

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL

TRABAJO DE TITULACIÓN DE GRADO PREVIA A LA
OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

“DISEÑO DE PUENTES PEATONALES MEDIANTE EL USO DE
CABLES DE ACERO”

NOMBRE

RICARDO PATRICIO CISNEROS WANDEMBERG

DIRECTOR: ING. JUAN CARLOS GARCÉS

CIUDAD QUITO, AÑO 2015

DIRECTOR DE DISERTACIÓN:

Ing. Juan Carlos Garcés

INFORMANTES:

Ing. Marcelo Guerra

Ing. Estuardo Páez

DEDICATORIA

Esta meta va dedicada a mis padres, quienes me impulsaron a conseguir mi sueño, su enseñanza en no rendirse frente a las adversidades y seguir adelante. Gracias papitos míos.

AGRADECIMIENTO

A mis hermanos Mónica y Luis E. por su preocupación durante mi carrera y el poder ver a su hermanito llegar a ser un profesional.

A mi compañera de vida, Nicole, quien estuvo a mi lado apoyándome toda mi carrera y su preocupación de que sea el mejor, gracias mi corazón.

A mi director Juan Carlos, quien con paciencia supo guiarme en la mejor manera y conseguir este logro.

ÍNDICE

Introducción	1
Capítulo 1	3
1. Generalidades.....	3
1.1. Introducción a la teoría de cables.	4
1.2. Esfuerzos en cables.	5
1.2.1. <i>Relación del trazado – esfuerzos.</i>	6
1.2.2. <i>Trazado del cable.</i>	7
1.2.3. <i>Estado Tensional.</i>	9
1.2.4. <i>Dimensionado.</i>	10
1.3. Funcionamiento.	10
1.4. Aplicación en obras de Ingeniería.	13
1.4.1. <i>En el mundo.</i>	14
1.4.2. <i>En el Ecuador.</i>	18
Capítulo 2	21
2. Análisis no lineal de estructuras	21
2.1. Por geometría	23
2.1.1. <i>Método incremental.</i>	24
2.1.2. <i>Método de la longitud de arco</i>	24
2.2. Por material	25
2.2.1. <i>Comportamiento con endurecimiento</i>	27
2.2.2. <i>Comportamiento con ablandamiento</i>	28
Capítulo 3	29
3. Descripciones y Solicitaciones en Puentes	29
3.1. Puentes Colgantes	29
3.1.1. <i>Estructura y funcionamiento</i>	30
3.1.2. <i>Tipos de Puentes Colgantes</i>	31
3.1.3. <i>Las Torres</i>	34
3.1.4. <i>El Tablero</i>	36
3.1.5. <i>Los Cables.</i>	39
3.1.6. <i>Partes del Puente Colgante</i>	41
3.1.7. <i>Ventajas de los Puentes Colgantes</i>	43
3.1.8. <i>Desventajas de los Puentes Colgantes</i>	43

3.1.9.	<i>Pre diseño Puente Colgante</i>	44
3.2.	<i>Puentes Atirantados</i>	46
3.2.1.	<i>Estructura y funcionamiento</i>	48
3.2.2.	<i>Tipos Puentes Atirantados</i>	49
3.2.3.	<i>Las Torres</i>	53
3.2.3.1.	<i>Tipos de torres en puentes atirantados</i>	57
3.2.4.	<i>El Tablero</i>	58
3.2.5.	<i>Los Tirantes</i>	61
3.2.6.	<i>Partes del Puente Atirantado</i>	65
3.2.7.	<i>Ventajas de los Puentes Atirantados</i>	66
3.2.8.	<i>Desventajas de los Puentes Atirantados</i>	67
3.2.9.	<i>Pre diseño Puente Atirantado</i>	67
3.3.	<i>Solicitaciones de Carga en Puentes</i>	69
3.4.	<i>Efectos de Vibración</i>	70
3.4.1.	<i>Resonancia</i>	72
3.4.2.	<i>Aceleraciones Máximas</i>	74
Capítulo 4	79
4.	<i>Generalidades</i>	79
4.1.	<i>Puente Colgante</i>	79
4.1.1.	<i>Descripción de la Estructura</i>	79
4.1.2.	<i>Norma de Diseño</i>	80
4.1.3.	<i>Cargas Consideradas</i>	80
4.1.4.	<i>Modelo</i>	81
4.2.	<i>Puente Atirantado</i>	81
4.2.1.	<i>Descripción de la Estructura</i>	81
4.2.2.	<i>Norma de Diseño</i>	82
4.2.3.	<i>Cargas Consideradas</i>	82
4.2.4.	<i>Modelo</i>	82
Conclusiones	83
Bibliografía	89

Introducción

Un puente peatonal permite el paso de personas sobre las vías de tráfico ya sean peligrosas o no, de esta manera garantizar la integridad física de las mismas. A un puente peatonal se le puede considerar como una estructura cuyo diseño resista diversos efectos y situaciones que este podría experimentar durante el transcurso de su vida útil.

Se lo puede construir en diferentes tipos de materiales, tales como: hormigón, acero y con cables; adicional a los diversos usos que se le provee, estos dependerán del material que se usará para la construcción del puente peatonal y de las diversas solicitaciones que puede tener el puente y todos los elementos del mismo.

Los tamaños de los puentes peatonales son muy variados, y por tanto debido a su longitud varía el tipo de diseño que se usará, teniendo en cuenta las vibraciones que producen al circular los usuarios procurando que el puente no entre en efectos de resonancia, ya que ocasionaría un colapso de la estructura.

Los puentes peatonales con cables de acero se los puede relacionar con similares, tales como los puentes colgantes y los puentes atirantados, que debido a su gran versatilidad, su construcción es mucho más fácil e interactiva.

Es por esto que el presente estudio tratará el diseño de un puente peatonal con cables de acero, considerando las vibraciones ocasionadas por el cruce de las personas.

El alcance de este estudio abarcará 2 diseños de puentes peatonales, uno será considerando un puente colgante y el otro atirantado, adicionalmente el armado que se tendrá en las pilas rigidizadoras de ambos puentes, cimentación de las pilas teniendo en cuenta un suelo con una capacidad de resistencia media.

Capítulo 1

1. Generalidades.

Por la simplicidad, versatilidad, resistencia y economía los cables se han convertido en elementos indispensables en muchas de las obras de ingeniería. Fundamentalmente el uso de puentes colgantes y atirantados, se visualiza en grandes estructuras que pueden ubicarse tanto en la ciudad como en el campo, además de múltiples usos en diversas industrias como son: agrícola, electricidad, industrial que conjuntamente con ingeniería se transforman en verdaderas obras de arte.

Debido a la manejabilidad y flexibilidad de los cables solo resisten fuerzas de tracción, y solo bajo ese tipo de sollicitación se diseñan los cables, puesto que a compresión no generan ningún aporte.

La aplicación de las cargas sobre un cable son variadas, y por su puesto su geometría cambia; con cargas que sigue una proyección horizontal, el cable adquiere una forma parabólica que va de acuerdo con el diagrama de momentos de una viga simple; en cambio cuando se somete al cable a una fuerza puntual la forma adquirida es discontinua en cada punto donde se aplique dicha carga y cuando son únicamente sometidos a su propio peso se forma una curva denominada catenaria.

Se debe asegurar que se cumplan las leyes de equilibrio para una curva funicular parabólica que es la forma más común que adopta un cable, para lo cual se usarán las ecuaciones de equilibrio dado por la teoría de cables

1.1. Introducción a la teoría de cables.

Según Timoshenko & Young (1965) en estructuras de ingeniería, se encuentra con cables o cadenas flexibles suspendidas entre los apoyos al final de sus extremos y los cuales están sometidos a un tipo de carga vertical distribuida.

La forma del equilibrio asumida por dicho cable es, una curva funicular debido a la carga que se somete en el cable. Para lidiar con este problema, es necesario desarrollar el equilibrio en el cable tanto analítica como gráficamente.

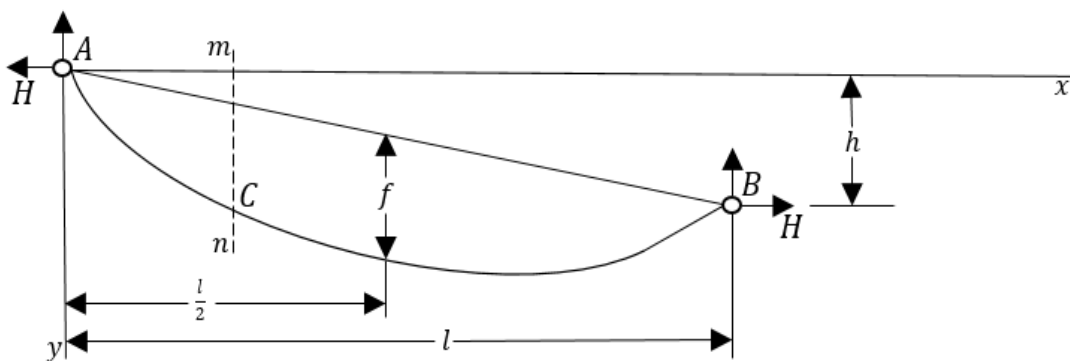


Figura 1: Cable empotrado y perfectamente flexible sometido a una carga distribuida

Asumiendo que un cable uniforme y perfectamente flexible se encuentra fijo en ambos de sus extremos, y el cual es sometido a la acción de una fuerza vertical distribuida. Después en el eje de coordenadas y en cualquier punto C del cable es obtenido de la ecuación de momentos con respecto a C a la izquierda de este punto, lo que da como resultado:

$$M_x + H \frac{h}{l} x - Hy = 0$$

Donde:

M_x : Momento flector en la sección transversal mn de una viga simplemente apoyada en el tramo de longitud l debido a la fuerza actuante en el cable.

H : Es la componente horizontal de la fuerza de tensión en el cable.

h : Es la diferencia en la elevación de los extremos del cable.

En el particular caso cuando la carga de intensidad w es uniformemente distribuida a lo largo de la proyección horizontal del cable, tenemos

$$M_x = \frac{wx}{2}(l - x)$$

Si se reemplaza en la ecuación anterior se obtiene:

$$y = \frac{wx}{2H}(l - x) + \frac{h}{l}x$$

Lo cual muestra que la curva funicular en este caso es una parábola con un eje vertical. Si en los extremos del cable se encuentran al mismo nivel, se obtiene:

$$y = \frac{wx}{2H}(l - x)$$

Aplicando esta ecuación al punto medio del cable, donde las ordenadas de la curva funicular representan la flecha f , obtenemos:

$$f = \frac{wl^2}{8H} \quad \text{o} \quad H = \frac{wl^2}{8f}$$

1.2. Esfuerzos en cables.

Un cable invariablemente estará trabajando en tracción pura en toda su sección, y con un aprovechamiento total y absoluto de la capacidad que posea dicho cable, por lo cual se construirán estructuras ligeras que son aptas para cubrir grandes luces, este objetivo se logra si se usa cables de acero de alta resistencia, la combinación de

estos sistemas son los más económicos en consideración de la relación existente de peso-luz.

Un cable no compone una estructura auto-portante, por lo cual se necesitará de estructuras auxiliares que sostengan los cables, lo cual conlleva a una combinación de sistemas estructurales diferentes y su estudio deberá ser específico en cada caso.

1.2.1. Relación del trazado – esfuerzos.

Un cable adopta la forma de acuerdo a las cargas que posee: por ejemplo una carga sostenida por un cable nos indica la verticalidad de la fuerza de gravedad con relación al peso propio, y la forma que toma el cable que sostiene dicha carga.

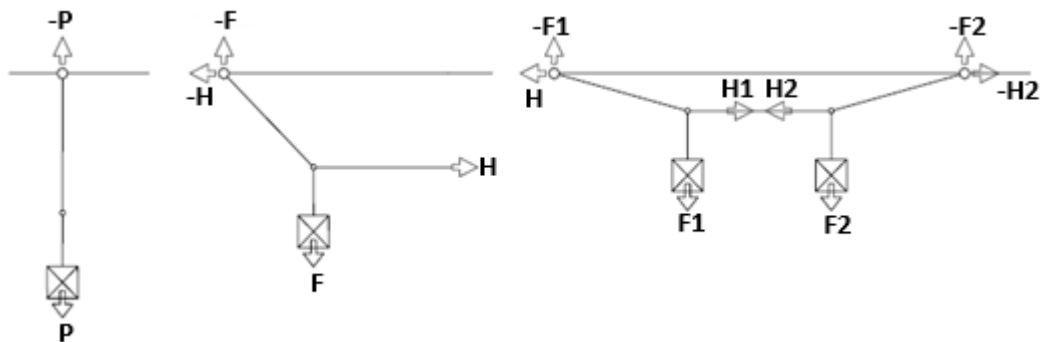


Figura 2: Relación del trazado de cables vs peso

En cambio sí colgamos la carga de dos cable en lugar de uno, cada cable se equilibrará con la mitad de la carga.

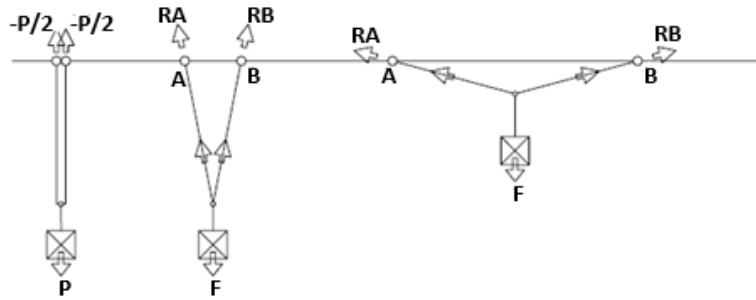


Figura 3: Influencia del número de cables vs peso

Si se separa los puntos de amarre, la carga estará suspendida de acuerdo al espacio creado por el movimiento de los cables, así mismo el cable transmitirá la carga a ambos extremos, para equilibrar el sistema y la forma del cable sigue la dirección de las fuerzas.

1.2.2. Trazado del cable.

El trazado del cable depende en gran medida de la posición donde se encuentre la carga, por ejemplo si se desplaza la carga del punto medio del cable, este se acomoda para transmitir las fuerzas por medio de tramos rectos.

Si en lugar de una carga se colocan dos cargas idénticas y ubicadas simétricamente sobre el cable, este vuelve a cambiar su forma, obteniendo de resultado tres tramos rectos en donde se transmiten las fuerzas hacia los apoyos, en consecuencia si se aumenta un n número de cargas sobre el cable, este va a tener $n + 1$ de lados rectos hasta que adopte una forma funicular.

La forma que adopta el cable coincide con el lugar geométrico de las resultantes de las acciones y reacciones sobre dicho cable, teniendo una

dependencia directa con el sistema de fuerzas a equilibrar, y no puede someter al proyecto libremente.

Para la resolución de las fuerzas a los que está sometido el cable se obtiene a partir del polígono vectorial, el mismo que nos indica el esfuerzo del cable en la zona de análisis, por tanto el mayor esfuerzo se producirá cuando se obtenga el mayor de dichos polígonos.

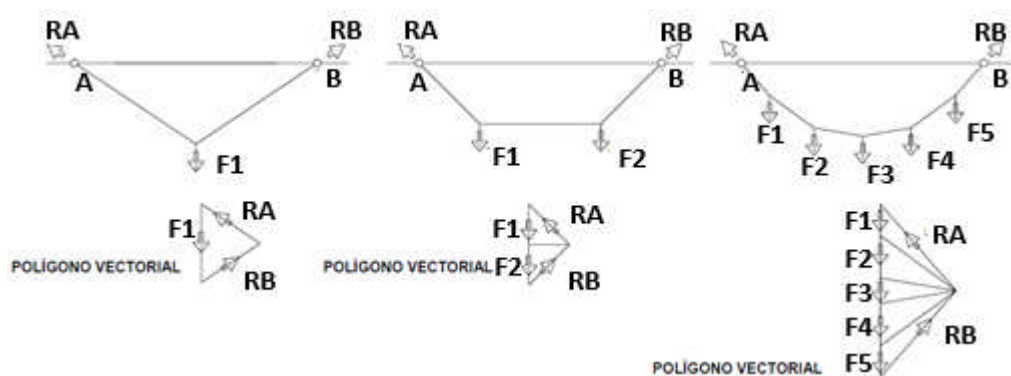


Figura 4: Relación número de fuerzas vs cable

Si en el caso que las cargas actuantes sobre el cable se distribuyan a todo su largo, la forma que adoptará el cable es de una curva catenaria; las reacciones que se deben equilibrar del cable son tangentes a la curva en los puntos de apoyo del cable.

La flecha (f) óptima en una catenaria está dada aproximadamente por un tercio de la luz, y para esta relación existente la catenaria y la parábola son curvas similares.

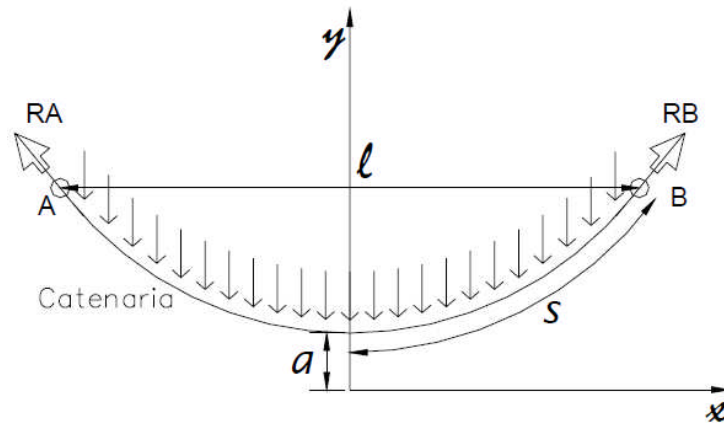


Figura 5: Representación Catenaria

1.2.3. Estado Tensional.

Una estructura se deforma cuando se somete a la acción de cargas, aunque las deformaciones no son apreciables a simple vista, sabemos que están ahí presentes y algunas deformaciones pueden tener valores considerables.

La tracción es un estado en que las partículas del material tienden a separarse en el sentido de la aplicación de la fuerza, y a agruparse en el sentido transversal de la aplicación de la fuerza.

Es así, que en un cable es primordial considerar este efecto debido a que su sección transversal con relación a su longitud carece de un área considerable, debido a que durante la aplicación de una fuerza el cable se verá inmerso en una disminución de su sección transversal, lo que podría producir una rotura del cable.

1.2.4. Dimensionado.

Una vez determinada la tensión en el cable, podemos diseñar y determinar la sección que tendrá el cable, partiendo del valor de la mayor fuerza a la que está sometido el mismo. Dicho valor lo obtendremos del plano operativo para diseñar la forma del cable.

Se define el valor de la mayor fuerza a la que se somete el cable, podemos obtener las dimensiones de la sección del cable que necesitamos; de esta manera el área de la sección será:

$$A = \frac{T}{f_{sd}}$$

Donde:

A : Área de la sección requerida.

T : Tensión ejercida sobre el cable.

f_{sd} : Valor admisible a la tensión del material empleado.

1.3. Funcionamiento.

El funcionamiento de los cables, será demostrado a continuación probando la relación existente entre los diversos componentes más relevantes que constituyen a un cable.

El valor del esfuerzo al que se someterá el cable dependerá de la distancia entre los puntos de apoyo ($l = \text{luz}$), el valor de su carga ($F = \text{fuerza}$), y la distancia de la flecha del cable (f).

La resolución es de forma gráfica a los efectos de los esfuerzos que se visualizan del polígono vectorial, lo cual conlleva a un equilibrio de la carga aplicada sobre el cable y considerando la dirección que se tiene del trazado del cable.

- Ejemplo 1:

Se analiza la variación de los esfuerzos en el cable, manteniendo constantes el valor de la fuerza (F) y la distancia de la flecha del cable (f), variando la distancia entre los puntos de amarre (l).

Por tanto se considera que:

Fuerza $F = F$

Flecha $f = f$

Distancia puntos de amarre $l_1 < l_2$

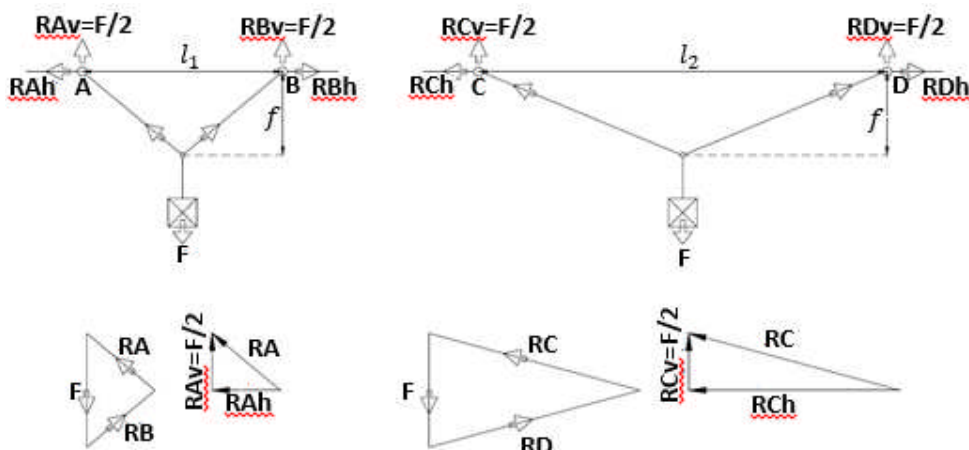


Figura 6: Relación de fuerzas y flechas vs longitudes

Gráficamente se puede observar las diferenciaciones mencionadas anteriormente, por lo cual se deduce que la componente vertical es constante $RA_v = RC_v = F/2$,

entonces el valor del esfuerzo al cual está sometido el cable aumenta $R_C > R_A$, a medida que la distancia entre los puntos de amarre se incrementan.

En conclusión el valor del esfuerzo al que se le somete el cable aumenta, debido a una mayor distancia entre los puntos de apoyo, existe una mayor tracción en el cable.

- Ejemplo 2:

Se analiza ahora dicha variación manteniendo constantes, el valor de la fuerza (F) y la distancia entre puntos de amarre (l), modificando la flecha del cable (f).

Por tanto se considera que:

Fuerza $F = F$

Flecha $f_1 > f_2$

Distancia puntos de amarre l

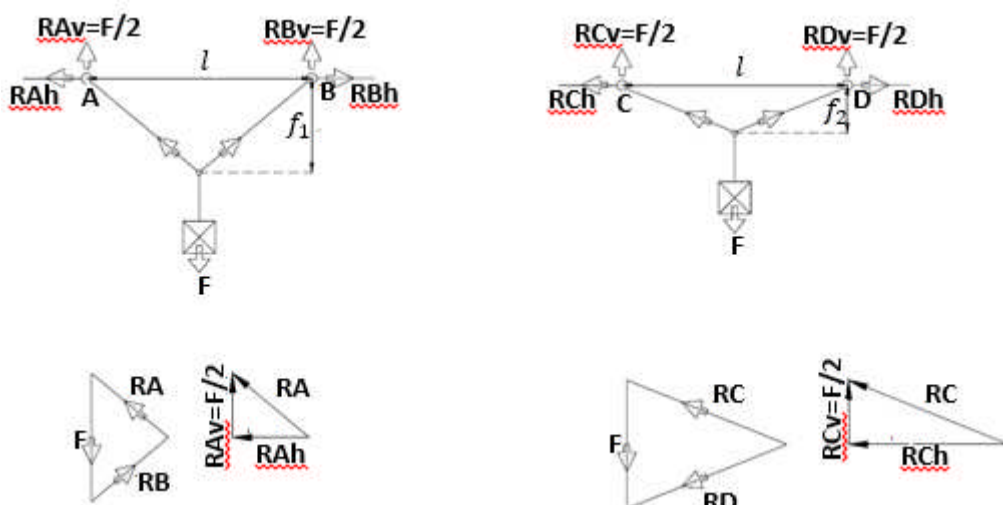


Figura 7: Relación de fuerzas y longitud vs flecha

Gráficamente se puede observar las diferencias antes mencionadas, por lo cual se deduce que $RA_v = RC_v = F/2$ permanecen constantes, en cambio a medida que la longitud de la flecha va aumentando, el esfuerzo a que estará sometido el cable es cada vez menor, puesto que la componente horizontal disminuye $RA_h < RC_h$.

Se puede concluir que el esfuerzo del cable y la componente horizontal en el punto de apoyo, son inversamente proporcionales a la flecha f , por lo cual si la flecha disminuye hasta hacerse nula el esfuerzo del cable y la componente horizontal de la reacción tiende a resultar infinitas, por tanto el cable no resistirá ninguna carga.

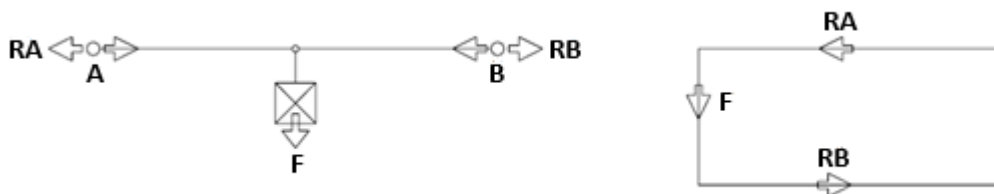


Figura 8: Igualación longitud vs flecha

Para encontrar una condición óptima en los esfuerzos que se generan en el cable, considerando que si se disminuye la flecha se necesitará un cable más largo y por tanto más material, o en el otro caso que no es capaz de soportar cargas, por tanto se debe considerar el ángulo que abre el cable con la horizontal debe ser de 45° para conseguir una condición óptima del cable.

1.4. Aplicación en obras de Ingeniería.

Los diversos usos que se les da a los cables de acero en obras de Ingeniería Civil son extensos, ya que debido a su versatilidad de manipulación es relativamente fácil y se puede crear verdaderas obras de arte, en un mundo tan globalizado y las

tendencias de la humanidad por conseguir obras memorables o íconos de cada región hacen que el uso de cables de acero se utilice con mayor frecuencia para poder crear dichas maravillas.

Alrededor del mundo existen obras de ingeniería que son muy conocidas y por su aplicación en el uso de cables de acero serán mencionadas a continuación:

1.4.1. En el mundo.

La aplicación de cables de acero en el mundo es muy diversa, ya que su repertorio va desde puentes colgantes y/o atirantados, tanto como para uso vehicular y peatonal, cableados eléctricos de grandes extensiones, carpas con lonas tendidas las cuales son apoyadas sobre los cables de acero, montacargas o grúas, elevadores, etc. En fin los usos dados pueden ser inimaginables y sin limitaciones.

A continuación se detallará una pequeña lista de obras memorables o de gran importancia por el uso de cables de acero.

a) Puente Colgante Golden Gate.

El puente consta de dos pilares rigidizadoras por las cuales cruzan los cables de acero que proporcionan el sostén de un vano colgante de 1280 m y el cuál se encuentra con un gálibo de 67 m de altura.

Datos adicionales de cable de acero utilizado:

- Tramo principal: 4200 ft. (1280.16 m)

- Longitud de un cable: 7650 ft. (2331.7 m)
- Diámetro de un cable: $36 \frac{3}{8}$ in. (92.4 cm)
- Alambres en cada cable: 27572
- Total de cable usado: 80000 millas (128748 Km)
- Peso del cable: 24500 Ton.



Figura 9: Puente Colgante Golden Gate
FUENTE: (Wikipedia, 2007)

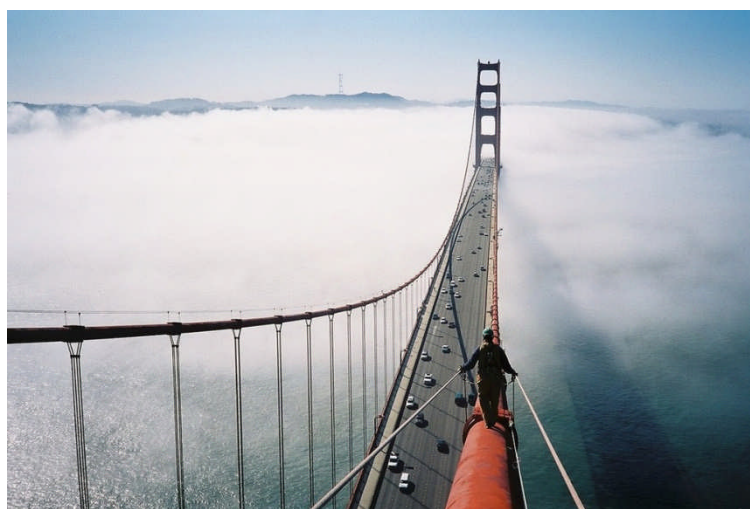


Figura 10: Puente Colgante Golden Gate
FUENTE: http://www.airpano.com/files/San-Francisco-Golden-Gate-USA/sf_golden_gate.jpg



Figura 11: Sección de cable de Puente Colgante Golden Gate

FUENTE: http://es.wikipedia.org/wiki/Puente_Golden_Gate#mediaviewer/File:GG-bridge-cable.jpg

b) Centro de entretenimiento de Khan Shatry.

Es una carpa gigante transparente ubicada en Kazajistán, consta de una altura de 150 metros, con una base elíptica de 200 metros, lo cual cubre un área de 140000 metros cuadrados.

Su torre principal es de acero, al cual le acompañan dos pilones para proporcionar un soporte extra debido a que el diseño indica que la torre principal está inclinada, aproximadamente desde los 110 metros de altura salen todos los cables de acero que sirven para el soporte de la lona y proporcionan la forma deseada en el diseño de este proyecto.



Figura 12: Alzado de pilar principal Centro de Entretenimiento Khan Shatyr
FUENTE: <http://www.fosterandpartners.com/projects/khan-shatyr-entertainment-centre/>



Figura 13: Tensado de cables Centro de Entretenimiento Khan Shatyr
FUENTE: <http://www.fosterandpartners.com/projects/khan-shatyr-entertainment-centre/>



Figura 14: Centro de Entretenimiento Khan Shatyr

FUENTE: <http://en.geourdu.co/buzz/travel-and-events/khan-shatyr-the-worlds-tallest-tent-in-kazakhstan/>

1.4.2. En el Ecuador.

En nuestro país se está incursionando el uso de cables de acero en la construcción de obras de Ingeniería, pero aun el apogeo de este material no llega a su máximo esplendor ya que se prefiere utilizar materiales tradicionales como el hormigón para la realización de estas obras, recientemente se introdujo el uso de acero estructural para llevar a cabo proyectos de mayor ambición.

Los proyectos que usan cables de acero en el Ecuador son escasos, o de poca importancia en nuestro medio, como el de puentes colgantes peatonales en zonas recónditas de nuestro territorio, y dichos puentes no tienen vanos considerables ya que solo han sido construidos para los cruces de ríos.



Figura 15: Puento Colgante Tena (entrada a la ciudad)



Figura 16: Conexión de cable principal y péndolas



Figura 17: Anclado de cables principales

Capítulo 2

2. Análisis no lineal de estructuras

Un análisis no lineal describe el comportamiento tenso-deformacional de los materiales y la no linealidad geométrica, y así descarta directamente el principio de superposición. En estructuras de hormigón, el comportamiento elástico-lineal es diferente de lo observado experimentalmente, especialmente cuando dichas estructuras están sometidos a niveles de carga elevados. Debido a los fenómenos intrínsecos de los materiales que componen a las estructuras, por ejemplo el agrietamiento del hormigón o la plastificación del acero.

El comportamiento no lineal ocurre en un eje definido, debido a la invalidez del principio de superposición, ya que los formatos que pueden ser aplicados en los Análisis Lineales, no son aplicables en los No Lineales. En consecuencia se ha generado diversos parámetros para desarrollar el análisis no lineal y obtener respuestas reales de la estructura.

El comportamiento no lineal de una estructura permite que la respuesta final dependa de la historia de sus cargas. Es así que, usualmente para determinar la carga última es requisito dividir el proceso de incrementos de carga, permitiendo pasar por cada uno de los estados del material en análisis (estado elástico, fisurado y el previo a la rotura del material).

Esta respuesta última es función de varios factores, que pueden o no ser importantes en el resultado.

Un Análisis No Lineal puede consistir en más de un análisis de cada caso de carga. Cada análisis puede tener una diferente distribución de cargas sobre la estructura.

Por ejemplo, un análisis típico no lineal puede consistir en 3 etapas de carga por cada análisis. La primera etapa de carga puede atribuirse a la carga de gravedad sobre la estructura, la segunda etapa de carga podría aplicarse una carga lateral distribuida a lo largo de toda la altura de la estructura, y la tercera etapa de carga podría ser una carga lateral adicional distribuida a lo largo de toda la altura de la estructura.

Existen cuatro diferentes métodos para describir la distribución de las cargas para un Análisis No Lineal de un caso de carga.

- **Las deformaciones específicas y los desplazamientos son pequeños:** en este caso el análisis de estructuras lineales donde los desplazamientos son pequeños y el equilibrio se analiza sin tenerlos en cuenta.
- **Las deformaciones específicas no son pequeñas y los desplazamientos son pequeños:** en este caso del análisis de estructuras en régimen plástico, donde la estructura alcanza deformaciones considerables, las cuales se traducen en articulaciones plásticas, a pesar de las cuales los desplazamientos siguen siendo despreciables y el equilibrio puede lograrse sin tener en cuenta ambos factores.
- **Las deformaciones específicas son pequeñas y los desplazamientos son pequeños:** en este caso un comportamiento No Lineal de la estructura es debido a la No Linealidad Geométrica.

- **Las deformaciones específicas y los desplazamientos no son pequeños:** en este caso corresponde a un comportamiento No Lineal Geométrico y físico. (SAP 2000, 2014)

2.1. Por geometría

Considerando el Análisis No Lineal por Geometría, se aprecian los siguientes efectos en cada estructura:

Análisis No Lineal – tiene en cuenta el segundo efecto, el cual cambia la rigidez de un elemento bajo la influencia de un estado de esfuerzo en el elemento. Así mismo, dicho análisis considera la generación de momentos resultantes de la aplicación de fuerzas verticales en los nodos desplazados horizontalmente.

Análisis P-delta – considera el tercer efecto, que consiste en la adición de la rigidez lateral y el esfuerzo resultante de la deformación. Este efecto considera fuerzas adicionales que nacen de una estructura deformada como puede ser una viga que está fija en ambos extremos, cargada de una fuerza vertical, se crean fuerzas longitudinales y las deflexiones decrecen.

La no linealidad geométrica considera los efectos reales de orden superior, y frecuentemente influye en la mejora de la convergencia del proceso de cálculo de una estructura que incluye elementos no lineales.

Existen dos métodos para resolver un sistema de ecuaciones no lineales:

2.1.1. Método incremental

Un vector de carga se divide en incrementos de "n" iguales. Un incremento de carga consecutivo se aplica a la estructura una vez que se logra un estado de equilibrio para el incremento anterior. Se especifica la norma de fuerzas no equilibradas para cada paso, lo que permite el seguimiento de las relaciones fuerza-deformación en la estructura.

2.1.2. Método de la longitud de arco

La dirección de desplazamiento se aplica cuando los algoritmos incrementales de la resolución de ecuaciones por la fuerza guiada no son convergentes.

A continuación se muestra un proceso no lineal con el Método Incremental. Los valores de cálculo del análisis no lineal se muestran.

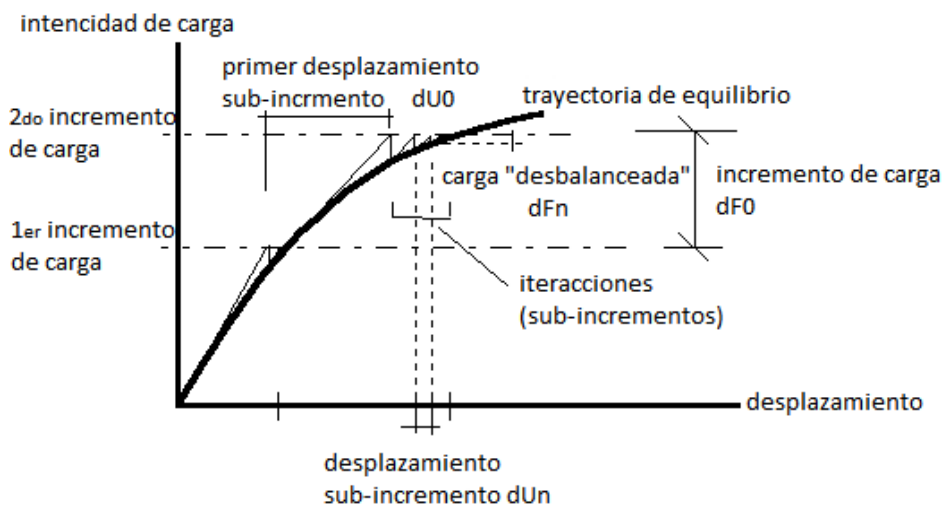


Figura 18: Método de longitud de arco; relación desplazamiento vs intensidad de carga

Generalmente, la forma más eficiente de solucionar el problema es aplicar el método de Esfuerzo Inicial, por lo contrario, cuando se decide emplear el método de Newton, los cálculos son más largos. Existiendo una gran probabilidad que se produzca una convergencia con éste método, a diferencia si se usa el método de Esfuerzo Inicial.

La convergencia del proceso se comprueba y el proceso de iteración se detiene una vez que se logra el estado de equilibrio. Los desplazamientos incrementan y las fuerzas que no se encuentran equilibradas son esencialmente cero. El proceso de iteración se detiene en el caso de divergencia. La falta de convergencia se interpreta como el efecto numérico de la estructura de sobrecargas o como un proceso del resultado de la inestabilidad numérica. En esos casos, el número de incrementos de carga se puede aumentar, que por lo general ayuda a que el proceso converja. (Autodesk Robot Analysis Structural Program, 2015)

2.2. Por material

Acorde al método de análisis seleccionado para el dimensionamiento del comportamiento de una estructura en la fase del diseño. Podría considerarse en las estructuras más comunes, que su diseño debe cumplir las exigencias de los estados límite de servicio de elasticidad, y así mismo asegurar que el material llegue al límite del estado inelástico.

En la actualidad, debido a la variedad de procesos constructivos y técnicas implementadas se han restringido en una proporción a estos estados que sufre el material y los desplazamientos debidos a que el diseño de las estructuras

puede existir una gran concentración de esfuerzos tensores y los desplazamientos se consideran despreciables.

En los siguientes casos se demostrará la teoría presentada:

En vigas de hormigón, las cuales se encuentran cercanas a los apoyos, el cortante genera un esfuerzo tensional suplementario que obliga a diseñar un armado especial en dicha zona. En este caso sería oportuno evaluar el diseño bajo un estado tensional y obtener un acercamiento más real al comportamiento del material.

Un anclaje embebido en una base de hormigón y al cual se lo diseñe para trabajar a tracción, necesitará un análisis para considerar ambos estados de rango elástico e inelástico debido a la naturaleza de las tensiones que se tendrá que soportar el hormigón en esa zona.

Uno de los campos de interés en el cálculo del análisis no lineal se basa en la contribución que se va a tener de nuevos materiales que aparecen en la industria. Ciertos materiales presentan un comportamiento estructural alejado del rango elástico, y en consideración, un análisis con la no linealidad del material puede mejorar la seguridad o economía en el diseño de los elementos estructurales. (Choi & Santos, 1987)

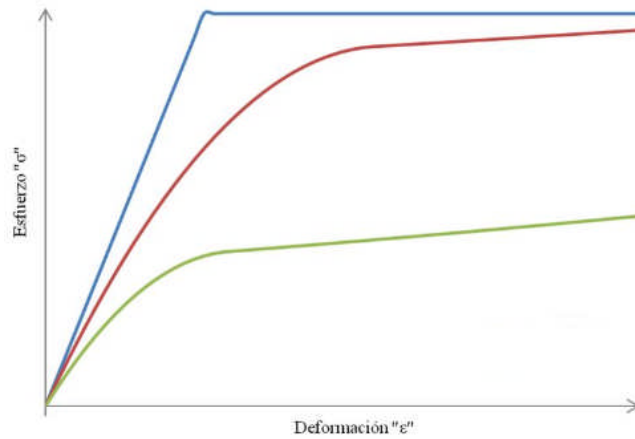


Figura 19: Comportamiento elástico e inelástico del material; relación esfuerzo vs deformación
 FUENTE: http://ef.uprm.edu/Tank%20failure%20under%20fire/nl_material.html

2.2.1. Comportamiento con endurecimiento

Cuando un material comienza a superar al estado tensional limitante, dicho material empieza a perder rigidez, aunque puede seguir soportando incrementos de carga. En estos casos el comportamiento que se presenta es que se aumentan las cargas de tensión y las deformaciones crecen con más rapidez que en estado elástico, un claro ejemplo de este tipo de comportamiento ocurre con el acero que se lo asocia con modelos de plasticidad.

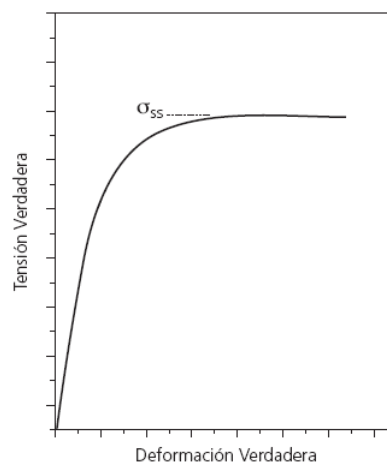


Figura 20: Incremento deformación en relación a la carga
FUENTE: <http://dc96.4shared.com/doc/TX2R9shU/preview.html>

2.2.2. Comportamiento con ablandamiento

Si se llega a superar el estado tensional límite, el material pierde su rigidez y no es capaz de seguir soportando los incrementos de carga. Al material se lo descarga pero su deformación sigue prolongándose, hasta que llegue al punto de falla del material; a este comportamiento se lo asocia con materiales como el hormigón que se lo relaciona a modelos de fisuración.

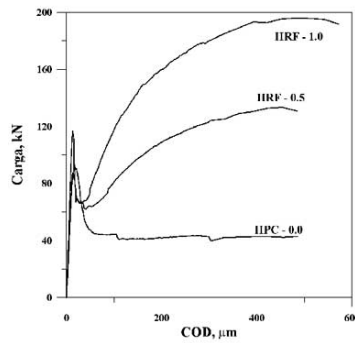


Figura 21: Rotura del material por superar su estado inelástico
FUENTE: http://www.scielo.cl/scielo.php?pid=S0718-50732009000200001&script=sci_arttext&tlng=en

Capítulo 3

3. Descripciones y Solicitaciones en Puentes

3.1. Puentes Colgantes

La estructura básica de un puente colgante está conformada por sus cables principales, los cuales se fijan en los extremos del vano que se asientan sobre tierra firme, tienen la flecha necesaria que soporta el peso de la estructura de circulación (vehicular y/o peatonal) mediante tracción pura. El puente colgante catenaria es el más común, donde sus propios cables principales sirven de sostén de la plataforma de paso.

La ligereza es el mayor defecto de los puentes colgantes, ya que son más sensibles que otro tipo de puentes, puesto que si las cargas aumentaran o diversas solicitaciones a las que es sometido un puente, éste podría fallar debido a la fragilidad que se genera.

En la actualidad los puentes colgantes cubren grandes luces, es así que la mayoría de puentes colgantes poseen un tablero metálico; y es una estructura que resiste por su forma, ya que al tener luces más grandes las cargas generadas van a ser mayores, y como el principal mecanismo del puente colgante es trabajar a tracción, lo cual evita que aparezcan flexiones sobre el mismo puente.



Figura 22: Puente Colgante Verrazano Narrows
FUENTE: http://ve.worldmapz.com/photo/16388_es.htm

3.1.1. Estructura y funcionamiento

Un puente colgante está constituido por cables que forman un arco invertido, dichos cables deben estar anclados a cada extremo del puente, ya que son el pilar fundamental de la estructura, y son los encargados de transmitir una parte de la carga de la estructura, el tablero trabaja a peso propio y este es suspendido del cable principal mediante tirantes verticales.

Las principales fuerzas que se encuentran en un puente colgante son de tracción; tanto en el cable principal como los tirantes, y existe compresión en los pilares rigidizadores de la estructura. Las fuerzas en los pilares deben ser verticales y en dirección de la gravedad, estos pilares son estabilizados por los

cables principales a lo largo del puente, estos cables deben ser diseñados para que se resista dichas fuerzas de los pilares y tablero, en consecuencia se debe considerar la sección que se va a emplear.

En el diseño se considera al cable principal con un peso propio igual a cero, ya que las cargas por el tablero de circulación y los vehículos son mayores o con mayor influencia sobre el análisis del puente y además existen cargas que se consideran repetitivas por el pasar de los vehículos y las vibraciones que se generan por el paso de vehículos.

El cable principal de un puente colgante toma la forma muy parecida a una parábola (catenaria), esta forma se origina debido al peso propio del cable, es decir no se ha cargado con una estructura como el tablero de circulación. A medida que se va aplicando cargas hay un crecimiento lineal de la pendiente, esto va aumentando con cada conexión que se realiza del tablero con los tirantes al cable principal, por tanto hay un aumento de fuerzas.

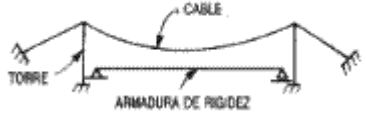

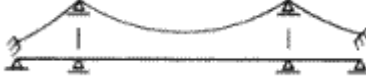
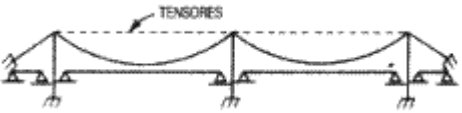

Los puentes colgantes por la simplicidad de su tablero se puede decir que el diseño, cálculo y análisis de los puentes colgantes es más factible que los puentes atirantados, debido a que en esos puentes el tablero de circulación se encuentra en compresión.

3.1.2. Tipos de Puentes Colgantes

Al hablar de los tipos de puentes colgantes, se puede indicar los arreglos que éstos pueden tener, debido a la configuración del cable principal, torres de

anclaje y anclaje de los cables, por tanto se obtiene la siguiente distribución de los puentes colgantes:

Tabla # 1: Arreglos de Puentes Colgantes

Arreglos de los Puentes Colgantes	Una luz colgante, con armadura de rigidez de extremos articulados.	
	Tres luces colgantes con armadura de rigidez de extremos articulados.	
	Tres luces colgantes con armadura de rigidez continua.	
	Puente de varias luces con armaduras de rigidez de extremos articulados	
	Puente colgante auto anclado	

FUENTE: (Ingeniería Civil Proyectos y apuntes teórico-prácticos de Ingeniería Civil para compartir con ustedes., 2012)

Elementos relevantes de este tipo de arreglos es que el “puente de varias luces con armaduras de rigidez de extremos continuos” no se lo considera eficiente debido a que su flexibilidad distribuye la carga en una porción indeseable hacia la viga de rigidez lo que puede provocar es que se deba agregar tirantas adicionales en sentido horizontal en la parte superior de las torres.

Como un ejemplo del caso presentado anteriormente de este tipo de arreglo es el puente de la Bahía de Oakland en San Francisco, el cual está compuesto de dos puentes colgantes de tres luces, en donde la unión de estos dos puentes existe una pila de apoyo para ambos puentes.

En este sistema se visualiza una desventaja, como se mencionaba es necesario una pila para poder unir ambos puentes, y en la porción central de la

estructura se requirió tres pilas debido a que las profundidades del agua son máximas.



Figura 23: Puente Colgante de la Bahía

FUENTE: http://es.wikipedia.org/wiki/Puente_de_la_Bah%C3%ADa#mediaviewer



Figura 24: Puente Colgante Berkeley

FUENTE: <http://www.eecs.berkeley.edu/XRG/12cav/berkeleysf.html>

De los arreglos mencionados previamente, estos también se los puede catalogar por el tipo de anclaje de los cables, externos o internos, sin embargo la mayoría de los puentes son anclados externamente, esto se lo realiza con un anclaje macizo a tierra, donde se anclan sus cables principales a las armaduras de rigidez y el resultado es una estructura auto anclada, como se indica en el último grupo de arreglo.

En este último caso no se necesita de anclajes extremos, de esta manera los puentes de auto anclado deben diseñarse para ser capaces de soportar la compresión que se crea por los cables, los que están conectados a las armaduras de rigidez las que resisten las componentes verticales de la tensión de los cables. Esta tensión puede aliviar o exceder la reacción de la carga muerta en el soporte extremo, de ocurrir una fuerza adicional debe suministrarse un apoyo extremo para generar una fuerza en sentido contrario.

Para luces cortas o medianas (aprox. 122 a 305 metros) se consideran los más apropiados a los puentes colgantes auto anclados, que adicionalmente se ven influenciados por las condiciones de cimentación para que no se permita anclaje extremo. (Ingeniería Civil Proyectos y apuntes teórico-prácticos de Ingeniera Civil para compartir con ustedes., 2012)

3.1.3.Las Torres

Las torres usualmente han sido consideradas los elementos más difíciles de proyectar en los puentes colgantes, ya que las torres permiten libertad en el puente, por lo que las torres han dado lugar a toda clase de variantes referente a su diseño.

Las torres han adquirido una forma propia, conveniente a la función que desempeñan y al material con el cual van a ser construidas; la mayoría de las torres tienen dos pilares de sección cajón de alma llena, y son unidos por riostras horizontales o cruzados.

Los últimos puentes colgantes construidos con torres metálicas, se ha introducido un nuevo sistema de soldadura en las chapas que forman los pilares verticales, razón por la cual se produce un efecto de compresión directamente sobre la chapa, las cuales se unen mediante soldadura parcial de la junta.

Las torres no presentan problemas especiales de construcción, la dificultad que se puede presentar es elevar los materiales de grandes dimensiones a alturas muy altas en las torres. Generalmente las torres de puentes metálicos se alcanzan con grúas, que elevan simultáneamente las torres. Las torres de hormigón se las construyen con encofrados deslizantes.

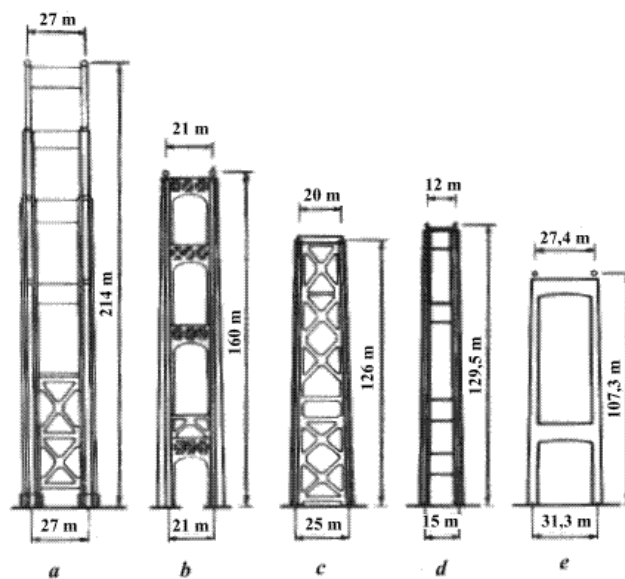


Figura 25: Torres de puentes colgantes: (a) Golden Gate, (b) Mackinac, (c) San Francisco – Oakland Bay, (d) Primer Tacoma Narrows, (e) Walt Whitman

FUENTE: <http://www.ingenierocivilinfo.com/2012/02/torres-de-puentes-colgantes.html>

3.1.4. El Tablero

En varios casos, el tablero de los puentes se han realizado por volados sucesivos, el avance se lo efectúa simétricamente, desde la torre hacia el centro del vano principal y hacia sus extremos.

Desde el propio tablero se construyen piezas que conforman parte del tablero central del puente colgante, éstas piezas las elevan mediante grúas para después ubicarlas donde corresponden. Éste método constructivo se los usó en puentes colgantes importantes como el Golden Gate (San Francisco), George Washington (New York), y otros puentes japoneses.



Figura 26: Puente Colgante Golden Gate

FUENTE: http://es.wikipedia.org/wiki/Puente_Golden_Gate#mediaviewer



Figura 27: Puente Colgante George Washington

FUENTE: http://es.wikipedia.org/wiki/Puente_George_Washington#mediaviewer

Existe un sistema de montaje del tablero diferente, que es usado con mayor periodicidad en la construcción, el cual se basa en dividir el tablero en dovelas de sección completa, a las cuales se las lleva por medio de flotación, situándolas en la posición que corresponde y por medio de cables principales elevarlas hasta su posición definitiva, la ubicación es en sentido inverso al método antes indicado, es decir, se empieza a colgar las dovelas centrales, y se avanza hasta llegar a las torres.

Con éste método constructivo se construyó el puente de la Bahía de San Francisco (San Francisco), Verrazano Narrows (New York), Estuario del Humber (Inglaterra).



Figura 28: Tablero tipo cajón Puente Colgante de la Bahía
FUENTE: <http://www.mosingenieros.com/2013/09/infografia-golden-gate-versus-bay-bridge.html>



Figura 29: Tablero Puente Colgante Verrezano Narrows
FUENTE: http://es.wikipedia.org/wiki/Puente_de_Verrazano-Narrows#mediaviewer



Figura 30: Puente Colgante Humber

FUENTE: http://es.wikipedia.org/wiki/Puente_del_Humber#mediaviewer

3.1.5. Los Cables

Para la construcción de los puentes colgantes tanto antiguos como modernos, se debe considerar la posición de los cables principales con respecto al centro de la luz de la armadura de rigidez.

En los primeros puentes colgantes la máxima flecha producida por el cable principal penetraba en la cuerda superior de la armadura de rigidez y continuaba hacia la cuerda inferior, esto se debía a la teoría de diseño de la época, lo cual mencionaba que “la altura de la armadura de rigidez era relativamente grande, tanto como $1/40$ de la luz”. Por lo cual, con esta mención se dice que la altura de las torres está determinada por la flecha que producen los cables y el claro requerido bajo las armaduras de rigidez.

Actualmente en los puentes colgantes modernos, las armaduras de rigidez son más bajas que las utilizadas en los puentes iniciales y el aumento de las alturas

de las torres no es tan primordial ya que la localización de los cables en el centro de la luz no es sustancial. (Puentes Galeon, 2014)



Figura 31: Conformación de torón de cables de acero
FUENTE: http://goody-good.rssing.com/chan-2249406/all_p207.html



Figura 32: Conexión de torón a tablero
FUENTE: http://goody-good.rssing.com/chan-2249406/all_p207.html

3.1.6. Partes del Puente Colgante

Un puente colgante no presenta tirantes debido a que la estructura se sustenta en un cable principal, el cual se ancla al suelo. La mayoría de los puentes colgantes son rigidizados, es decir, se diseñan con vigas y armaduras horizontales que generan cierto grado de rigidez.

El propósito de la rigidización de la estructura es igualar las deflexiones que se generan por las cargas vivas y muertas ya sean concentradas o distribuidas hacia los cables principales.

La rigidez en los cables no solo se deriva de su sección transversal, sino también se ve involucrada la forma entre los puntos de apoyo, lo que produce una tensión en el cable, debido a las cargas absorbidas por los mismos.

Las partes de un puente colgante se pueden clasificar de la siguiente manera:

- i. Tramo lateral: segmento entre dos pilones situado en los extremos del puente.
- ii. Tramo central: segmento entre dos pilones situado en la parte central del puente.
- iii. Pilón lateral: construcción vertical parecida a una torre situada al costado, la cual sostiene generalmente los cables de un puente colgante o de un puente atirantado.
- iv. Base del pilón: parte inferior muy resistente del pilón.
- v. Tirante: cable de sostén.
- vi. Tablero: plataforma del puente.

- vii. Cable portador: conjunto de cables trenzados que sostienen el puente.
- viii. Pilón: construcción vertical similar a una torre, la cual sostiene generalmente los cables de un puente colgante o de un puente atirantado.
- ix. Viga de rigidez: larguero de tensión.

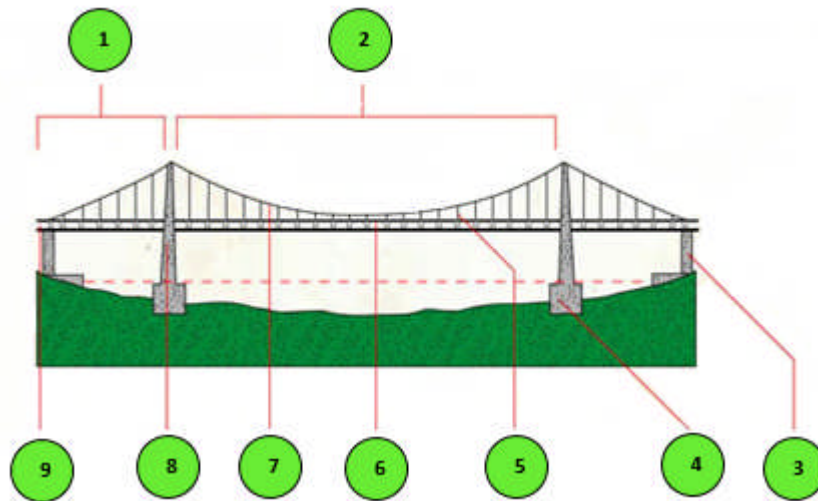


Figura 33: Partes de Puente Colgante
 FUENTE: http://www.infovisual.info/05/028_es.html

Con referencia a las luces de los puentes colgantes, cuando dichas luces son muy largas, se considera que van a ser más pesadas, de esta manera las deflexiones tienden a ser mayores, sin embargo, si se analiza la carga viva, las deflexiones derivadas de esta son relativamente pequeñas, para que las armaduras de rigidez no sean mandatorias.

Cuando no existen estructuras rigidizadoras, se considera al puente colgante como no rigidizado. Al tener una relación de 1:4 entre la carga viva y carga muerta, la deflexión generada al centro de la luz llegaría a ser de 1/100 de la flecha, o en su defecto de 1/1000 de la luz, de esta manera se restringe la utilización de armaduras rigidizadoras. (Ingeniería Civil Proyectos y apuntes teórico-prácticos de Ingeniera Civil para compartir con ustedes, 2012)

3.1.7. Ventajas de los Puentes Colgantes

- El vano central puede ser muy largo en relación a la cantidad de material utilizado, logrando comunicar cañones o anchos de mar o ríos muy amplios.
- En pasos marítimos el tablero de circulación puede estar a gran altura, lo cual permite el paso de barcos altos.
- No se necesita de apoyos centrales durante su construcción.
- Es considerado una estructura flexible, de esta manera bajo la acción de vientos fuertes o terremotos, es capaz de flexionarse y acomodarse a los cambios de solicitaciones de carga generados.

3.1.8. Desventajas de los Puentes Colgantes

- Por falta de rigidez el puente puede volverse intransitable en condiciones de carga como vientos fuertes o turbulencias.
- Las torres ejercen un gran momento debido a las cargas de viento que las golpean, por lo cual es necesaria, para contrarrestar este momento, una cimentación grande que sea capaz de soportar.

- El puente se puede cerrar, es decir no hay circulación de tráfico debido a las cargas de viento fuertes que se generan en el mismo.

3.1.9. Pre diseño Puente Colgante

Debido a que los puentes colgantes se les considera estructuras importantes, por el uso que éste tiene, es muy aconsejable que el diseño preliminar tenga la jerarquía en tener un detallamiento con todos los cálculos pertinentes. Se debe considerar las mejores opciones del tipo de estructura, secciones, longitudes y además del costo estimado que dicho puente puede tener.

El diseño se puede partir por examinar ciertos factores pertinentes, por ejemplo, el lugar donde va a estar ubicado el puente, requerimientos del tipo de estructura y tipo de puente que va a ser, dichos requerimientos pueden ir desde el ancho de la calzada hasta el tipo de cimentación que se va a requerir.

Existen consideraciones básicas y primordiales que deben ser implementadas en el puente, entre las cuales tenemos: códigos con respecto a cargas vivas y fuerzas vibratorias que se pueden generar, factores de seguridad, esfuerzos admisibles de los materiales con los que se va a construir el puente y las deflexiones que se va a tener con la aplicación de las combinaciones de cargas que obtenidas.

Un aspecto importante que debe considerarse si decide ser usado, es el tipo de acero, debido a que se ve influenciado por factores que hacen que sus dimensiones y resistencia varíen, dichos factores como condiciones de viento,

el gálibo del puente, longitudes de las luces, influyen en la selección del tipo de acero.

Otros aspectos que se debe considerar en el pre diseño del puente son:

- Relaciones de luz.- en los tirantes rectos, la relación de la luz lateral a la principal puede ser aproximadamente de 1:4. Para luces laterales colgantes, esta relación puede ser casi de 1:2. Sin embargo, las proporciones de las luces pueden ser determinadas por las condiciones físicas en el sitio.
- Flecha.- la relación flecha-luz determina el componente horizontal de la fuerza del cable. Relación que también afecta la altura de las torres, el tiro en los anclajes y la rigidez total del puente. En los esfuerzos mínimos, la relación debe ser lo más ampliamente posible por economía, en el orden de 1:8 para luces laterales colgantes o 1:9 con tirantes rectos.
- Altura de la armadura.- estas alturas de rigidez pueden variar entre 1/60 a 1/170 de la luz. Como consecuencia las condiciones aerodinámicas del puente influyen directamente en la forma del diseño preliminar y se deberán revisar los criterios de diseño aerodinámicos en esta etapa.
- Otros criterios.- los esfuerzos admisibles en los cables principales pueden variar de 5600 a 6000 Kg/cm². Las deflexiones por carga vivas son determinadas en la práctica, pero generalmente no exceden 1/300 de la luz. En Europa, es recomendable limitar el radio de curvatura de la calzada (entre 600 y 1000 m); o la pendiente de la sección transversal bajo la acción de una carga excéntrica (aproximadamente a 1%); limitar la aceleración vertical bajo cargas vivas (a 0.31 m/s²). (Ingeniería Civil Proyectos y apuntes teórico-prácticos de Ingeniera Civil para compartir con ustedes, 2012)

3.2. Puentes Atirantados

En este tipo de puente la estructura resistente del mismo son los tirantes, los cuales son cables rectos que soportan al tablero proporcionando una serie de apoyos que son más o menos rígidos, sin embargo los cables no son los únicos que forman la estructura resistente del puente atirantado, las torres rigidizadoras ejercen un papel principal, ya que en estas se ancla cada uno de los tirantes, de tal forma que las fuerzas verticales que se generan sean introducidas en el tablero y se cree pseudo-apoyos.

El tablero también interviene en la resistencia del puente atirantado, ya que los tirantes generan fuerzas horizontales que deberán ser equilibradas por algún elemento, en este caso, el tablero. Por tanto los tres elementos (tirantes, torres y tablero) constituyen la estructura resistente del puente atirantado.

Los puentes atirantados tienen una historia reciente, a diferencia de otros tipos de puentes, a estos puentes se los consideran modernos, pero de igual manera su desarrollo en la implementación de este tipo de estructuras avanza aceleradamente, debido a la tecnología que se implementa en técnicas constructivas y la necesidad de cubrir luces cada vez más grandes.



Figura 34: Puente Atirantado sobre Río Antirio
FUENTE: <http://www.panoramio.com/photo/78956367>

Un puente atirantado admite ciertas variaciones, tanto en su estructura como en su forma, y se encuentran ciertas diferencias entre los puentes atirantados que se mencionan a continuación:

- i. Puede tener varios cables atirantados muy próximos entre sí, o pocos cables atirantados y muy separados.
- ii. Las torres pueden adaptar diversas formas, pueden constituirse por dos pilas, por una sola, además de tener la forma de una A.
- iii. Longitudinalmente puede tener dos torres y ser simétricos, o una sola torre donde se atiranta a todo el vano principal del puente.
- iv. El atirantamiento se lo puede realizar en los dos planos de los bordes del tablero, o en un solo plano situado en el eje del tablero.

3.2.1. Estructura y funcionamiento

El funcionamiento de un puente atirantado es diferente al de un puente colgante, puesto que, los cables principales del puente colgante son un poco flexibles, a diferencia del puente atirantado en el que sus cables se encuentran tensos e inclinados; la estructura atirantada crea puntos de apoyo en la luz principal, los cuales son poco estables y así, de esta manera se reduce las deflexiones.

El conjunto de la estructura se convierte en una viga continua, la cual se encuentra apoyada en las torres, con apoyos adicionales elásticos proporcionados por los cables. Por esta razón no es posible que la viga continua atirantada, tenga una gran sección y la altura, puesto que dicha altura podría variar entre $1/60$ a $1/80$ de la luz principal, e inclusive su tamaño se reduciría a $1/100$ de la luz (Ingeniería Civil Proyectos y apuntes teórico-prácticos de Ingeniera Civil para compartir con ustedes, 2012).

En consecuencia, las fuerzas del cable se encuentran estabilizadas entre el tramo principal y las laterales, la estructura deberá ser anclada internamente en las pilas rigidizadoras, es decir, si se aplica la teoría de deflexiones no es necesario un mayor número de anclajes, debido a que los puentes atirantados son de tipo auto anclado, esta característica influye en las vigas principales debido a la compresión que se genera. (Ingeniería Civil Proyectos y apuntes teórico-prácticos de Ingeniera Civil para compartir con ustedes, 2012)

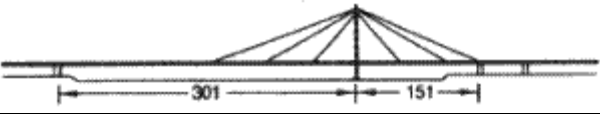

3.2.2. Tipos Puentes Atirantados





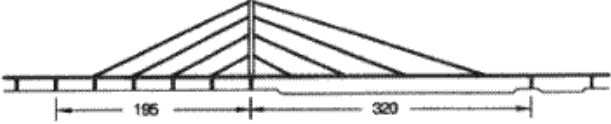

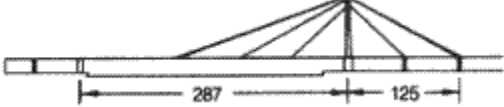

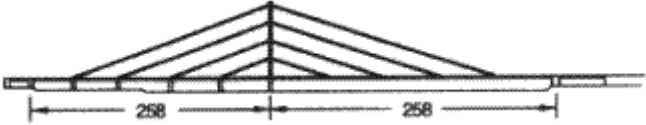



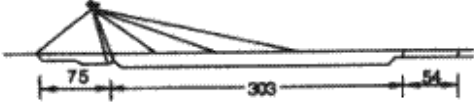

Según Ingeniería Civil Proyectos y apuntes teórico-prácticos de Ingeniera Civil para compartir con ustedes, (2012): “cuando una de la luces representa un intervalo entre 60% y el 70% en un puente atirantado, se considera un puente atirantado asimétrico de dos luces”. Pero se puede tener ciertas excepciones por el tipo de diseño que se realiza o lugar donde se ubique el puente atirantado en que la luz mayor alcance hasta un 80% del total de las luces atirantadas.

Cuando se tiene un puente atirantado de tres luces o más, lo más recomendable es que la luz central alcance un 55% del total de las luces atirantadas y así el resto de luces se podrán dividir por igual entre las luces que van a ser ancladas.

A continuación se presenta un cuadro donde se muestra el arreglo de las luces y tirantes para diversos puentes, además del tipo de torres que se diseñó y nombres de los puentes conjuntamente con su ubicación.

Tabla # 2: Puentes Atirantados de Dos Luces



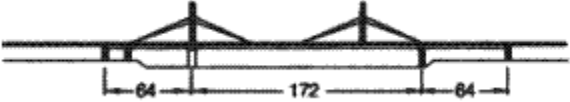



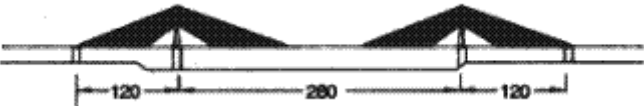



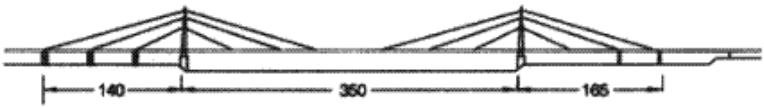

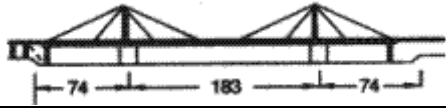

Nombre del Puente	Ubicación
Colonia	Alemania
Arreglo – Tirantes	Torre
	
Nombre del Puente	Ubicación
Karisruhe	Alemania
Arreglo – Tirantes	Torre

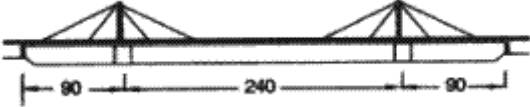

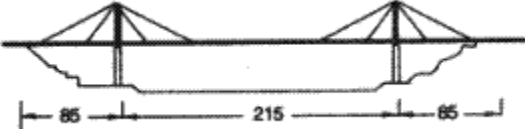

	
Nombre del Puente Ludwigshafen	Ubicación Alemania
Arreglo – Tirantes	Torre
	
Nombre del Puente Kniebrücke-Dusseldorf	Ubicación Alemania
Arreglo – Tirantes	Torre
	
Nombre del Puente Manheim	Ubicación Alemania
Arreglo – Tirantes	Torre
	
Nombre del Puente Dusseldorf-Oberkassel	Ubicación Alemania
Arreglo – Tirantes	Torre
	
Nombre del Puente Batman	Ubicación Australia
Arreglo – Tirantes	Torre
	
Nombre del Puente Bratislava	Ubicación Eslovaquia
Arreglo – Tirantes	Torre
	

NOTA: todas las dimensiones se encuentran en metros.

FUENTE: (Ingeniería Civil Proyectos y apuntes teórico-prácticos de Ingeniería Civil para compartir con ustedes, 2012)

Tabla # 3: Puentes Atirantados de Tres Luces

Nombre del Puente	Ubicación
Dusseldorf-North	Alemania
Arreglo – Tirantes	Torre
	
Nombre del Puente	Ubicación
Norderelbe	Alemania
Arreglo – Tirantes	Torre
	
Nombre del Puente	Ubicación
Leverkusen	Alemania
Arreglo – Tirantes	Torre
	
Nombre del Puente	Ubicación
Bonn	Alemania
Arreglo – Tirantes	Torre
	
Nombre del Puente	Ubicación
Rees	Alemania
Arreglo – Tirantes	Torre
	
Nombre del Puente	Ubicación
Duisburgo	Alemania
Arreglo – Tirantes	Torre
	
Nombre del Puente	Ubicación
Stromsund	Suecia
Arreglo – Tirantes	Torre
	

Nombre del Puente	Ubicación
Papineau	Canadá
Arreglo – Tirantes	Torre
	
Nombre del Puente	Ubicación
Onomichi	Japón
Arreglo – Tirantes	Torre
	

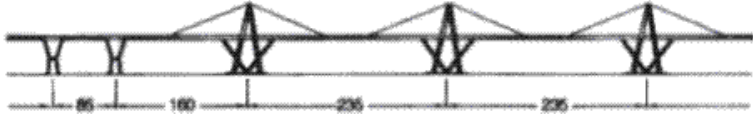



NOTA: todas las dimensiones se encuentran en metros.

FUENTE: (Ingeniería Civil Proyectos y apuntes teórico-prácticos de Ingeniera Civil para compartir con ustedes, 2012)

En los puentes atirantados puede existir el caso de luces múltiples, en la mayoría de estos se tienen luces iguales a excepción de los extremos, las cuales deberán ser ajustadas para poder anclarse con los estribos diseñados.

El atirantamiento de los cables puede ser simétrico hacia cada uno de los lados de las torres, por tanto la facilidad de fabricación y montaje a las vigas principales se las diseña con una sección con escalón en el centro de la luz. La relación que puede existir en la longitud de la sección varía entre torres; que va desde el 20% cuando se tiene un solo cable atirantado en cada uno de los lados de las torres y un 8% si existen varios cables atirantados a cada lado de la torre.

Tabla # 4: Puentes Atirantados de Múltiples Luces

Nombre del Puente	Ubicación
Maracaibo	Venezuela
Arreglo – Tirantes	Torre
	
Nombre del Puente	Ubicación
Ganga	India
Arreglo – Tirantes	Torre
	

NOTA: todas las dimensiones se encuentran en metros.

FUENTE: (Ingeniería Civil Proyectos y apuntes teórico-prácticos de Ingeniería Civil para compartir con ustedes, 2012)

3.2.3. Las Torres

De acuerdo a Ingeniería Civil Proyectos y apuntes teórico-prácticos de Ingeniería Civil para compartir con ustedes, (2012) en los grandes puentes atirantados con un diseño de los cables atirantados a ambos bordes del tablero, pueden ser similares a las torres de los puentes colgantes, es decir constan de dos pilares sean estos verticales o mínimamente inclinados, los cuales están unidos por vigas horizontales o en su defecto por cruces de San Andrés, muchos de los puentes atirantados han usado este concepto para la construcción de las torres.

Este tipo de torres poseen una riostra en la cabeza de cada uno de los pilares, por donde se anclan o empieza la primera tiranta que servirá para el sostén del

tablero, dichas tirantas están contenidas en planos inclinados de donde se distribuye hacia el tablero para generar puntos de apoyo.

Los puentes que poseen luces no muy amplias, son construidos con mayor frecuencia por torres conformadas por uno o dos pilares independientes y no necesitan arriostramientos, es decir, teniendo un solo plano de cables atirantados, la torre tendrá un único pilar en el eje del tablero, y en cambio si se tiene plano doble de cables es obligatorio tener dos pilares en los bordes del tablero.



Figura 35: Construcción de torre de Puente Atirantado
FUENTE: http://goody-good.rssing.com/chan-2249406/all_p207.html



Figura 36: Construcción de torre de Puente Atirantado
FUENTE: http://goody-good.rssing.com/chan-2249406/all_p207.html

En la gran parte de los puentes atirantados sus torres se encuentran en un plano vertical, es decir, perpendiculares al tablero de circulación, sin embargo en ocasiones se ha tenido que inclinar dentro de ese plano por diversas razones. El inclinar una torre rigidizadora genera un sistema en el cual los tirantes de compensación se han suprimido, lo que obliga a compensar las fuerzas producidas por la excentricidad generada por el peso propio de la torre con respecto a su base. Al desarrollar este sistema de una torre inclinada se generaron diversas técnicas de construcción, como por ejemplo, la construcción inicial del tablero, posteriormente erigir la torre y posteriormente atirantar a medida que se sube con la torres.



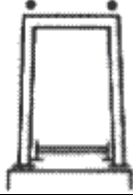
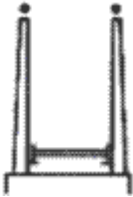
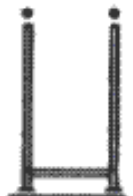



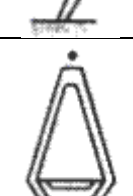
Figura 37: Torre inclinada Puente Atirantado de Vidalta (México)
FUENTE: <http://www.cfcsl.com/puente-vidalta-ciudad-de-mexico-mexico/>



Figura 38: Torre inclinada Puente Atirantado de Vidalta (México)
FUENTE: <http://www.cfcsl.com/puente-vidalta-ciudad-de-mexico-mexico/>

3.2.3.1. Tipos de torres en puentes atirantados

Tabla # 5: Tipos de torres usadas en puentes atirantados

<p>Tipos de torres usadas en puentes atirantados</p>		<p>Pórtico tipo portal con miembro transversal superior</p>
		<p>Torres empotradas en la pila y sin miembro transversal superior.</p>
		<p>Torres fijas a las vigas principales y sin miembro transversal superior.</p>
		<p>Torre en el eje, fija a la superestructura.</p>
		<p>Torre en forma de A.</p>
		<p>Torre desplazada lateralmente, empotrada en la pila.</p>
		<p>Torre en forma de diamante.</p>

FUENTE: (Ingeniería Civil Proyectos y apuntes teórico-prácticos de Ingeniería Civil para compartir con ustedes, 2012)

3.2.4. El Tablero

Forma parte de la estructura dentro del esquema resistente del puente atirantado, puesto que este componente deberá resistir a su vez a los componentes horizontales que son transmitidos por los tirantes del puente y generados por la tensión de dichos tirantes. Los componentes antes mencionados se equilibran en el tablero debido a la resultante generada y que es capaz de absorber estas fuerzas, y estas deberán ser nulas al ser igual que las torres.

En un tablero su sección transversal está influenciado ampliamente por el arreglo dado con los tirantes. Es así que en puentes atirantados de un solo eje de atirantamiento, la sección de su tablero es generalmente construida basado en forma de cajón con voladizos en los extremos, y en puentes que poseen dos ejes de atirantamiento su tablero es construido en base de vigas longitudinales colocadas en el borde del tablero y unidas mediante vigas transversales.

Sin embargo pueden existir variantes en el diseño de la sección del tablero, debido a diversos factores que pueden presentarse con la ubicación del puente, y pueden incluso llegar a invertir las secciones que se tiene, es decir, en un puente atirantado de doble plano de atirantamiento se puede realizar una sección cajón y en el de un solo plano de atirantamiento un doble cajón unido con vigas transversales.

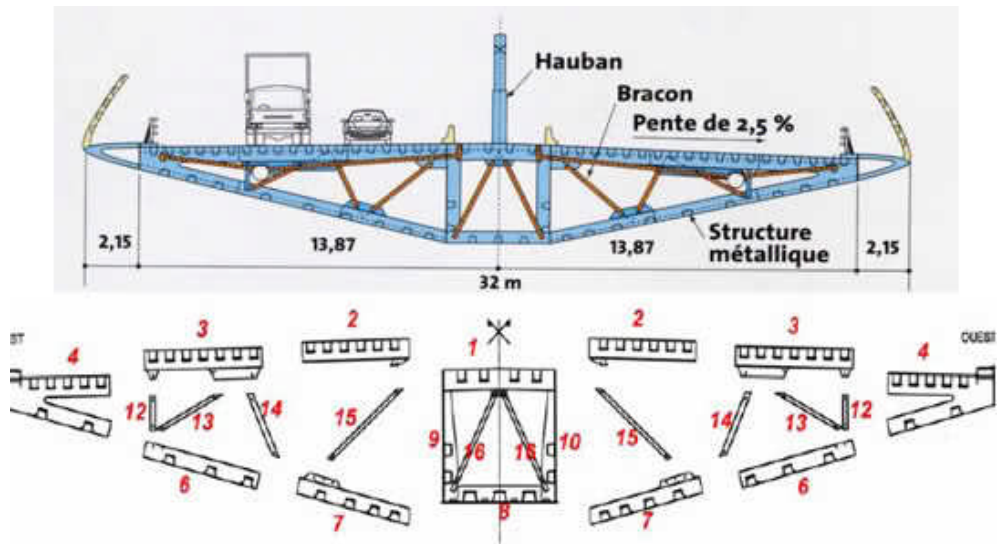


Figura 39: Sección de tablero de puente atirantado (Viaducto de Millau)

FUENTE: <http://gabrielblancaestructurametalica.blogspot.com/2009/02/el-viaducto-de-millau-francia.html>



Figura 40: Tablero de Viaducto de Millau

FUENTE: <http://sobrefotos.com/2009/01/11/fotos-del-viaducto-de-millau-francia-en-las-alturas/>



Figura 41: Viaducto de Millau

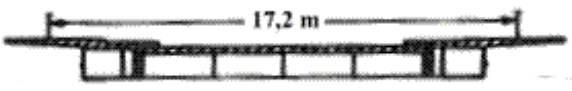
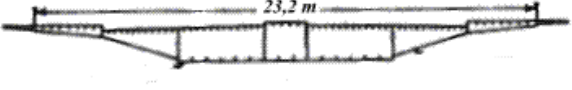
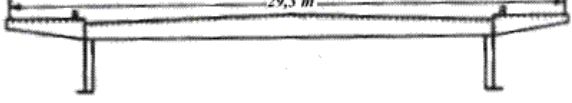
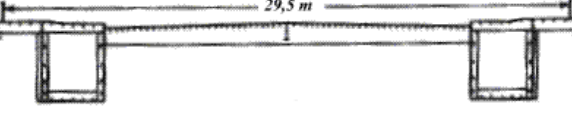
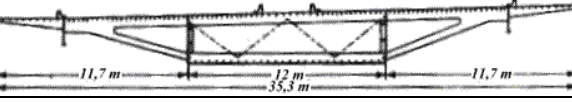
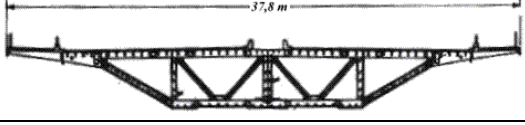
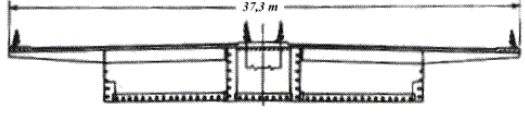
FUENTE: <http://imagenes.4ever.eu/construcciones/puentes/viaducto-de-millau-148438>

a) Tipos de Tableros

Un puente atirantado consta de una viga como superestructura, esta puede ser de hormigón o metálicas, pero la mayor parte del tiempo son de hormigón, las cuales pueden ser prefabricadas o fundidas en sitio, al igual que los tableros se puede tener diversos tipos, de acuerdo a sus anchos, longitudes y planos de atirantamiento.

Por tanto podemos tener las siguientes secciones transversales típicas en puentes atirantados:

Tabla # 6: Secciones típicas de Puentes Atirantados

Puente	Tablero	Imagen
Büchenauer	Compuesto de hormigón y dos vigas cajón de acero.	
Julicherstrasse	Placa ortotrópica, viga cajón y voladizos laterales.	
Kniebrucke	Placa ortotrópica y dos vigas de alma llena.	
Severn	Placa ortotrópica y dos vigas cajón.	
Maxau	Tablero de placa ortotrópica.	
Levenkusen	Placa onotrópica. viga cajón y voladizos laterales	
Lower Yarra	Compuesto de hormigón, dos vigas cajón y voladizos laterales.	

FUENTE: (Ingeniería Civil Proyectos y apuntes teórico-prácticos de Ingeniera Civil para compartir con ustedes, 2012)

3.2.5. Los Tirantes

Para este componente es preciso en primer lugar definir el número necesario de tirantes por cada sección, esto quiere decir, la distancia entre cada cable que va a ser anclado en el tablero. El número de cables ha evolucionado en el tiempo en relación a los primeros puentes colgantes ya que estos tenían pocos cables, cuando el objetivo es crear una serie de apoyos en diversos puntos

para poder convertir un puente atirantado de luces grandes en uno con luces más cortas para que las fuerzas y pesos sean menores.

En número de tirantes ha ido aumentando en los actuales puentes atirantados, debido a que se diseñan distancias entre anclajes menores, de forma que la flexión generada en los puntos de apoyo por los tirantes, sea insignificante con respecto a la flexión producida por la deformación general de la estructura.



Figura 42: Cables Puente Atirantado de Talavera

FUENTE: <http://www.mosingenieros.com/2012/04/puente-atirantado-de-talavera.html>

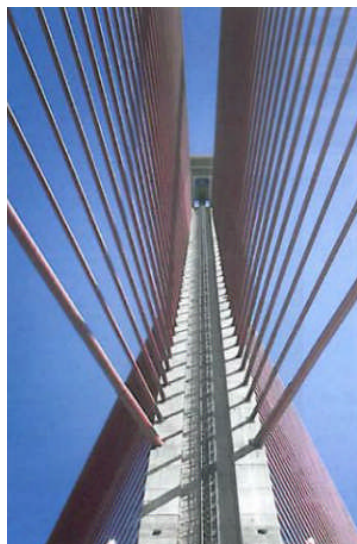


Figura 43: Conexión a pilar Puente Atirantado de Talavera

FUENTE: <http://www.mosingenieros.com/2012/04/puente-atirantado-de-talavera.html>

En un inicio los cables atirantados tenían la finalidad de crear una serie de apoyos adicionales en el tablero de circulación, de esta manera convertir las luces grandes del puente atirantado en uno de menores luces, este planteamiento ha llegado al punto de considerar a los cables tirantes como un medio de apoyo casi continuo y elástico del tablero.














Para definir el número de tirantes es necesario: determinar la geometría de cada una de las secciones del tablero que va a soportar, y la distancia entre anclajes, la cual es menor en tableros de hormigón a comparación con los tableros metálicos, este suceso es debido a que en el proceso constructivo se encuentra problemas con los volados sucesivos.

Los tirantes tienen dos tipos de arreglos de acuerdo a la forma que provocan por la posición de su ubicación sobre la torre y el tablero, estos pueden ser en paralelos (arpa) o radiales (abanico). Los tirantes radiales funcionan mejor que los paralelos, debido a que existe una mayor eficacia en este tipo de armado y las flexiones y deformaciones en la torre son menores.

El arreglo en paralelo es utilizado con mucha más frecuencia, esto implica que la compensación del tablero se lo divide en pequeños vanos, de tal forma que los tirantes se anclen directamente sobre las pilas. De esta manera se consigue un atirantamiento más rígido y las deformaciones en las torres y luces principales disminuyan. (Mos Ingenieros, 2012)

a) Configuración de los tirantes

Tabla # 7: Configuraciones de los tirantes

SENCILLA	DOBLE	TRIPLE	MÚLTIPLE	COMBINADA	
					RADIAL
					ARPA
					ABANICO
					ESTRELLA

FUENTE: (Ingeniería Civil Proyectos y apuntes teórico-prácticos de Ingeniería Civil para compartir con ustedes, 2012)

El número de tirantes usados para soportar al tablero varía desde un solo tirante a cada lado de la torre rigidizadora hasta un arreglo múltiple de los tirantes, definido de acuerdo al diseño que se presenta.



Figura 44: Conexión a tablero Puente Atirantado de Talavera
 FUENTE: http://goody-good.rssing.com/chan-2249406/all_p207.html

El usar pocos tirantes tiene como consecuencia un gran espaciamiento entre los diferentes puntos de apoyo que sirven como conexión a todo el largo de la

viga principal. E influye en secciones transversales de mayor consideración de las vigas atirantadas que van a ser sostenidas por los tirantes y una concentración de fuerzas de los tirantes hacia las vigas.

En cambio, al utilizar un mayor número de tirantes se obtiene una reducción en la sección transversal de la viga principal, lo cual representa una ventaja debido a los tirantes de un menor diámetro, detallamiento más sencillo y la facilidad del montaje del tablero de circulación por medio de volados sucesivos. La desventaja al utilizar un mayor número de tirantes es que el tiempo de instalación y cantidad de anclajes se aumentan. (Ingeniería Civil Proyectos y apuntes teórico-prácticos de Ingeniera Civil para compartir con ustedes, 2012)

3.2.6. Partes del Puente Atirantado

Según Puentes Galeon, (2012) en los puentes atirantados se utilizan cables tensos que conectan las torres a una luz para que se proporcione apoyos intermedios en el tablero. Este principio ha sido aceptado por los ingenieros, generando nuevos conceptos sobre el tipo de apoyo que se genera.

Los puentes atirantados poseen intervalos entre diversas luces, por tanto en luces intermedias de entre 183 a 244 metros se los puede catalogar como puentes económicos, pero de igual manera se puede realizar con luces mayores y económicamente son posibles de construir.

Las partes de un puente colgante se las puede catalogar de la siguiente manera:

- i. Pilón de arco.
- ii. Sistema de cables.
- iii. Vigas de soporte en los tramos atirantados y entrevigado.
- iv. Pilares de los tramos entrevigados.
- v. Soportes del pilón de arco.

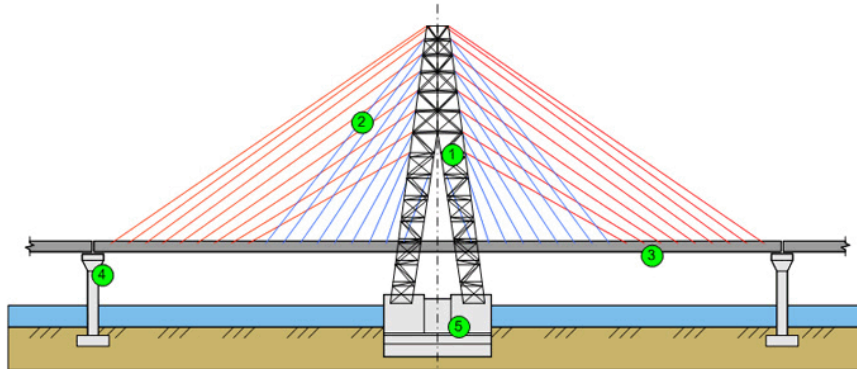


Figura 45: Partes de un Puente Atirantado

FUENTE: <http://www.interunis.ru/es/monitoring/oblasti-primeneniya-sistem-kdm.html>

Un puente atirantado posee mayor rigidez que el puente colgante, debido a que posee vigas tipo cajón lo cual proporciona una mayor rigidez y los tirantes evitan que se genere una rigidez torsional, por tanto este tipo de armado lo hace estable contra el viento.

3.2.7. Ventajas de los Puentes Atirantados

- La construcción de un puente atirantado se basa en la unión de múltiples elementos prefabricados, lo cual genera un proceso constructivo más rápido, como es el caso de las secciones del tablero.

- Con los puentes atirantados se pueden cubrir accidentes orográficos, debido al tipo de estructura que se tiene y los cables ayudan al erguimiento del tablero.
- La construcción de puentes atirantados se han vuelto más usual por su costo más económico y mayor estabilidad que los puentes colgantes.
- Requiere el uso de secciones de cables menos robustas, debido a que existen varios cables que sirven de sostén al tablero y no solo un cable como en un puente colgante.

3.2.8.Desventajas de los Puentes Atirantados

- La construcción de las torres rigidizadoras es un proceso constructivo muy complejo tanto en geometría, vaciado del hormigón y la altura que se deben cumplir las torres.
- Las secciones del tablero deben ser capaces de resistir las fuerzas de tracción que generan los cables atirantados.
- La cimentación debe ser adecuadamente diseñada y asentada sobre un suelo con una buena capacidad portante debido al gran peso que estará sosteniendo.

3.2.9.Pre diseño Puente Atirantado

Durante el pre diseño de un puente atirantado la altura de la torre puede variar entre $1/6$ a $1/8$ de su luz principal, situación similar sucede con la altura de la viga atirantada cuya sección puede variar entre $1/60$ a $1/80$ de su luz principal, que usualmente se encuentra en longitudes de 2,4 y 4,3 metros. Las deflexiones que se generan por la aplicación de cargas vivas pueden variar entre $1/400$ y $1/500$ de la luz principal.

Las secciones de los tableros son variadas como se mencionó anteriormente, por esa razón se requieren de secciones tipo cajón, las cuales vayan ancladas a las vigas atirantadas en sistemas de un solo plano, para que resista la torsión producida por las cargas excéntricas. En sistemas de doble plano de atirantamiento, las secciones tipo cajón pueden ser un poco más angostas, con el fin de permitir que las conexiones de los cables sean sin excentricidad y las cargas sean distribuidas. Sin embargo, se pueden usar vigas de una sola alma y que sean arriostradas con su forma propia.

Es importante mantener la simetría de los cables que van anclados en las torres, ya que estas deberían ser capaces de guardar una relación entre la luz lateral y la principal, con dicha relación debería ser 3:7 cuando se usen 3 cables en cada lado de la torre, y de igual manera obtener una relación de 2:5 cuando se utilizan dos cables.

Es necesario considerar que para prevenir el levantamiento de los estribos o punto de apoyo, debe existir un equilibrio entre las longitudes de las luces laterales y la principal, de lo contrario es necesario suministrar en los estribos cables atirantados con anclajes móviles. (Ingeniería Civil Proyectos y apuntes teórico-prácticos de Ingeniera Civil para compartir con ustedes, 2012)

3.3. Solicitaciones de Carga en Puentes

En los últimos años, ha existido una tendencia creciente hacia la construcción de puentes peatonales aligerados. Debido a la masa reducida que tienen estas estructuras, las fuerzas dinámicas pueden causar grandes amplitudes de vibración, ya que son estructuras más esbeltas las cuales deben tener mayor atención a los fenómenos de vibración.

Los problemas de vibración son mayores en los puentes peatonales modernos, que se caracterizan por ser los mejores ejemplos del por qué no se deben seguir diseñando los puentes peatonales únicamente para cargas estáticas. Sin embargo el cumplimiento de los requisitos de frecuencias naturales proporcionado en muchos códigos, restringe el diseño de los puentes peatonales con los siguientes parámetros: estructuras ligeras y delgadas.

Los puentes peatonales aligerados presentan una disminución en su masa, lo que reduce la masa de inercia y conlleva a menores frecuencias naturales, lo que resulta en un alto riesgo de resonancia, esta resonancia ocurre si la frecuencia del puente coincide con la frecuencia de excitación. Las cargas creadas por los peatones son inestables, transitorias y de corto rango de frecuencia de excitación; por lo cual, las respuestas dinámicas son fundamentales en el diseño de estructuras susceptibles de vibración.

Las vibraciones de los puentes peatonales pueden llegar a convertirse en el principal problema de capacidad de servicio, así como los efectos negativo sobre la confortabilidad y emociones de los usuarios. Esto podría generar colapsos o incluso

daños debido a las fuerzas dinámicas generadas por los peatones, a pesar de que dichas situaciones han ocurrido pocas veces. Las vibraciones en puentes peatonales pueden ocurrir en dirección vertical y horizontal, e incluso es posible la torsión del tablero del puente. Las acciones dinámicas generadas por ciclistas son mínimas comparadas con las acciones causadas por los peatones al caminar y correr.

Adicionalmente, es necesario considerar la excitación intencional en los puentes peatonales, ya que podrían existir usuarios generando vibraciones un solo lugar (saltar), meciendo su cuerpo en forma horizontal, dichos movimientos pueden producir grandes vibraciones e igualar en resonancia. En este tipo de casos el diseño del puente debería mantener la comodidad y la estructura no debería colapsar.

3.4. Efectos de Vibración

Los métodos simplificados se pueden utilizar en una evaluación preliminar de las frecuencias naturales, siempre y cuando estos valores se encuentren en un rango crítico, y desde un punto de vista donde la carga generada por la excitación de peatones, se debe utilizar un método más preciso. En un diseño moderno del puente la utilización de un software con elementos finitos es necesaria para el comportamiento del material y la geometría de las secciones.

Por lo cual es necesario no solamente calcular la tensión y la deformación del puente peatonal, sino también determinar las frecuencias naturales y así los cálculos dinámicos preliminares se pueden realizar fácilmente sin medios adicionales.

Se obtiene una visión general sobre las frecuencias naturales y las formas modales correspondientes y con problemas relacionados con el comportamiento dinámico. Mientras más complejo es el sistema estático, es necesario un mayor número de modos, de tal forma que el modelo sea lo más detallado posible y generar varios tipos de elementos finitos como tipos placa, losa, vigas, cables o celosías.

Para obtener resultados confiables de la frecuencia natural se requiere que las condiciones de rigidez y distribución de las masas sean modeladas de una manera realista, todo tipo de carga muerta, carga viva y pretensado de cables deben ser considerados para el cálculo de las frecuencias naturales.

La investigación de las características dinámicas de puentes peatonales muestran claramente que, especialmente en estructuras ligeras, la masa adicional correspondiente a los peatones tiene una gran influencia en las frecuencias naturales del sistema. En ciertas ocasiones este efecto de carga es normalmente insignificante, pero es relevante tomar en cuenta los flujos de los peatones ya que la influencia generada puede causar una disminución significativa en la frecuencia natural. Esto depende de la relación entre la distribución de la masa y la conformación de los peatones referente a la distribución de sus masas; la disminución de las frecuencias es mayor en los puentes peatonales teniendo menor carga muerta.

Tabla # 8: Frecuencias comunes en Puentes Pevtonales

Frecuencias forzadas comunes (f) y coeficientes dinámicos* (α_i)						
Armónico	Persona Caminando		Clase de Aeróbicos		Grupo Bailando	
	f , Hz	α_i	f , Hz	α_i	f , Hz	α_i
1	1.6 – 2.2	0.5	2 – 2.75	1.5	1.5 – 3	0.5
2	3.2 – 4.4	0.2	4 – 5.5	0.5	–	–
3	4.8 – 6.6	0.1	6 – 8.25	0.1	–	–
4	6.4 – 8.8	0.05	–	–	–	–

* coeficiente dinámico = pico de fuerza sinusoidal / peso de la persona

FUENTE: (Thomas M. Murray, David E. Allen, & Eric E. Ungar, 2003)

Los efectos de los peatones se caracterizan generalmente sobre la base de modelos de cargas armónicas. La contribución dominante de los primeros cables hacia una zona crítica en las frecuencias naturales:

- Para vibraciones verticales y longitudinales:

$$1.25 \text{ Hz} \leq f \leq 2.3 \text{ Hz}$$

- Para vibraciones laterales:

$$0.5 \text{ Hz} \leq f \leq 1.2 \text{ Hz}$$

Hay situaciones en las que las frecuencias naturales se encuentran en un intervalo susceptible de excitación de los peatones. Bajo estas condiciones se considera relevante para investigar los efectos asociados con el segundo armónico de cargas peatonales, la zona crítica se expande para:

- Para vibraciones verticales y longitudinales:

$$1.25 \text{ Hz} \leq f \leq 4.6 \text{ Hz}$$

Puentes peatonales que tienen frecuencias naturales en el rango crítico deben ser objeto de un análisis dinámico debido a la excitación de los peatones.

3.4.1. Resonancia

De acuerdo a Ficus Mec, (2009) Es un fenómeno que se produce cuando un cuerpo capaz de vibrar es sometido a la acción de una fuerza periódica, cuyo periodo de vibración coincide con el periodo de vibración característico de dicho cuerpo. En este tipo de circunstancias, el cuerpo va a vibrar, aumentando

de forma progresiva la amplitud del movimiento tras la acción sucesiva de fuerzas.

El efecto de resonancia puede ser destructivo para ciertos materiales rígidos, como el hormigón o un vaso de cristal. Por ésta razón, el paso de una tropa militar en un puente es restringida o con cautela, debido a que al momento de marcar el paso, se puede entrar en resonancia y derrumbarse el puente peatonal.

En estas circunstancias el cuerpo vibra, aumentando de forma progresiva la amplitud del movimiento tras cada una de las actuaciones sucesivas de la fuerza. En teoría, si se consiguiera que una pequeña fuerza sobre un “n” sistema oscilara a la misma frecuencia que la frecuencia natural del sistema se produciría una oscilación resultante con una amplitud indeterminada.

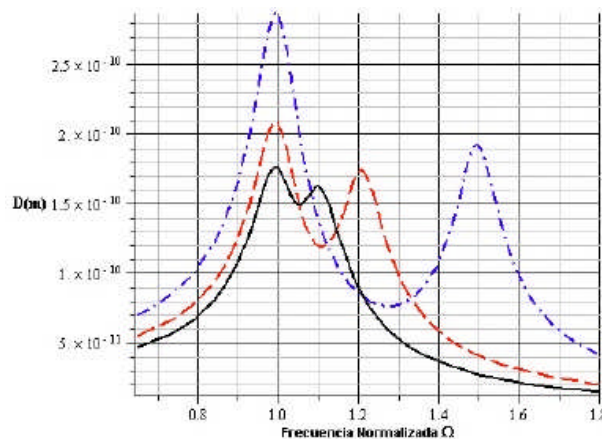


Figura 46: Oscilaciones a diferentes frecuencias

FUENTE: http://www.scielo.org.mx/scielo.php?pid=S1665-35212012000200009&script=sci_arttext

Un claro ejemplo de resonancia fue con el puente colgante de Tacoma Narrows (Estados Unidos). Lo que sucedió en este puente fue que el viento teniendo una frecuencia y el puente su frecuencia natural, y al momento de chocar el viento con el puente se igualaron las frecuencias ocasionando que las ondas

estacionarias producidas en el puente empezaron a balancearlo, generando deformaciones más de lo estipuladas que acabaron con el colapso del puente.

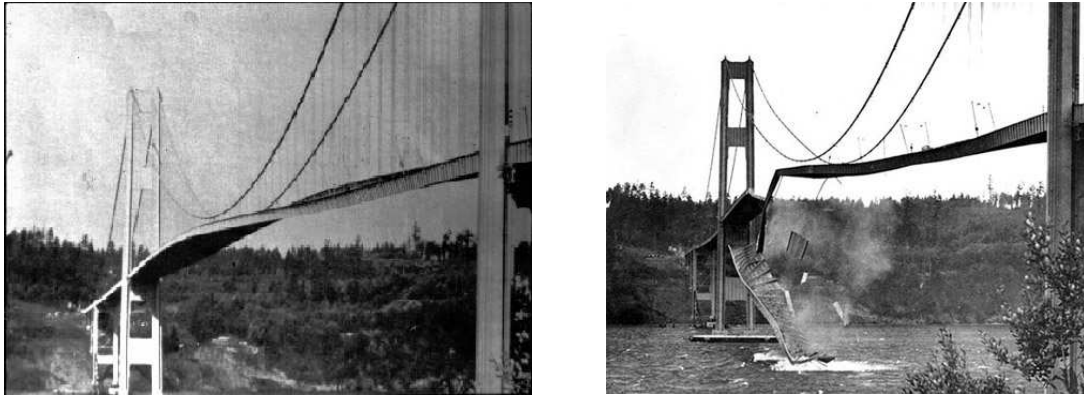


Figura 47: Colapso de Puente Colgante Tacoma Narrows (USA)
FUENTE: <http://blog.nuestroclima.com/?p=942>

3.4.2. Aceleraciones Máximas

Existen diversas razones para un diseño en vibraciones bajas se basan usualmente en un impacto de referencia, generalmente los pisos ruidosos tienen una frecuencia natural entre 5 y 8 Hz debido a las reglas tradicionales que existen en el diseño, como son deflexiones de carga viva y los procesos constructivos más comunes.

Los estados límite de diseño y el uso más frecuente de hormigones alivianados en sistemas de pisos, ha resultado en un aumento de las frecuencias naturales, por consecuencia se obtiene aceleraciones más altas de lo considerado en el diseño de una estructura, lo cual influye a un efecto vibratorio de mayor amplitud y se generará una inseguridad operacional de la estructura.

Un criterio acertado establece que un sistema es satisfactorio si la aceleración máxima, debido a la excitación por caminar resulta en una fracción de la aceleración de la gravedad (g) determinado a partir de:

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_0 \exp(-0.35f_n)}{\beta W}$$

a_0/g No debe exceder de la aceleración límite proporcionada en la siguiente tabla y donde:

P_0 = Una fuerza constante que representa la excitación.

f_n = Frecuencia natural de una viga o panel.

β = Coeficiente de amortiguamiento.

W = Peso efectivo soportado por la viga o panel.

Tabla # 9: Valores Recomendados de Parámetros en ecuación y límites a_0/g

Valores Recomendados de Parámetros en ecuación y límites a_0/g			
	Fuerza Constante P_0	Coeficiente de Amortiguamiento β	Aceleración Límite a_0/g x 100%
Oficinas, Residencias, Iglesias	0.29 kN (65 lb)	0.02–0.05*	0.5%
Centros Comerciales	0.29 kN (65 lb)	0.02	1.5%
Puentes Peatonales – Interior	0.41 kN (92 lb)	0.01	1.5%
Puentes Peatonales – Exterior	0.41 kN (92 lb)	0.01	5.0%
* 0.02 para suelos con pocos componentes no estructurales (techos, conductos, tabiques, etc.), como puede ocurrir en las áreas de trabajo abiertas e iglesias. 0.03 para suelos con componentes no estructurales y muebles, pero con solo pequeñas particiones desmontables, típico de muchas áreas modulares de oficina. 0.05 para particiones de altura completa entre los pisos.			

FUENTE: (Thomas M. Murray, David E. Allen, & Eric E. Ungar, 2003)

Un claro ejemplo referente a las aceleraciones máximas que se pueden producir en un puente peatonal se puede mencionar al Puente del Milenio en Londres, el cual fue inaugurado en el año 2000 y en el día se presentaron

inesperadas vibraciones que ocasionaron el cierre del puente. Estos movimientos fueron producidos por el gran número de personas que estuvieron presentes en el día de la apertura, el cual se registró unas 90000 personas. El caminar del conjunto de peatones animó pequeñas vibraciones, lo cual indujo a las personas a caminar de manera sincronizada con el balanceo producido, incrementando este efecto.

Se terminó clausurando el puente y reforzando a la estructura incrementando el costo del puente peatonal y generando gran controversia entre la población londinense, al final se arregló este problema y se reabrió en el 2002.



Figura 48: Acumulación de personas en puente del Milenio (Londres)
FUENTE: Video YouTube http://www.youtube.com/watch?v=eAXVa__XWZ8



Figura 49: Acumulación de personas en puente del Milenio (Londres)
FUENTE: Video YouTube http://www.youtube.com/watch?v=eAXVa__XWZ8

a) Clases de Puentes Peatonales

Según Sétra, (2006) Las clases en puentes peatonales son determinadas en función de la cantidad de peatones para que sea posible determinar el nivel de tráfico que puede soportar:

- Clase IV.- puente peatonal rara vez utilizado, construida para unir las zonas poco pobladas o para garantizar la continuidad del camino peatonal en una autopista o áreas con carriles expresos.
- Clase III.- puente peatonal para el uso estándar, que en ocasiones puede ser atravesado por grandes grupos de personas, pero nunca se carga a través de un área de apoyo.
- Clase II.- puente peatonal urbano edificado en las zonas pobladas, sometidos a tráfico pesado y que en ocasiones puede ser cargado a través de su área de apoyo.
- Clase I.- puente peatonal urbano construido en las zonas de alta densidad de peatones (por ejemplo, presencia cercana de un tren o la estación de un metro) o que se utiliza con frecuencia por multitudes (manifestaciones, turistas, etc.) sometido a un tráfico muy pesado.

Puentes peatonales clase IV son considerados por no requerir ningún cálculo para comprobar el comportamiento dinámico. Para puentes peatonales muy ligeros, es aconsejable seleccionar por lo menos la clase III para garantizar una

cantidad mínima de control de riesgos. De hecho, un puente peatonal muy ligero puede presentar altas aceleraciones sin que exista necesariamente una resonancia.

Tabla # 10: Clases de Puentes Peatonales y aceleraciones generadas

Nivel de Comodidad	Grado de Comodidad	Nivel de aceleración vertical	Nivel de aceleración horizontal $a_{\text{límite}}$
CL I	Máximo	$< 0.50 \text{ m/s}^2$	$< 0.50 \text{ m/s}^2$
CL II	Medio	$0.50 - 1.00 \text{ m/s}^2$	$1.00 - 0.30 \text{ m/s}^2$
CL III	Mínimo	$1.00 - 2.50 \text{ m/s}^2$	$0.30 - 0.80 \text{ m/s}^2$
CL IV	Molestias Inaceptables	$< 2.50 \text{ m/s}^2$	$< 0.80 \text{ m/s}^2$

FUENTE: (HEINEMEYER & FELDMANN)

Capítulo 4

4. Generalidades

A continuación se detallara las descripciones, parámetros básicos y norma de diseño empleada. Datos con los cuales se consideró para el diseño del puente peatonal, ya sea tipo atirantado o colgante.

4.1. Puente Colgante

De acuerdo a los parámetros establecidos para el diseño del puente peatonal tipo colgante se puede mencionar lo siguiente:

4.1.1. Descripción de la Estructura

- Tipo de estructura: Puente Colgante.
- Longitud entre torres de apoyo: 40 m.
- Longitud torre - macizo anclaje: 10 m.
- Altura torre de concreto: 12.5 m.
- Ancho del puente: 4 m.

- Distancia entre ejes de columnas: 4.60 m.
- Flecha del cable: 6 m.
- Contra flecha: 1 m.
- Columnas 1° Nivel: 60x90 cm.
- Columnas 2° Nivel: 60x80 cm.
- Vigas 1° Nivel: 90x40 cm.
- Vigas 2° Nivel: 80x40 cm.
- Tipo de cable: Boa
- Diámetro cable principal: $1 \frac{3}{8} \approx 35$ mm
- Diámetro cable secundario: $\frac{1}{2} \approx 13$ mm

4.1.2. Norma de Diseño

- Guía De Especificaciones Para El Diseño De Puentes Peatonales – AASHTO
- Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y Otras Estructuras – ASCE 7-10

4.1.3. Cargas Consideradas

- De acuerdo a la Norma AASHTO se deberá considerar para los siguientes tipos de carga:
 - Carga Viva de 440 Kg/m^2
 - Carga Muerta de 250 Kg/m → Pasamanos

4.1.4. Modelo

Los resultados y gráficos del modelo se encuentran incluidos en el Anexo 1.

4.2. Puente Atirantado

De acuerdo a los parámetros establecidos para el diseño del puente peatonal tipo atirantado se puede mencionar lo siguiente:

4.2.1. Descripción de la Estructura

- Tipo de estructura: Puente Atirantado.
- Longitud entre torres de apoyo: 40 m.
- Longitud torre - macizo anclaje: 10 m.
- Altura torre de concreto: 12.5 m.
- Ancho del puente: 4 m.
- Distancia entre ejes de columnas: 4.60 m.
- Flecha del cable: 6 m.
- Contra flecha: 1 m.
- Columnas 1° Nivel: 60x90 cm.
- Columnas 2° Nivel: 60x80 cm.
- Vigas 1° Nivel: 90x40 cm.
- Vigas 2° Nivel: 80x40 cm.
- Tipo de cable: Boa

- Diámetro cable principal: $1 \frac{3}{8} \approx 35 \text{ mm}$

4.2.2. Norma de Diseño

- Guía De Especificaciones Para El Diseño De Puentes Peatonales – AASHTO
- Cargas de Diseño Mínimas para Edificios y Otras Estructuras – ASCE 7-10

4.2.3. Cargas Consideradas

- De acuerdo a la Norma AASHTO se deberá considerar para los siguientes tipos de carga:
 - Carga Viva de 440 Kg/m^2
 - Carga Muerta de 250 Kg/m → Pasamanos

4.2.4. Modelo

Los resultados y gráficos del modelo se encuentran incluidos en el Anexo 2.

Conclusiones

- La necesidad de implementar en el diseño del puente un análisis No Lineal, debido a los grandes desplazamientos que se generan por las condiciones del material que empleamos, en este caso cables, razón por la cual buscamos una convergencia de la estructura para controlar las deformaciones utilizando un análisis de 2° orden en donde las cargas se aplican en fracciones.
- Durante el proceso de diseño en el programa de análisis estructural ROBOT, se presentaron dificultades para el establecimiento de las propiedades del material a usar en los cables, esto sucede a que el programa tiene la opción de establecer al cable de acero con las propiedades propias de un cable con la opción "tipo cable", como consecuencia en el diseño consideraba el peso propio de toda la estructura y no se podía diferenciar a cargas muertas y vivas. Por tanto se optó en trabajar al cable como si fuera una barra y darle las propiedades de material como un cable, lo que facilitó en diversificar las cargas y poder plantear los casos para el resultado final.
- El poder clasificar y diversificar a las cargas permitió trabajar con los códigos planteados como el ASCE 7-10, y estipular las combinaciones de cargas finales con los que se trabajaría los resultados y poder emplearlos en el diseño de los perfiles de acero y armados de los elementos de hormigón.

- Por facilidad de los diseños se estableció utilizar los mismos perfiles de acero, tanto para las vigas principales (HEB 650) y transversales (IPE 160). De igual manera ocurrió con las pilas rigidizadoras, se mantuvo un solo diseño, para que sea fácil al momento de diseñar su armadura interna y se mantenga una simetría en el puente peatonal colgante.
- Las restricciones de movimientos en ambos puentes por medio de apoyos ficticios para generar un modelo más acorde a la realidad de un puente, fue indispensable debido a las solicitaciones de carga que se tiene y más aún si consideramos un sismo, por tanto se incorporó una restricción en la unión de las péndolas del puente colgante con el cable principal, caso contrario las péndolas estarían sueltas y los resultados son irreales y la funcionalidad de los cables de sujetar el tablero no se produce. También el incorporar una restricción de movimiento nos permite “engañar” al programa para que nos proporcione los datos que esperamos semejantes a la realidad.
- Los desplazamientos en las pilas rigidizadoras debido al sismo no es de mayor influencia en el diseño de ya que se registran desplazamientos iguales para ambos tipos de puentes (colgante & atirantado) de 0.02 cm, lo cual nos indica que es muy bien controlado los desplazamientos generados por un sismo. En relación al tablero como se está generando un solo cuerpo por la unión de los cables hacia las pilas rigidizadoras y si ocurre un sismo el tablero va a moverse en conjunto con las pilas y no se producirá daños considerables en la estructura.
- Las aceleraciones máximas debido al caminado generado por el paso de las personas se determinó que en el puente atirantado se produjo una aceleración máxima de 12.88 cm/s^2 en el centro del puente, a diferencia del puente

colgante que se registro una aceleración máxima de 5.171 cm/s^2 , como conclusión el puente colgante absorbe de una manera más eficiente las aceleraciones producidas por el camido de peatones sobre el puente.

- Los desplazamientos generados en el punto medio de ambos puentes, uno de los nudos más críticos, se obtuvo un desplazamiento de 42.03 cm en el puente colgante, lo cual se controló con la contra-flecha preestablecida de 1 m y equilibrar este sistema. En el puente atirantado se registró un desplazamiento de 15.195 cm, esto es debido a que los cables absorben gran parte de la carga propuesta y no permite un mayor desplazamiento del tablero y específicamente en el nudo central.
- De acuerdo a los dos diseños propuestos, y a mi criterio el puente atirantado por su forma y tipo de estructura, es más versátil que el puente colgante, debido a que en el puente colgante se debe considerar tipos de apoyos ficticios para que el programa considere como si fuera una sola estructura y no estén separados y absorba cargas que no le corresponden. Durante el proceso de diseño en el programa de análisis estructural ROBOT, se presentaron dificultades para el establecimiento de las propiedades del material a usar en los cables, esto sucede a que le programa tiene la opción de establecer al cable de acero con las propiedades propias de un cable con la opción "tipo cable", como consecuencia en el diseño consideraba el peso propio de toda la estructura y no se podía diferenciar a cargas muertas y vivas. Por tanto se optó en trabajar al cable como si fuera una barra y darle las propiedades de material como un cable, lo que facilito en diversificar las cargas y poder plantear los casos para el resultado final.

- El poder clasificar y diversificar a las cargas permitió trabajar con los códigos planteados como el ASCE 7-10, y estipular las combinaciones de cargas finales con los que se trabajaría los resultados y poder emplearlos en el diseño de los perfiles de acero y armados de los elementos de hormigón.
- Por facilidad de los diseños se estableció utilizar los mismos perfiles de acero, tanto para las vigas principales (HEB 650) y transversales (IPE 160). De igual manera ocurrió con las pilas rigidizadoras, se mantuvo un solo diseño, para que sea fácil al momento de diseñar su armadura interna y se mantenga una simetría en el puente peatonal colgante.
- El proceso constructivo del puente colgante es muy diferente al puente atirantado. En el puente colgante el primer paso es lanzar y cubrir la distancia del puente con el cable principal, para después colgar las péndolas que nos servirán de sostén de las vigas de rigidez y posteriormente del tablero, se debe considerar que al momento de armar cada sección del puente (viga de rigidez y tablero) con la péndola se simula como un voladizo sucesivo. En el puente atirantado cada cable es principal razón por la cual se tira de cada lado de la pila rigidizadora los cables que nos darán sostén a la viga de rigidez, pero tomando en cuenta que se debe mantener la estabilidad de la torre cuando se lanza el cable.
- Las restricciones de movimientos en ambos puentes por medio de apoyos ficticios para generar un modelo más acorde a la realidad de un puente, fue indispensable debido a las solicitaciones de carga que se tiene y más aún si consideramos un sismo, por tanto se incorporó una restricción en la unión de las péndolas del puente colgante con el cable principal, caso contrario las péndolas estarían sueltas y los resultados son irreales y la funcionalidad de los

cables de sujetar el tablero no se produce. También el incorporar una restricción de movimiento nos permite “engañar” al programa para que nos proporcione los datos que esperamos semejantes a la realidad.

- Los desplazamientos en las pilas rigidizadoras debido al sismo no es de mayor influencia en el diseño de ya que se registran desplazamientos iguales para ambos tipos de puentes (colgante & atirantado) de 0.02 cm, lo cual nos indica que es muy bien controlado los desplazamientos generados por un sismo. En relación al tablero como se está generando un solo cuerpo por la unión de los cables hacia las pilas rigidizadoras y si ocurre un sismo el tablero va a moverse en conjunto con las pilas y no se producirá daños considerables en la estructura.
- Las aceleraciones máximas debido al caminado generado por el paso de las personas se determinó que en el puente atirantado se produjo una aceleración máxima de 12.88 cm/s^2 en el centro del puente, a diferencia del puente colgante que se registró una aceleración máxima de 5.171 cm/s^2 , como conclusión el puente colgante absorbe de una manera más eficiente las aceleraciones producidas por el camido de peatones sobre el puente. Adicionalmente una manera de poder controlar las aceleraciones que se obtienen en nuestro diseño es aumentando la viga de rigidez tanto en altura como espesores del alma y alas.
- Los desplazamientos generados en el punto medio de ambos puentes, uno de los nudos más críticos, se obtuvo un desplazamiento de 42.03 cm en el puente colgante, lo cual se controló con la contra-flecha preestablecida de 1 m y equilibrar este sistema. En el puente atirantado se registró un desplazamiento de 15.195 cm, esto es debido a que los cables absorben gran parte de la carga

propuesta y no permite un mayor desplazamiento del tablero y específicamente en el nudo central.

- De acuerdo a los dos diseños propuestos, y a mi criterio el puente atirantado por su forma y tipo de estructura, es más versátil que el puente colgante, debido a que en el puente colgante se debe considerar tipos de apoyos ficticios para que el programa considere como si fuera una sola estructura y no estén separados y absorba cargas que no le corresponden.
- El viento en un puente colgante o atirantado es un factor que se debe considerar, pero para el diseño del puente del trabajo en mención no se lo incluyó; en primer lugar ya que en el Ecuador no existen vientos huracanados o de gran magnitud que generen un efecto devastador sobre el puente como es el caso de puente colgante de Tacoma Narrows, y como otro parámetro es que los vientos alcanzan velocidades de hasta 30 Km/h, lo cual no afectara en el puente para que se genere inestabilidad.
- El sismo que se pudiera generar en la estructura no lo va a afectar debido a los resultados que se obtuvieron cuando se analizó en el programa de análisis estructural ROBOT, donde se determinó que los desplazamientos generados y la influencia del sismo en cualquiera de los sentidos no va a afectar a la estructura.

Bibliografía

- 1.-Autodesk Robot Analysis Structural Program. (2015). Aálisis No Lineal por Geometría. Estados.
- Choi, K., & Santos, J. (1987). *Design sensitivity analysis of non-linear structural systems part I: Theory*. Iowa: International Journal for Numerical Methods in Engineering.
- HEINEMEYER, C., & FELDMANN, M. (n.d.). *EUROPEAN DESING GUIDE FOR FOOTBRIDGE VIBRATION*. Alemania.
- Ingeniería Civil Proyectos y apuntes teórico-prácticos de Ingeniera Civil para compartir con ustedes. (2012, Febrero). *Ingeniería Civil*. Retrieved Septiembre 2014, from <http://www.ingenierocivilinfo.com/2012/02/componentes-principales-de-los-puentes.html>
- Ingeniería Civil Proyectos y apuntes teórico-prácticos de Ingeniera Civil para compartir con ustedes. (2012, Febrero). *Ingeniería Civil*. Retrieved Septiembre 2014, from <http://www.ingenierocivilinfo.com/2012/02/disenio-preliminar-de-puentes-colgantes.html>
- Ingeniería Civil Proyectos y apuntes teórico-prácticos de Ingeniera Civil para compartir con ustedes. (2012, Febrero). *Ingeniería Civil*. Retrieved Septiembre 2014, from <http://www.ingenierocivilinfo.com/2012/02/caracteristicas-estructurales-de-los.html>
- Ingeniería Civil Proyectos y apuntes teórico-prácticos de Ingeniera Civil para compartir con ustedes. (2012, Febrero). *Ingeniería Civil*. Retrieved Octubre 2014, from <http://www.ingenierocivilinfo.com/2012/02/arreglos-de-la-luz-en-puentes.html>
- Ingeniería Civil Proyectos y apuntes teórico-prácticos de Ingeniera Civil para compartir con ustedes. (2012, Febrero). *Ingeniería Civil*. Retrieved Octubre 2014, from <http://www.ingenierocivilinfo.com/2012/02/puentes-atirantados-configuraciones-de.html>
- Ingeniería Civil Proyectos y apuntes teórico-prácticos de Ingeniera Civil para compartir con ustedes. (2012, Febrero). *Ingeniería Civil*. Retrieved Septiembre 2014, from <http://www.ingenierocivilinfo.com/2012/02/tipos-de-puentes-atirantados.html>
- Ingeniería Civil Proyectos y apuntes teórico-prácticos de Ingeniera Civil para compartir con ustedes. (2012, Febrero). *Ingeniería Civil*. Retrieved Noviembre 2014, from <http://www.ingenierocivilinfo.com/2012/02/disenio-preliminar-de-los-puentes.html>
- Ingeniería Civil Proyectos y apuntes teórico-prácticos de Ingeniera Civil para compartir con ustedes. (2012, Febrero). *Ingeniería Civil*. Retrieved Septiembre 2014, from <http://www.ingenierocivilinfo.com/2012/02/tipos-de-puentes-colgantes.html>

- Mos Ingenieros. (2012, Abril). *Mos Ingenieros*. Retrieved Noviembre 2014, from <http://www.mosingenieros.com/2012/04/puente-atirantado-de-talavera.html>
- Puentes Galeon. (2014). *Puentes Galeon*. Retrieved Octubre 2014, from <http://puentes.galeon.com/tipos/pontscolgantes.html>
- SAP 2000. (2014). Análisis No Lineal de Estructuras.
- Thomas M. Murray, P. P., David E. Allen, P., & Eric E. Ungar, S. P. (2003). *Floor Vibrations Due to Human Activity*. American Institute of Steel Construction, Inc.
- Wikipedia. (2007, Enero). *Wikipedia*. Retrieved Marzo 2014, from http://en.wikipedia.org/wiki/Golden_Gate#mediaviewer/File:Golden_Gate_1.jpg