de realizarse la construcción ha sido muy alto.

## **EL TABLERO**

**El tablero** es muy importante dentro del esquema resistente básico de la estructura del puente atirantado ya que va a resistir las componentes horizontales que le transmiten los tirantes. Estas componentes generalmente se equilibran en el propio tablero porque su resultante, igual que en la torre, debe ser nula.

La sección transversal del tablero depende en gran medida de la disposición de los tirantes. En los puentes atirantados en el eje, generalmente es un tablero tipo cajón cerrado con voladizos laterales (dovelas), y en los puentes atirantados en los bordes, generalmente está formada por dos vigas longitudinales situadas en los bordes del tablero, enlazadas entre sí por vigas transversales; no obstante, tanto en uno como en el otro sistema de atirantamiento caben diferentes variantes de la sección transversal.

Dependiendo de las dimensiones y del uso que se le va a dar al puente, se puede definir diversas formas de realizar el tablero, ya que este puede ser de tipo cajón realizado en hormigón, se puede trabajar con estructuras metálicas, etc. El tablero cumplirá la función de transmitir todas las cargas que vayan a este hacia a los cables y estos a su vez hacia el pilón.

## II. REVISIÓN HISTÓRICA

Los primeros “Puentes Atirantados” fueron construidos en base de maderos y sogas como tensores; también fueron “Puentes Atirantados” los portones levadizos de los castillos de la edad media.

Los primeros registros escritos indican que el primer puente atirantado fue construido por el veneciano Verantius en 1617; seguido a este, en 1784 un carpintero alemán conocido como C. T. Loescher, diseñó una estructura completamente en madera que trabajaba como un puente atirantado, lastimosamente ninguno de estos puentes ha sido conservados.

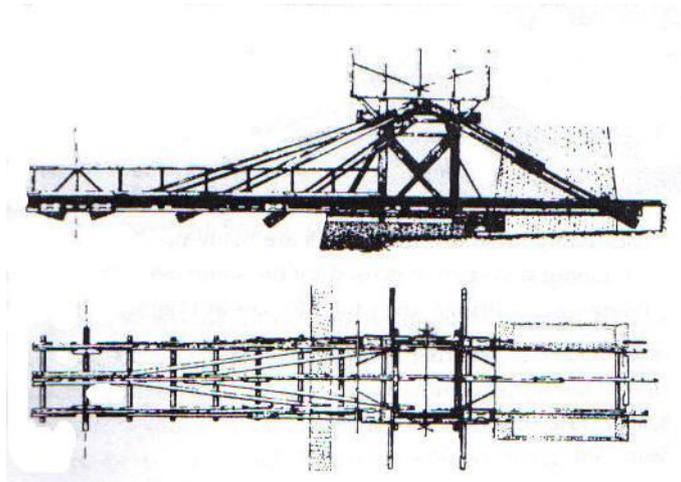


Fig. 2.1. Diseño de Loescher's, Alemania, 1784

Sin embargo, las primeras estructuras actuales de puentes, fueron diseñadas parte en suspensión y parte atirantada. Fueron construidas en Estados Unidos y en Inglaterra a finales del siglo 18.

Los puentes en suspensión en 1830 son de dos tipos:

- En el primero, cadenas de acero son tensadas entre puntos fijos; el tablero descansa sobre estas cadenas o está suspendido debajo de ellas mediante pendolones verticales.

- En el segundo, barras sólidas inclinadas conectan puntos distribuidos a lo largo del puente a puntos fijos.

La primera propuesta es la que usualmente se adoptaría, ya que aparentemente sería la que mejor trabaja a grandes cargas. En estos dos métodos de construcción, los elementos más importantes, aquellos que soportan las cargas del tablero y las cargas vivas que se ejercen sobre éste, son ubicados en dirección longitudinal. La capacidad de carga de la estructura depende de la capacidad de estos elementos en tensión.

En el siglo XVIII aparecen los primeros “Puentes Atirantados” de acero, con luces bastante importantes para la época, lamentablemente, los colapsos de los puentes de Dryburgh Abbey en Escocia debido a oscilaciones importantes del tablero y del puente sobre el río Saale en Alemania por excesiva sobrecarga, motivó que este tipo estructural fuera prácticamente desechado y reemplazado por los puentes colgantes durante más de 100 años.



Fig. 2.2. Puente Peatonal Dryburgh Abbey, Escocia, 1817

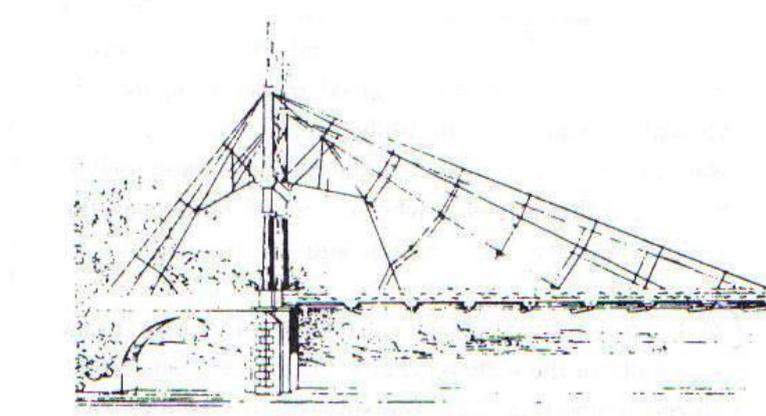


Fig. 2.3. Puente sobre el Río Saale, Alemania, 1824

Durante este tiempo, J. Roebling, en los Estados Unidos, empezó a usar un sistema basado en alambres de acero, el cual reemplazaría al sistema de cadenas para suspensión. En 1855 él construyó una atrevida e impresionante estructura en los bajos de las Cataratas del Niágara, de un solo vano de 280 m.



Fig. 2.4 Puente de las Cataratas del Niágara, Estados Unidos, 1855



Fig. 2.5 Vista lateral del Puente de las Cataratas del Niágara

Los dos tableros, uno encima de otro, están sostenidos por cables parabólicos y por un sistema de cables inclinados que trabajan a tensión, los cuales se conectan al anclaje de la estructura. El tablero de la parte baja es usado como paso peatonal y vehículos ligeros como carretas, bicicletas, etc., mientras que el tablero de la parte superior servía para el paso de trenes en general. Un estudio completo de la estructura mostró las deflexiones que tenía este puente bajo las cargas de los trenes con sus vagones, y estas no excedían de 0,25 m, es decir que tenía deformaciones menores de  $1 / 1000$  de la longitud del vano. Esto daba la evidencia de la gran rigidez que tenían estos dos tableros que trabajaban dentro de los límites de deformación.

En 1883 tomó lugar la más hermosa estructura de Puentes conocidos hasta esa época, se lo conoce como “The Brooklyn Bridge”, el Puente de Brooklyn en New York.



Fig. 2.6 El Puente de Brooklyn, Estados Unidos, 1883

Fue diseñado por J. Roebling, quien usó el mismo principio que el Puente de las Cataratas del Niágara; el trabajo fue terminado por su hijo, W. Roebling. Este puente, tiene un vano central de 486,50m y una longitud total de 1059,90m, fue la más grande estructura creada en esa época.

Entretanto, en 1872, Ordish y Le Fleuve construyeron el “Albert Bridge” sobre el río Támesis.



Fig. 2.7 Albert Bridge, Inglaterra, 1872

Tiene un vano principal de 122m; es notable que el tablero es lo suficientemente rígido para permitir que ante la acción de grandes cargas este

no sufra ningún tipo de daño en su estructura; los sistemas de tirantes usados son en base a barras de acero lisas..

Un sistema idéntico fue usado por el mismo diseñador para el “Franz-Joseph Bridge”, sobre el río Moldau en Praga, donde el vano principal tenía 100m y un espesor del tablero de 9,76m.



Fig. 2.8 Franz-Joseph Bridge, Río Moldau en Praga

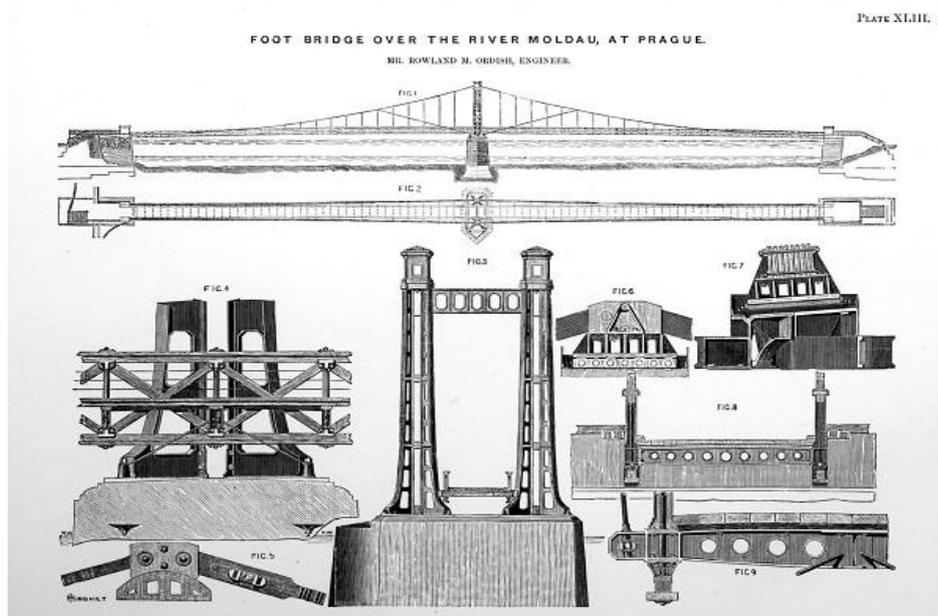


Fig. 2.9 Estructura del Puente Franz-Joseph

A finales del siglo XIX, el éxito de este tipo de estructuras, parte en suspensión y parte en tensión, fue gracias al uso del sistema de barras inclinadas. Sin embargo, gracias a la investigación de F. Arnodin, los constructores prefieren aplicar nuevas tecnologías basado en el uso de simples cables entrelazados entre si; estos han demostrado que ayuda a incrementar la rigidez del tablero y mejorar los sistemas de anclaje.

No fue hasta 1899 que el Ingeniero Francés A. Gisclard, más allá de haber avanzado en el desarrollo de los puentes en suspensión, introdujo un nuevo sistema de soportes, el que era más económico y suficientemente rígido. Este sistema se caracterizó por adicionar cables con la intención de aumentar las componentes horizontales de las fuerzas producidas por las tensiones. Este arreglo anuló toda fuerza de compresión causada en el tablero y así evitar la inestabilidad del mismo. Cierta ventaja de los puentes de A. Gisclard fue comparada con los puentes en suspensión los cuales transmiten las cargas más directamente, incrementando la rigidez. Aparentemente estas estructuras en suspensión trabajan de mejor manera en puentes por donde transitan trenes.

El Puente de Cassagne, uno de los mejores trabajos realizados por A. Gisclard, fue sometido a pruebas de cargas muy considerables, con trenes de gran peso (192 t). La deformación máxima observada fue menor de  $(1/1000)$  de la longitud del vano, o también se puede decir 0,148 in.

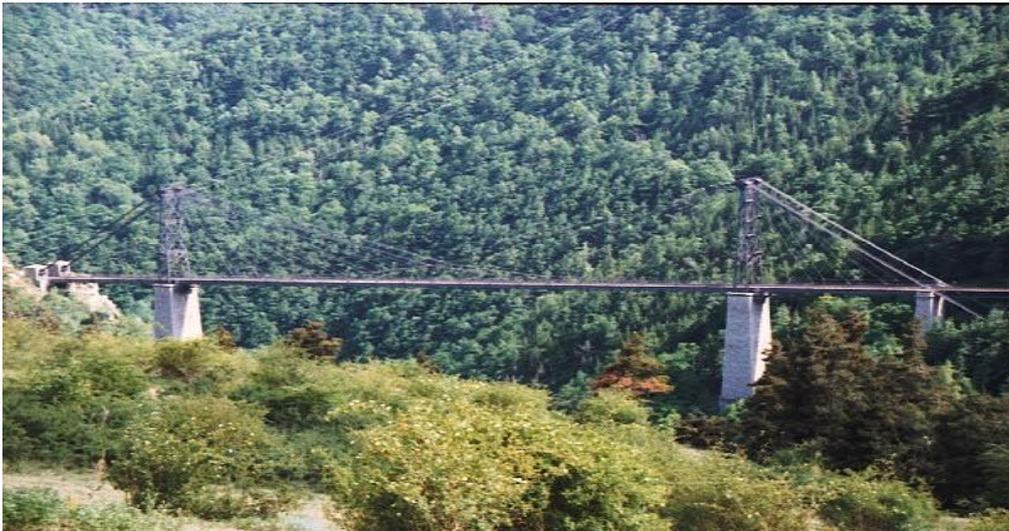


Fig. 2.10 Puente de Cassagne, Francia, 1899

En 1925, G. Leinekugel le Coq sugirió que se realice un sistema similar para el Puente Lezardrieux. El decidió equilibrar las componentes horizontales de las tensiones inclinadas por compresión en el tablero, que era, en esa ocasión, la mejor decisión para ese sistema de fuerzas.



Fig. 2.11 Puente de Lezardrieux, Francia, 1925

En 1938, F. Dischinger introduce el sistema de pretensado de cables en el diseño de Puentes Suspendidos de trenes sobre el río Elba, cerca de Hamburgo. El propone el uso de cables de acero de alta resistencia, que

trabajen a altas tensiones bajo el peso propio de la estructura, con el objetivo de reducir la deformación de los cables suspendidos.

Sus experimentos e investigaciones teóricas han mostrado que la rigidez y la estabilidad aerodinámica de los puentes suspendidos pueden ser altamente incrementados gracias al uso de sistemas de pretensado.

Estas ideas fueron rápidamente adoptadas por sus seguidores, es por eso que se empezó a realizar este tipo de estructuras con éxito y en menos tiempo, economizando de mejor manera los gastos constructivos. En 1955 el construyó el Puente de Strömsund, considerado hasta hoy, el primer Puente Atirantado Moderno de la historia.



Fig. 2.12 Puente de Strömsund, Suecia, 1955

Las ventajas potenciales que se tenía al construir este tipo de puentes fueron progresivamente reconocidas y explotadas. Subsecuentemente, un gran número de este tipo de estructuras fueron construidas alrededor del mundo.

Desde que todos los puentes fueron destruidos por la guerra en Alemania, el arquitecto Profesor Tamms, insistió remplazar a los puentes atirantados por otros similares pero no idénticos, es de ahí donde se creó la configuración de los puentes de tipo arpa como es el caso del Puente Düsseldorf en Alemania.



Fig. 2.13 Puente Knie Düsseldorf, Alemania

Otro puente similar al Puente Knie Düsseldorf fue el “Puente Heuss 1958”. La característica de estos puentes es que debido a los espacios muy grandes que existían entre cable y cable, el tablero debía tener el peso y la rigidez necesaria para que no tengan problemas de flexión; esta teoría se dice que es muy costosa y no es conveniente para la economía de hoy.



Fig. 2.14 Puente Heuss, Alemania, 1958

En el mismo período, numerosos puentes peatonales fueron construidos en áreas urbanas, gracias a los nuevos efectos arquitectónicos. Uno de los primeros de este tipo fue el Puente Peatonal Schiller-Steg en Stuttgart, no

obstante estos revelan la gran sensibilidad a efectos de vibración que tienen estas estructuras ligeras a causa del tráfico peatonal.



Fig. 2.15 Puente Peatonal Schiller-Steg, Alemania, 1961

El incremento de la popularidad de este nuevo tipo de estructura, los Puentes Atirantados, ha sido extendido por ingenieros alemanes hacia otros países, así, el Arquitecto e Ingeniero Italiano R. Morando diseñó un sistema de Puente Atirantado usando hormigón pretensado. El más grande y hermoso que ha realizado R. Morando ha sido el Puente sobre el Lago Maracaibo, en Venezuela, construido en 1962.



Fig. 2.16 Puente sobre el Lago Maracaibo, Venezuela, 1962

A este Puente se le conoce como el “Puente General Rafael Urdaneta”, el cual cruza la parte más angosta del Lago de Maracaibo, en el Estado Zulia, al noroeste de Venezuela, y conecta la ciudad de Maracaibo con el resto del país. Fue construido en hormigón armado y tiene una longitud de 8.678m y 134 pilas. En su parte central es del tipo puente atirantado (para permitir que embarcaciones de hasta 45m de altura puedan entrar al lago y luz de 235m), y cuenta con dos carriles por sentido. Soporta un tráfico promedio de 37 mil vehículos diarios.

En este puente se encuentra el monumento de luces más grande de América Latina y el tercero del mundo.

Para su construcción se utilizaron 138 mil toneladas de cemento, 20 mil toneladas de acero, 67 mil metros lineales de pilotes de perforación y la mano de obra de más de 2.600 personas.

El Puente fue inaugurado el 24 de Agosto de 1962 por el presidente de Venezuela, y fue durante varios años el puente más largo del mundo en su tipo y sigue siendo una de las estructuras en hormigón armado más grandes del mundo.



Fig. 2.17 Vista del Pílon del Puente Maracaibo

H. Homberg verificó que el funcionamiento de este tipo de puentes era muy interesante y seguro, además de pensar que era un diseño muy innovador para

ganar luces y disminuir costos. Es así como inspirado en esto diseñó el “Puente Friedrich Ebert” en Bonn. Empleó un concepto muy interesante ya que redujo los espacios entre cables y trabajó con una sola línea de apoyo, es decir los tirantes iban situados en un mismo eje.



Fig. 2. 18 Puente Friedrich Ebert, Alemania, 1967

Este sistema ha sido adoptado en muchos puentes en el mundo, un ejemplo es el caso del Puente Brotonne



Fig. 2.19 Puente Brotonne, Francia.

El escoger un sistema de cables múltiples con espacios pequeños entre estos (7 – 15m), facilita enormemente la erección del puente y permite diseñar vanos con mayores distancias. Como ejemplos podemos citar al Puente de Normandy en Francia, con un vano central de 856m, y el Puente de Skarnsundet en

Noruega, con un vano central de 530m, siendo estas las estructuras en hormigón más largas que existen hasta hoy. Sin embargo, estos records pueden ser rotos en un futuro muy cercano ya que se han presentado proyectos con vanos mas largos que los antes mencionados. Hace algunos años, el Profesor Leonhard ha propuesto realizar un diseño para cruzar el Estrecho de Messina, el cual lograría tener vanos de 1750m y aplicando el sistema de Puentes Atirantados, puede que el proyecto sea factible.



Fig. 2.20 Proposición de Puente para el Estrecho de Messina.

Además de las ventajas estructurales y económicas, los Puentes Atirantados tienen mucha popularidad y elegancia. Ofrecen una libre creatividad al momento de diseñarlos arquitectónicamente, y el trabajo conjunto de ingenieros y arquitectos han hecho posible que maravillas como las mostradas anteriormente, hayan sido construidas. Como un trabajo muy audaz a futuro se encuentra el Gran Viaducto de Millau el cual se estima que tendrá una altura de 250m con vanos continuos de 340m el cual estará ubicado sobre el valle de Tarn.



Fig. 2.21 Grand Viaduc de Millau

### **III. SITUACIÓN ACTUAL EN EL ECUADOR**

En los últimos años el país ha mejorado su infraestructura y su desarrollo vial, es por eso que se han aplicado nuevas técnicas de construcción que han sido ya utilizadas en otros países alrededor del mundo.

Un aspecto particularmente importante es que como consecuencia de este nuevo desarrollo vial, ha sido necesario mejorar el sistema de pasos peatonales haciéndolos más modernos y que puedan ser también utilizados por personas con discapacidades físicas.

Una de las técnicas de construcción con mayor desarrollo a nivel mundial es la de Puentes Atirantados, cada vez más deslumbrantes e inimaginables.

También en el Ecuador, como medio de solución vial se ha decidido realizar la construcción de Puentes Atirantados. El primero es el Puente sobre el río Pastaza y el segundo el Puente Atirantado Juan León Mera en Ambato. Además se han presentado otras alternativas por ejemplo el denominado puente “Casuarina” en la ciudad Guayaquil, que está en proceso de aceptación.

#### **3.1 PUENTES ATIRANTADOS VEHICULARES**

##### **3.1.1 Puente sobre el río Pastaza**

El Puente se ubica sobre el Río Pastaza a 65 Km. del Puyo, en el límite con Morona Santiago. Se inauguró en Agosto del 2007 y es el Puente Atirantado número 100 en el mundo y el primero en el Ecuador de esas características. Este puente ayuda a la integración regional entre Pastaza y Morona Santiago, ya que se ubica en el límite provincial. La obra estuvo a cargo de la compañía argentina José Cartellone Construcciones Civiles SA.



Imagen 3.1.1 Puente sobre el río Pastaza

El puente tiene una longitud total de 302m y un ancho de 10,8m de los cuales 8,8m son destinadas para vehículos y un metro a cada lado para los peatones. Como se observa en la imagen 3.1 es un Puente Atirantado del tipo semi-arpa donde sus apoyos están basados en un sistema de cables de acero de alta resistencia (torones), como pseudos-apoyos los cuales están conectados directamente desde el pilón hacia el tablero.



Imagen 3.1.2 Vista desde el aire del Puente sobre el río Pastaza



misma manera el tablero se encuentra en la cota 662.74. El terreno tiene desniveles con una pendiente del 13%.

El estudio geotécnico se refiere a los análisis de suelos que se realizaron para conocer las condiciones en las que se encuentra el lugar donde se ha de construir las pilas, los estribos y las columnas de las rampas de acceso. El estudio se realizó por el método de sondeo ya que es muy complicado el realizar perforaciones en estos tipos de suelo por su alto nivel freático.



Foto 1: Vista general del río Pastaza en el sitio del cruce del nuevo Puente

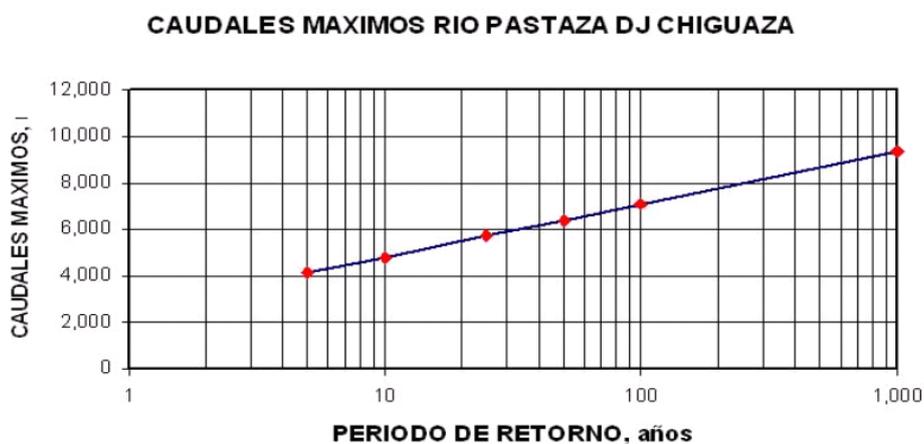


Foto 2: Realización del sondeo P-1. Estudio Geotécnico del Puente sobre el Río Pastaza.

### Imagen 3.1.4 Vista general del río Pastaza en el sitio del cruce del puente

En el análisis hidrológico – hidráulico, se obtuvo como resultado que el caudal máximo para un período de retorno equivalente a 500 años alcanza a 8650 m<sup>3</sup>/s con un nivel de máxima creciente (NMC) igual a 653,25msnm y un nivel normal de estiaje (NNE) de 646,40msnm. Nótese que el tablero está ubicado a 662.74msnm.

Tabla 3.1.1 Caudales máximos vs. Período de retorno (Río Pastaza)



En el estudio estructural se realizó un modelo en el programa SAP 2000, diseñando con pilones de hormigón armado, tablero de estructura metálica con capa de rodadura de hormigón y un sistema de cables de alta resistencia en forma de torones que cumplen la función de tensores.

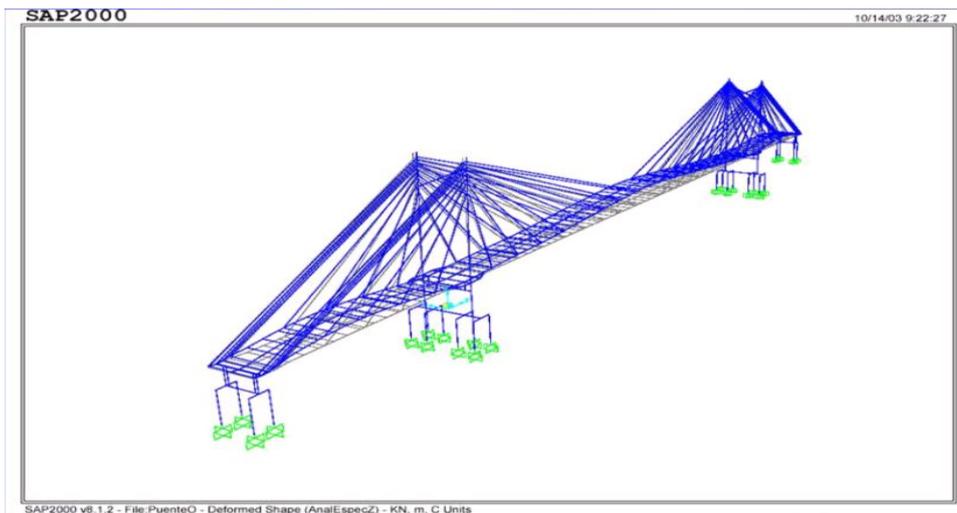


Imagen 3.1.5 Modelo del Puente Atirantado en el programa SAP 2000

El puente se encuentra conformado por:

- Estribos con 4 pilotes.
- Pilón con 8 pilotes.
- Cáscara y cruz metálica con obenques.
- Tablero mixto con porta obenque.

En los estribos de hormigón armado se encuentran apoyadas las partes exteriores del tablero, además de que estas soportan el empuje del suelo de las rampas por donde accederán los vehículos hacia el puente.

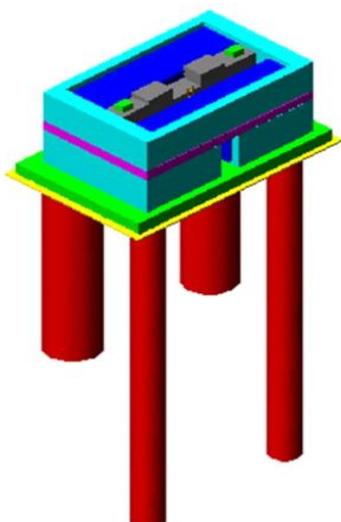


Imagen 3.1.6 Detalle de los pilotes y el estribo

Las pilas del puente se encuentran apoyadas sobre 8 pilotes; estas torres son pilas gemelas las cuales se encuentran conectadas por riostras metálicas en forma de X llegando a una altura aproximada de 60m.

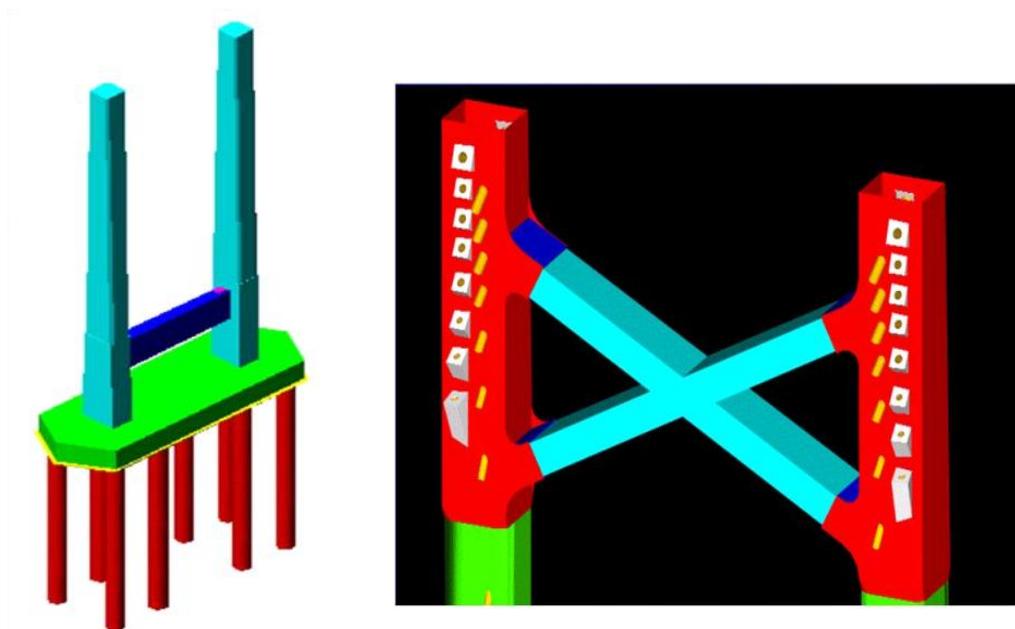


Imagen 3.1.7 Detalle de los pilones, pilotes, cáscara y cruz metálica.



Imagen 3.1.8 Vista de la pila sur construida

Los tensores de sostenimiento (torones), están anclados a las vigas de estructura metálica del tablero por medio de porta obenques que están compuestos por láminas de acero como se detalla a continuación:

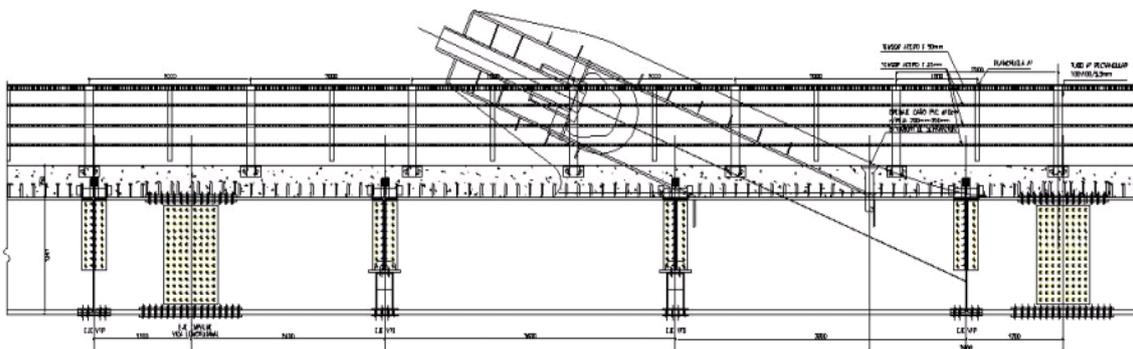


Imagen 3.1.9 Viga longitudinal, barandales, losa del tablero y porta obenque



Imagen 3.1.10 Porta obenques de estructura metálica

La cantidad de torones que tiene cada tensor depende de la tensión obtenida en base a las cargas que tenga el tablero en cada sección, por ejemplo en la mitad de la luz del puente existe una mayor deflexión, por lo tanto se necesitará mayor capacidad de carga del tensor para este punto como se muestra en la siguiente Imagen 3.11 donde se tiene como resultado la cantidad de 26 torones.

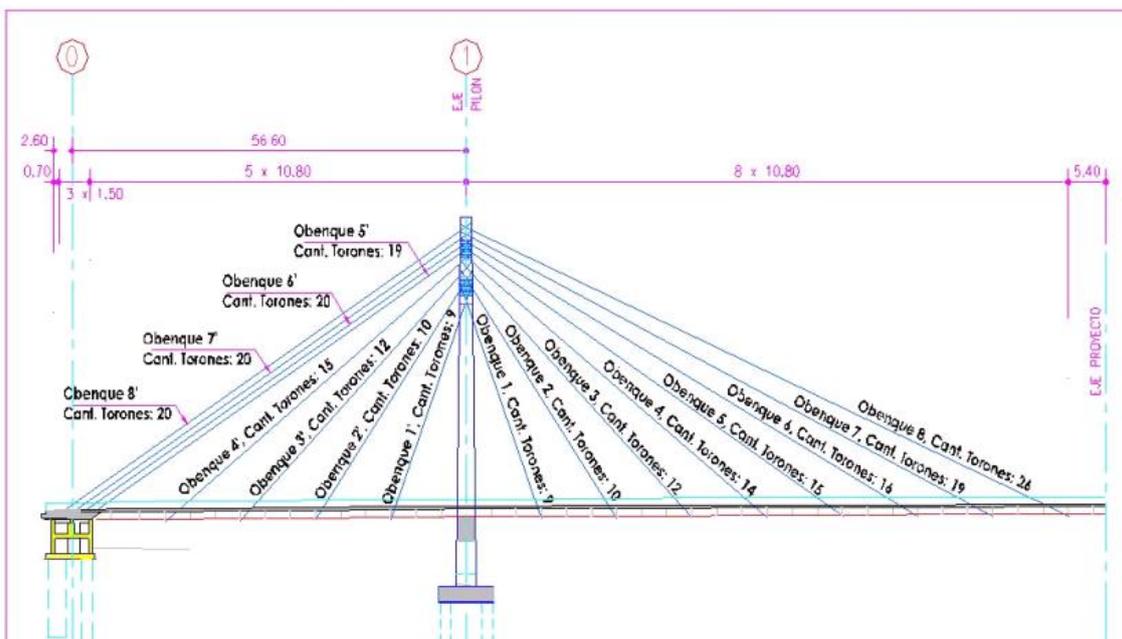


Imagen 3.1.11 Distribución de cables y cantidad de torones por obenqueImagen 3.1.12 Detalle de los torones en los porta obenques

El tablero está conformado con vigas longitudinales metálicas tipo I además de vigas transversales del mismo tipo. El sistema de construcción del tablero fue por medio de volados sucesivos, es decir se va armando por tramos la estructura del tablero y se va atirantando a la vez.



Imagen 3.1.13 Tablero por volados sucesivos

La capa de rodadura es de hormigón armado con un espesor de 20cm con base de estructura de placa colaborante conocido como Novalosa que se encuentra apoyada en las vigas soportantes del tablero.



Imagen 3.1.14 Vigas del tablero y placa colaborante novalosa

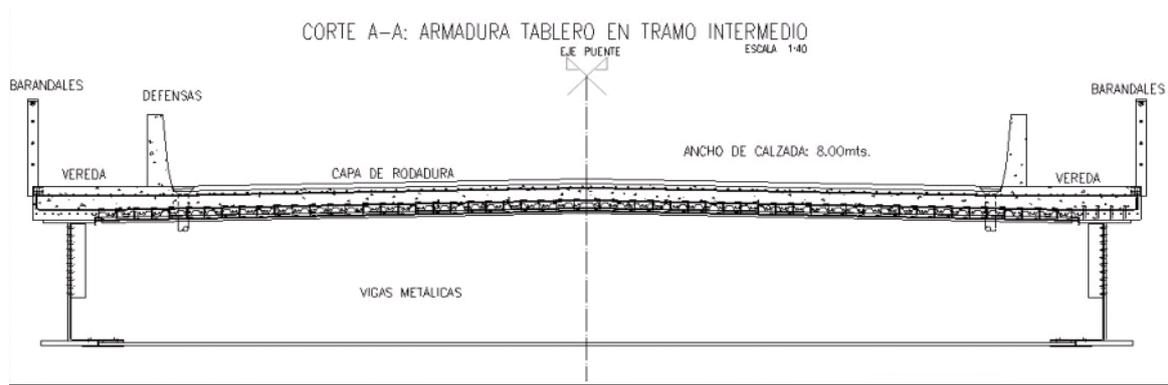


Imagen 3.1.15 Corte del tablero

Es de esta manera como se realizó la construcción del Puente Atirantado sobre el río Pastaza, cumpliendo con el cronograma establecido por la empresa JOSE CARTELLONE CCSA.



Imagen 3.1.16 Puente sobre el río Pastaza

### **3.1.2 Puente Juan León Mera (Ambato)**

La información que se ha obtenido sobre este puente ha sido proporcionada por la Ilustre Municipalidad de Ambato.

El crecimiento de las demandas de tráfico vehicular y peatonal entre los sectores de la ciudad de Ambato separados por el río que lleva su nombre, ha determinado que la Municipalidad ambateña establezca como prioritaria la implementación de una mayor oferta de ejes viales. Es por eso que en el año 2002 se desarrolló un Plan de Mejoramiento del sistema de Puentes de Ambato. A causa de que los puentes y las vías aledañas ya han cumplido su período de diseño presentan un nivel de servicio deficiente sobretodo cuando se presentan las horas pico.

El Plan de Mejoramiento del Sistema de Puentes de Ambato estableció como una de las construcciones prioritarias al nuevo puente denominado “JUAN LEON MERA“, en el sector de Atocha, el cual se encuentra en ejecución.

Este nuevo eje de comunicación vial tomará aproximadamente el 18,65% de la demanda del servicio, por lo que al inicio de la operación se espera circulen por el nuevo puente alrededor de 9.000 vehículos y para el año 2022 se tendría aproximadamente 18.000 vehículos. De mantenerse la tasa de crecimiento actual, el sistema tendrá una demanda de 95.000 vehículos para el 2022.

La construcción está a cargo de la empresa HERDOIZA CRESPO CONSTRUCCIONES S.A. Y ASOCIADOS, con la Fiscalización de la Consultora INTEGRAL Ingenieros Consultores C. Ltda., y la Supervisión del Departamento de Obras Públicas Municipales.

El Proyecto fue diseñado por la Compañía Consultora PLANING CÍA. LTDA., entre los años 2002 - 2003, cuyos estudios incluyen: Levantamiento topográfico, Tránsito, Vial, Hidrología e Hidráulica, Mecánica de Suelos, Geológico, Geofísico, Riesgo Sísmico, Impacto Ambiental, Estructural, Eléctrico, Económico y Financiero.

La obra contratada por un monto de USD 5´498.395,48 y un plazo de 720 días, comprende:

- Movimiento de tierras para la conformación de vías y estructuras primarias.



Imagen 3.1.17 Movimiento de tierras

- Construcción de muros de contención y estabilización de taludes.



### Imagen 3.1.18 Estabilización de taludes

- Construcción del puente principal en hormigón preesforzado, del tipo “Atirantado”, formado por dos torres de sección rectangular variable, tipo “Y” invertida, la una torre de 58,20m de altura y la otra de 68,70m.



### Imagen 3.1.19 Detalles de las pilas

- Tablero de 154 m de longitud, que cruza el cauce del río a una altura promedio de 40 m, sección aerodinámica, ancho 15,30 m, espesor variable entre 0,75 m en el eje longitudinal y 0,50 m en los bordes, diseñado para tres vías, una de la cuales servirá para emergencia; aceras laterales de 2 m de ancho; viaductos de acceso en hormigón armado, que permiten dar las facilidades de tránsito en el sector; vías pavimentadas; iluminación general y ornamental del puente.
- Alcantarillado pluvial; reubicación y mejoramiento de redes de agua potable, conformación de áreas verdes, señalización, obras complementarias y manejo ambiental.
- En la siguiente Imagen se muestra al puente en elevación, y se puede observar que las torres se encuentran a diferente nivel siendo la una torre más alta que la otra para alcanzar una misma cota en el tablero, también



El costo presupuestado total de la obra asciende a 8. 5 millones de dólares, el cual se encuentra financiado por un crédito de 4.3 millones de dólares de la Corporación Andina de Fomento (CAF), y 4,2 millones de dólares, de contraparte local, con recursos propios del Municipio de Ambato y del aporte ciudadano, a través de la contribución voluntaria del 25% del impuesto a la renta.

A la fecha, julio del 2007, este se encuentra en un 70% de su construcción total.



Imagen 3.1.20 Puente Juan León Mera en construcción.



### Imagen 3.1.21 Puente Juan León Mera

## **3.2 PUENTES PEATONALES**

En Abril del 2007 se realizó una visita a algunos puentes peatonales de estructura metálica (realizados con tubería de oleoducto reciclada), y además se visitó una obra que fue realizada con sistemas de cables atirantados. Las obras visitadas fueron:

- Puente peatonal en el sector del “El Trébol”.
- Estación de transferencia “La Marín”.
- Puente peatonal del parque lineal “El Machángara”.
- Puente peatonal de la estación del norte “Trolebús”.
- Puente peatonal “El Parque de los Adolescentes”.

A continuación se muestra detalladamente el análisis que se hizo de cada visita.

### **3.2.1 Puentes Peatonales Especiales**

#### **3.2.1.1 Puente Peatonal en el sector de “El Trébol”.**



Imagen 3.2.1: Puente Peatonal “El Trébol”

El puente tiene una longitud total de 48 m, dividido en 2 vanos iguales, tiene una altura de 4.80 m y un ancho de calzada total de 2.40 m, dejando así una calzada libre de 1.80 m.

Tiene un apoyo fijo y un móvil en cada vano, su tablero es de estructura metálica con una capa de rodadura de hormigón simple, las vigas de soporte son de estructura metálica con riostras en varios puntos de la misma. Lo novedoso de este puente es que tiene su rampa de acceso en forma de espiral.



Imagen 3.2.2: Calzada de acceso al puente

El radio que tiene la espiral de acceso es de 5.50 m, con una calzada de 2.50 m y con una altura entre nivel y nivel de 2.30 m. Esta estructura tiene 6 pilas radiales de 30cm de diámetro que soportan la rampa que se encuentra en volado y, a su vez, estas pilas están arriostradas a una pila central de 60cm de diámetro y un espesor de 3mm, por medio de vigas metálicas tipo I.



Imagen 3.2.3 : Pilas que sostienen la calzada

La rampa de igual manera se encuentra apoyada sobre vigas del mismo tipo y su capa de rodadura esta hecha de un sistema de losa muy delgada del tipo Novalosa, el cual consta de una placa metálica doblada de 3mm de espesor y 5cm de profundidad y rellena con hormigón que es de 5cm de espesor por encima de la placa metálica.



Imagen 3.2.4: Estructura de la calzada



Imagen 3.2.5: Rampa de acceso

No existen mecanismos de apoyo de los extremos de las vigas longitudinales principales del puente. Estos simplemente descansan sobre columnas metálicas de 30cm de diámetro.

El apoyo intermedio del puente es uno de tipo móvil, el cual permite un movimiento libre en el sentido del eje longitudinal del puente. Las columnas que trabajan como apoyo tiene un diámetro de 28 cm debidamente arriostrados, están apoyados sobre una placa de 35 x 35 cm con un espesor de 2 cm en los cuales está colocado un pin de 3 cm de diámetro que sirve como apoyo móvil y es el que resiste la carga de la estructura en ese punto.



Imagen 3.2.6: Apoyos intermedios del Puente.



Imagen 3.2.7: Apoyos intermedios arriostrados

### **Problemas encontrados en la estructura**

1. El primer problema encontrado fue en la rampa espiral de acceso como se observa en la Imagen 3, la cual esta sostenida por medio de 6 columnas circulares y vigas en voladizo a cada una de estas, y a su vez estas columnas están conectadas a una columna central por medio de vigas tipo I. El problema es que esta columna central con sus vigas que soportan aparentemente las columnas radiales, NO están trabajando como debe ser ya que estas vigas pierden su continuidad al cortárselas en las uniones con las columnas.



2. El segundo problema que se encontró fue en las vigas Tipo I de la estructura que conforma el tablero, estas I tienen un alma de 90cm de altura con un espesor apenas de 6mm, es por eso que se sugiere que tengan un sistema de rigidizadores en el alma de la viga a parte de sus atiesadores que se encuentran en cruz. Esto es necesario para que no exista pandeo en el alma de las vigas.



En la siguiente imagen se muestra como debería ser un sistema de arriostramiento en el alma de vigas tipo I conocidos como corta – pandeos.



3. El 3er problema que se encontró fue en el apoyo móvil donde se fijan los apoyos intermedios, esta estructura esta soportada por tan solo un pin de 2.50cm de diámetro que realiza todo el trabajo de carga en esa zona de la estructura como se puede observar a continuación:



### 3.2.2 Estructuras Especiales con Cables

#### Estación de Transferencia “La Marín”



Imagen 3.2.8: Estación de transferencia “La Marín”

Esta obra es una nueva tendencia arquitectónica ya que se eliminan por completo las estructuras sostenidas por columnas, obteniendo así espacios amplios y muy cómodos sin perder la seguridad del mismo.

Esta novedosa obra esta sostenida desde arriba por un sistema de tirantes (cables), que parten desde un conjunto de columnas que hacen de soporte y eje de los mismos. Es sumamente importante que esta estructura sea liviana para poder trabajar con elementos de pequeña envergadura y de fácil manejo en su construcción.

Como se puede observar en la imagen 2, la columna que es a la que se van a anclar el sistema de cables, esta conformada por un sistema de 5 tubos huecos

de 4cm de diámetro arriostrados por una placa que está soldada a estos 4 elementos, dejando uno libre en el centro de los mismos y cumple la función de una abrazadera la cual hace que trabaje en conjunto monolíticamente.



Imagen 3.2.9: Base de la columna donde se anclarán los cables



Imagen 3.2.10: Columna vista en elevación

La imagen 3.10 muestra un conjunto de vigas en celosía metálica las cuales sostienen a la cubierta. Están sujetas mediante un sistema de cables que se encuentran anclados a la columna principal. Esto funciona de manera tal que

se forman triángulos de fuerzas: los cables, a tensión; las vigas, comprimidas y las columnas, por simetría a compresión.

Para evitar que la estructura debido a cargas de viento o de sismo sufra deformaciones (o pandeos), es necesario colocar un tirante (tensor) anclado al piso, el cual le dará rigidez y estabilidad a la estructura.



Imagen 3.2.11: Tensor anclado al piso

El anclaje que se muestra es muy sencillo y está formado por un cable embebido al muerto de hormigón, un tensor el cual como su nombre lo dice nos ayuda a darle la tensión necesaria al cable, y tres grilletes que sujetan al cable correctamente.



Imagen 3.2.12: Cable anclado al muerto de hormigón



Imagen 3.2.13: Unión tensor al tirante a ser tensado

**Problemas encontrados en la estructura**

1. La primera inquietud que nació en esta obra era que NO en toda la estructura existía este sistema de tensado sino tan solo en la primera etapa.
2. La segunda inquietud se dio ya que el tensor no estaba funcionando adecuadamente, ya que el cable que estaba trabajando en conjunto con este, tenía gran deflexión y poca tensión.

### 3.2.3 Puentes Peatonales Suspendidos

Todos los puentes mostrados a continuación, han sido construidos en base a tubería metálica de oleoducto reciclada, y trabajan como puentes suspendidos.

#### Puente Peatonal del Parque Lineal “El Machángara”



Imagen 3.2.14: Puente peatonal del parque lineal del “Machángara”

Tiene una longitud de 25m tomados desde sus apoyos, sin tomar en cuenta la calzada de ingreso, es de un solo vano, el ancho del puente es de 3m y tiene una altura aproximada de 4.20m. Esta estructura trabaja como un puente colgante ya que posee apoyos de soporte en donde se suspende la estructura.

El tablero del puente se encuentra apoyado sobre vigas de tubería metálica y estos a su vez se encuentran suspendidos por un sistema de tubos a tensión sujetos a la estructura principal de soporte.

La estructura principal que sostiene al tablero está formada por dos arcos de tubería metálica de oleoducto de 30cm de diámetro que son las que soportan las cargas del puente; tres riostras horizontales existen entre ellas para que de

esta manera el puente trabaje monóticamente y obtener como resultado menor pandeo lateral y mayor rigidez.



Imagen 3.2.15: Vista desde la calzada del puente.



Imagen 3.2.16: Estructuras de apoyo del tablero

a rampa de acceso esta formada por una celosía en base al mismo tipo de tubería en forma de arco. Esta área de la rampa nos sirve como un contrapeso para la cimentación del puente.



Imagen 3.2.17: Rampa de acceso vista desde abajo

### **Problemas encontrados en la estructura**

1. El primer problema es en el tablero, ya que la manera en que se ha rigidizado este, no es suficiente para las cargas a las que puede estar expuesto.
2. El segundo problema es que el puente tiene una deflexión muy grande al momento en que actúan cargas vivas sobre este, causando que resorte de una manera muy peligrosa y que a mayores cargas puede llegar a un punto de resonancia y colapsar.

**Puente peatonal de la estación del norte “Trolebús”.**

Imagen 3.2.18: Puente peatonal de la estación norte “Trolebús”

La estación norte del sistema “Trolebús” se encuentra localizado en el sector de la Y, en la Av. 10 de Agosto atrás de la Plaza de Toros Quito. El puente es curvo en forma de elipse y tiene una luz libre entre apoyos aproximadamente de 25m y la distancia curva que se recorre es de 40 m, tiene una altura de 4.20m y un ancho de calzada de 1.50m.

El tablero se encuentra apoyado sobre tubos de oleoducto respectivamente arriostrados mediante tubos de menor diámetro y la capa de rodadura que ha sido aplicado es en base de asfalto.



Imagen 3.2.19: Arco de Soporte del Punte Curvo

Existen tensores colocados en el arco de la estructura para darle al puente mayor rigidez y así evitar el pandeo local del mismo a causa de cargas vivas. Este tensor de la estructura principal se encuentra anclado al piso y atraviesa la estructura, y también para evitar el pandeo del tablero se creó columnas de anclaje las cuales tensan el tablero de forma lateral.

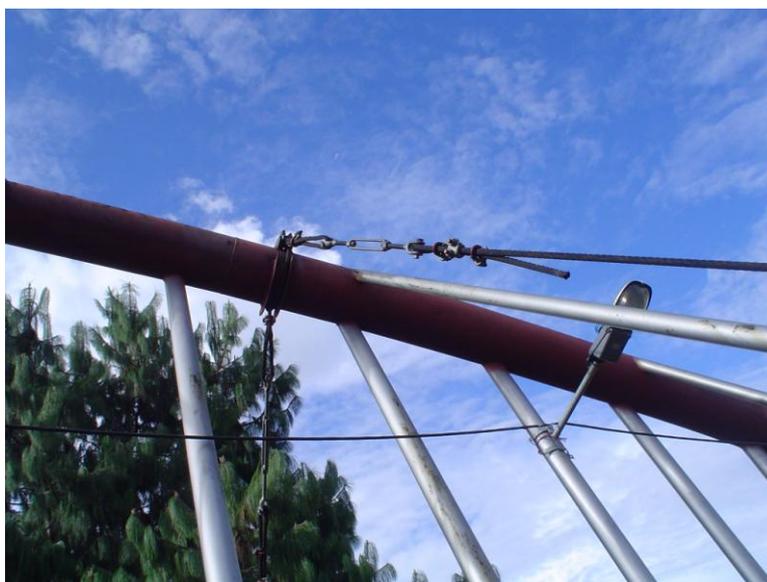


Imagen 3.2.20: Tensor en el arco soportante del puente

### **Problemas encontrados en la estructura**

1. El primer problema encontrado es que a pesar de los tensores que se han colocado en la estructura para rigidizarlo, este tiene deflexiones muy grandes al momento en que actúan cargas vivas sobre este, causando que resorte de manera muy preocupante obteniendo como consecuencia que la estructura falle y cause el colapso de la misma.
2. El segundo problema que se encontró fue en la columna de anclaje, ya que el tirante no tiene la suficiente tensión y por ende se podía observar al cable con movimientos libres.

### **Puente Peatonal “El Parque de los Adolescentes”**



**Imagen 3.2.21: Puente de los Adolescentes**

Este Puente se encuentra ubicado en el sector de “El Condado” entre la Av. Occidental y la Autopista Manuel Córdova Galarza. Es de un solo vano, tiene una altura de 4.20m y una longitud total aproximada de 38m. Este puente

conecta el parterre de la Av. De la Prensa con el redondel creado como un pequeño parque “El Parque de los Adolescentes” es por eso el nombre de “Puente de los Adolescentes”.

El arco por su ubicación transversal con respecto al tablero, sostiene a la calzada en el costado derecho hasta la mitad de su vano viéndole a este de sur a norte, mientras que la otra mitad es sostenida al lado izquierdo como se puede observar en la Imagen 3.25.

El puente se encuentra anclado al lado del redondel dentro de una estructura de hormigón que fue realizada como un mirador, mientras que al otro lado se encuentra apoyada sobre el parterre como se muestra a continuación:



Imagen 3.2.22: Vista del anclaje al redondel.



Imagen 3.2.23: Vista del apoyo al parterre



Imagen 3.2.24: Vista de la rampa de circulación del puente

### **Problemas encontrados en la estructura**

1. El primer problema encontrado fue al momento en que actúan cargas vivas sobre el tablero, pandea de dos maneras, la primera es por un pandeo vertical y el segundo es un pandeo torsional, esto puede ser a causa de que sus tensores no se encuentran colocados a ambos bordes del tablero, además de que la rigidez del arco que soporta la estructura no es suficiente.
2. El segundo problema fue que en la parte donde la estructura está anclada al redondel, se encontraron fisuras y puede ser que este sistema de anclaje no sea suficiente para soportar las cargas que ejerce el puente.

### 3.2.4 Puente Peatonal Atirantado

#### Puente Atirantado del acceso al nuevo Aeropuerto de Quito



Imagen 3.2.25: Puente Peatonal Atirantado Nuevo Aeropuerto Quito

El puente se encuentra ubicado en la vía de ingreso hacia el nuevo Aeropuerto de Quito. Es un puente atirantado tipo semi-arpa con una luz en volado de 45m aproximadamente y un ancho de calzada de 2.50m. La disposición de cables es de 8 unidades hacia los bordes del tablero desde cada una de las pilas. Las pilas o torres que sostienen al puente son de hormigón armado tipo asimétricas, ya que la una es una torre circular y la otra es una torre rectangular, las cuales se encuentran arriostradas por vigas rectangulares horizontales.



Imagen 3.2.26: Vista de las torres y el tablero del Puente Peatonal

La altura desde la calzada al tablero del puente es de 8m aproximadamente, y la altura de las torres son de 22m cada una tomadas desde el nivel de la vía. El tablero es de estructura metálica con vigas tipo I longitudinalmente y con el mismo tipo de vigas arriostrado transversalmente cada 2m. Además su capa de rodadura está formada por una placa colaborante (Novalosa) y una capa de hormigón simple de 15cm de espesor.



Imagen 3.2.27: Vista del tablero del Puente Peatonal

Hasta el momento es el puente peatonal más moderno, cómodo y seguro que se haya construido en la ciudad de Quito.

### **3.3 Proveedores**

Existen en el mercado algunas empresas que proveen este tipo de elementos especiales para la construcción de obras que usen sistemas de cables. A continuación se detallan algunas de estas con las marcas que proveen:

- LEON CABLES
- THE CROSBY GROUP
- THIELE
- GRUPO INDUSTRIAL CAMESA
- SUNCOR STAINLESS
- CABLEMAX
- EMCO CABLES
- DUROSLING
- HERCULES
- VULKAN

## IV. DISEÑO GENERAL

### 4.1 INTRODUCCIÓN

Los Puentes Atirantados tienen 3 elementos básicos que son:

- Pílon o pilas.
- Cables (tirantes).
- Tablero

Los cuales son analizados separadamente. Esta división se la realiza en función de los procesos de construcción.

A pesar de ello, se debe tomar en cuenta que estos tres elementos fundamentales dependen mucho de las características que tengan al momento de trabajar en conjunto, es por eso que a continuación se muestran tres tipos de diseños generales.

El diseño límite (a) contiene un tablero muy rígido. Esto fue adoptado al comienzo del desarrollo moderno de los Puentes Atirantados. Generalmente, un número reducido de tirantes actúan como apoyos intermedios elásticos en áreas donde no es posible la colocación de soportes inferiores o pilas. Los pilones son delgados, y están sometidos a momentos de flexión relativamente pequeños. La construcción de este tipo de puentes es muy costosa y no representa un beneficio ante las condiciones que se presentan hoy en día. Un ejemplo de esto es el Puente Dusseldorf en Alemania.



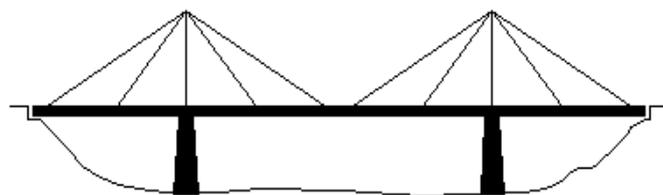
Imagen 4.1.1 Puente Dusseldorf, Alemania

El diseño límite (b) Se caracteriza por tener pilones muy rígidos los cuales disminuyen los momentos longitudinales debido a cargas vivas. El tablero está sujeto a trabajar solamente para momentos de flexión y torsión, siempre y cuando los cables de sostenimiento no se encuentran muy separados entre si. El resultado de esto es una sección de tablero delgada, con dimensiones mínimas gobernada por flexiones transversales y cargas directas. Esta solución es muy conveniente para puentes de múltiples vanos como es el caso del Puente sobre el río Maracaibo en Venezuela.

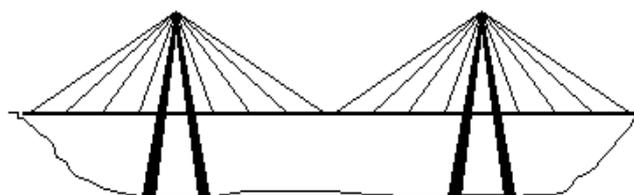


Imagen 4.1.2 Puente sobre el río Maracaibo, Venezuela, 1962

El diseño límite (c), introduce los mismos elementos tensores como un elemento estabilizador de la estructura. Para que los cables de retención (que juegan el rol más importante en este caso) no tengan deformaciones considerables bajo cargas vivas, se debe tomar en cuenta que el vano de la parte a donde van los anclajes de retención, debe tener por lo menos la mitad de la longitud de la luz libre del puente, es decir ( $L/2$ ). En el caso de cargas permanentes, existen mayores fuerzas de tensión en los cables. Este tipo de puentes se recomienda en estructuras de pequeñas dimensiones debido a que en puentes de gran envergadura tendría problemas de construcción en el tablero porque este diseño tiene como resultado pilones y tableros relativamente delgados.



(a)



(b)



(c)

Imagen 4.1.3 Detalle de los tres tipos de diseño**4.2 ESQUEMA DE TENSION EN CABLES.**

El diseño de cables es uno de los puntos más importantes a ser analizado dentro de los puentes atirantados, no solamente a nivel estructural sino también en el método de construcción y en lo económico.

En la dirección transversal, la mayoría de las estructuras existentes consisten en dos planos de cables, colocados generalmente al borde de la estructura como se muestra en la figura 4.2.1.

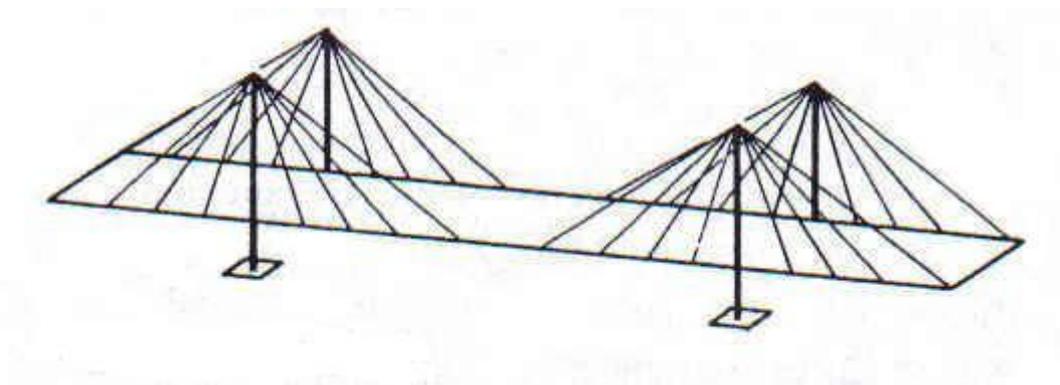
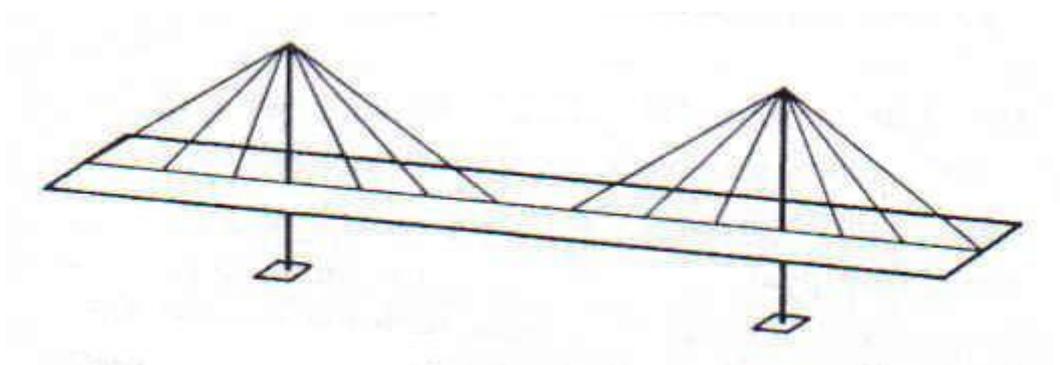


Figura 4.2.1 Dos planos de cables colocados al borde de la estructura

Sin embargo, varios puentes construidos recientemente han tenido mucho éxito al construirlos con un solo plano central de cables como se muestra en la figura 4.2.2.



### Figura 4.2.2 Un solo plano central de cables

En un principio, cuando el tablero tenía una longitud transversal demasiado grande, se podía imaginar que una solución para reducir las cargas de sección transversal, era usar tres o más planos de cables, hoy en día esto se puede realizar más simplícidamente en base a la determinación de los espacios longitudinales que existen entre los tensores de sostenimiento que es lo que se muestra en el tema que viene a continuación.

#### **4.2.2 Número de vanos**

##### ***4.2.2.1 Sistemas de suspensión central.***

En primer lugar es necesario preguntarse si el uso de un solo plano central de cables puede brindar las mismas condiciones de diseño que se obtiene con el uso de cables múltiples en los bordes. De hecho, los momentos torsionales que afectan a este sistema de un solo plano de cables está sujeto a contrarrestarse por medio del uso de un tablero muy rígido y cables colocados a espacios muy cortos, logrando como consecuencia que la capacidad de flexión del tablero no sea aprovechado del todo. Bajo la acción de cargas vivas, la deformación de la estructura es gobernada esencialmente por la rigidez de los pilones y el sistema de atirantamiento. El tablero está sujeto a un supuesto desplazamiento y su flexión longitudinal incrementa con su rigidez.

Lo más notable es indudablemente la estética de la estructura; la presencia de un solo plano de cables hace posible que se evite cualquier cruce visual entre ellos, dando a la estructura una gran elegancia. Con este modelo de estructura se pueden usar pilones centrales más delgados que los comunes en otros

tipos, logrando una mejor estética, como es el caso del Puente Brotonne que se muestra en la imagen siguiente.



Imagen 4.2.2.1 Puente Brotonne, Francia

Sin embargo, se debe de tomar en cuenta que al colocar pilones delgados en el centro del plano, inevitablemente deberá aumentarse el espesor del tablero. A la vez, esto puede llegar a ser una gran desventaja en las estructuras de grandes vanos longitudinales, ya que necesitarán pilones en la base del tablero de un espesor muy considerable.

Un tablero rígido contra la torsión, contribuye tanto a la reducción de momentos de segundo orden también como la estabilidad dinámica y aerodinámica de toda la estructura. Este método de suspensión se caracteriza por tener cargas de fatiga relativamente bajas en los cables, y gracias a que su tablero debe tener una gran rigidez, controla la torsión y puede soportar de gran manera cargas concentradas. Este tipo de puentes no es conveniente para soportar cargas de trenes ni tampoco vías de más de 4 carriles.

#### **4.2.2.2. Sistemas de suspensión lateral.**

La mayoría de los puentes atirantados construidos, utilizan este sistema de soportes laterales. El plano de los cables puede ser vertical o ligeramente inclinado dependiendo de la forma del pilón a ser usado.

**(a).- Puentes Atirantados con suspensión lateral vertical.**

Los cables que generalmente se encuentran en tensión y casi rectilíneos, aseguran una conexión más rígida entre el pilón y el tablero. La deformación del tablero depende mucho de la tensión en los cables y la deformación del pilón.

La suspensión vertical no presenta ningún problema en el tablero a pesar de que existan grandes luces. El ancho del tablero depende de la mínima distancia requerida entre los brazos de atirantamiento del pilón. Esto se puede interpretar de la siguiente manera: Los brazos de atirantamiento del pilón deben estar fuera de la alineación con el tablero, es decir más afuera del plano donde serán anclados los tirantes al tablero. Luego es generalmente necesario controlar las flexiones transversales del pilón causadas por la desviación de los cables, y esto se hace asegurando la rigidez y el armado de los brazos de atirantamiento del pilón.

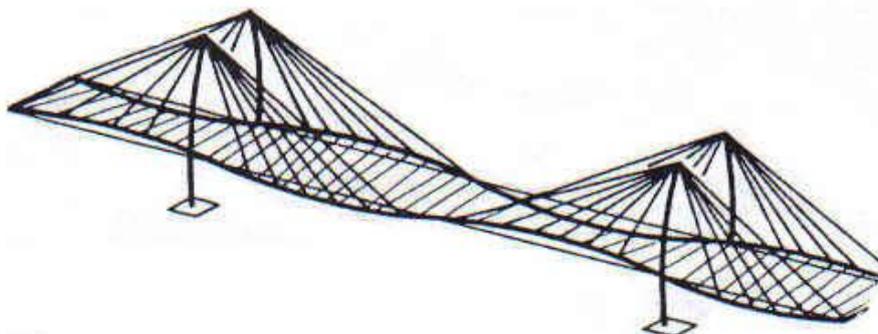


Figura 4.2.2.2.3 Puentes Atirantados con suspensión lateral vertical

**(b) Puentes Atirantados con pilones en forma de A**

La rigidez y la estabilidad de la estructura pueden mejorarse mucho con relación a otro tipo de pilas usando los pilones en forma de A, es decir formando un triángulo de tal manera que sus brazos se unan en la cabeza del pilón. El tablero y los dos planos de tensores tienen un comportamiento como una sección cerrada rígida en flexión que reduce considerablemente la rotación del tablero. La erección de los pilones en forma de A generalmente es más complicada que otros tipos de pilones verticales. El uso de la suspensión lateral con pilas en forma de A es muy satisfactoria sobre todo para puentes de grandes vanos longitudinales donde la estabilidad aerodinámica se vuelve extremadamente importante. Un ejemplo claro sobre este caso es el Puente Tatara en Japón.



Imagen 4.2.2.2.4 Puente Tatara, Japón

El uso de suspensiones laterales induce a que existan momentos de flexión transversal, generalmente esto se presenta en la mitad del vano longitudinal, a pesar que los esfuerzos cortantes y las fuerzas de los anclajes trabajan en los bordes del tablero como se muestra en la Figura 4.2.2.2.5.

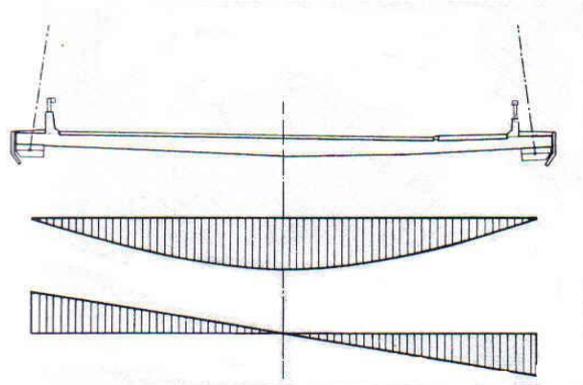


Figura 4.2.2.2.5 Distribución de fuerzas transversales

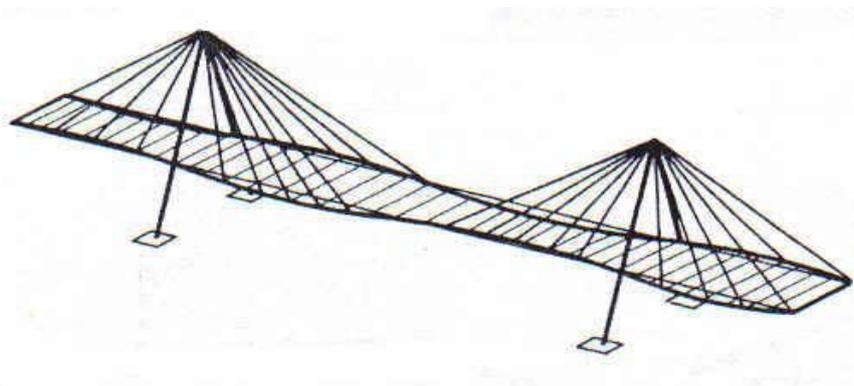


Figura 4.2.2.2.6 Puente atirantado con pilones en forma de A

#### **4.2.2.3 Sistemas con tres planos**

Un tablero de un puente con sistemas de suspensión lateral convencional y una sección transversal de gran dimensión está generalmente sujeto a grandes cargas de flexión transversal lo cual hace que el tablero sea muy costoso. Este tipo de problemas puede ser solucionado por medio de un sistema de tres

planos de suspensión, esto quiere decir que los momentos de flexión pueden ser reducidos por un factor de 4 y el giro transversal por un factor de 8.

## 4.2.3 ESQUEMA LONGITUDINAL

### **4.2.3.1 Modelo tipo Arpa**

Aunque el modelo de Arpa desde un punto de vista no sea la mejor opción a nivel estático y económico, muchos diseñadores lo prefieren ya que innegablemente es un modelo muy atractivo para el ojo humano. De hecho los cables son paralelos entre sí y forman un mismo ángulo al momento de conectarse entre pila y tablero, esta es la característica de por qué son llamados modelos tipo arpa. Por esto fue que el Arq. F. Tamms insistió que todos los puentes que cruzan el río Dusseldorf sean construidos siguiendo con las características de este modelo.



Imagen 4.2.3.1 Dusseldorf Kniebrücke, Alemania

### **4.2.3.2. Modelo Abanico**

El modelo abanico se caracteriza porque todos sus cables de atirantamiento nacen de la cabeza del pilón (es decir desde un mismo punto), el cual puede ofrecer muchas ventajas:

- Las fuerzas horizontales introducidas por los cables en el tablero son bajas.
- Las deflexiones longitudinales de los pilones son muy moderados.
- Los movimientos del tablero debido a cambios de temperatura, pueden ser absorbidos por puntos de expansión convencional ubicados en los estribos, aun si la conexión horizontal entre los pilones y el tablero es libre.
- La flexibilidad de la estructura es favorable cuando hay movimientos horizontales del tablero e incrementa la estabilidad ante la acción sísmica.
- La alta capacidad de los cables de retención, anclados a través de las primeras pilas o los estribos, reduce las deflexiones en los pilones y en el tablero.

A primera vista, los puentes de tipo abanico aparentan ser menos atractivos que los puentes de tipo arpa, porque el efecto óptico nos hace ver que los cables se cruzan dependiendo del ángulo de observación, sin embargo esta desventaja no parece causar tanto efecto en los puentes de largos vanos longitudinales.

El talón de Aquiles que se presenta dentro de este tipo de puentes es que su construcción es muy complicada debido a que deben colocarse los cables desde un mismo punto en la cabeza del pilón.



Imagen 4.2.3.2.1 Puente PASCO-KENNEWICK

#### **4.2.3.3 Puentes tipo semi-arpa**

Una solución intermedia entre los puentes de tipo arpa y los puentes de tipo abanico es los puentes semi - arpa en el cual se combinan las ventajas que ofrecen estos dos sistemas de puentes atirantados. La configuración de un puente semi – arpa ha sido una solución para los puentes actuales.

Al colocar los cables de atirantamiento en la parte superior del pilón, se puede obtener un buen diseño en la distribución de los mismos. Los cables situados así, tienen una pendiente con mayor tendencia a la posición vertical que los de tipo arpa, lo cual hace posible reducir la rigidez en las conexiones horizontales entre el pilón y el tablero.

Con el objetivo de simplificar el anclaje en el primer punto de tensión del pilón, y por razones estéticas, el primer vano de atirantamiento es generalmente más largo que los otros vanos del puente.



Imagen 4.2.3.3.1 Vancouver Sky Bridge

#### **4.2.3.4 Vanos Múltiples**

El principio del uso de tableros suspendidos por medio de cables de sostenimiento es también aplicado en los puentes de vanos múltiples. El problema principal de este tipo de diseño es obtener una adecuada estabilidad longitudinal bajo la acción de cargas de tráfico asimétricas. De los 3 elementos principales que conforman los puentes atirantados (pilón, cables y tablero), solamente los pilones pueden proveer la suficiente rigidez para estabilizar este tipo de sistema en la dirección horizontal.

Algunos métodos de estabilización han sido propuestos para evitar este problema presentado anteriormente, como por ejemplo el realizar una conexión horizontal entre las cabezas de los pilones por medio de cables los cuales podrían ir anclados a estribos que se encuentran en los extremos del puente. Esta solución artificial puede aparentar que no sea suficiente desde el punto de vista estático además de que sería muy dificultosa y costosa su construcción. Otra solución sería trabajar en la rigidez de los pilones y esto se

logra en base de las dimensiones y el armado del mismo, aunque de igual manera su costo sería demasiado alto.

#### **4.2.4 ESPACIAMIENTO ENTRE CABLES**

En la construcción de los primeros puentes atirantados modernos, solamente se usaba un limitado número de tirantes para sostener a los tableros rígidos de aquella época. Pero este tipo de diseño no cumple con las necesidades para los puentes modernos que han ido desarrollando vanos longitudinales mucho más grandes y tableros más livianos pero que mantienen una rigidez adecuada.

H. Homberg dio un paso definitivo al desarrollar la primera estructura que contiene una gran cantidad de cables, con distancias muy cortas entre estos alcanzando así grandes vanos longitudinales; este es el caso del Puente Friedrich Ebert en Bonn.



Imagen 4.2.4.1 Puente Friedrich Ebert, Alemania 1967

El realizar este tipo de estructuras de cables múltiples tienen muchas ventajas, algunas de ellas se nombran a continuación:

- El gran número de soportes elásticos controla las deflexiones longitudinales en el tablero tanto al momento de construir como al momento en que entra en operación.
- Los torones que conforman cada tirante, tienen menor cantidad de cables haciendo mucho más fácil su proceso constructivo y su manipuleo.
- En el caso de ser necesario remplazar algún tirante, es relativamente simple, ya que no causará ningún daño ni habrá ninguna deformación considerable en la estructura al momento que se extraiga el tirante ya que las cargas ejercidas por ese punto serán distribuidas a los tirantes próximos a este.

El espaciamiento máximo de los cables depende particularmente de la forma y de la sección transversal del tablero.

Si el tablero está conformado solo por estructura de acero, o también hormigón y acero, es conveniente construirle al tablero en tramos de 15m a 25m según el espesor del material a ser usado y luego de esto colocarlos en obra con lo cual se ganará tiempo y se hará mucho más fácil la construcción.

Si se decide trabajar con secciones prefabricadas es necesario aplicar preesfuerzo durante la erección, conforme se vaya colocando cada tramo de la estructura, o si es el caso se puede trabajar en cada tramo en conjunto con los tensores para evitar el uso del preesfuerzo.

### **4.3 TABLERO**

Como ya se mencionó anteriormente, en los primeros Puentes Atirantados modernos para reducir el número de tirantes era necesario usar tableros relativamente rígidos y en acero. Con la aparición de los puentes de cables múltiples, se ha favorecido al desarrollo de los tableros de hormigón y ha logrado desaparecer la necesidad de proveer secciones transversales de alto grado de rigidez.

Gracias a los avances que se ha tenido en el estudio de estos puentes se ha logrado diseñar tableros mucho más flexibles. Sin embargo, se debe de tomar en cuenta que la rigidez óptima del tablero no solo depende del espaciamiento de los tirantes sino también del armado y del material en que este sea construido.

En el caso de puentes con sistemas de suspensión lateral es posible trabajar con tableros delgados dado que la deflexión longitudinal es relativamente baja y no existirían problemas de rigidez torsional. Las dimensiones mínimas están gobernadas por los momentos transversales y por las cargas que se producen en los puntos de anclaje.

Como se vio anteriormente, la solución de usar tres planos de tensores aparenta ser más efectiva, particularmente para puentes de grandes vanos longitudinales. Este tipo de diseño ofrece una excelente ventaja al obtener un buen balance ante las fuerzas en dirección longitudinal y transversal.

#### **4.3.2 *Tableros de acero***

El uso del acero en tableros metálicos tiene muchas ventajas, una de ellas es que se puede realizar el tablero por tramos y después ser colocado en obra, ahorrando así tiempo y dinero. La desventaja es que al usar acero en la sección transversal, es de 2 a 4 veces más costoso que su equivalente en hormigón.

Dentro de las estructuras de pequeños a medianos vanos, los cables representan solamente del 10 al 20% del costo total de la obra; es por eso que es recomendable que la estructura del tablero se la realice por dovelas (cajones huecos debidamente arriostrados) en el caso que se diseñe con grandes vanos longitudinales, ya que de esta manera se disminuyen los efectos de torsión en el centro del vano y se tiene un ahorro en el uso de materiales.

#### **4.3.3 Tableros de hormigón**

La idea de usar sistemas de vanos múltiples fue inicialmente desarrollada con estructuras de acero, pero gracias al uso de sistemas de prefabricados con preesfuerzo, ha sido posible llevar esto a estructuras de hormigón. El hecho de colocar prefabricados en cada tramo en conjunto con los cables tensores hace que las cargas en las secciones transversales sean moderadas durante la construcción y el equipo necesario para la erección de la estructura se reduzca al mínimo. El primer puente atirantado que aplicó este método fue el Puente Maracaibo en Venezuela, en el cual además de usar los elementos prefabricados se ayudaba también con vigas preesforzadas debido a las

distancias que existen entre sus apoyos y a la erección necesaria para controlar sus deflexiones.

El puente de Brotonne sobre el río Seine es uno de los más notables ejemplos en los que se ha usado estas técnicas de construcción.



Imagen 4.3.3.1 Puente de Brotonne, sobre el río Seine, 1977

El espesor del tablero depende principalmente de las cargas transversales al que será sometido y del esquema de cables tensores a usarse. A primera vista se cree que el uso de tableros delgados puede que no sea muy conveniente como miembros que tienen que trabajar a compresión. Ahora, la estabilidad del tablero depende de cómo se encuentre diseñada toda la estructura, no es recomendable que se analice separadamente cada elemento que constituye el puente sino como actúa en conjunto monolíticamente.

El diseño de tableros delgados puede ser arriesgado al momento que exista grandes dimensiones transversales (4 a más carriles), ya que puede causar peligrosos momentos de flexión transversal que afecten seriamente a la estructura. En este caso el uso de rigidizadores transversales ya sea de hormigón o de acero sería obligatoriamente necesario. Una solución más

económica y conveniente sería el uso de tres planos de cables; con este sistema se hace posible mantener el espesor del tablero de hormigón y evitar las deformaciones anteriormente mencionadas.

#### **4.3.4 Composición del tablero**

Se ha confirmado mediante estudios recientes que el uso de tableros mixtos (hormigón y acero) dentro de las estructuras atirantadas muestra considerables ventajas que no han sido aprovechadas del todo. De hecho, el excesivo costo que se tiene al realizar tableros ortotrópicos ha sido analizado por ingenieros y especialistas los cuales han concluido que se deben buscar nuevos métodos constructivos para disminuir costos sin perder la calidad y las ventajas obtenidas con los métodos particulares.

El interés de estudiar este tipo de estructura de hormigón con acero es que se reduce considerablemente el peso propio del tablero, a la vez que hace más fácil el sistema de construcción por tener partes de acero.

El Puente sobre el río Hoogly es una de las aplicaciones de este tipo de estructuras.



Imagen 4.3.4.1 Puente sobre el río Hoogly, Calcuta.

El tablero consiste en 3 vigas sólidas longitudinales de acero tipo I, con 2m de profundidad y una sección de hormigón de 23cm de espesor. Las vigas de acero transversales están a 4.10m de distancia cada una creando una sección transversal relativamente ligera.

Generalmente en los puentes de grandes dimensiones se presentan problemas conocidos como creep y shrinkage. El creep se refiere a una deformación plástica en función del tiempo, mientras que el shrinkage es el encogimiento por retracción de fraguado del hormigón.

Por ejemplo en el caso del Puente Annacis Island, el realizar el tablero mixto acero-hormigón disminuyó los costos del puente en un 20% con relación al puente convencional apoyado sobre pilas y su tablero en volados sucesivos con dovelas, y cabe informar que no existieron complicaciones en sus deformaciones a pesar de ser un puente con un vano longitudinal  $L = 465\text{m}$ .



Imagen 4.3.4.2 Annacis Island Bridge, Vancouver, Canada

#### 4.3.5 *Diseños Especiales*

La amplia gama de posibles formas en el campo de los puentes atirantados se extiende hasta en el diseño de sus tableros. Los ingenieros franceses han tenido la audacia de realizar diseños muy innovadores para ser usados dentro de los puentes atirantados. Es así como a continuación se muestran algunas opciones de diseños de tableros tanto para puentes de suspensión central como también de suspensión lateral.

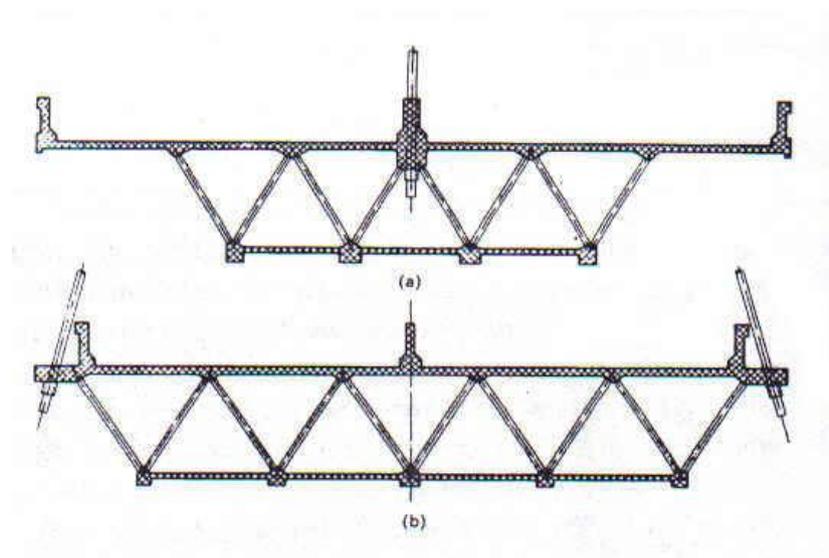


Figura 4.3.5.1 Diseño de tableros para suspensión central y lateral

La audacia de estos diseñadores llegó mas allá de lo imaginado ya que la idea de usar un sistema de suspensión central con vanos de gran longitud transversal era un reto. Es así como se propuso una solución para el puente Ivory Coast el cual trabaja con una suspensión central y tiene una longitud transversal de 45m, a pesar de ello es una estructura asombrosamente estable y durable, y esto se debe a un sistema de contrapesos colocados a cierta distancia a ambos lados en el armazón del tablero como se muestra en la figura 4.3.5.2.

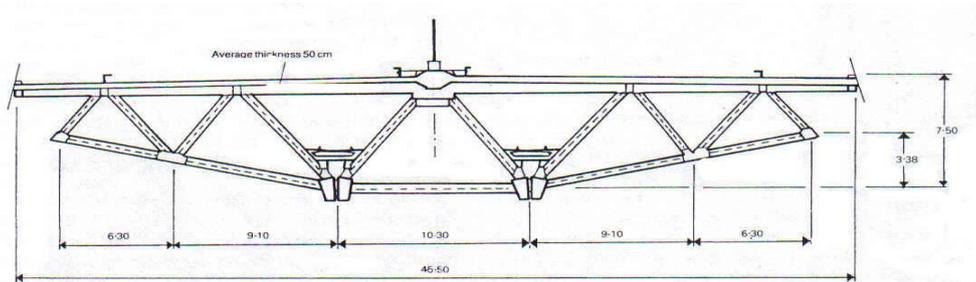


Figura 4.3.5.2 Esquema del tablero del puente Ivory Coast

Las potenciales ventajas de tableros mixtos acero-hormigón, puede ser combinado con el uso de estructuras tipo cajón, lo cual daría al tablero una mejor rigidez a la vez de formar una estructura ligera que es a lo que se quiere llegar.

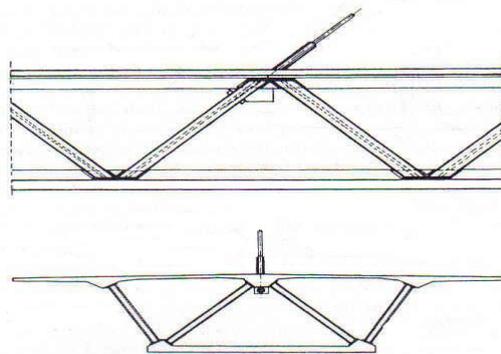


Figura 4.3.5.3 Tablero mixto acero-hormigón tipo cajón

## **4.4 PILAS O PILONES**

### **4.4.1 Introducción**

El diseño general de puentes atirantados es una tarea que involucra a varias partes de la estructura. El objetivo de esta sección es revelar la importancia que el pilón juega dentro de la estructura dependiendo de las condiciones y la forma en que sea diseñada.

### **4.4.2 Configuración longitudinal**

#### ***4.4.2.1 General***

La configuración longitudinal de los pilones y la condición estática en conjunto puede aparentar ser muy complicada, además que es necesario tener una adecuada estabilidad longitudinal y un buen comportamiento durante el tiempo de construcción y operación. Las condiciones del tablero, el espaciamiento y suspensión de los cables y las condiciones de detalle son parámetros necesarios para el diseño de este elemento.

#### ***4.4.2.2 Diseño del pilón con modelo tipo arpa***

Con los tirantes en el modelo tipo arpa, las cargas de tráfico no simétricas pueden causar desplazamientos verticales a causa de deflexiones longitudinales ocurridas en los pilones, por eso no es adecuado tener solamente una buena resistencia a la flexión sino también tener una suficiente rigidez que reduce la deformación del tablero.

Los cables cortos del modelo tipo arpa le dan una rigidez tan alta al pilón y al tablero que puede resistir cualquier desplazamiento horizontal relativamente. A causa de este fenómeno que proporciona este modelo, es necesario que el

pilón y el tablero tengan dimensiones importantes para soportar estas cargas de interacción entre los elementos.

#### **4.4.2.3 Modelo tipo abanico**

El uso de este modelo, indudablemente ofrece una gran ventaja en el diseño de los pilones, desde el punto de vista de las cargas a las que está expuesto. De hecho es fácil compensar las cargas horizontales que ejerce la cabeza del pilón por la acción de la estructura, y esto se lo hace colocando cables concentrados de retención (anclajes), lo cual creará fuerzas contrarias a las actuantes, haciendo que la tensión sea nula en la cabeza del pilón, dando así gran rigidez a toda la estructura.

La rigidez longitudinal de los pilones tiene solamente una moderada influencia en el comportamiento estructural del puente. La flexión y la sección transversal requerida está gobernada principalmente por una adecuada estabilidad durante la construcción. Los cables cortos que actúan casi verticalmente ofrecen solamente una resistencia nominal a los desplazamientos horizontales entre pilones y el tablero.

#### **4.4.2.4 Modelo tipo semi arpa**

El modelo semi arpa es una solución entre los requerimientos estéticos y económicos. La sección y forma del pilón depende mucho de las condiciones de carga a las que va a estar expuesto. Cabe decir que este tipo de pilones recoge las ventajas que ofrece el modelo tipo arpa y el modelo tipo abanico brindando así un mejor comportamiento estructural.

#### 4.4.2.5 Esfuerzos en la parte baja del pilón

Cualquiera que sea el número de vanos y el diseño adoptado, generalmente la estructura se comporta como un puente flotante en la dirección longitudinal. Para la estabilización de los pilones se debe tomar en cuenta las fuerzas debido a cargas de viento, frenado de vehículos, fricción diferencial y acciones sísmicas que actúan sobre la estructura, provocando grandes esfuerzos en la parte baja de los pilones. Es por eso que muchos de los puentes modernos tienen pilas de grandes dimensiones en la parte inferior para contrarrestar los efectos que causan estas fuerzas a las que se exponen.

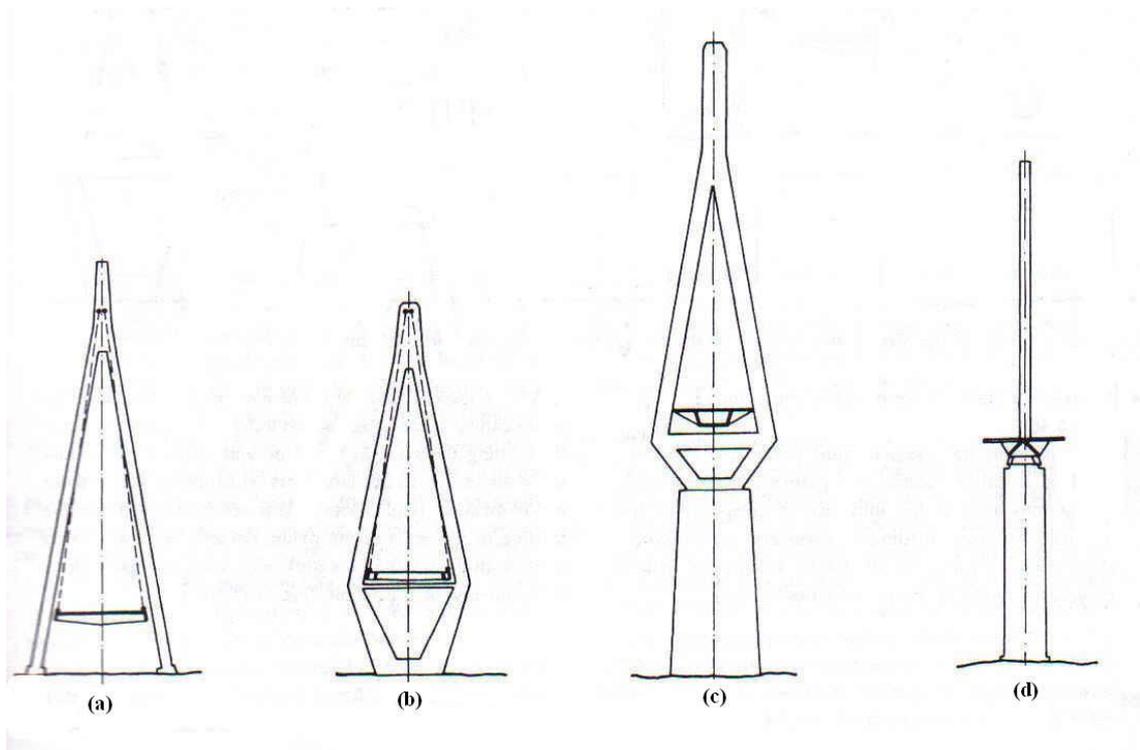


Figura 4.4.2.5.1 Influencia del nivel del tablero en la parte baja del pilón.

#### 4.4.3 Configuración transversal

El escoger entre el uso del sistema de suspensión central o lateral es un factor muy importante en el diseño transversal de los pilones.

#### 4.4.3.1 Suspensión Lateral

Si se toma como referencia la suspensión lateral, el diseño del pilón se basa en las siguientes condiciones:

- Luz transversal libre

Las condiciones de luces libres tienen que ser claramente definidas en la distribución de la estructura. El diseño transversal de la carretera es de especial importancia ya que la presencia de obstáculos en la sección lateral define la ubicación de los cables y de los brazos del pilón.

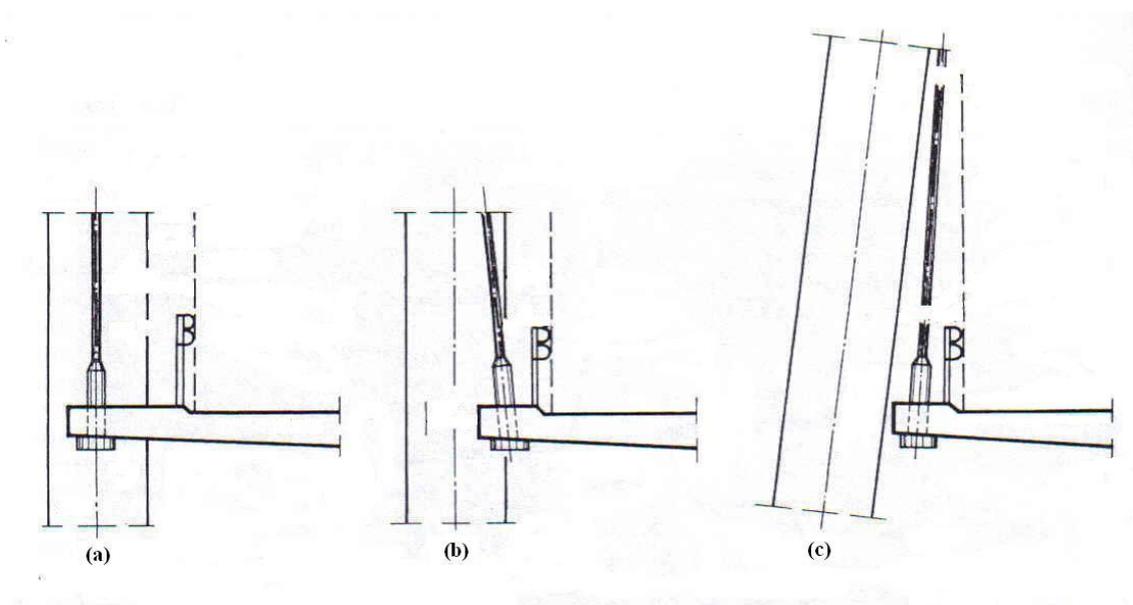


Figura 4.4.3.1.1 Suspensión lateral y condiciones de espacios

- Comportamiento estático de los pilones

El sistema transversal estático establece los estados de estabilidad y de equilibrio permanente de la estructura, tomando en cuenta la influencia del creep bajo la acción de cargas permanentes. En el caso que la estructura sea

de dimensiones moderadas, se puede construir el pilón con dos brazos independientes. Al colocar los tensores en el mismo plano vertical, todas las fuerzas transversales que provocan desplazamientos laterales pueden ser eliminadas como muestra la figura 4.4.3.1.2. Esta solución, hace que los brazos soporten las cargas independientemente, sin embargo la desventaja es que se debe aumentar el espesor y la rigidez del tablero incrementando el costo de la estructura.

Donde los cables actúen inclinadamente al plano, los brazos del pilón están sujetos a flexiones transversales considerables ante la acción de cargas permanentes (figura 4.4.3.1.1 (b) y 4.4.3.1.2 (b)).

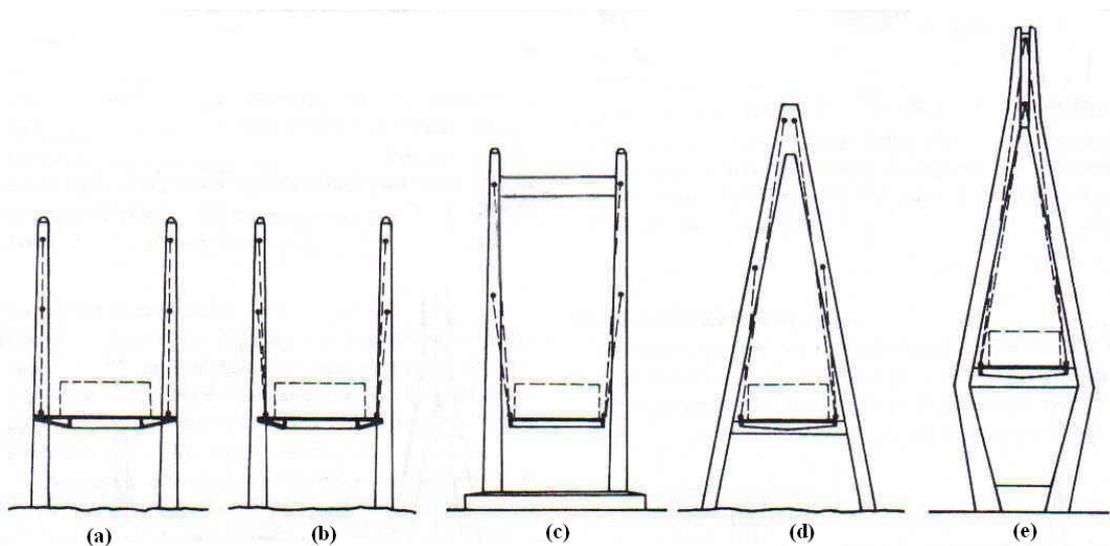


Imagen 4.4.3.1.2 Diseño de los pilones debido a la forma de la estructura

Cuando el vano del puente y la altura del pilón en relación al la longitud transversal del tablero empieza a ser mayor, es generalmente necesario colocar un sistema de arriostramiento con el fin de reducir la flexión transversal debido a la inclinación de los cables. (Fig. 4.4.3.1.2 (c)). Esta flexión transversal puede ser eliminada totalmente usando un puente de tipo abanico.

Si se desea obtener grandes vanos longitudinales y un pilón que no sea de tan grandes dimensiones, se puede realizar un pilón en forma de A cerrada, es decir con sus brazos cerrados en la cabeza del pilón. (Fig. 4.4.3.1.2(d) y (e)). Este sistema soporta grandes cargas de tráfico a la vez de brindar una estabilidad necesaria ante las cargas ejercidas por los cables y vientos transversales. Esto de hecho, puede volverse un factor gobernante, debido a considerables efectos que producen los vientos en los cables y en las pilas.

## **CAPÍTULO V.- ANÁLISIS PARAMÉTRICO**

### **5.1 INTRODUCCIÓN**

El desarrollo estático de los Puentes Atirantados es el resultado de complejas iteraciones entre varios parámetros. El objetivo de este capítulo es analizar los comportamientos de la estructura en base al esquema de los cables, la inercia del tablero y de los pilones, y el tipo de conexión entre los pilones y el tablero.

El análisis se basa en referencias simétricas de la estructura con múltiples vanos, teniendo dos pilas y un vano central longitudinal de alrededor de 200m. (Fig. 5.1). El análisis se trata por medio del método elástico, pero tomando en cuenta la geometría real de los cables la que considera su comportamiento no lineal. Las cargas a la que estará expuesta la estructura son cargas permanentes y cargas vivas.

## 5.2 INFLUENCIA DEL ESQUEMA DE CABLES

La influencia del esquema de cables es analizada en base al sistema estático con las siguientes características:

- Los pilones están compuestos de dos brazos de 4,5m x 3,0m dando una inercia de  $48\text{m}^4$ , que puede ser considerado como un valor promedio. (Fig. 5.3).
- El tablero tiene un espesor equivalente de 0.4m, con una longitud transversal de 13m y una inercia de  $0.07\text{m}^4$  (Fig. 5.2).
- Los dos pilones están conectados con el tablero por medio de una articulación.

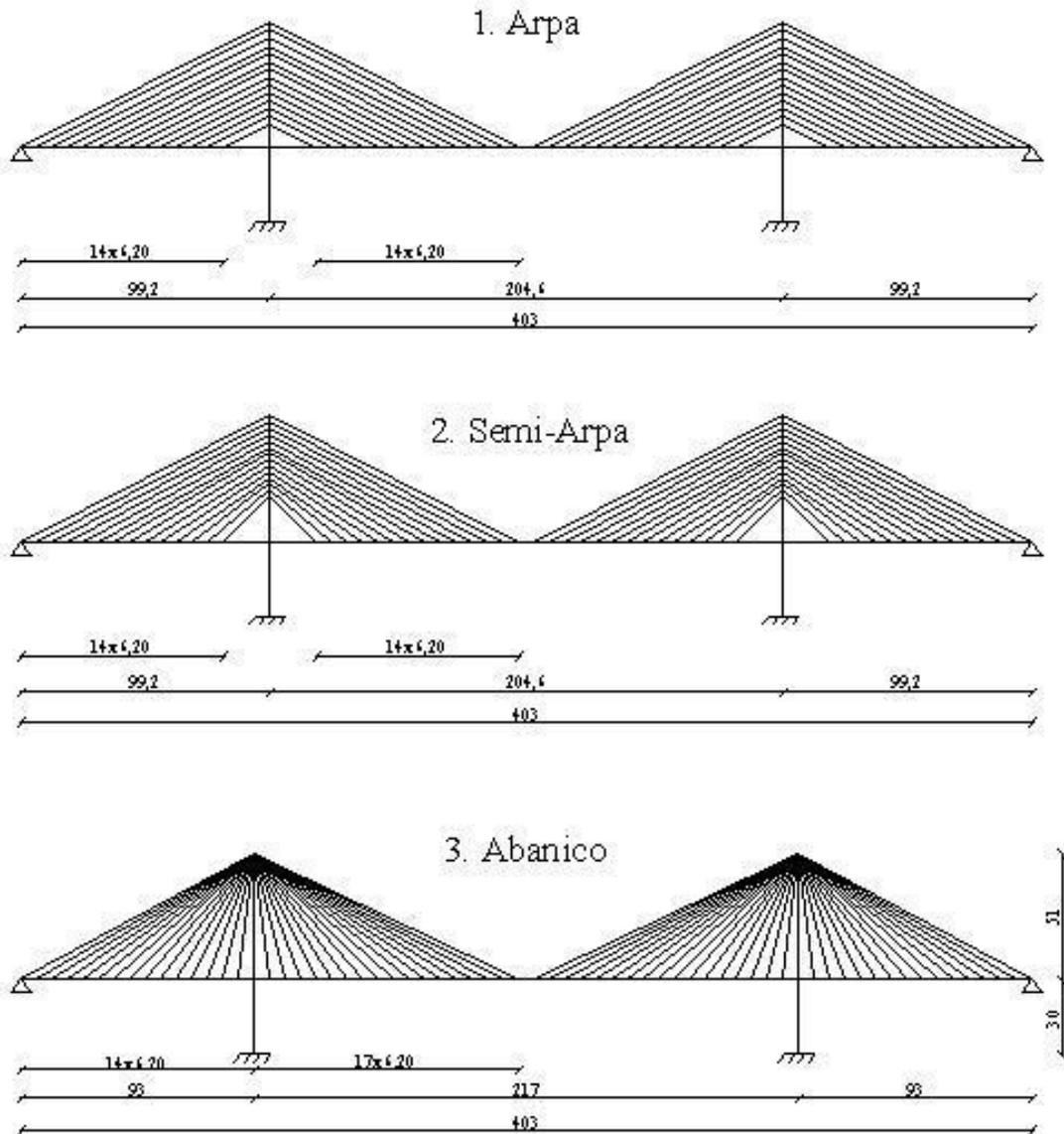
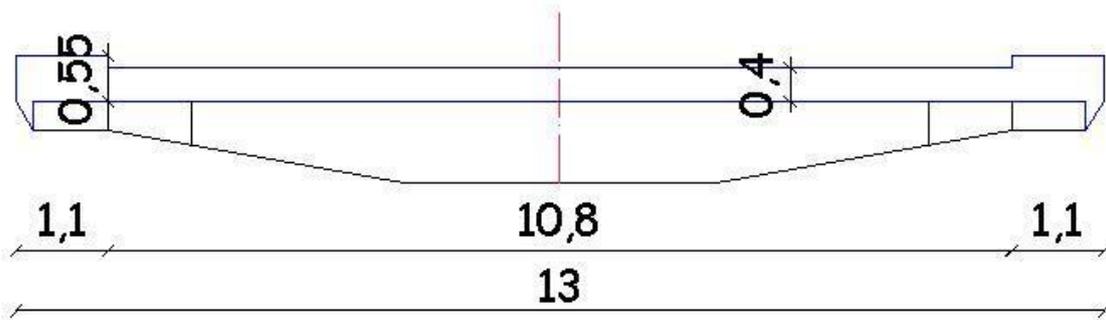


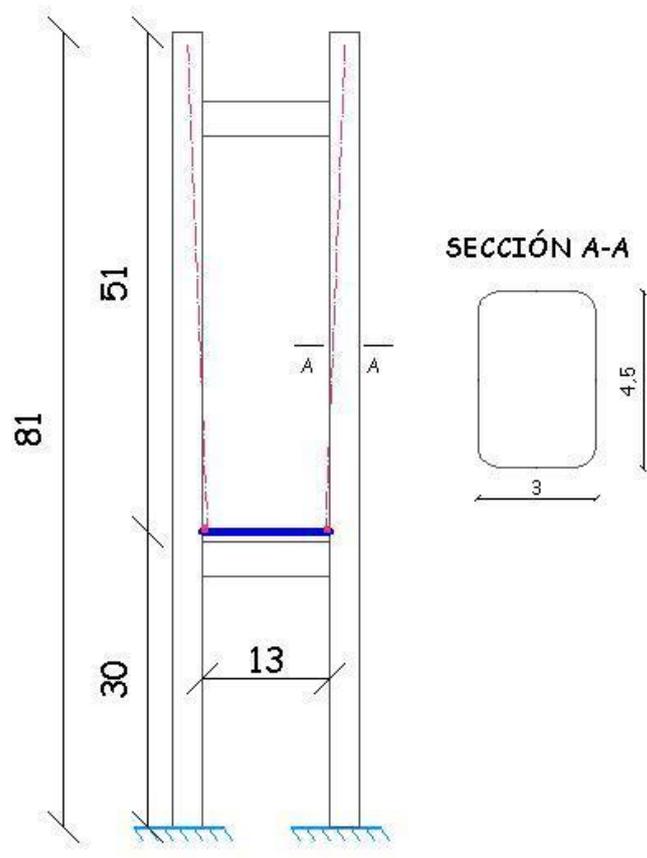
Fig. 5.1 Sistema estático y dimensiones principales

**5.3 ESQUEMA ADOPTADO**

El desarrollo estático de la estructura puede ser desarrollado en base a los tres tipos de esquemas que se presentan en la Fig. 5.1.



**Fig. 5.2 Sección transversal del tablero**



**Fig. 5.3 Elevación y sección del pilón**

**5.4 CARGAS AXIALES**

Las cargas axiales en el tablero y en las pilas se muestran en base a modelos realizados en el programa SAP 2000. Se han obtenido los datos de las cargas axiales de los elementos del puente y se han realizado las gráficas (carga vs distancias) para hacer una comparación entre los tres esquemas de puentes diferentes.

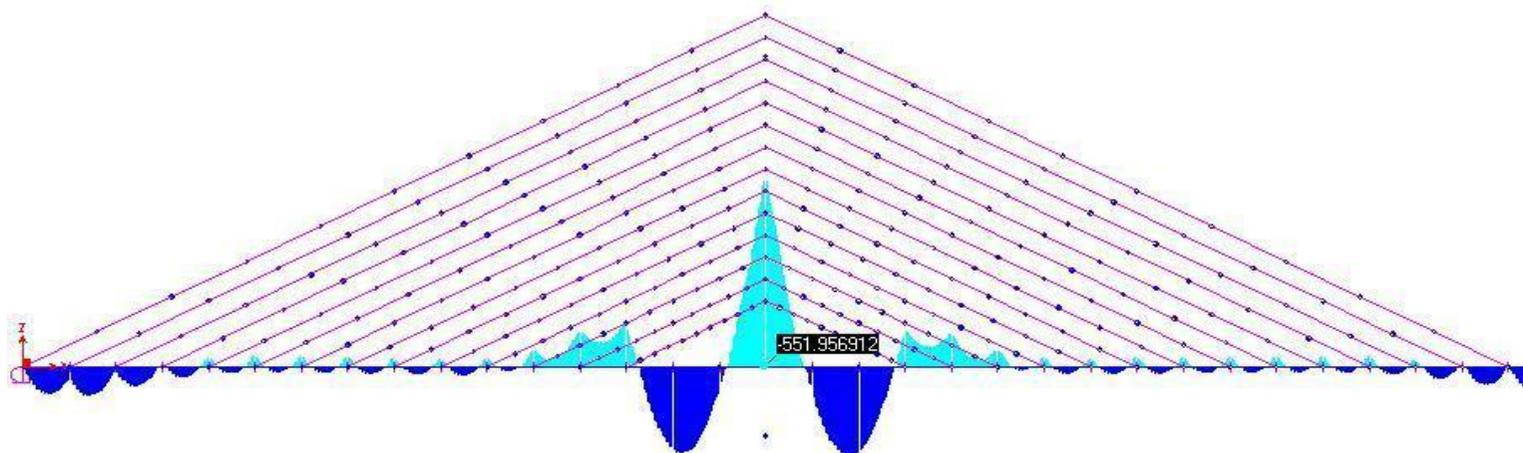
Debe decirse que el tablero y las pilas en el esquema de tipo arpa sufren mayores esfuerzos de tensión en comparación con el de tipo semi arpa y abanico. Como resultado, el esquema de tipo arpa es el menos recomendado para puentes de grandes vanos longitudinales. Para poder dar una mejor rigidez y estabilidad a los puentes, es necesario tener una gran cantidad de apoyos lo cual nos conduce a tener una mayor cantidad de cables.

A continuación se muestran los cuadros y las gráficas obtenidas de los modelos realizados para este estudio.

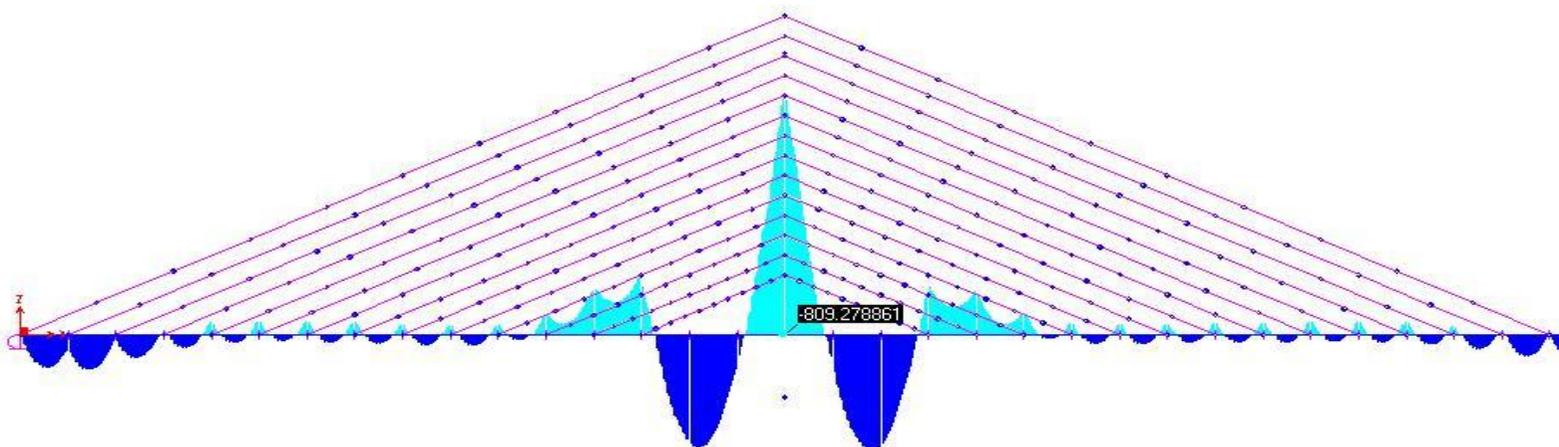
## **5.5 MOMENTOS EN EL TABLERO y EN LAS PILAS**

Como se muestra a continuación, bajo efectos de carga muerta, los momentos en el tablero son pequeños. Esto es debido al espacio relativamente estrecho que existe entre cable y cable, y por otro lado al hecho de que se encuentran trabajando a tensión creando pseudo apoyos como si fuese una viga continua. El momento flector en las pilas depende solamente de la distancia en que se encuentra el primer cable tensor. Los máximos momentos de las pilas se darán en la riostra inferior que las conecta y en el tablero que es otro punto de conexión entre las pilas.

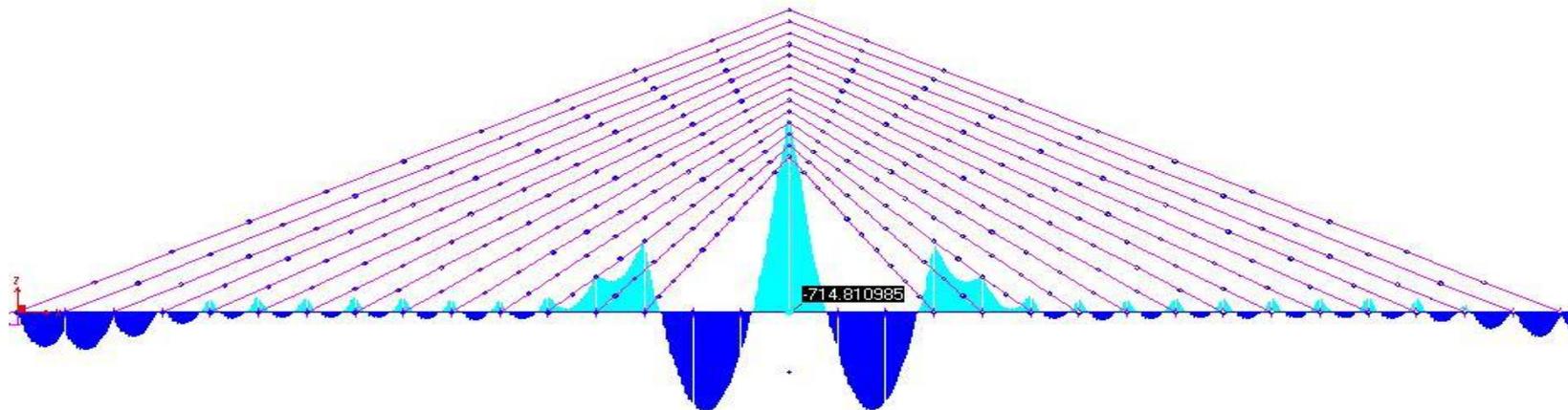
Cabe señalar que en las gráficas mostradas a continuación, tan solo se muestra los diagramas de momentos hasta la mitad del vano longitudinal.



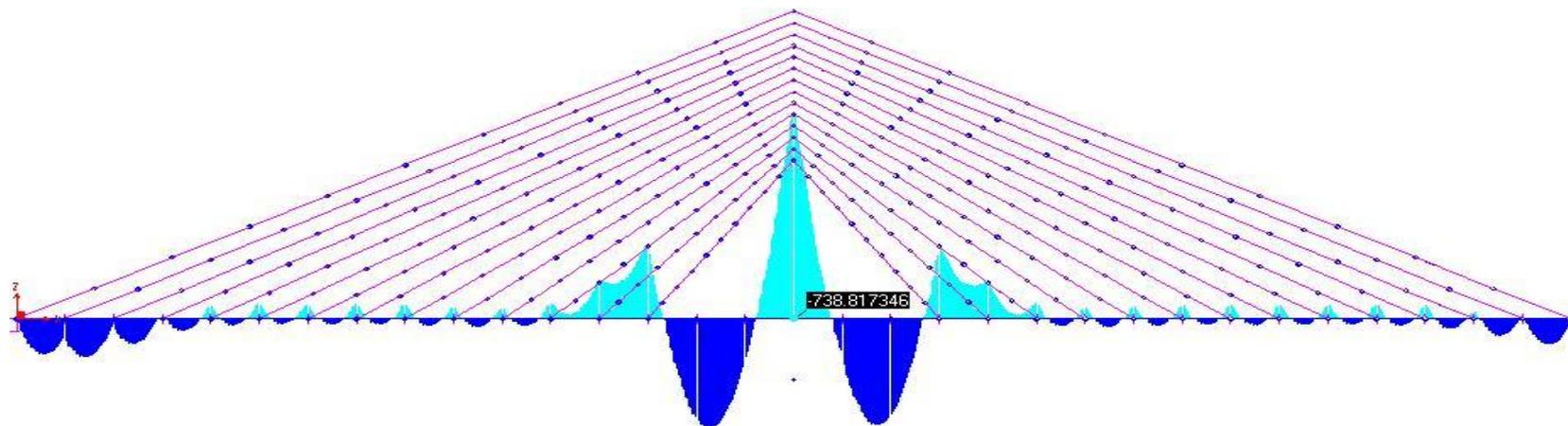
Momentos Esquema tipo Arpa (Carga Muerta)



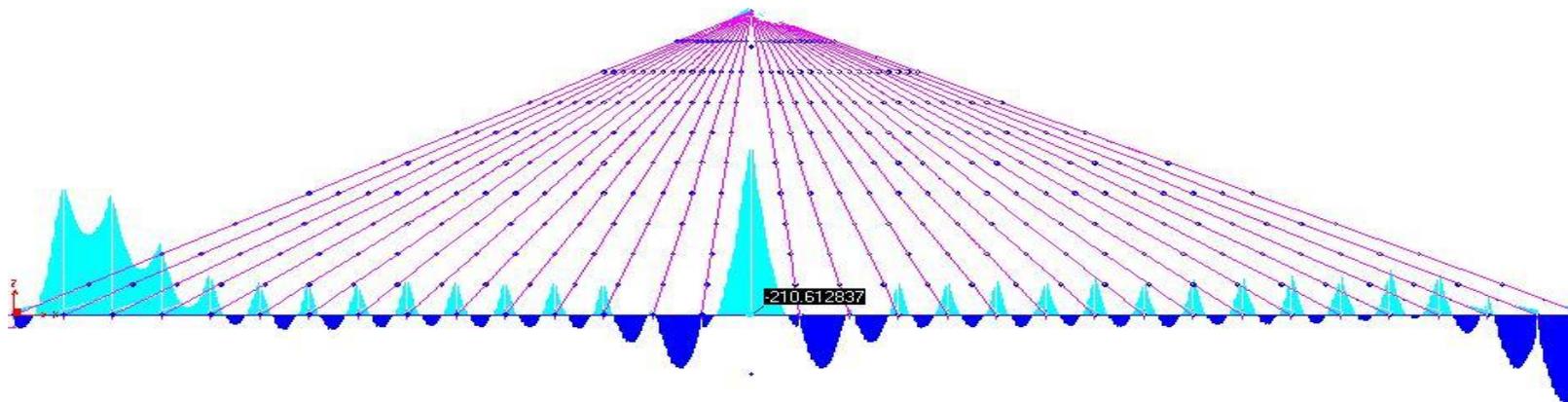
Momentos Esquema tipo Arpa (Carga Muerta + Carga Viva)



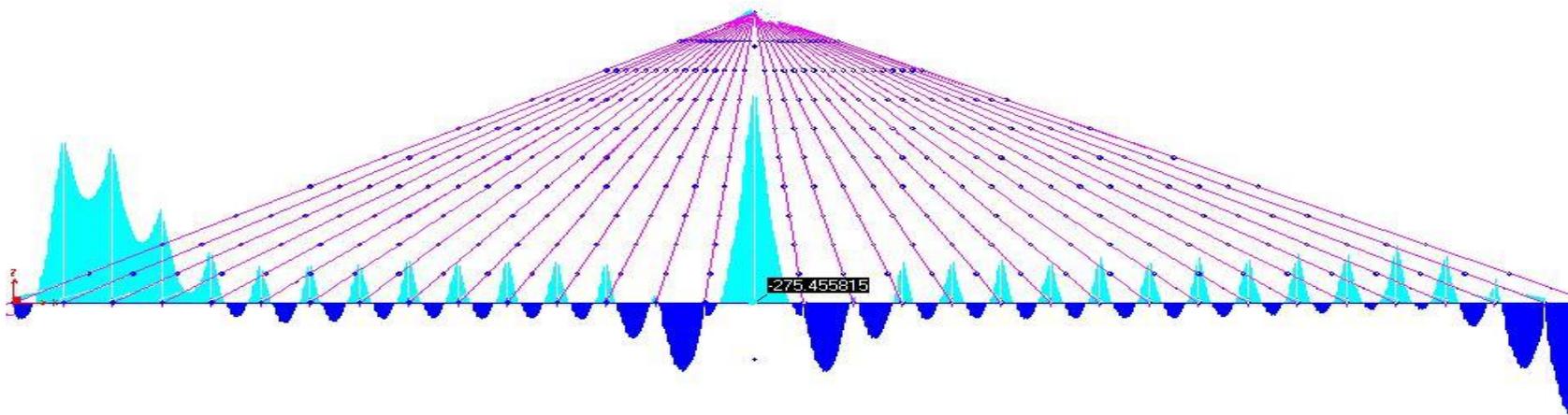
Momentos Esquema tipo Semi-Arpa (Carga Muerta)



Momentos Esquema tipo Semi-Arpa (Carga Muerta + Carga Viva)



Momentos Esquema tipo Abanico (Carga Muerta)



Momentos Esquema tipo Abanico (Carga Muerta + Carga Viva)

## Comparación de momentos:

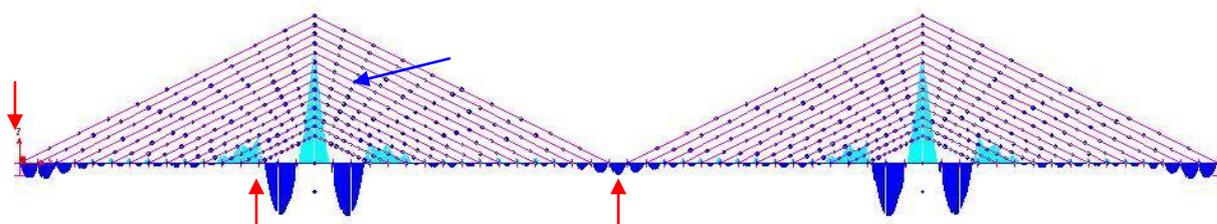
### **Momentos en el Tablero**

Como se puede observar en los gráficos y en las tablas, en los modelos tipo arpa y semi – arpa los momentos son muy parecidos pero cabe señalar que en el tipo semi – arpa estos tienen una diferencia mayor que está entre el 20% al 30%.

Los momentos en el tipo abanico son muy diferentes a los otros dos tipos con los que se le compara, ya que debido a la disposición de cables que tiene, este actúa de diferente modo obteniendo así otra disposición de momentos en el tablero como se puede observar en la gráfica anterior.

Debido al modelo, se muestra una tabla de valores ante Carga Muerta + Viva, en sus apoyos, en sus pilas y en el centro del vano longitudinal, para así comparar los resultados que estamos obteniendo.

	Apoyo 1	Cable 1 P1	Pila 1	Centro Long.	Pila 2	Cable 1 P2	Apoyo 2
<b>ARPA</b>	107.5	-201.37	-818.23	83.19	-818.23	-201.37	107.5
<b>SEMI-ARPA</b>	117.94	-268.8	-738.81	92.26	-738.81	-268.8	117.94
<b>ABANICO</b>	-216.17	-24	-275.45	155.96	-275.45	-24	-216.17



### Apoyo 1 y Apoyo 2:

Como se puede observar en la tabla los momentos del tablero en los apoyos tanto del sistema tipo arpa como del tipo semi-arpa son valores positivos y tienen valores semejantes que varían en un 9% a favor del semi-arpa.

En cambio el momento que se obtuvo en el modelo tipo abanico, es contrario a los otros dos modelos, esto es debido a su disposición de cables a lo largo del tablero, pero su momento es mucho mayor que en los otros sistemas.

#### Cable 1 P1 y Cable 1 P2

Aquí se obtiene valores de momentos negativos en los tres modelos, pero se puede observar que el momento en el tipo abanico es mucho menor debido a que tiene una mayor cantidad de cables en el tablero y la disposición del mismo en aquel punto es casi vertical.

#### Pila 1 y Pila 2

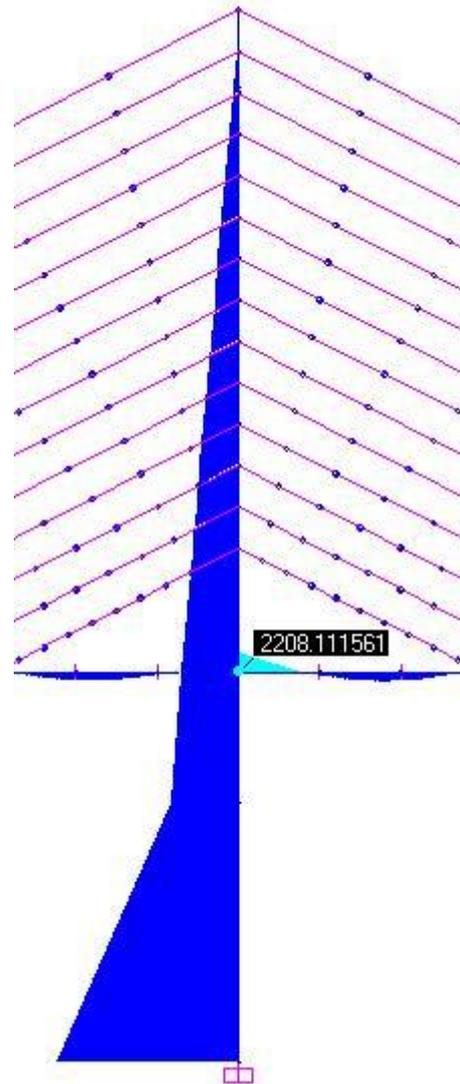
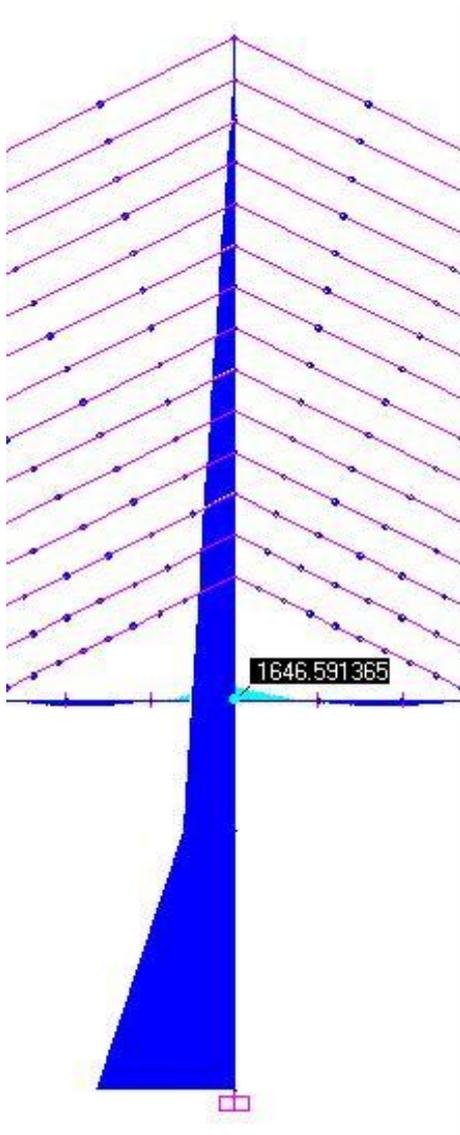
Los momentos obtenidos en el tablero donde se conecta con las pilas son los valores más altos obtenidos. El mayor de estos es el del tipo Arpa, seguido por el semi-arpa, y en el abanico el momento es mucho menor, casi en un 50% de diferencia.

#### Centro longitudinal

En este caso pasa lo contrario que con los momentos en la zona de las pilas, ya que el momento menor es del tipo Arpa, mientras que en el modelo de Abanico el momento es mucho mayor que los dos comparados.

A continuación se muestra los momentos en el tablero:

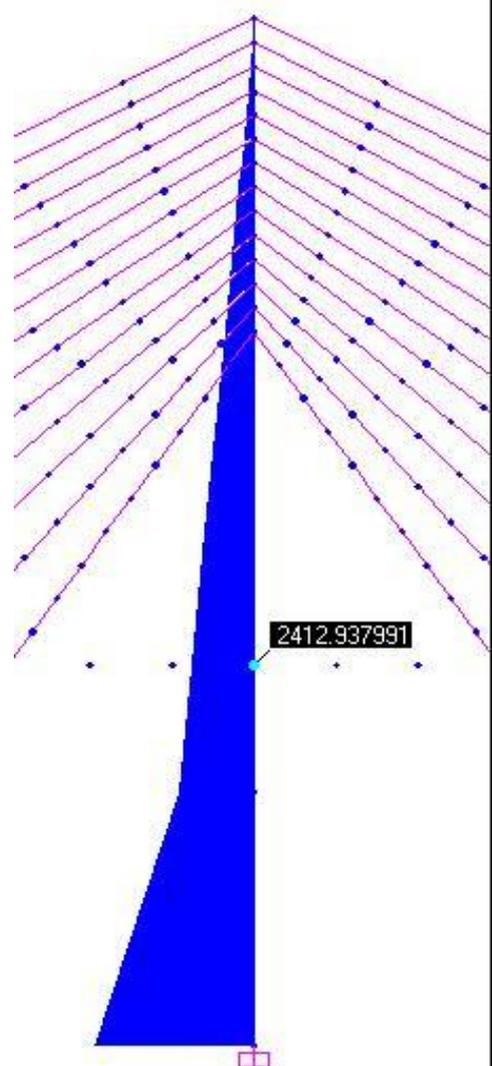
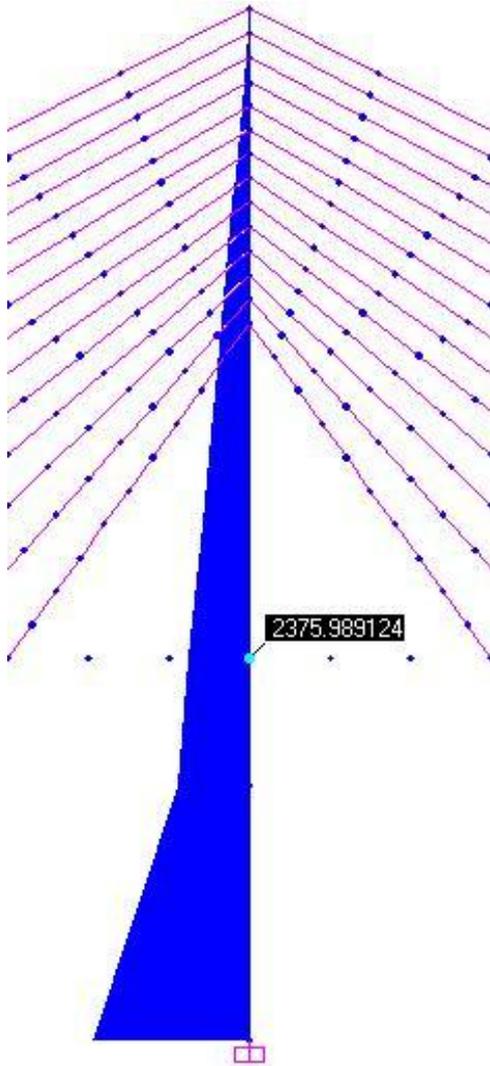
Modelo Tipo Arpa



<b>Carga Muerta</b>	
<b>X</b>	<b>Momento</b>
0.00	5161.66
20.00	1964.26
30.00	1646.59
60.00	672.75
81	0

<b>Muerta + Viva</b>	
<b>X</b>	<b>Momento</b>
0.00	6988.23
20.00	2636.9
30.00	2208.11
60.00	899.35
81	0

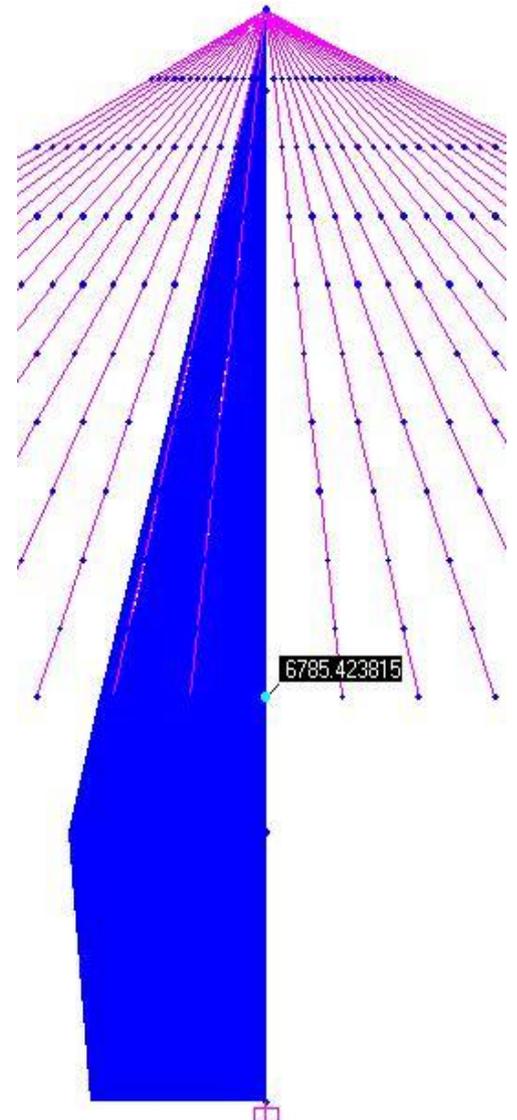
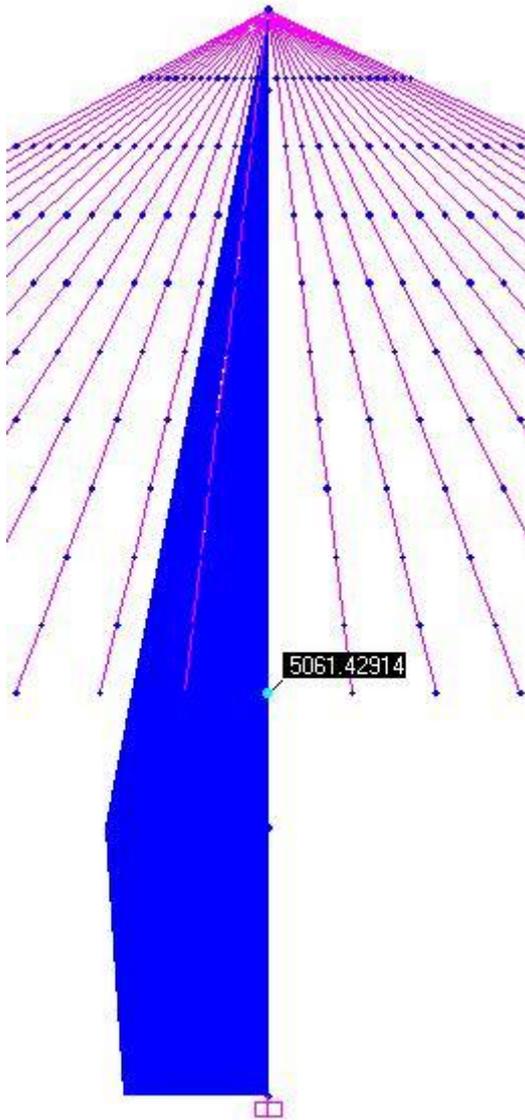
Modelo Tipo Semi-Arpa.



<b>Carga Muerta</b>	
<b>X</b>	<b>Momento</b>
0.00	6089.86
20.00	2840.87
30.00	2375.98
60.00	963.91
81	0

<b>Muerta + Viva</b>	
<b>X</b>	<b>Momento</b>
0.00	6104.49
20.00	2883.92
30.00	2412.93
60.00	971.81
81	0

Modelo Tipo Abanico



Carga Muerta	
X	Momento
0.00	5386.1
20.00	6035.54
30.00	5061.43
60.00	2085.56
81	0

Muerta + Viva	
X	Momento
0.00	7182.46
20.00	8080.57
30.00	6785.42
60.00	2792.53
81	0

Como se puede observar los momentos en modelo tipo abanico son muy diferentes a los modelos tipo arpa y semi-arpa, esto es debido a su disposición de cables tanto en el tablero como en el pilón.

## VI. TECNOLOGÍA DE CABLES

### 6.1 INTRODUCCIÓN

El cable generalmente es un miembro flexible que se encuentra solicitado a tensión. En la construcción de puentes se los conoce debido a su hechura los cuales son: formados por barras paralelas, alambres paralelos, torones paralelos, y por torones enrollados helicoidalmente.

Estos diferentes tipos de cables son realizados en base de alambres. El alambre normalmente se presenta en diámetros entre los 3 y 7 mm el cual está constituido de acero con un módulo de elasticidad semejante al acero con el que se construye edificios, pero este es más resistente pero menos dúctil. A continuación se muestra una tabla con las características estructurales del acero.

Tabla 6.1 Características estructurales de los aceros [MPa (Kg/cm<sup>2</sup>)]

	Acero para cables (alambre 5 o 7 mm )	Acero estructural	
		Dulce	Alta resistencia
Esf. de cedencia (2% esfuerzo de prueba)	1180 (12058)	240 (2452)	690 (7051)
Resistencia a la tensión	1570 (16043)	370 (3781)	790 (8073)
Def. a la rotura (%)	4	24	18
Módulo de elasticidad [GPa(Kg/cm <sup>2</sup> )]	205 (2094811)	210 (2145904)	210 (2145904)

El conocimiento sobre la composición química del acero es de suma importancia ya que fundamentalmente el carbono produce cambios en las

propiedades estructurales del acero. En la tabla 6.2 se muestra un resumen de los porcentajes de elementos químicos en los aceros.

Tabla 6.2 Porcentajes de elementos químicos en los aceros estructurales.

	Acero para cables	Dulce	De alta resistencia
C	0.80%	0.20%	0.15%
Si	0.20%	0.30%	0.25%
Mn	0.60%	-	0.80%
Cu	0.05%	0.20%	0.30%
Ni	0.05%	-	0.80%
Cr	0.05%	0.30%	0.50%
P	0.03%	0.04%	0.03%
S	0.02%	0.04%	0.03%

Esta composición y el peso de cada elemento con respecto a los otros se observa en la Figura 6.1.

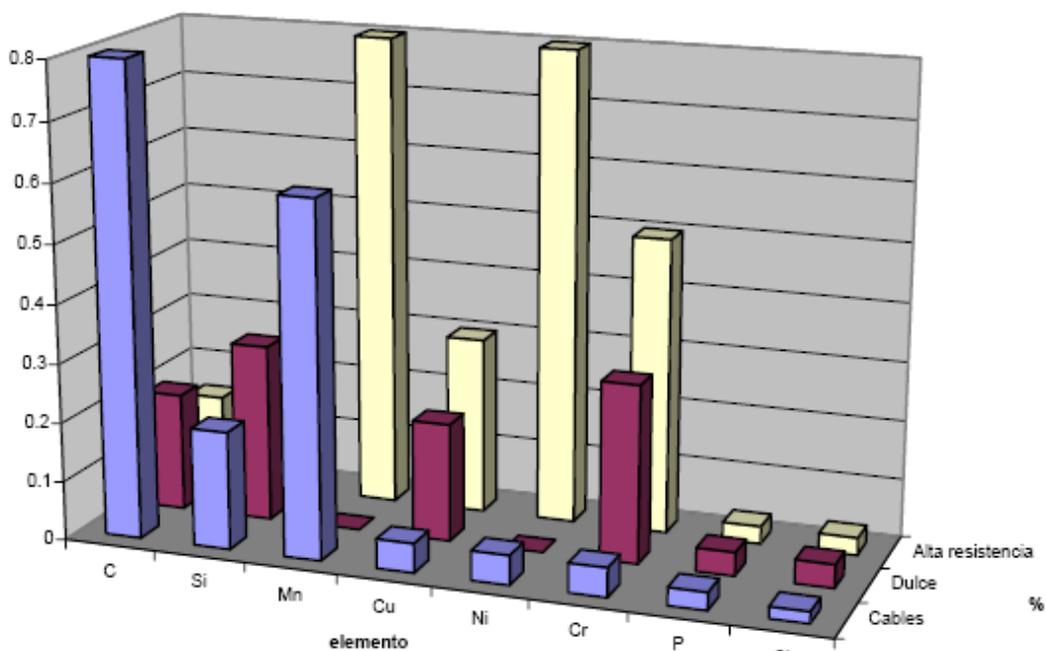


Figura 6.1. Composición química de aceros

## 6.2 CABLES

Los cables tienen la característica de resistir grandes fuerzas de tensión, pero a relación de las barras prismáticas, estos no resisten fuerzas de compresión y poseen poca resistencia a la flexión, razón por la cual toman forma de curva.

Los cables de acero están compuestos por elementos básicos que son: alambres, torones y alma. Dependiendo la necesidad existen cables de acabado negro o galvanizado. La realización de torones se la hace torciendo los alambres entre sí alrededor de un alambre central llevando una posición geométrica. En la Fig. 6.2 se muestra los componentes básicos del cable.

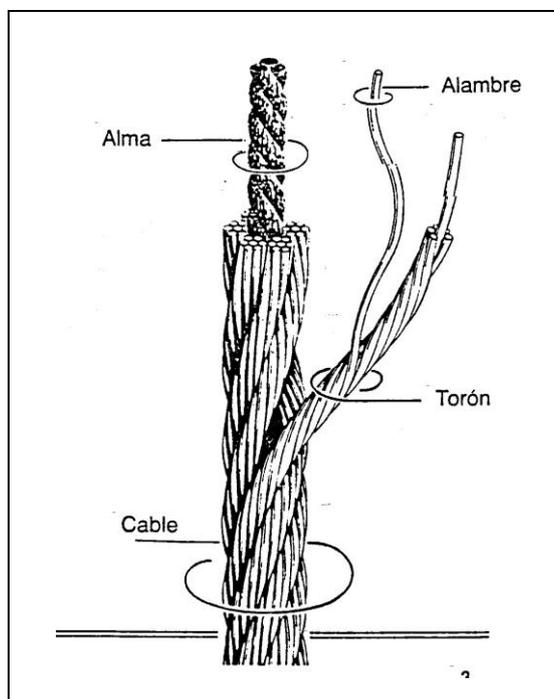


Fig. 6.2. Componentes básicos del cable

Existen 3 tipos de torones estructurales:

- Formado por alambres enrollados helicoidalmente.
- Por alambres rectos.
- Por alambres enrollados con trabas.

### 6.2.1 Torones formados por alambres enrollados helicoidalmente

Están enrollados helicoidalmente alrededor de un alambre central ya sea en una o más capas simétricas. En la Fig. 6.3 Se muestra un torón formado por 6 alambres rodeando a un alambre central.

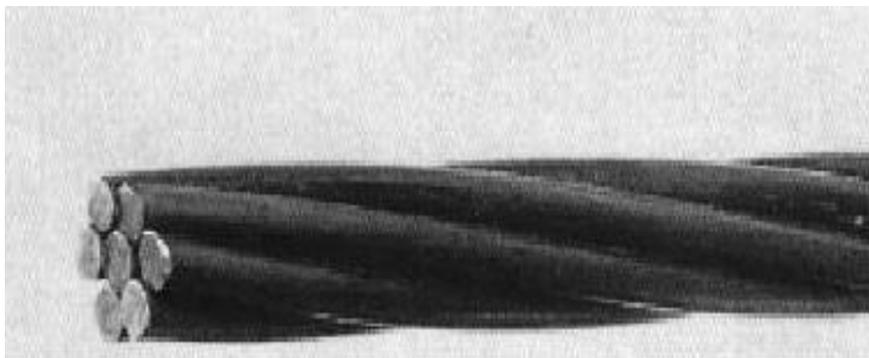


Fig. 6.3. Torón formado por 6 cables rodeando a un alambre central

El diámetro usual de este tipo de torones es de 15 mm, y el esfuerzo máximo de tensión se encuentra entre  $18087 \text{ Kg/cm}^2$  y  $19007 \text{ Kg/cm}^2$ . El módulo de elasticidad  $E$  es de  $1941532 \text{ Kg/cm}^2$ .

Existen en el medio, otras formas de los torones helicoidales como se muestra en la Fig. 6.4

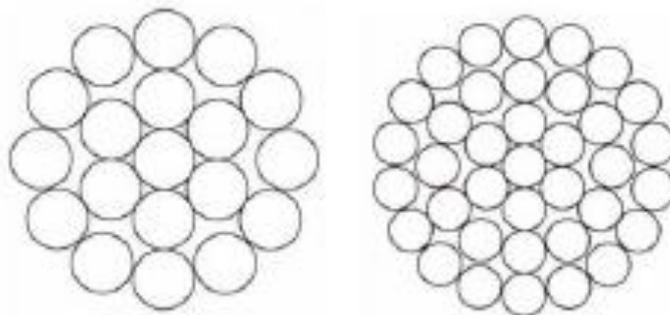


Fig. 6.4 Tipos de torones formados por diferente número de alambres

### 6.2.3 Torones enrollados helicoidalmente con trabas.

Este arreglo es semejante al del torón helicoidal a diferencia que los cables en algunas capas no son redondos y están diseñados para que queden trabados unos con otros como legos cuando se colocan alrededor del núcleo. Fig. 6.4.

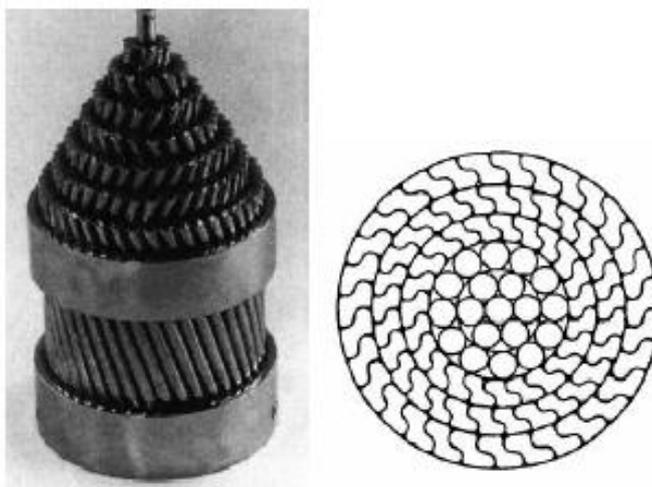


Fig. 6.5. Torón enrollado helicoidalmente con trabas.

El diámetro usual de este tipo de torones está entre los 70 y 180mm, y el esfuerzo máximo de tensión se encuentra entre  $14000 \text{ Kg/cm}^2$  y  $16000 \text{ Kg/cm}^2$ , el módulo de elasticidad  $E$  es de  $183346 \text{ Kg/cm}^2$ . La ventaja de estos es que tienen una efectiva protección contra la corrosión.

#### **6.2.4. Paso del cable**

Es de suma importancia tomar en cuenta el paso o forma del enrollamiento helicoidal, los cuales existen de varios tipos:

TORSIÓN DERECHA.- Un cable de paso derecho es aquel en el cual los torones forman una hélice que sigue el sentido de los dedos de la mano derecha cuando su pulgar se apunta en la dirección del eje del cable. Este sentido es el mismo de los filetes de un tornillo de roscado derecho.

TORSIÓN IZQUIERDA.- Un cable de paso izquierdo es aquel en el cual sus torones van colocados de manera helicoidal hacia la mano izquierda.

PASO REGULAR.- Un cable de paso regular es aquel en que la posición o colocación de los alambres en los torones es opuesta a la dirección o colocación de los torones en el cable. Este tipo de colocación opuesta hace que el cable de acero sea compacto, bien balanceado y con excelente estabilidad.

PASO LANG.- Un cable de paso Lang es aquel cuyos alambres se encuentran colocados en igual dirección a la que tienen sus torones en el cable. La angularidad de los alambres respecto al eje principal del cable resulta en una reducción de la fatiga o doblamiento cuando este tipo de cable es usado sobre poleas o enrollado en un cilindro. El paso Lang tiene excelente resistencia a la fatiga por flexión.

#### **6.2.5. EL NÚCLEO DEL CABLE**

El propósito del núcleo o del alma del cable es de permitir la adecuada colocación de los torones para que estos puedan trabajar libremente, de tal

manera que, cada torón asuma la carga proporcional que le corresponda según las condiciones de trabajo.

A los núcleos se los conoce debido a sus características como “alma de fibra” (FC ó AF) y “alma de acero” (IWRC ó AA).

En el caso de que se necesite trabajar con tensiones máximas, altas temperaturas y/o esfuerzos de aplastamiento, se recomienda usar el de tipo alma de acero.

### 6.2.6 ÁREA EFECTIVA

El área efectiva de un cable ( $A_{ef}$ ) es igual a la suma del área transversal de cada alambre que lo conforma y es menor al área del círculo que se crea debido a los torones del cable. El módulo de elasticidad efectivo de un cable  $E_{ef}$ , es menos que el módulo de elasticidad del material  $E$  del que se encuentra constituido. Se los calcula de la siguiente forma:

$$A_{ef} = \frac{P_c}{\gamma_c} \quad (\text{Ec. 6.1})$$

$$E_{ef} = \frac{E_s}{1 + \left[ \frac{(\gamma_c \cdot X)^2 \cdot A_c \cdot E_s}{12 \cdot T_c^3} \right]} \quad (\text{Ec. 6.2})$$

Siendo:

$P_c$  = Peso de un metro de cable

$\gamma_c$  = Peso específico del cable

$E_s$  = Módulo de elasticidad del material del cable.

$X$  = Proyección horizontal de la longitud del cable

$A_c$  = Área de la sección transversal del cable.

$T_c$  = Esfuerzo de tensión en el cable.

### 6.2.7 RELACIÓN ESFUERZO – DEFORMACIÓN

Para conocer el comportamiento que presenta los materiales, es importante realizar una relación esfuerzo – deformación.

Al someter a una barra de acero ante cargas axiales de tensión, esta desarrolla esfuerzos internos como una fuerza distribuida de manera continua que actúa sobre toda la sección transversal. La intensidad de esta fuerza se la conoce como esfuerzo, que se denota con la letra sigma ( $\sigma$ ). La carga axial  $P$  a la cual fue sometida la barra, es la resultante de estos esfuerzos. Al asumir que esta distribución de esfuerzos es uniforme, se puede determinar que la resultante debe ser igual al producto de la intensidad del área  $A$  de la sección transversal de la barra; por lo tanto el esfuerzo puede ser expresada por:

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (\text{Ec. 6.3})$$

En los cables el área que se tomará para el cálculo, será el área efectiva de la sección del cable. Cabe señalar que esta ecuación se la debe usar cuando el esfuerzo se encuentra distribuido de manera uniforme, de no ser así, la ecuación entrega un promedio de esfuerzos en la sección transversal del elemento.

Cuando se analiza una barra de acero ante cargas axiales, esta se vuelve más larga o más corta según el sentido en que sean aplicadas las fuerzas, (tensión y/o compresión). A diferencia de los cables, estos NO soportan esfuerzos de compresión pero soportan grandes esfuerzos de tensión.

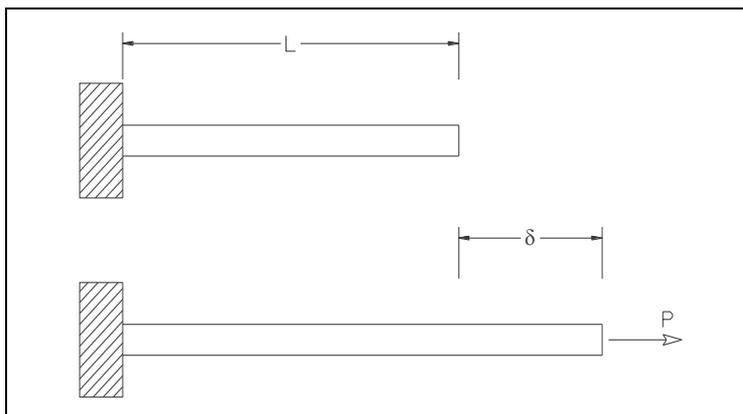


Fig. 6.5. Deformación de una barra prismática sometida a esfuerzos de tensión

Debido a las cargas axiales de tensión que se aplica en la barra, esta sufre una deformación  $1/L$  veces, es decir, un alargamiento  $\delta$  de su estado original. A este fenómeno se lo conoce como deformación unitaria  $\varepsilon$  expresada en la siguiente ecuación:

$$\varepsilon = \frac{\delta}{L} \quad \text{Ec. (6.4)}$$

En la primera etapa el acero realiza un comportamiento elástico que se mantiene como una línea recta que nace desde el origen hasta llegar a su límite de fluencia, razón por la cual al acero se lo conoce como un material elástico lineal.

Siempre que los esfuerzos presentes en los elementos de una estructura se encuentren en este rango elástico, se evita que las estructuras sufran deformaciones permanentes.

A esta relación lineal entre el esfuerzo y la deformación se expresa mediante la Ley de Hooke:

$$\sigma = E * \varepsilon \quad \text{Ec. (6.5)}$$

## 6.2.8 VARIACIONES DE LONGITUD DEBIDO A CARGAS AXIALES

Tomando en cuenta que los cables están conformados por material elástico lineal, por tanto sigue la ley de Hooke y cumple con las ecuaciones (6.3) y (6.4), se puede realizar una combinación de las expresiones obteniendo que el alargamiento se lo pueda expresar como:

$$\delta = \frac{P * L}{E * A} \quad \text{Ec. (6.6)}$$

Donde este alargamiento es directamente proporcional a la carga  $P$ , e inversamente proporcional al módulo de elasticidad  $E$  y al área de la sección transversal  $A$ .

Considerando que la rigidez es la fuerza que se necesita para producir un alargamiento unitario  $P/\delta$ , la rigidez  $k$  es igual a:

$$k = \frac{E * A}{L} \quad \text{Ec. (6.7)}$$

## 6.2.9 COMPORTAMIENTO DE LOS CABLES

### 6.2.9.1 DISEÑO DE LOS CABLES

Es muy importante tomar en cuenta la altura de la torre, ya que esta afecta considerablemente a la rigidez de la estructura del puente. Se sabe que con esto se incrementaría la longitud de los cables además de aumentar su

inclinación con respecto al tablero, lo que causa menores esfuerzos en estos, pero sus deformaciones axiales aumentan.

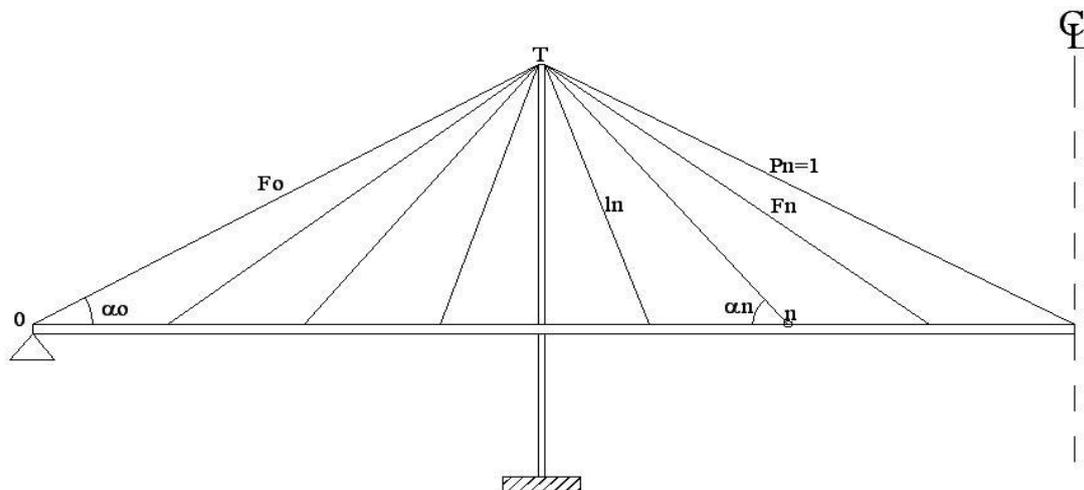


Fig. 6.6. Nomenclatura para el diseño de cables

Para determinar la inclinación óptima de los cables, se puede aplicar las siguientes expresiones:

El peso  $W_c$  del cable es:

$$W_c = A_c \cdot L_c \cdot \gamma_c \tag{Ec. (6.2.1)}$$

Donde:

$A_c$  = Área de la sección transversal del cable.

$L_c$  = Longitud del cable.

$\gamma_c$  = Peso específico del material del cable.

$Y (L_c)$  se obtiene de:

$$Lc = \frac{na}{\cos \alpha_n} \quad \text{Ec. (6.2.2)}$$

$$Ac = \frac{Fn}{\sigma_{adm}} \quad \text{Ec. (6.2.3)}$$

$$Fn = \frac{Pn}{\sin \alpha_n} \quad \text{Ec. (6.2.4)}$$

$$Ac = \frac{Pn}{\sigma_{adm} \cdot \sin \alpha_n} \quad \text{Ec. (6.2.5)}$$

Donde:

$\alpha_n$  = Ángulo de inclinación del cable.

$na$  = Proyección horizontal de la longitud del cable.

$\sigma_{adm}$  = Esfuerzo admisible en el cable.

$Pn$  = Componente vertical de la fuerza en el cable  $n$ .

La inclinación óptima del cable es de  $45^\circ$  y este puede variar entre los límites de  $25^\circ$  y  $65^\circ$ , tomando en cuenta que los menores valores son para los cables externos y los mayores valores son para los cables que más se acercan al pilón o a las torres.

### **6.3. ANCLAJES**

Existen 3 tipos de anclajes dentro de los puentes atirantados los cuales son:

- Anclajes a las pilas o al pilón.
- Anclajes al tablero
- Y anclajes al suelo.

#### **6.3.1. ANCLAJES A LAS PILAS O AL PILÓN**

Los anclajes que van a la torre pueden ser de dos tipos:

- Anclaje Fijo.
- Anclaje móvil.

##### **6.3.1.1 ANCLAJE FIJO**

Los sistemas de sujeción que se utilizan para conectar los cables con la torre, hacen que no exista ningún tipo de deslizamiento pero pueden tener rotación libre; debido a este tipo de sistema los cables incrementan su rigidez.

Se muestra en la Fig. 6.7 un sistema de anclajes que es un claro ejemplo de lo descrito anteriormente.



Fig. 6.7 Anclaje fijo con libre rotación

Otro tipo de anclaje fijo es el de tipo cruz; como se muestra en la Fig. 6.8, este tipo de anclajes se sujetan a la cara contraria a donde llega el cable en la torre. Este sistema de anclajes no permite la rotación pero distribuye de mejor manera las fuerzas que se ejercen sobre las pilas.

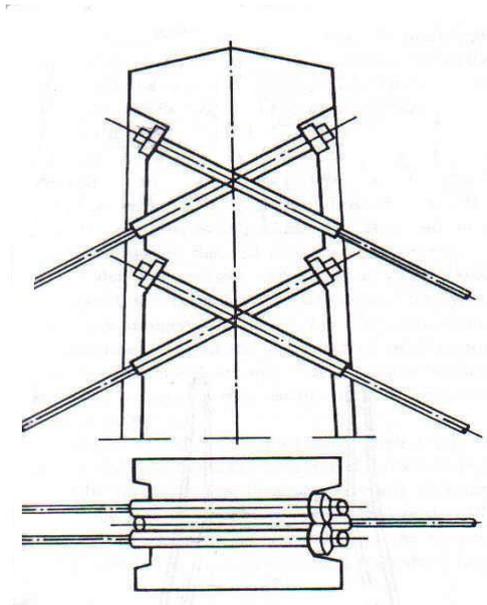


Fig. 6.8 Anclaje fijo tipo cruz

En el caso de los puentes tipo abanico, los tirantes llegan a un mismo punto en la torre de donde se distribuyen los mismos hacia el tablero, para este caso se recomienda el uso de un apoyo ancho semicircular de hormigón cubierto con una placa de acero como se muestra en la Fig. 6.9. Los cables se despliegan transversalmente en una o dos capas únicamente.

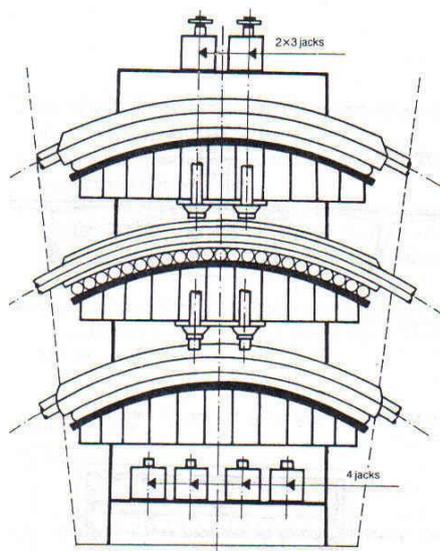


Fig. 6.9 Apoyo ancho semicircular con placas de sujeción

### 6.3.1.2 ANCLAJE MÓVIL

Dentro de los anclajes móviles, generalmente estos toman la forma de osciladores o dispositivos de rodillo. En la Fig. 6.11 se muestra un anclaje de este tipo con conexiones móviles de los cables.

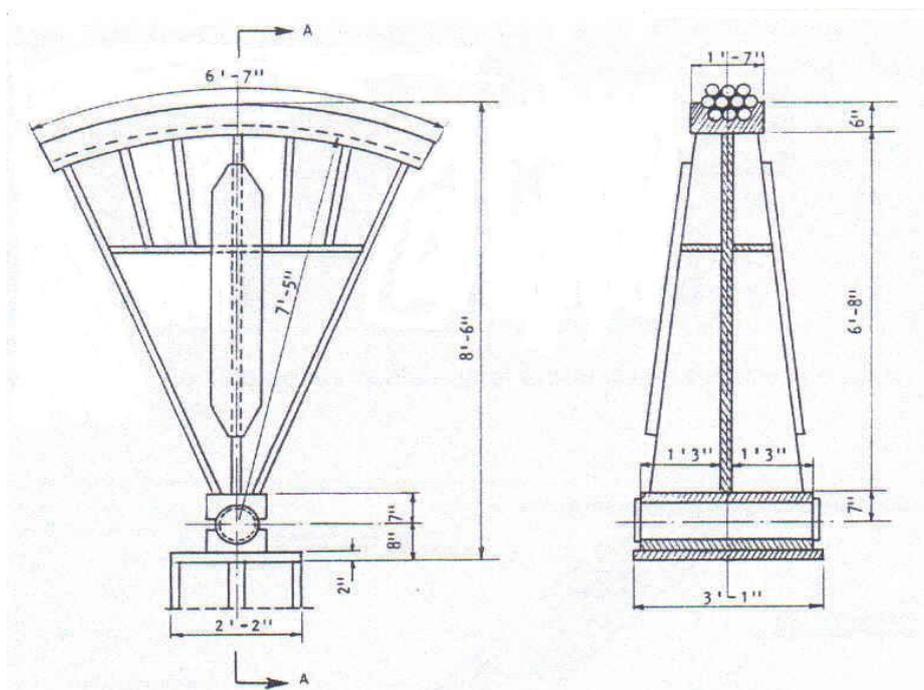


Fig. 6.10 Apoyo oscilante para cables

### 6.3.2 ANCLAJES AL TABLERO

Al anclar los cables al tablero estos empiezan a trabajar como pseudo-apoyos, esto quiere decir que va a simular como una serie de apoyos verticales a través de una viga continua, a la vez de crear una compresión del tablero en sentido hacia la pila de donde nace la disposición de cables. A continuación se muestra dos tipos de anclajes al tablero; el primero es para puentes que van a

soportar grandes cargas (Fig. 6.12), y el segundo es para puentes de cargas ligeras. (Peatonales. Fig. 6.13).

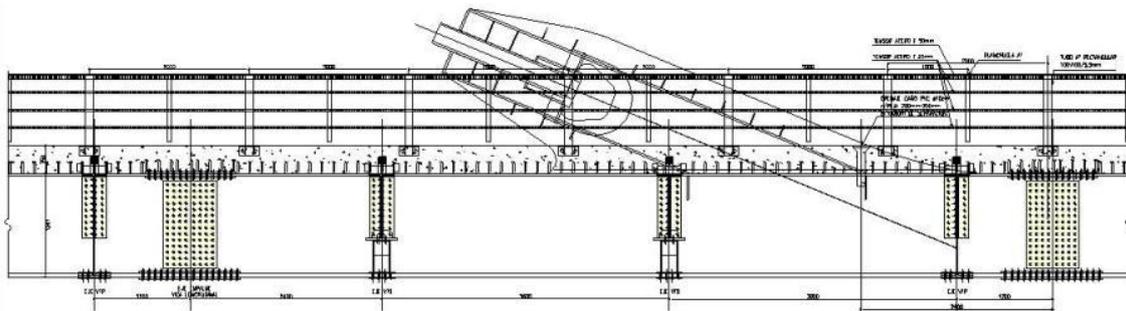


Fig. 6.11 Anclaje del cable hacia el tablero Puesto Río Pastaza

Como se observa en la figura, la estructura de acero que es la armadura del anclaje, se la conoce como porta obenque; esta va soldada en este caso a la viga de acero que es la estructura principal del tablero. Los torones que conforman la estructura principal del cable van sujetos por un sistema de cuñas como se muestra la Fig. 6.13.





Fig. 6.12 Sistema de sujeción de cables por medio de cuñas

En el caso de puentes atirantados de carga ligera (peatonales), los sistemas de anclaje al tablero son mucho más sencillos y de fácil colocación. De igual manera el torón es sujetado por medio de un sistema de cuñas recubierto con resina epóxica o ya sea el caso por medio de prensas que estrangulan al cable cumpliendo la misma función de acuñamiento.

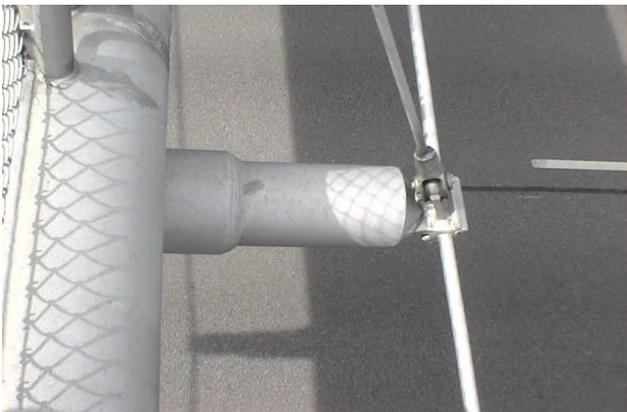


Fig. 6.13 Sistema de anclaje del cable al tablero para puentes de carga ligera.

### 6.3.4 ANCLAJES AL SUELO

El sistema de anclajes al suelo, generalmente se lo hace por medio de muertos de hormigón donde el cable va embebido por medio de un sistema que aparenta ser como un resorte, el cual evita que debido a la tensión del cable, este tienda a deslizarse o desgarrarse del muerto de hormigón. En la Fig. 6.14 se puede observar claramente como se realiza estos sistemas de anclaje.

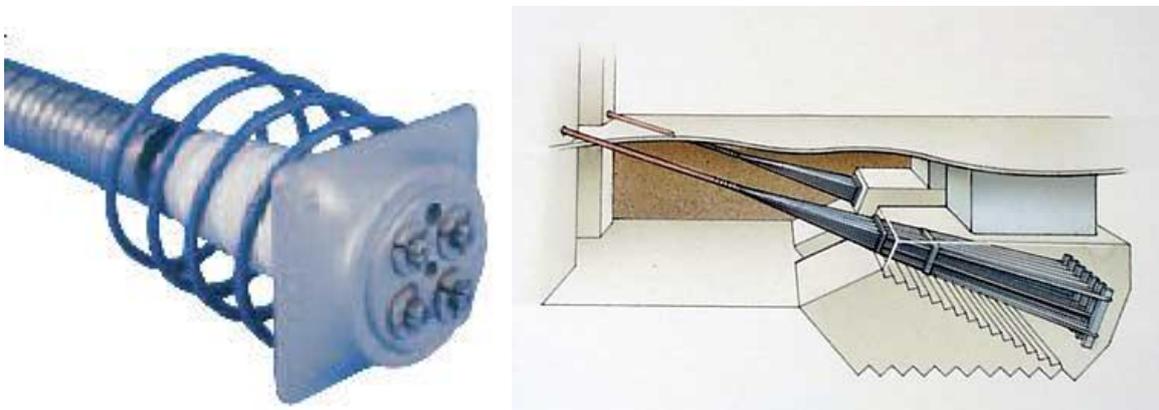


Fig. 6.14. Sistemas de anclaje al suelo por medio de muertos de hormigón

#### **6.4. PROTECCIÓN DE CABLES**

Los cables son los elementos estructurales que más se exponen ante efectos corrosivos del medio ambiente. De hecho debido a la afectación de la corrosión, muchas veces ha sido necesario reparar y/o remplazar los elementos estructurales ya que pueden causar daños catastróficos en la estructura.

Sin embargo, debido al desarrollo investigativo, existen varios métodos de sistemas anticorrosivos que solucionan satisfactoriamente este tipo de problemas que se presentan en los cables los cuales son: el galvanizado, el recubrimiento de los cables por medio de materiales plásticos, grasa, cera, productos epóxicos elásticos, etc. A continuación se describen los dos más importantes y más usados hoy en día.

#### **6.4.1 DUCTOS Y TUBOS**

Generalmente los cables son recubiertos por medio de ductos en acero o de material plástico resistente para evitar los daños que causa el fenómeno de la corrosión debido a la exposición del material al medio ambiente. La efectividad de este sistema depende principalmente del tipo de cable a ser usado y de la cantidad de la protección adicional. Esta protección adicional se refiere a un sistema de inyección de mortero o resinas epóxicas que hace que se pegue el cable con el ducto de recubrimiento.

Los ductos de material plástico comúnmente son de polietileno; es muy recomendable ya que tiene gran flexibilidad, es de fácil instalación, a la vez que no requiere de mucho mantenimiento.

#### **6.4.2 ACABADO BRILLANTE O GALVANIZADO.**

Normalmente se lo hace en acabado brillante (BIP), conocido también como “terminado negro”. Los cables galvanizados son bañados comúnmente en una solución de Zinc, lo cual brinda una máxima protección a la oxidación. La parte negativa de usar este sistema de protección galvanizada, es que los cables

pierden su resistencia en un 10% en comparación con los cables tipo brillante o negro.

## **VII.- ANÁLISIS ESTÁTICO PUENTE PEATONAL ESPE**

### **7.1- INTRODUCCIÓN**

Desde la creación de la Escuela Politécnica del Ejército en el sector de Sangolquí, nunca se ha realizado un sistema de paso peatonal para cruzar de manera segura la Avenida El Progreso. Esta es una vía de alto tráfico con un grado de peligrosidad alto para los peatones que cruzan la misma. Ahora con el nuevo proyecto vial que se encuentra en proceso, esta vía será de mayor ancho geométrico, y por lo tanto aún mayor riesgo. Es por eso que es importante y sumamente urgente realizar un paso peatonal moderno y seguro que vaya acorde con las nuevas tendencias arquitectónicas y civiles para dar realce al sector y a la ESPE.

La solución que se propone en esta tesis es de realizar un “Puente Peatonal Atirantado”. La geometría del puente es de un solo pilón el cual está anclado a un sistema de muertos embebidos en el suelo y atiranta por medio de cables de acero de alta resistencia al tablero que se encuentra en volado, el cual no

solo brindará seguridad y comodidad al usuario, sino también será de gran realce arquitectónico. (Ver Fig. 7.1)

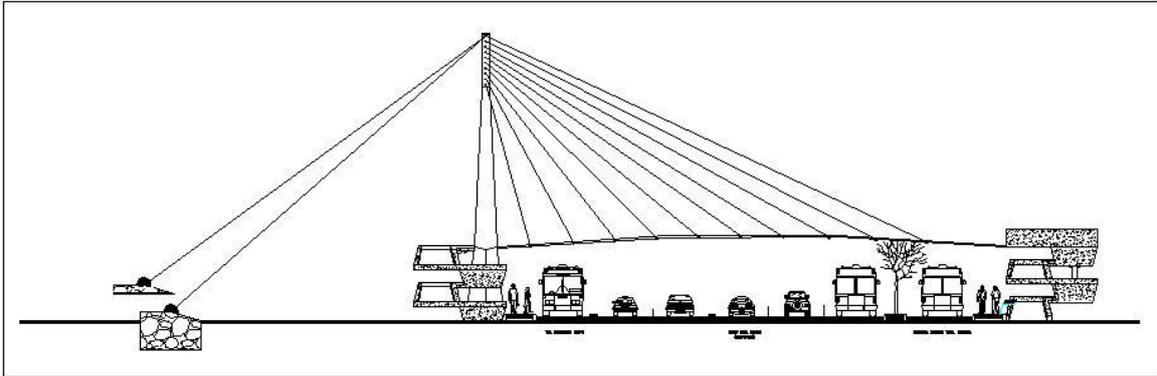


Fig. 7.1 Puente Peatonal Atirantado “ESPE”

El puente estará situado en la parte sur a 50m del ingreso principal, tendrá una altura entre la calzada y el tablero de 5,20m la parte más alta y la más baja de 4,80m, tiene una longitud de 35m y un ancho libre de calzada de 2,60m. (Ver Fig. 7.2)

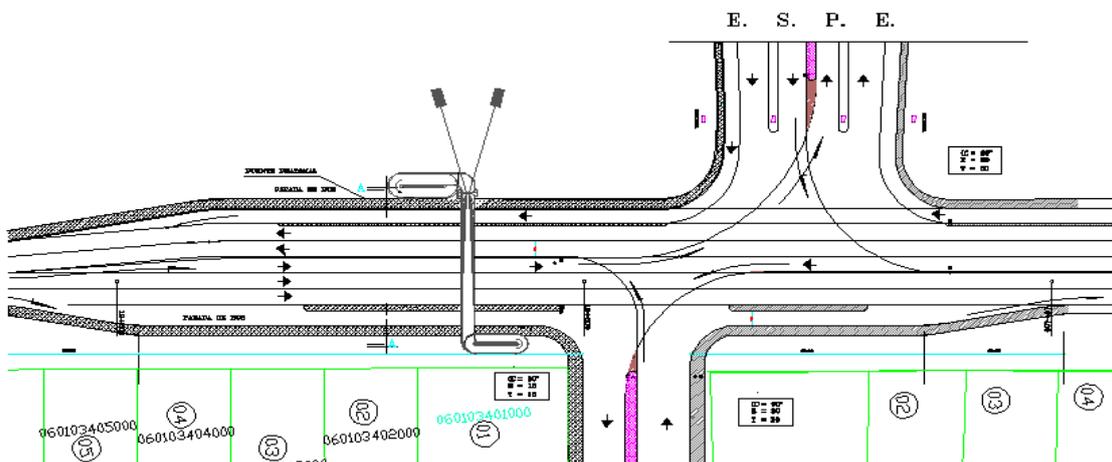


Fig. 7.2 Vista en planta de la ubicación del Puente Peatonal Atirantado

## 7.2.- CARGAS ESTÁTICAS Y MÓVILES

Un puente de cables múltiples es un sistema de alta redundancia. Los caminos de las fuerzas son dictados en gran parte por la rigidez de los elementos que soportan las cargas como son: los cables, los pilones y el tablero. Bajo cargas permanentes el desarrollo de la estructura puede ser intuitivamente comprendida por períodos de construcción considerados.

### **Cargas Estáticas**

A la acción de cargas estáticas nos referimos al peso propio (cargas permanentes) de la estructura. Cada elemento tiene su peso propio y principalmente los elementos que afectan en la deformada de la estructura son el peso del tablero y de los cables de sostenimiento.

Los momentos de flexión en el tablero ante las cargas permanentes, se asemejan a estructuras continuas sobre soportes rígidos. Así, de esta manera los espacios entre los cables tensados deben ser más reducidos para disminuir deflexiones. Los componentes verticales de las fuerzas en los cables se asemejan a las reacciones de los soportes calculados en las bases (pseudo-apoyos). Las tensiones en los cables de anclaje hacen posible la posición de pilones de manera que no están sujetos a grandes momentos de flexiones cuando todas las cargas permanentes son aplicadas.

### **Cargas Móviles**

Se refiere a la estructura bajo cargas de tráfico, siendo que, el tablero distribuye las cargas hacia los cables lo que hace que trabaje como resortes extendidos. Los pilones, elásticamente retenidos por los cables, flexionan y sufren deformaciones horizontales, aumentando el desplazamiento antes mencionado. Para restaurar el equilibrio, el cable que le toma inclinadamente

hacia arriba implica una fuerza normal sobre el tablero. Excepto para un número de estructuras de diferente diseño, hace una fuerza compresiva la cual se incrementa cerca de los pilones.

Suponiendo el caso extremo en que un gran grupo de personas se encuentre sobre el puente se ha dispuesto trabajar con una carga de  $600\text{Kg/m}^2$  para realizar el modelo.

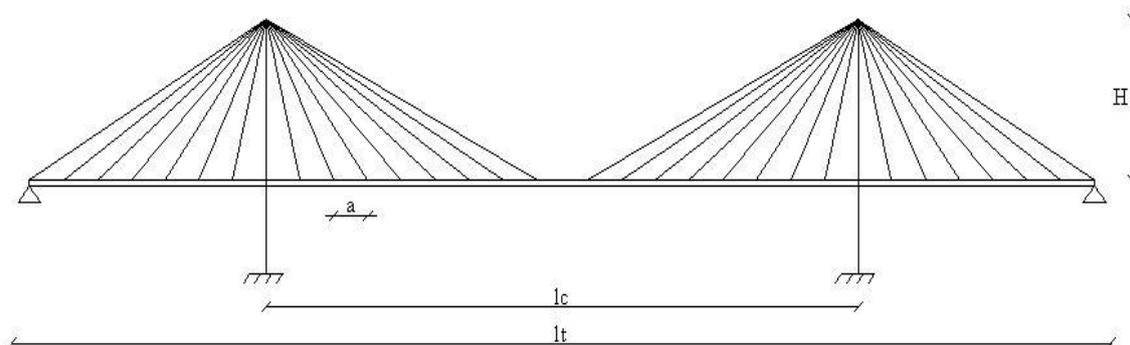
### **7.3.- IDEALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA**

Durante el proceso de investigación se realizaron 2 modelos para comparar cual es más factible, tanto en sus comportamientos estructurales como en sus procesos constructivos.

Los modelos tienen las siguientes características:

#### **7.3.1. PILONES O PILAS**

Para calcular la altura del pilón, es necesario tomar en cuenta varios parámetros como son: la altura mínima de un vehículo tipo, longitud libre del tablero, el número de cables que serán anclados al pilón y la longitud entre pseudos – apoyos, es decir entre cable y cable:



**Fig. 7.3. Esquema general para el predimensionamiento de las pilas**

En base a esto para predimensionar la altura de las torres que le denotaremos con la letra H, se puede tomar las siguientes expresiones:

$$H = (0.20 - 0.25) \times Lc$$

$$H = 0.465 \cdot n \cdot a$$

H= altura de la torre tomada desde el tablero.

n= Número de cables a cada lado de la torre.

a= Longitud del panel.

Lc= Luz principal.

Es recomendable tomar la ecuación ( $H = 0.465 \cdot n \cdot a$ ) ya que se tiene una altura más exacta de la torre; por tanto nuestra torre será con un ( $H = 0.465 \cdot 10 \cdot 3$ ) lo cual nos da como resultado un  $H = 13.95\text{m}$ , a esto hay que sumar la altura libre de tráfico tomando en cuenta un vehículo tipo con una altura máxima de 4.80m. Este dato (H) es aproximado pues debido a que es una estructura pequeña en relación a puentes de tráfico vehicular, no existen en el medio, códigos que proporcionen información sobre el prediseño de este tipo de puentes ligeros. En base a esto se hizo un análisis de cargas con el programa SAP 2000 para lograr determinar nuestras pilas óptimas obteniendo los siguientes resultados:

### **PILÓN MODELO 1**

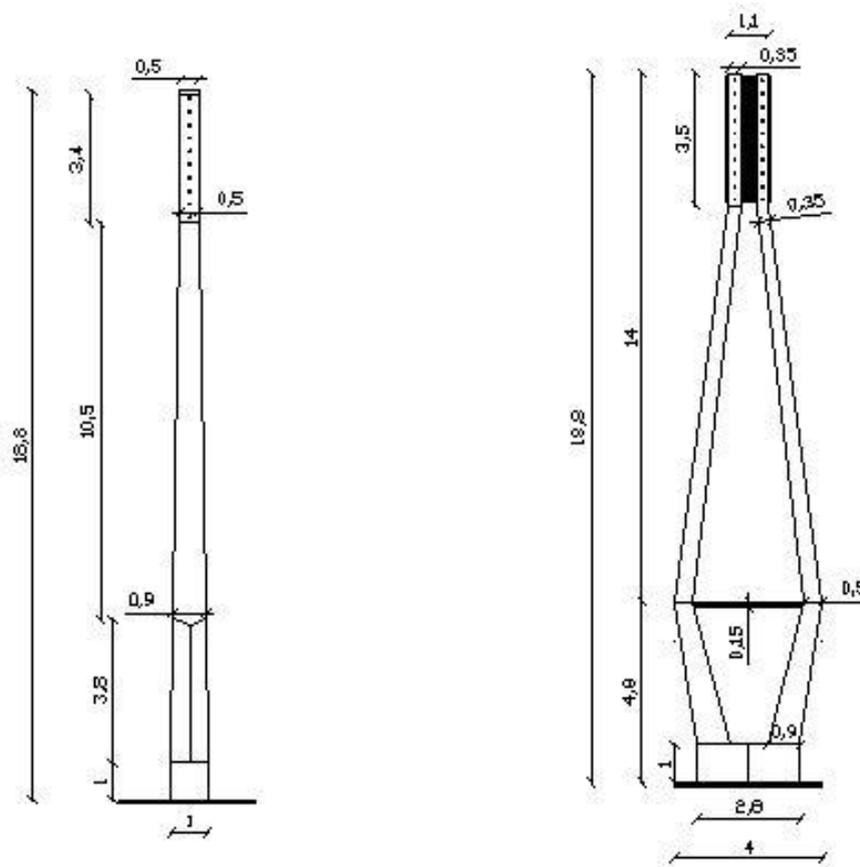


Fig. 7.4. Imagen del pilón del modelo 1

El pilón tiene la geometría que se muestra en el gráfico, tipo diamante, su estructura es de hormigón armado de  $280\text{Kg}/\text{cm}^2$ , es de tipo non-prismático debido a que tiene variaciones dimensionales en su forma y los cables están sujetos en la cabeza del pilón a un espaciamiento de 35cm. La altura de la torre es de 18.80m.

## PILÓN MODELO 2

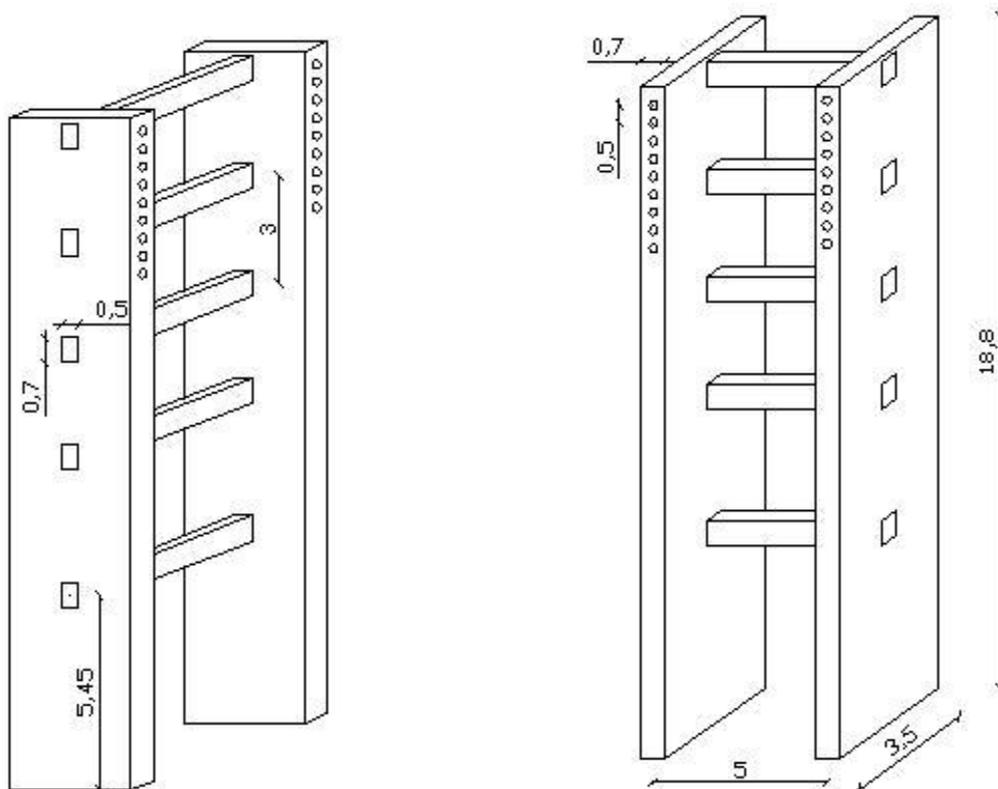


Fig. 7.5 Imagen del pilón del modelo 2

El pilón tiene la geometría que se muestra en la figura, es de tipo “pilas gemelas” arriostradas por medio de vigas, de igual manera su estructura es de hormigón armado de  $280\text{Kg/cm}^2$ , sus pilas son rectangulares de mayor longitud en la dirección del tablero, con lo que se obtiene una mejor inercia que el modelo anterior pero menor estética, sus cables de sostenimiento están anclados en la parte superior del pilón a un espaciamiento de 50cm de distancia.

### **7.3.2. TABLERO**

El tablero es el que distribuirá las cargas hacia los cables y al pilón, este tiene 35m de luz libre y 3m de ancho de calzada, debido a los puntos de anclaje de los cables de sostenimiento, se obtiene un ancho de calzada libre de 2.60m.

Es de tipo mixto debido a que su estructura consta de elementos de acero y de hormigón.

La estructura principal está basada en 2 vigas de acero longitudinales Tipo I (A36), estas a la vez se encuentran arriostradas por vigas transversales del mismo tipo pero de menor dimensión para en conjunto brindar la rigidez necesaria que necesita el tablero.

Como capa de rodadura se tiene un elemento soportante de placa colaborante conocido como Novalosa, que incluye una capa de hormigón de 10cm de espesor, los cuales trabajan correctamente ante cargas peatonales.

Para realizar el predimensionamiento de estas vigas se lo ha hecho por medio de un análisis de flexión y cortante obteniendo así en los modelos, vigas transversales tipo I con una sección W10x12. (Dada por el AISC).

A continuación se muestra los cálculos realizados para obtener la sección y la resistencia nominal al cortante:

### **7.3.3 CABLES**

Los tirantes son cables rectos que atirantan el tablero, proporcionándoles una serie de apoyos elásticos intermedios. En el puente atirantado el número de tirantes es de ocho a cada lado del tablero, de forma que la flexión que se puede llamar local, que es la debida a la distancia entre los apoyos generados

por los tirantes; es insignificante respecto a la flexión que se produce por la deformación general de la estructura.

La flexibilidad de un cable de acero está en proporción inversa al diámetro de los alambres externos del mismo, en cuanto que la resistencia a la abrasión es directamente proporcional a este diámetro. En consecuencia, elegir una composición con alambres finos cuando prevalezca el esfuerzo a la fatiga de doblamiento, y una composición de alambres externos más gruesos cuando las condiciones de trabajo exijan gran resistencia a la abrasión.



Fig. 7.6. Cuadro Abrasión vs. Flexibilidad.

Tomando el cuadro anterior, el cable 6x41 es el más flexible, debido al menor diámetro que tienen sus alambres exteriores, mientras que el cables 6x41 tiene un comportamiento contrario.

Para el puente atirantado necesitamos un cable que sea resistente a la abrasión y que tenga una considerable flexibilidad, es decir como un valor intermedio, es por eso que se decidió tomar un cable con alma de acero 6x19,



El área total del tablero es de  $35.00 \times 3.00 = 105\text{m}^2$ , en donde actúa la carga distribuida de 28.49 Ton, por tanto para el área que se tiene de  $3.00 \times 1.50 = 4.50\text{m}^2$  la carga aplicada es de 1.22 Ton.

Factor de seguridad = 5 (En función del tipo de servicio)

Carga Real= Carga x Factor seguridad

$$\underline{1.22 \times 5 = 6.10\text{Ton}}$$

A esta fuerza se la debe descomponer debido a que el cable no soporta la carga verticalmente sino que tiene una inclinación de carga debido a la disposición del cable. Esta resultante se la puede obtener de la siguiente manera:

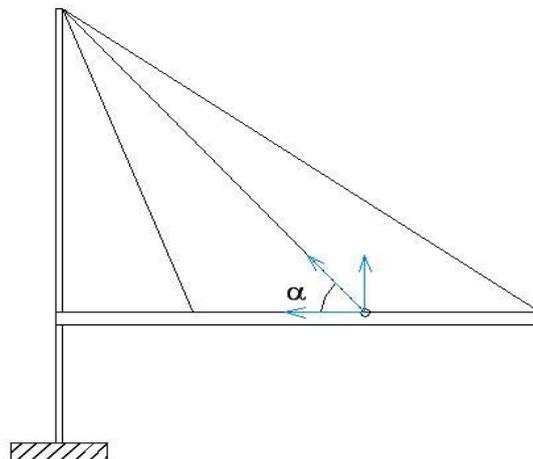
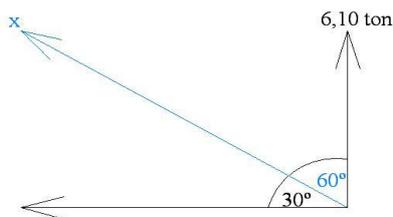


Fig. 7.8. Descomposición de fuerzas que actúan en el cable

En base a los datos obtenidos, la componente vertical de la fuerza tiene un valor de 6.10 Ton y el ángulo  $\alpha$  tiene un valor de  $30^\circ$ . Se ha tomado el valor del ángulo en el cable que mayor carga axial soporta en el modelo.



$$\cos 60^\circ = 6.10 \text{ ton} / X$$

$$X = 6.10 / \cos 60^\circ$$

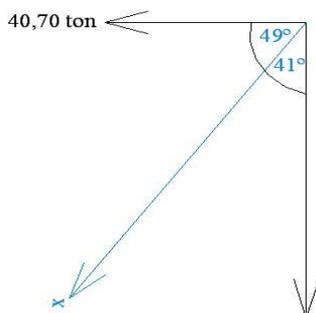
$$X = 12.2 \text{ Ton}$$

Esta será la carga a la que estará expuesta el cable, por tanto debido a esto se debería usar un cable 6x19 de 9/16” de pulgada AF IPS que posee una carga de ruptura de 13.15 Ton.

Para el cable de retención, que va anclado de los muertos de hormigón hacia el pilón se debe calcular por medio de la fuerza horizontal que se da en la cabeza del pilón. La carga obtenida es de 8.80 Ton.

Carga Real=  $8.14 \text{ Ton.} \times 5 = 40.7 \text{ Ton}$

De la misma manera como en el caso anterior debemos de descomponer la fuerza obteniendo el siguiente resultado:



$$\cos 49^\circ = 40.7 \text{ ton} / X$$

$$X = 40.7 / \cos 49^\circ$$

$$X = 62.03 \text{ Ton}$$

Para esta carga se usará un cable 6x19 de 1 1/4" pulgada AF IPS que posee una carga de ruptura de 62.95 Ton.

A continuación se muestra la tabla de donde se obtuvieron estos datos para el diseño del cable.

**PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE LOS CABLES DE ACERO - CABLEMAX**

DIAM. PULG.	PESO APROXIMADO EN LIBRAS / PIES										RESISTENCIA DE ROTURA - TONELADAS DE 2.000 LIBRAS														
	6x7		6x19 6x36		8x19		18x7 19x7		6X7		6X19 6X37 CLASIFICACION				6x19 6x36 CLASIFICACION				8x19 CLASIFICACION		18x7 19x7				
	F.C.	IWRC	F.C.	IWRC	F.C.	IWRC	F.C.	IWRC	F.C.	IWRC	F.C.	IWRC	F.C.	IWRC	F.C.	IWRC	F.C.	IWRC	F.C.	IWRC	F.C.	IWRC	IPS	EIPS	
3/16	.056	.059	.065						1,50	1,35	1,70			1,55	1,67	1,40	1,50								
1/4	.094	.10	.11	.098			108		2,64	2,38	3,02	3,40	2,74	2,94	2,47	2,65	2,35							2,51	2,77
5/16	.15	.16	.18	.15	.18		169		4,10	3,69	4,60	5,27	4,26	4,58	3,83	4,12	3,65							3,90	4,30
3/8	.21	.24	.26	.22	.26	.26	.24		5,86	5,27	6,71	7,55	6,10	6,56	5,49	5,90	5,24							5,76	6,15
7/16	.29	.32	.35	.30	.36	.36	.33		7,93	7,14	9,09	10,2	8,27	8,89	7,44	8,00	7,09							7,80	8,33
1/2	.38	.42	.46	.39	.47	.47	.43		10,3	9,27	11,8	13,3	10,7	11,5	9,63	10,3	9,23							10,1	10,8
9/16	.48	.53	.58	.50	.60	.60	.55		13,0	11,7	14,9	16,8	13,5	14,5	12,2	13,0	11,6							12,8	13,6
5/8	.59	.66	.72	.61	.73	.73	.68		15,9	14,3	18,3	20,6	16,7	17,9	15,0	16,1	14,3							15,7	16,8
3/4	.84	.94	1,04	.88	1,06	1,06	.97		22,7	20,4	26,2	29,4	23,8	26,6	21,4	23,0	20,5							22,5	24,0
7/8	1,15	1,29	1,42	1,20	1,44	1,44	1,32		30,7	27,6	35,4	39,8	32,2	34,6	29,0	31,1	27,7							30,5	32,5
1	1,50	1,68	1,85	1,57	1,88	1,88	1,73		39,7	35,7	46,0	51,7	41,8	44,9	37,6	40,4	36,0							39,6	42,2
1 1/8	1,90	2,13	2,34	1,99	2,39	2,39	2,19		49,8	44,8	57,9	65,0	52,6	56,5	47,3	50,9	45,3							49,8	53,1
1 1/4	2,34	2,63	2,89	2,45	2,94	2,94	2,70		61,0	54,9	71,0	79,9	64,6	69,4	58,1	62,5	55,7							61,3	65,1
1 3/8	2,84	3,18	3,50	2,97	3,56	3,56	3,27		73,1	65,8	85,4	96,0	77,7	83,5	69,9	75,1	67,1							73,8	78,4
1 1/2	3,38	3,78	4,16	3,53	4,24	4,24	3,89		86,2	77,6	101	114	92,0	98,9	82,8	88,0	79,4							87,3	92,8
1 5/8		4,44	4,88								118	132	107	115	96,3	104									
1 3/4		5,15	5,67								136	153	124	133	112	120									
1 7/8		5,91	6,50								155	174	141	152	127	137									
2		6,77	7,39									198	160	172											
2 1/8		7,59	8,35									221	179	192											
2 1/4		8,51	9,36									247	200	215											

Para Kg. / Mt. multiplicar por 1.488  
 Para Ton. / Met. multiplicar por 0.9072

IPS = Improved Plow Steel  
 EIPS = Extra Improved Plow Steel

## 7.3.4 SISTEMAS DE ANCLAJE

### 7.3.4.1 Anclaje al Suelo

Debido a que la estructura es de un solo pilón el cual sostiene al tablero que se encuentra en volado, es necesario utilizar un sistema de anclaje que disminuya en gran porcentaje el esfuerzo en la cabeza del pilón producido por la tensión de los cables. En todos los puentes atirantados de un solo pilón se usa este sistema, el cual consta de muertos de hormigón empotrados al suelo donde el cable de retención va sujeto al espiral por medio de cuñas y este se agarra en el muerto de hormigón evitando que debido a la tensión del cable este se desgarre y se pierda el anclaje. A continuación se muestra en la figura el sistema espiral de anclaje.



Fig. 7.9. Sistema de anclaje al suelo por medio de muertos de hormigón

La carga que se obtiene en el anclaje en base al modelo realizado del puente es de 5.4 Ton, por tanto se debe colocar un muerto equivalente a esta carga para evitar que la estructura tenga un comportamiento que cause daño a la estructura y/o al usuario.

Por medio de la siguiente ecuación podemos determinar el volumen necesario del muerto de hormigón:

$$\text{Volumen.Hormigón} = \frac{\text{Carga}}{\text{PesoEspecíficoHormigón}}$$

$$\text{Volumen.Hormigón} = \frac{5.4\text{Ton}}{2.4\text{Ton}/\text{m}^3}$$

$$\text{Volumen.Hormigón} = 2.25\text{m}^3$$

En base al volumen obtenido se obtiene la geometría necesaria para nuestro muerto de hormigón.

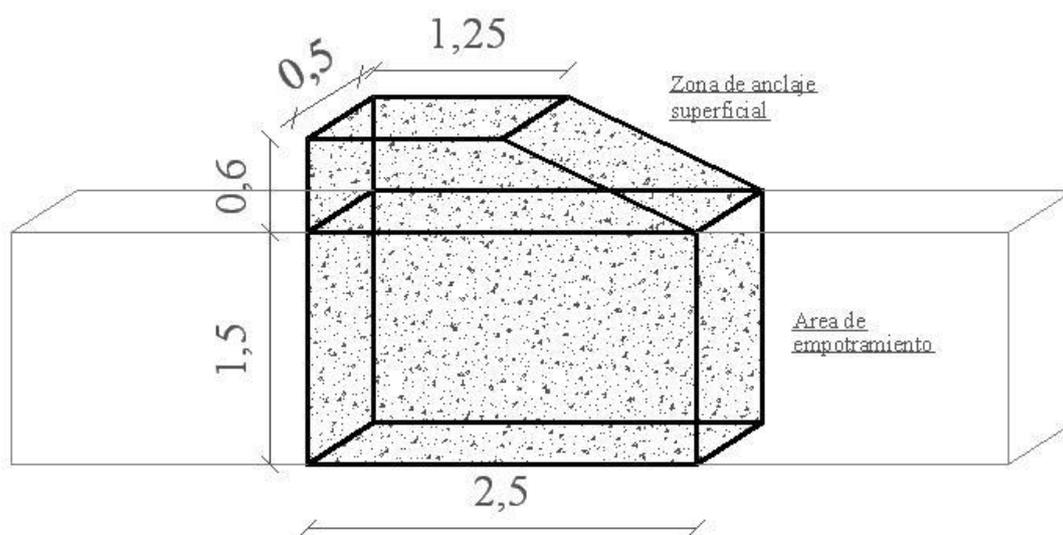


Fig. 7.10 Muerto de hormigón para el anclaje de retención

Este muerto es el que soportará la tensión que existe en el sistema de tirantes en cada cable de retención.

#### **7.3.4.2 Anclaje al Pilón**

El sistema de sujeción a utilizarse para conectar los cables con el tablero hace que no haya ningún desplazamiento pero tienen libre rotación lo que da mayor

facilidad al momento de colocar y posicionar los cables en el montaje del puente. Se muestra en la Fig. 7.111 un sistema de anclajes que es un claro ejemplo de lo descrito anteriormente.



Fig. 7.11 Anclaje al pylon

### **7.3.4.3 Anclaje al Tablero**

El sistema de anclaje al tablero es mucho más sencillo y de fácil colocación. El torón es sujetado por medio de un sistema de cuñas recubierto con resina epóxica.



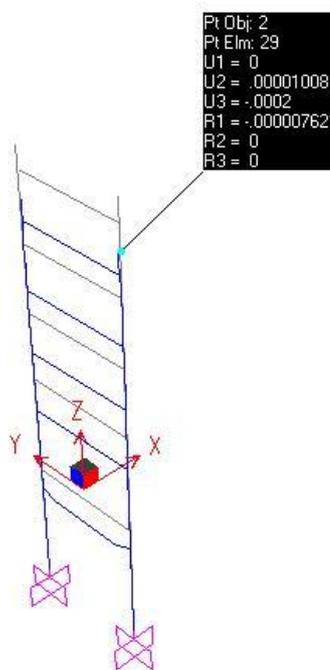
Fig. 7.12 Anclaje del cable al tablero

## **7.4.- ESTUDIO DE DEFORMACIONES**

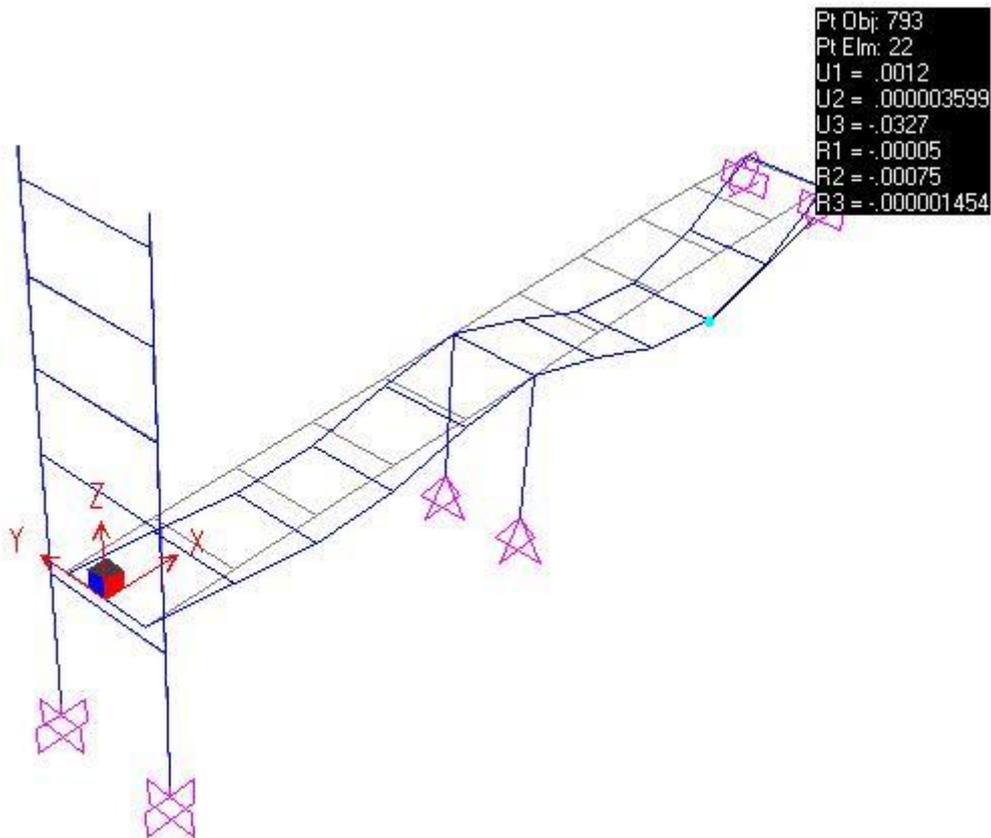
El análisis del puente se trata por medio del método elástico, pero tomando en cuenta la geometría real de los cables la que considera su comportamiento no lineal. Las cargas de la estructura están definidas por las cargas permanentes y las cargas vivas.

El modelo del puente se realiza en el programa “SAP 2000”. Este se lo ha analizado por medio de períodos de construcción, es decir, se asemeja a la situación real al momento de construir el puente, de esta manera obtenemos resultados más reales de las deformaciones que se presentan durante el montaje del mismo.

- 1. Pilón.-** En la primera etapa de construcción podemos observar en el gráfico que tenemos una deformación del pilón de 2mm, ya que todavía no ha recibido cargas del tablero ni de los sistemas de anclaje, sino que actúa bajo cargas de peso propio del mismo.



**2. Pilón + Tablero + Apoyo Temporal + Apoyo Final.-** El segundo período de construcción relaciona el pilón + la primera etapa del tablero el cual se encuentra sobre un apoyo temporal + la segunda etapa del tablero que se encuentra apoyado en un muro de hormigón permanente el cual trabajará como estribo del puente.

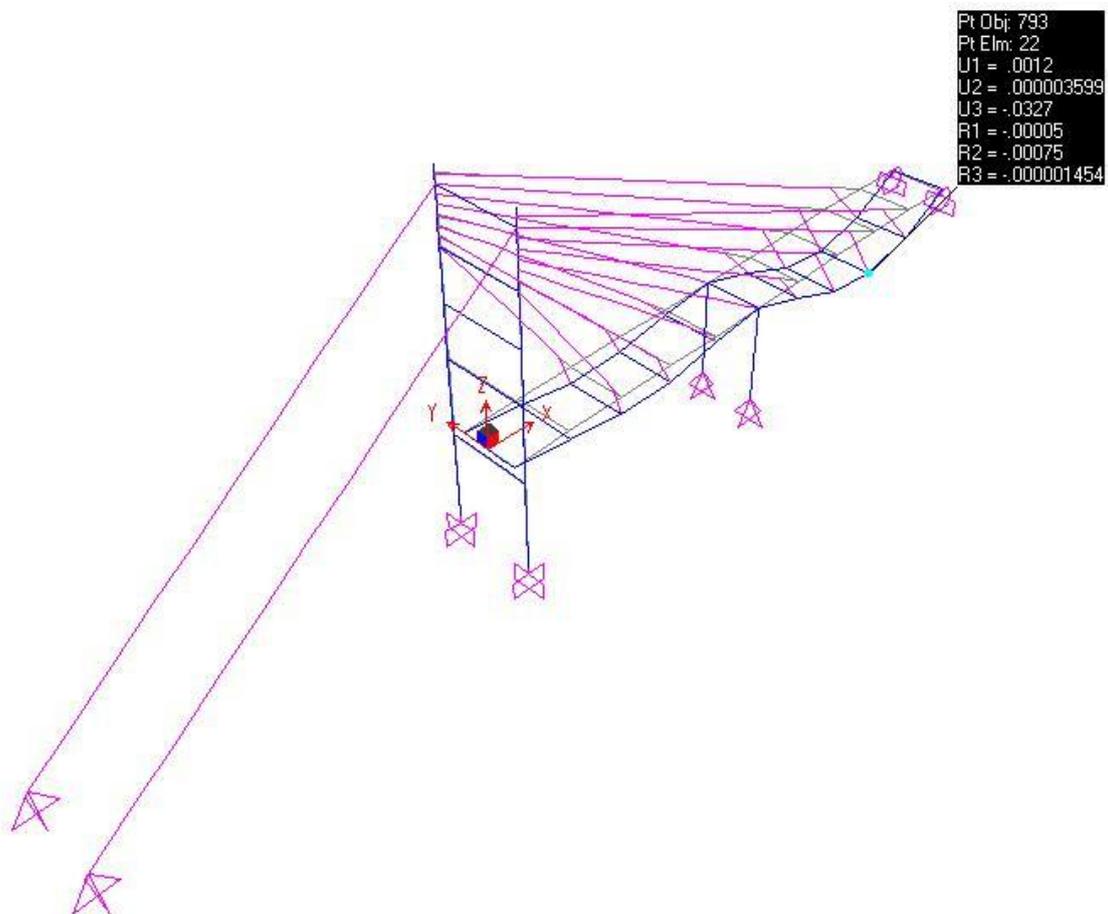


La máxima deformación obtenida en el tablero es de 3cm, tomando en cuenta que el tablero está apoyado sobre el apoyo temporal y aún no han sido colocados los cables de atirantamiento.

Cabe indicar que cuando se modeló el tablero se lo hizo con una contra flecha para que al momento en que el puente una vez completado su proceso

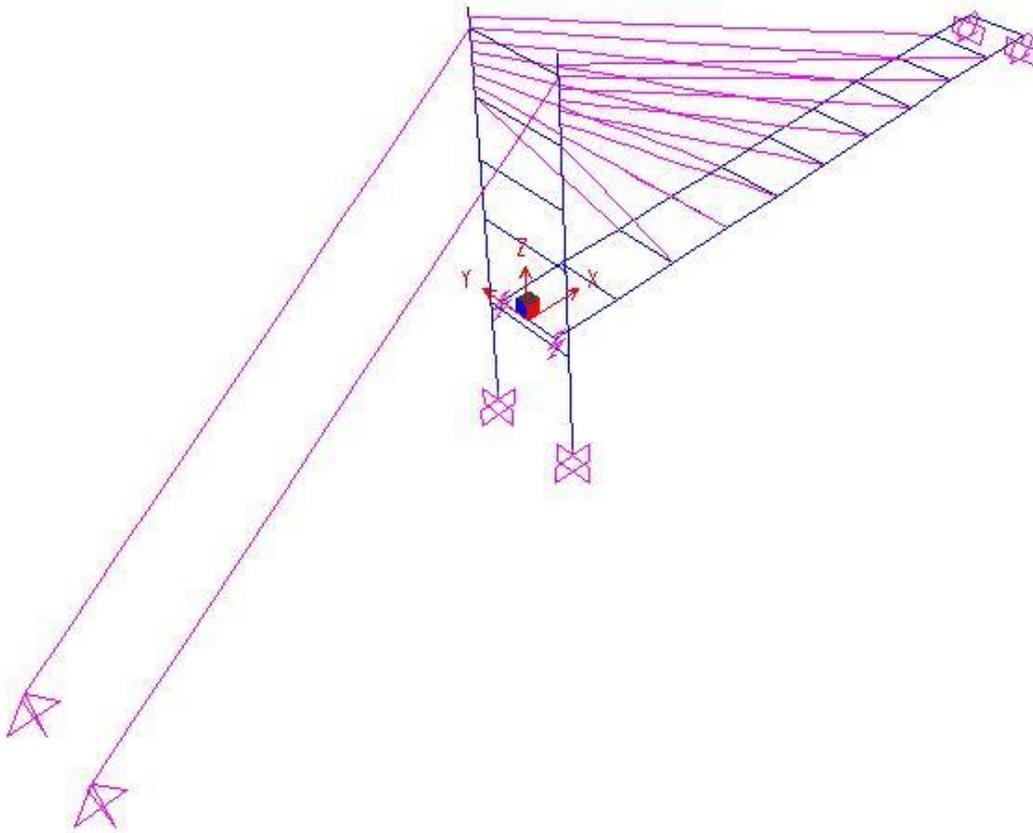
constructivo y sean aplicadas las cargas, este no tenga pandeos o deformaciones que puedan afectar la estructura y la funcionalidad del mismo.

- 3. Pilón + Tablero + Apoyo Temporal + Cables de retención + Cables de atirantamiento.-** En el tercer período de construcción se aumentan los cables de retención y los cables de atirantamiento, sin quitar el apoyo temporal, motivo por el cual los cables aún no empezarían a trabajar obteniendo la misma deformación que el gráfico anterior.



Los cables de atirantamiento son los que sujetan el tablero con el pilón, y los cables de retención son los que van del pilón hacia el anclaje al suelo, estos cables deben de ser colocados por medio de gatos hidráulicos para de esa manera poder dar la tensión necesaria a cada cable.

- 4. Pilón + Tablero – Apoyo Temporal + Cables de retención + Cables de atirantamiento.-** En el cuarto período de construcción se retira el apoyo temporal que se encuentra en la mitad de la luz del tablero; en este momento los cables comienzan a trabajar y es necesario ir tensando cada cable por medio de gatos hidráulicos y así obtener la posición que se había previsto inicialmente.



Luego de este paso, la estructura es cargada dinámicamente, es decir, actúa la carga peatonal. Debido a esta carga el puente tendrá ligeras vibraciones por ser una estructura ligera y en volado pero como se mencionó anteriormente las

vibraciones serán mínimas y no existirá riesgo alguno para el usuario ni para la estructura.

## **7.5.- CIMENTACIÓN**

Para la cimentación se muestra a continuación los datos de la estructura la cual será un plinto combinado de base rectangular y se muestra también los resultados obtenidos en el programa SAFE.

# **VIII.- ANÁLISIS DINÁMICO DEL PUENTE PEATONAL ESPE**

## **8.1. INTRODUCCIÓN**

El rol de las fuerzas dinámicas en los cables (tirantes) es muy importante. Más aún que en algunos tipos de puentes, tales fuerzas pueden determinar la viabilidad del proyecto.

Existen generalmente dos tipos de problemas:

- Estabilidad aerodinámica.
- Seguridad contra los sismos.

## **8.2. ESTABILIDAD AERODINÁMICA**

Es importante que la estructura tenga un buen desarrollo aerodinámico para evitar que eventos extremos como el viento, causen daños de fatiga en sus sistemas de suspensión.

Generalmente este fenómeno afecta a puentes de grandes magnitudes como fue el caso del primer puente conocido como el “Golden Gate” en San Francisco, que por efectos de vientos con altas velocidades, el puente comenzó a oscilar hasta entrar en resonancia donde colapsó el puente. En

base a esto investigaciones teóricas han mostrado que la rigidez y estabilidad aerodinámica de los puentes suspendidos pueden ser altamente incrementados gracias al uso de sistemas de pretensado.

En el caso del puente peatonal de la ESPE, los efectos que puede causar el viento son casi nulos ya que primeramente no existen indicios de vientos fuertes que hayan ocasionado daños graves en el sector donde será construido, y segundo que la estructura es de dimensiones pequeñas en relación a puentes de tráfico vehicular, además que la dimensión transversal y el espesor del tablero no son considerables como elementos de resistencia ante el flujo del viento.

### **8.3. SEGURIDAD CONTRA LOS SISMOS**

Generalmente en el cálculo de estructuras se trabaja con un factor de reducción sísmica dado por el código ecuatoriano de la construcción, pero este tipo de estructura no se encuentra especificada dentro de los factores de reducción de cargas sísmicas que propone el Código Ecuatoriano de la Construcción, ya que no es factible utilizar el valor recomendado de 3 debido a que el único elemento estructural que resistirá las fuerzas sísmicas es el pilón de hormigón armado, es por eso que es recomendable no reducir las fuerzas sísmicas.

Para el análisis  $V_{\text{basal}}$  de la estructura se ha utilizado la siguiente ecuación debido a que es una estructura en voladizo:

$$V_{\text{BASAL}} = 0,6 Z * I * W$$

Donde:

V: Es la fuerza que debe distribuirse de acuerdo a la distribución de masas y debe aplicarse en cualquier dirección horizontal.

- Z: Es un factor en función de la zona sísmica; en este caso el factor es 0,4.
- I: Es el factor de destino e importancia de la estructura; como este puente es de ocupación especial, el factor es de 1,3.
- W: El peso de la estructura.

Los puentes peatonales atirantados revelan gran sensibilidad a efectos de vibración causado por el tráfico peatonal. A continuación se muestra los períodos más importantes que afectan a la estructura:

**Tabla 8.1 Principales modos de vibración que afectan a la estructura**

1. Modo 53	Período	0.61908	P. Modal	0.833
2. Modo 70	Período	0.53015	P. Modal	0.834
3. Modo 103	Período	0.36295	P. Modal	0.839
4. Modo 120	Período	0.31263	P. Modal	0.839
5. Modo 169	Período	0.23790	P. Modal	0.839
6. Modo 186	Período	0.22772	P. Modal	0.840
7. Modo 191	Período	0.21775	P. Modal	0.840
8. Modo 196	Período	0.21356	P. Modal	0.845
9. Modo 197	Período	0.20807	P. Modal	0.847
10. Modo 222	Período	0.19315	P. Modal	0.848
11. Modo 235	Período	0.17836	P. Modal	0.848
12. Modo 240	Período	0.17455	P. Modal	0.848
13. Modo 261	Período	0.15575	P. Modal	0.863
14. Modo 262	Período	0.15246	P. Modal	0.896

15. Modo 267	Período	0.14624	P. Modal	0.896
16. Modo 272	Período	0.13709	P. Modal	0.897
17. Modo 293	Período	0.12181	P. Modal	0.897
18. Modo 298	Período	0.11834	P. Modal	0.897
19. Modo 299	Período	0.10966	P. Modal	0.897

### CONCLUSIONES:

- Los cables de atirantamiento se pueden organizar de diversas formas dentro de cada uno de los haces ya sea el borde del tablero, o un solo plano situado en su eje.
- Los cables de retención son los que evitan los movimientos en la cabeza del pilón, además de disminuir en gran porcentaje la deflexión que puede presentarse en el tablero.
- La flexión local, que es la debida a la distancia entre los apoyos generados por los tirantes, es insignificante respecto a la flexión que se produce por la deformación general de la estructura.
- Los tirantes radiales o divergentes tienen un mejor funcionamiento que los paralelos, porque el atirantamiento es más eficaz y se obtiene menor deflexión en las torres.
- Las torres, son la parte más importante dentro de la estructura de los puentes atirantados, ya que estos son los que van a soportar toda la carga que se ha de distribuir del tablero a los cables y estos al pilón o torres.

- La altura de las torres está en función de la luz libre que tendrá el tablero entre sus puntos de apoyo.
- El tablero es muy importante dentro del esquema resistente básico de la estructura del puente atirantado ya que va a resistir las componentes horizontales que le transmiten los tirantes.
- El tablero cumplirá la función de transmitir todas las cargas que vayan a este hacia a los cables y estos a su vez hacia el pilón.
- Investigaciones teóricas han mostrado que la rigidez y la estabilidad aerodinámica de los puentes suspendidos pueden ser altamente incrementados gracias al uso de sistemas de pretensado.
- Debido a espacios muy grandes que existen entre cable y cable, el tablero debe tener el peso y la rigidez necesaria para que no existan problemas de flexión.
- Los puentes peatonales atirantados revelan gran sensibilidad a efectos de vibración causado por el tráfico peatonal.
- El escoger un sistema de cables múltiples con espacios pequeños entre estos, facilita enormemente la erección del puente y permite diseñar vanos con mayores luces.
- La realización de pilones muy rígidos, disminuyen los momentos longitudinales debido a cargas vivas.
- Los anclajes de retención, deben estar colocados por lo menos a la mitad de la longitud de la luz libre del puente.
- Los momentos torsionales que afectan a los puentes de un solo plano de cables está sujeto a contrarrestarse por medio del uso de un tablero muy rígido y cables colocados a espacios muy cortos, logrando como

consecuencia que la capacidad de flexión del tablero no sea aprovechado del todo.

- Bajo la acción de cargas vivas, la deformación de la estructura es gobernada esencialmente por la rigidez de los pilones y el sistema de atirantamiento.
- La presencia de un solo plano de cables hace posible que se evite cualquier cruce visual entre ellos, dando a la estructura una gran elegancia.
- Se debe tomar en cuenta que al colocar pilones delgados en el centro del plano, inevitablemente deberá aumentarse el espesor del tablero.
- Un tablero rígido contra la torsión, contribuye tanto a la reducción de momentos de segundo orden como a la estabilidad dinámica y aerodinámica de toda la estructura.
- Los cables que generalmente se encuentran en tensión y casi rectilíneos, aseguran una conexión más rígida entre el pilón y el tablero.
- La deformación del tablero depende mucho de la tensión en los cables y la deformación del pilón.
- El uso de suspensiones laterales induce a que existan momentos de flexión transversal, generalmente esto se presenta en la mitad del vano longitudinal, a pesar que los esfuerzos cortantes y las fuerzas de los anclajes trabajan en los bordes del tablero.
- El problema grave que presentan los puentes tipo abanico, es que su construcción es muy complicada debido a que deben colocarse los cables desde un mismo punto en la cabeza del pilón.

- El gran número de soportes elásticos controla las deflexiones longitudinales en el tablero tanto al momento de construir como al momento en que entra en operación.
- El espaciamiento máximo de los cables depende particularmente de la forma y la sección transversal del tablero.
- La rigidez óptima del tablero no solo depende del espaciamiento de los tirantes sino también del armado y del material en que este sea construido.
- El uso del acero en tableros metálicos tiene muchas ventajas, una de ellas es que se puede realizar el tablero por tramos y después ser colocado en obra, ahorrando así tiempo y dinero.
- El espesor del tablero depende principalmente de las cargas transversales al que será sometido y del esquema de cables tensores a usarse.
- La estabilidad del tablero depende de cómo se encuentre diseñada toda la estructura, no es recomendable que se analice separadamente cada elemento que constituye el puente sino como actúa en conjunto monolíticamente.
- Es necesario tener una adecuada estabilidad longitudinal y un buen comportamiento durante el tiempo de construcción y operación.
- El tablero y las pilas en el esquema de tipo arpa sufren mayores esfuerzos de tensión en comparación con el de tipo semi-arpa y abanico.
- El momento flector en las pilas depende solamente de la distancia en que se encuentra el primer cable tensor.

- Los máximos momentos de las pilas se darán en la riostra inferior que las conecta y en el tablero que es otro punto de conexión entre las pilas.
- Los cables tienen la característica de resistir grandes fuerzas de tensión, pero a relación de las barras prismáticas, estos no resisten fuerzas de compresión y poseen poca resistencia a la flexión, razón por la cual toman forma de curva
- En el caso de que se necesite trabajar con tensiones máximas, altas temperaturas y/o esfuerzos de aplastamiento, se recomienda usar el de tipo alma de acero.
- Para conocer el comportamiento que presenta los materiales, es importante realizar una relación esfuerzo – deformación.
- En los cables el área que se tomará para el cálculo, será el área efectiva de la sección del cable
- La inclinación óptima del cable es de  $45^\circ$  y este puede variar entre los límites de  $25^\circ$  y  $65^\circ$ , tomando en cuenta que los menores valores son para los cables externos y los mayores valores son para los cables que más se acercan al pilón o a las torres.
- Al anclar los cables al tablero estos empiezan a trabajar como pseudo-apoyos, esto quiere decir que va a simular como una serie de apoyos verticales a través de una viga continua, a la vez de crear una compresión del tablero en sentido hacia la pila de donde nace la disposición de cables.

- Los cables son los elementos estructurales que más se exponen ante efectos corrosivos del medio ambiente.
- Para calcular la altura del pilón, es necesario tomar en cuenta varios parámetros como son: la altura mínima de un vehículo tipo, longitud libre del tablero, el número de cables que serán anclados al pilón y la longitud entre pseudos – apoyos, es decir entre cable y cable:
- Para dimensionar el diámetro del cable de acero, debemos siempre utilizar el factor de seguridad.
- Como los cables se distribuyen a través del tablero se debe realizar la distribución de carga de cada cable por áreas cooperantes.
- Es importante que la estructura tenga un buen desarrollo aerodinámico para evitar que eventos extremos como el viento causen daños de fatiga en sus sistemas de suspensión.
- Este tipo de estructura no se encuentra especificada dentro de los factores de reducción de cargas sísmicas que propone el Código Ecuatoriano de la Construcción, ya que no es factible utilizar el valor recomendado de 3 debido a que el único elemento estructural que resistirá las fuerzas sísmicas es el pilón de hormigón armado, es por eso que es recomendable no reducir las fuerzas sísmicas.