



**Certificación ISO 9001:2000 ‡
Laboratorios acreditados por EMA §**

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE UN PUENTE ATIRANTADO

EVALUACIÓN DE CABLES

Francisco Javier Carrión Viramontes
José Ricardo Hernández Jiménez
Jorge Terán Guillén

**Publicación Técnica No 265
Sanfandila, Qro, 2005**

**SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE**

**Estudio experimental de un puente
atirantado**

Evaluación de cables

**Publicación Técnica No 265
Sanfandila, Qro, 2005**

Este trabajo se realizó en la Coordinación de Ingeniería Vehicular e Integridad Estructural del Instituto Mexicano del Transporte, por el Dr Francisco Javier Carrión Viramontes, el Ing José Ricardo Hernández, y el Ing Jorge Terán Guillén.

Los autores desean expresar su reconocimiento y agradecimiento por su apoyo y sus valiosos comentarios al los Ings Juan Téllez Muñoz, Gandhi Durán y Héctor Hernández, de CAPUFE.

Índice

Resumen	VII	
Abstract	IX	
Resumen ejecutivo	XI	
1	Introducción	1
1.1	Concepto básico de los puentes atirantados	6
1.2	Análisis paramétrico	10
1.3	Consideraciones estáticas y dinámicas	17
1.4	Cables y elementos de anclaje	19
2	Modelos teóricos para el análisis de cables	21
2.1	Modelo lineal para determinar la tensión	21
2.2	Modelo no lineal para determinar la tensión	22
2.2.1	Determinación del parámetro no lineal	24
2.2.2	Determinación de la función h	27
2.2.3	Análisis espectral para determinar las frecuencias	29
2.3	Comparación entre modelo lineal y no lineal	30
3	Características del puente atirantado	31
4	Estudio experimental de vibraciones	35
4.1	Procesamiento de los datos	36
4.2	Frecuencias naturales de vibración	37
4.3	Cálculo de la tensión de los modelos lineal y no lineal	45
4.4	Análisis de resultados	54
5	Conclusiones	61
6	Referencias	63

Resumen

Se describe el desarrollo de un modelo dinámico no lineal para el análisis del comportamiento de cables en puentes atirantados. El modelo permite analizar en detalle los efectos por cargas dinámicas del tráfico, viento o sismos, lo que lo hace particularmente útil para el análisis estructural detallado de estos puentes.

Se realizó un estudio experimental en un puente con 112 tirantes y los resultados se compararon con el modelo de aproximación lineal, los datos de las pruebas de carga y los datos de diseño. Se concluye que el modelo lineal es suficiente para determinar la tensión de los tirantes a partir de la primera frecuencia natural, al existir una diferencia mayor al 2%, respecto a las pruebas de carga. El modelo no lineal mostró ser más exacto, con diferencias menores al 1% de los valores de referencia de las pruebas de carga. Con estos resultados, se encuentra que el modelo no lineal es más adecuado para analizar el comportamiento dinámico del puente, y determinar el efecto de las cargas dinámicas en tres dimensiones.

Por otro lado, se muestra que la medición indirecta de la tensión a través de las pruebas dinámicas es más práctica, económica y rápida que las técnicas directas como son las pruebas de carga. Adicionalmente, de los resultados se derivan varias recomendaciones específicas para la evaluación estructural del puente y del comportamiento de los tirantes.

Abstract

A non linear model to describe the dynamic behavior of cables in a cable stayed bridge is presented. The model allows the detailed analysis of the dynamic loads due to traffic, wind or earthquakes, and it is well suited for detailed structural analysis of this type of bridges.

An experimental study was done on a bridge with 112 cables and the results were compared with a lineal model, load tests and design data. It is concluded that the lineal model is sufficiently accurate to calculate the tension of cables from the first frequency mode, where differences were less than 2% from load tests. It is demonstrated that the no linear model is more accurate with differences less than 1% with respect to the load test data. Results also show that the non linear model is adequate for the complete structural dynamic analysis and to calculate the effect of loads in 3 dimensions.

On the other hand, the study shows that the indirect measure of the tension through the vibration measurements is more practical, economic and faster than the direct measurements from load tests. Also, from the results, specific recommendations for the structural evaluation of the bridge and cables, were obtained

Resumen ejecutivo

Se presenta el desarrollo de un modelo dinámico no lineal para el análisis del comportamiento de cables en puentes atirantados. Este modelo permite considerar, en detalle, el efecto de las cargas dinámicas por tráfico, viento o sismos, lo que lo hace particularmente útil para el estudio de cables con sistemas activos y semiactivos de amortiguamiento, o para el análisis estructural detallado de los puentes atirantados.

Para evaluar el modelo no lineal, se realizó un estudio experimental en un puente atirantado con 112 tirantes y se comparó con un modelo lineal típico. De las mediciones de vibración se identificaron los tres primeros modos de vibrar y se determinaron las tensiones en los tirantes a partir de la primera frecuencia natural, utilizando ambos modelos. Para evaluar los resultados, se compararon con los datos de las pruebas de carga que se habían realizado con anterioridad y con los datos de diseño.

En este estudio se concluye que, para puentes atirantados, el modelo lineal es suficiente para determinar la tensión de los tirantes a partir de la primera frecuencia natural, ya que el error que tiene, respecto al no lineal, es menor al 1%. De la comparación de ambos modelos, se puede determinar el umbral de tensión a partir de la cual, los efectos no lineales son significativos. En general, el modelo no lineal resulta muy adecuado para analizar el comportamiento dinámico del puente, y determinar el efecto de fenómenos tales como el viento o los sismos.

De la comparación de las tensiones calculadas de las frecuencias naturales y las pruebas de carga, se obtuvo una diferencia del orden del 2%, con lo que se demuestra que el método de determinación de tensiones por vibraciones es suficientemente adecuado; con la ventaja de que experimentalmente es más fácil de realizar, ya que las mediciones dinámicas se realizaron en dos días, comparadas con el mes que es necesario para las pruebas de carga. Cabe mencionar que el análisis de los resultados de vibraciones se realiza en dos semanas máximo, mientras que la prueba de carga los proporciona de manera casi inmediata.

Acerca de los resultados específicos, debe señalarse que tres tirantes mostraron variaciones significativas en la tensión, respecto a las pruebas de carga. En especial, el tirante 13 de la semi-arpa 1, tiene una reducción que amerita un análisis más detallado. Por otra parte, la tensión en los tirantes número 1 está, en casi todas las semi-arpas, por encima o cercana al valor máximo de diseño; mientras que la tensión de los tirantes 14, está por debajo o muy cercana al valor mínimo de diseño.

Se recomienda un estudio detallado del comportamiento estructural del puente, partiendo de las tensiones reales en los tirantes, para determinar la distribución de cargas y momentos ante diferentes condiciones ambientales y de operación.

1 Introducción

El diseño y la tecnología de los puentes atirantados se desarrollaron fundamentalmente a finales del siglo XX para permitir la construcción de puentes con mayores claros y alturas, además de la estética y versatilidad arquitectónica que permiten. Contrario a lo que se puede pensar, el diseño conceptual de los puentes atirantados data del año de 1784, cuando un carpintero alemán propuso una estructura totalmente hecha de madera (figura 1.1). A inicios del siglo XIX, en Europa, se construyeron algunos puentes que consideraban elementos de atirantamiento con barras o cadenas. A finales de esa centuria se construyeron puentes colgantes de gran tamaño, combinando el sistema de atirantamiento, tales como los diseños típicos de J Roebling en los Estados Unidos, siendo el de Brooklyn en Nueva Cork, uno de los más conocidos.

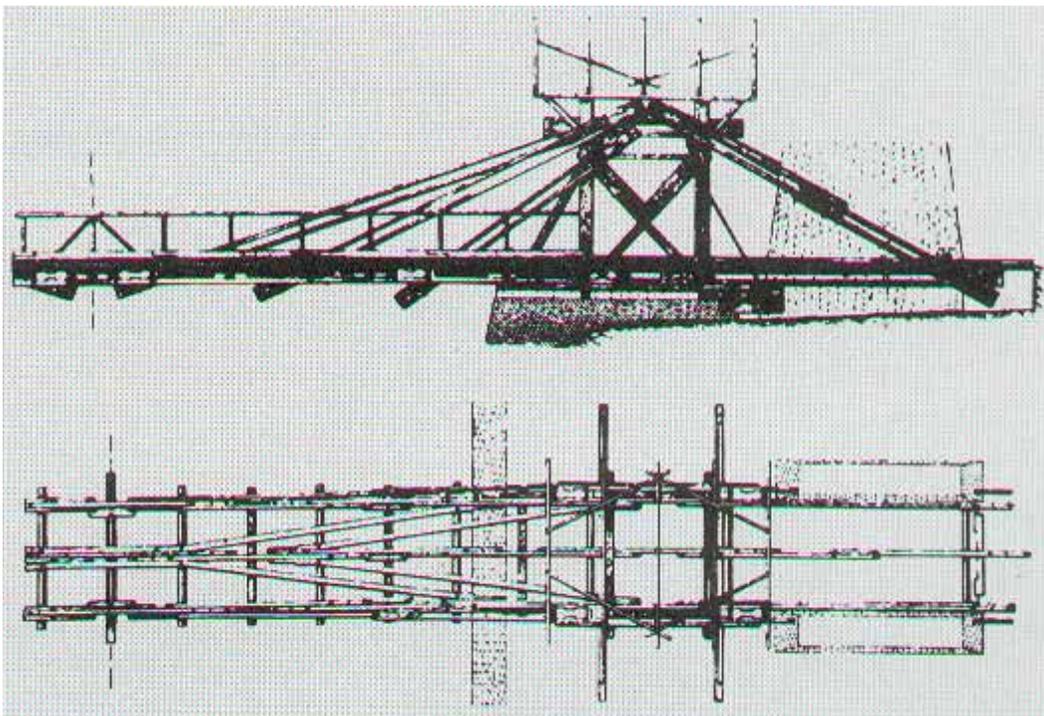


Figura 1.1
Diseño de C T Loescher para un puente de madera

Uno de los primeros puentes, formalmente clasificado como atirantado, fue el de Cassagne (figura 1.2) en Francia, construido en 1899 por el ingeniero francés A Gisclard. Otros diseños que siguieron el mismo concepto tuvieron lugar a principios del siglo XX en Francia y España, tales como el acueducto Tempul sobre el río Guadalete, diseñado por E. Torroja en 1926 (figura 1.3), o el puente Lezardrieux en Francia (figura 1.4), construido en 1925.

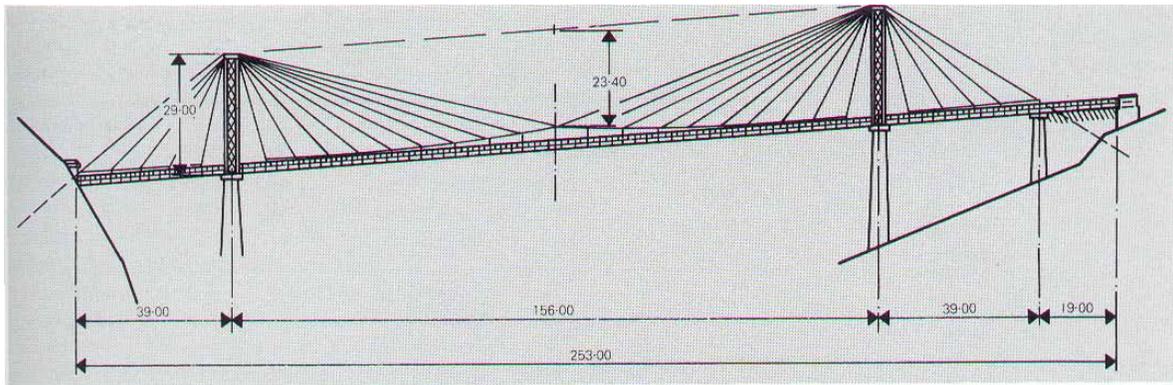


Figura 1.2
Diseño del puente Cassagne

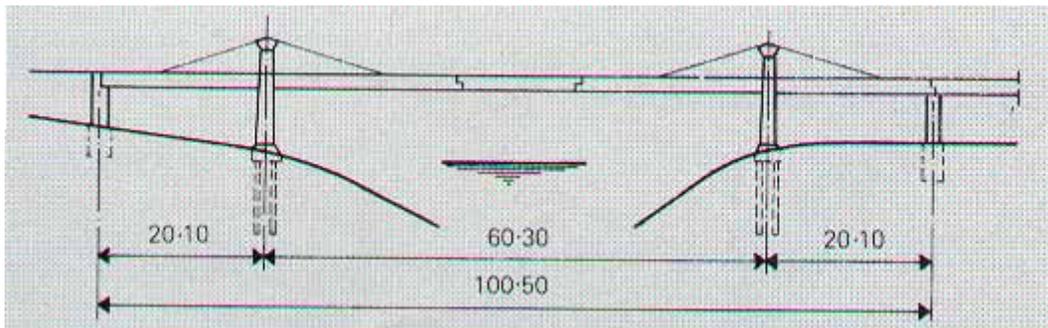


Figura 1.3
Diagrama del acueducto Tempul, de España

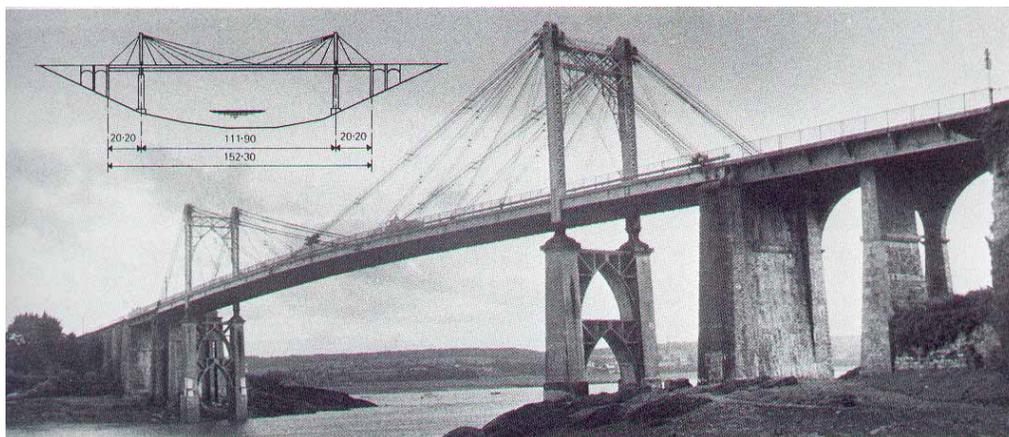
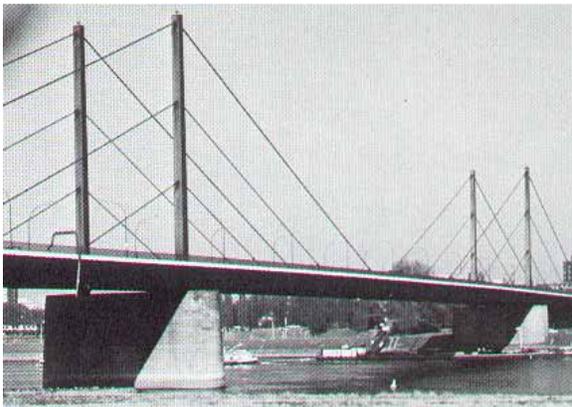
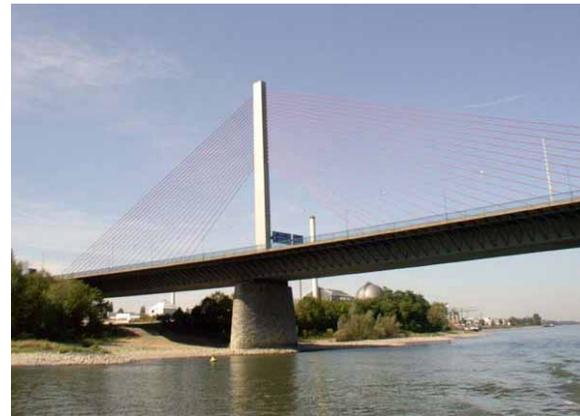


Figura 1.4
Puente Lezardrieux, en Francia

A partir de la mitad del siglo XX, después de la Segunda Guerra Mundial y una vez desarrollado el uso de cables para el sistema de atirantamiento se trazaron en Alemania y gran parte de Europa varios puentes que adicionalmente incorporaban diseños revolucionarios, y que desde el punto de vista arquitectónico los hicieron particularmente especiales y llamativos. Dentro de esta época destacan los correspondientes a Theodor Heuss (1958) y el Fiedrich Ebert (1967) en Alemania (figura 1.5), por mencionar algunos de los más importantes. Posteriormente, estos diseños empezaron a levantarse en Estados Unidos, Japón y el resto del mundo, siendo a la fecha uno de los conceptos mas empleados para claros de gran tamaño.



a) Theodor Heuss



b) Fiedrich Ebert

Figura 1.5
Puentes alemanes, de tipo atirantado

En general, se sabe que los puentes atirantados son los adecuados cuando ante claros entre 100 y 500 m; sin embargo, la tecnología actual ha permitido llegar hasta claros mayores a los 800 m, tales como el Tataru (figuras 1.6 y 1.7) en Japón (890 m) o el Pont de Normandie (figura 1.8) en Francia (856 m); o bien, de diseños novedosos que por su estética son particularmente conocidos, como es el caso del de Santiago Calatrava para el puente del Alamillo en Sevilla, España (figura 1.9).

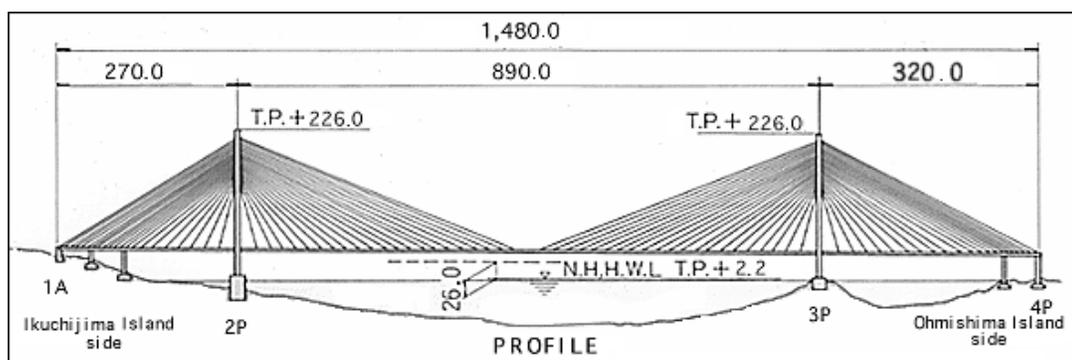


Figura 1.6
Diagrama general del diseño del puente Tataru, de Japón



Figura 1.7
Vista panorámica del puente
Tatara



Figura 1.8
Puente Pont de Normandie, en
Francia

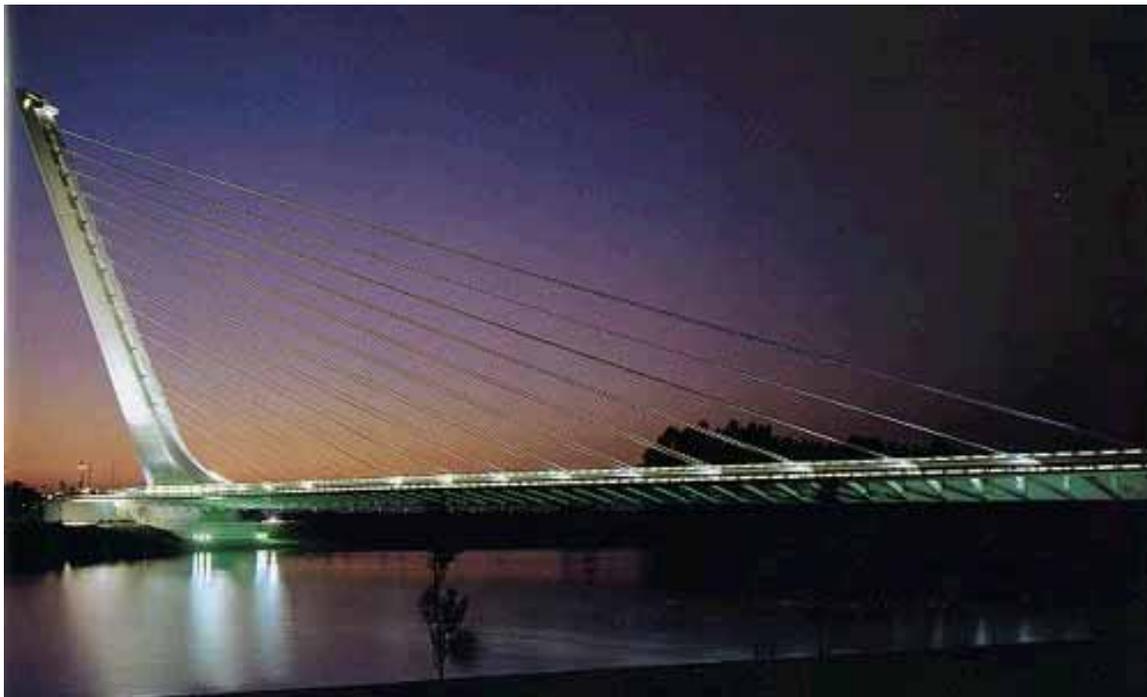


Figura 1.9
Puente el Alamillo en Sevilla, España

En la actualidad, la presencia de nuevos materiales y de nuevos conceptos de diseño, permiten considerar formas estructurales de puentes atirantados con claros de hasta 1400 m de longitud ^[1]; sin embargo, existen grandes retos tecnológicos que aún deben ser resueltos.

En la tabla 1.1 se presenta una lista de los mayores puentes atirantados construidos a la fecha en el mundo, y en la 1.2 los existentes en México.

Tabla 1.1
Puentes atirantados en el mundo

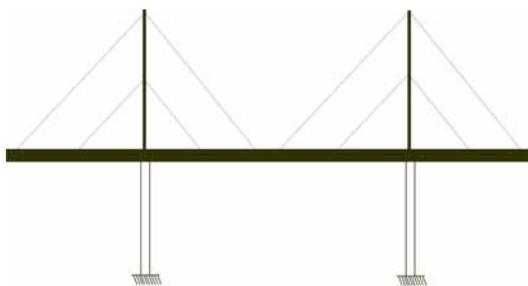
Nombre del puente	País	Longitud del claro (m)	En servicio desde
Tatara	Japón	890	1999
Pont de Normandie	Francia	856	1994
Yangpu	China (Shangai)	602	1993
Xupu	China (Shangai)	590	1996
Meiko Chuo	Japón	590	1997
Skarnsund	Noruega	530	1991
Tsurumi Tsubasa	Japón	510	1995
Öresund	Suecia	490	1999
Ting Kau	Hong Kong	475	1997
Annacis Island	Canadá (Vanco.)	465	1986
Second Hooghly	India (Calcuta)	457	1992
Second Severn	Inglaterra	456	1996
Dartford	Inglaterra	450	1991
Rama IX	Tailandia (Bangk.)	450	1987
Dafosi	China	450	2001
Barrios de Luna	España	440	1983
Kap Shui Mun	Hong Kong	430	1997
Helgeland	Noruega	425	1991
St Nazarine	Francia	404	1975
Elorn	Francia	400	1994
Vigo-Rande	España	400	1978
Dame Point	EUA (Florida)	396	1989
Baytown	EUA (Texas)	381	1995
Luling, Mississippi	EUA	372	1982
Flehe, Duesseldorf	Alemania	368	1979
Tjörn (nuevo)	Suecia	366	1981
Neuenkamp	Alemania	350	1970
Glebe Island	Australia	345	1990
ALRT Fraser	Canadá	340	1985
West Gate, Melbourne	Australia	336	1974
Río Paraná (2 puentes)	Argentina	330	1978
Karnali	Nepal	325	1993
Köhlbrand	Alemania	325	1974
Guadiana	Portugal	324	1991
Erskine	Escocia	305	1971
Bratislava	Eslovaquia	305	1972
Kiev	Rusia	300	1976
Farö	Dinamarca	290	1985
Wadi-Kuff	Libia	282	1972
River Waal, Tiel	Holanda	267	1974
Chaco/Corrientes	Argentina	245	1973
Papineau-Leblanc	Canadá	241	1971
Kärkistensalmi	Finlandia	240	1996
Maracaibo	Venezuela	235	1962
Strömsund	Suecia	183	1955

Tabla 1.2
Puentes atirantados en México

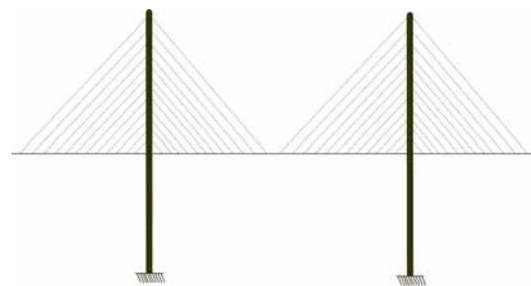
Nombre del puente	Estado	Longitud del claro (m)	En servicio desde
Tampico	Tamaulipas	360	1988
Mezcala	Guerrero	311	1993
Dovalí Jaime	Veracruz	288	1984
Quetzalapa	Guerrero	213	1993
Río Papaloapan	Veracruz	203	1995
Barranca El Zapote	Guerrero	176	1993
Barranca El Cañón	Guerrero	166	1993
Grijalva	Tabasco	116	2001

1.1 Concepto básico de los puentes atirantados

Los puentes atirantados se componen de tres elementos básicos: el tablero, los cables o tirantes, y las pilas. En general, el diseño de estos elementos se relacionan íntimamente con los otros, ya que entre ellos se reparten la carga de forma que, en un caso extremo, el tablero sea estructuralmente resistente para soportar la mayoría de la carga, con pilas de poca capacidad y pocos tirantes (figura 1.10a). Por otra parte, el tablero puede tener una mínima capacidad de carga, en tanto que la pila y un suficiente número de cables sean los que resisten la mayor carga (figura 1.10b).



a) Tablero de alta capacidad estructural y sistema de atirantamiento de baja capacidad estructural



b) Tablero de baja capacidad estructural y sistema de atirantamiento con alta capacidad estructural

Figura 1.10
Condiciones extremas consideradas para el diseño de puentes atirantados

Uno de los aspectos fundamentales que se debe analizar en el diseño de un puente atirantado es la distribución y el arreglo del sistema de suspensión, ya que éste no sólo afecta el comportamiento y desempeño estructural del puente, sino también sus dimensiones, los métodos constructivos y, al final, el costo total de construcción.

Los sistemas de suspensión pueden ser, en general, de tres diferentes tipos. El primero, de suspensión central (figura 1.11a); el segundo, de suspensión lateral (figura 1.11b); y el último, de suspensión en tres planos (figura 1.11c).

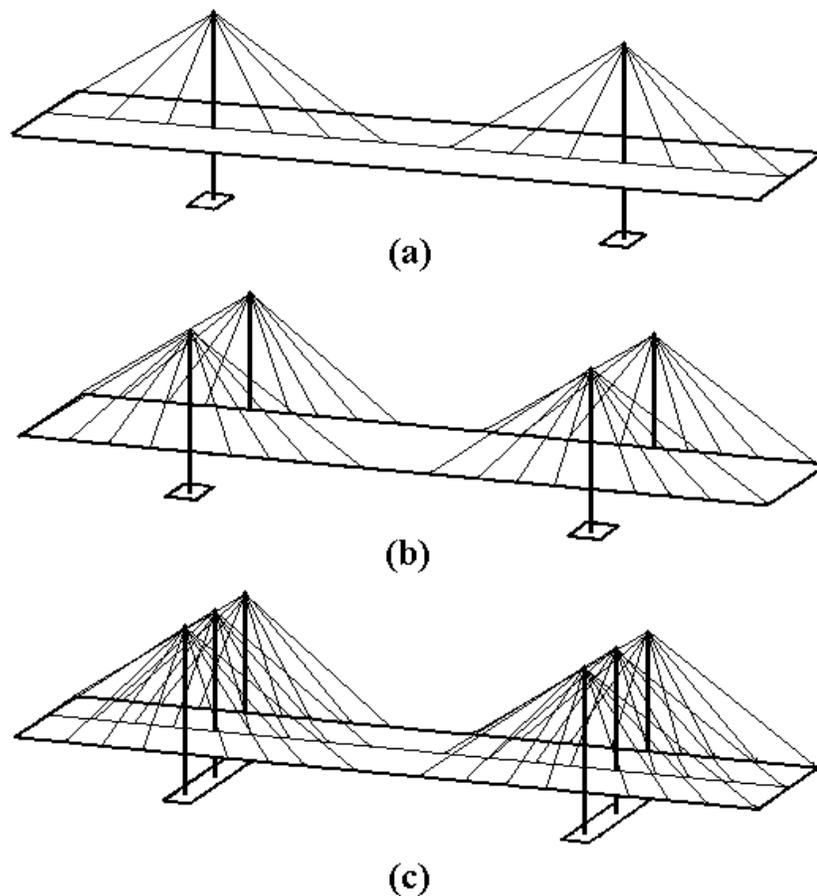


Figura 1.11
Tipos de puentes, según el número de planos de atirantamiento

La elección del tipo de suspensión depende del ancho del tablero y de la rigidez necesaria para que soporte cargas torsionales. La mayoría de los puentes atirantados tienen sistema de suspensión lateral, como es el caso del puente Río Papaloapan; sin embargo, otros como el Jaime Dovalí, cuentan con un sistema de suspensión central. Aunque pocos, como el puente Riddes (figura 1.12) en Suiza, hay algunos que manejan un sistema de suspensión triple, o en los tres planos.



Figura 1.12
Puente Riddes, el cual cuenta con sistema de suspensión en tres planos

Otro aspecto fundamental en el diseño de puentes atirantados es la distribución geométrica de los tirantes. En este caso, generalmente se consideran cuatro diferentes tipos de diseño, que son los de tipo arpa o de cables paralelos y arreglo simétrico; los de tipo abanico, desplazados todos los cables desde la parte alta de las pilas y con distribución simétrica; los de tipo semi-arpa, cuyos cables no son paralelos y optimizan la distribución de cargas con el tamaño de la pila; y finalmente, los asimétricos (figura 1.13).

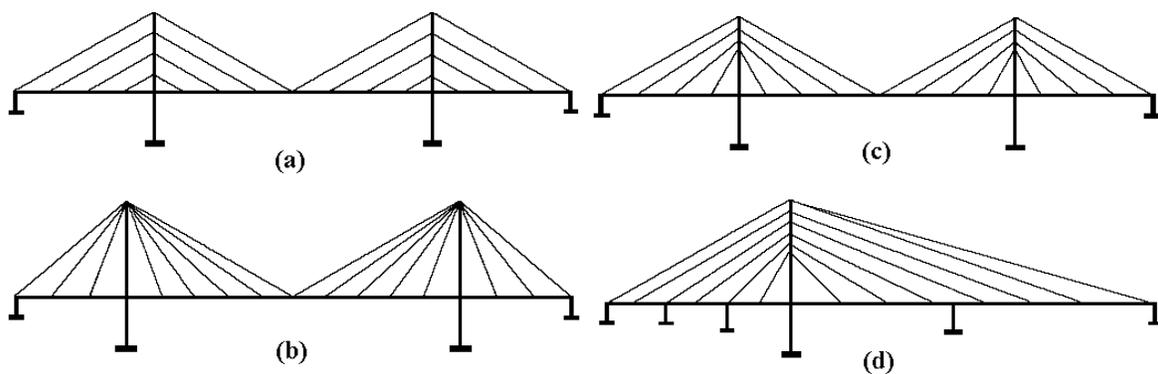


Figura 1.13
Diseños de atirantamiento: a) arpa; b) abanico; c) semi-arpa; d) asimétrico

En cuanto a las pilas, existen varios diseños que, más que nada, dependen del concepto arquitectónico y la estética que el diseñador quiera dar al puente; sin embargo, las más comunes son las de forma de: triángulo; diamante; de una columna; de doble columna paralela; o de doble columna con vigas transversales (figuras 1.14 y 1.15).

La selección del tipo de pila depende en gran medida del ancho del tablero, la altura y el claro del puente, así como del sistema de atirantamiento. Respecto a esto último, por ejemplo, existen diseños en los cuales el soporte superior en la columna es en el plano central, mientras que en el tablero es en los planos laterales (figuras 1.14a y 1.14b). Otra posibilidad es tener todo el sistema de atirantamiento (columna y tablero) en el plano central (figuras 1.14c y 1.14d), o contar con dos sistemas de atirantamiento, cada uno en los planos laterales del puente (figuras 1.15a, 1.15b y 1.15c).

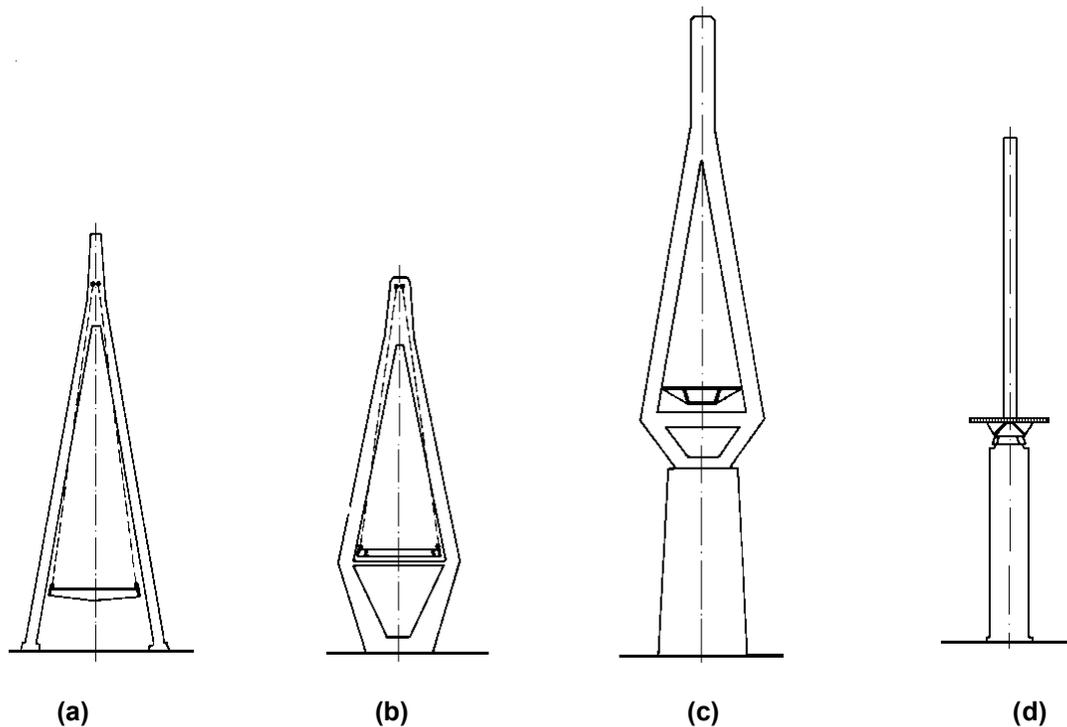


Figura 1.14
Diseños típicos de pilas con atirantamiento en el plano central

Dentro de la diversidad de diseños para pilas, se pueden considerar aquellas con varios planos de atirantamiento, como el caso de la figura 1.15d, donde una parte de los tirantes se sujetan en la parte superior central de la pila y otra en dos planos laterales. Adicionalmente, existen las variantes en las que los tirantes están alineados con el plano de las columnas (figura 1.15a) o en las que tienen una

ligera inclinación (que puede ser hacia adentro o afuera), respecto al plano de las columnas (figura 1.15b).

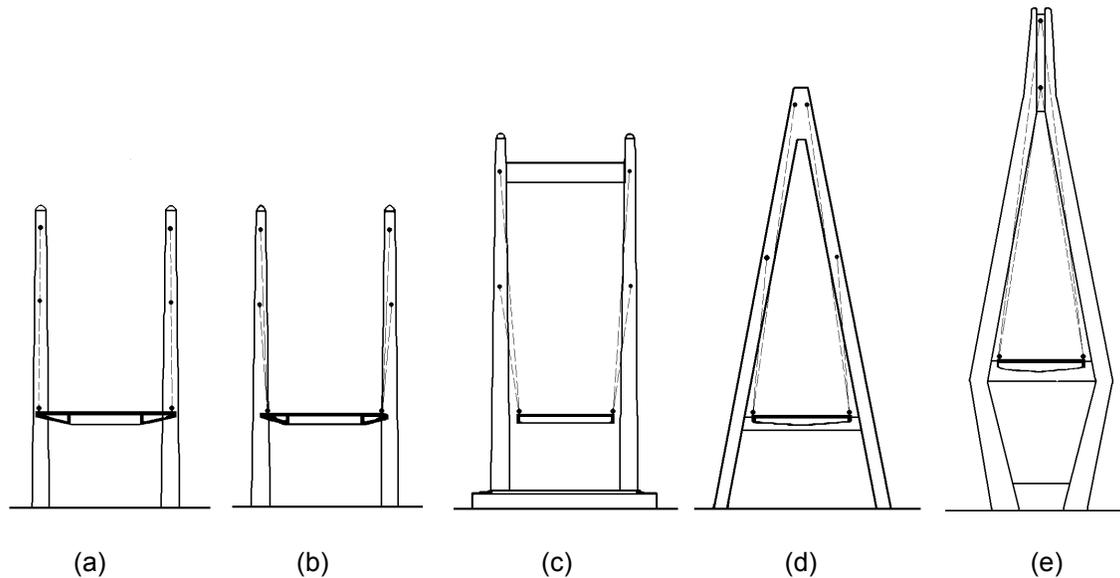


Figura 1.15
Diseños típicos de pilas con atirantamiento en los dos o en varios planos laterales

1.2 Análisis paramétrico

El objetivo de este trabajo no es presentar una descripción detallada de cómo se diseña un puente atirantado, lo cual es un tema complejo y requiere de un tratamiento más formal; sin embargo, es importante contar con una descripción general de los aspectos que intervienen en el diseño para comprender la compleja interacción que hay entre los diferentes elementos que los constituyen, y con ello establecer la referencia necesaria para definir los criterios, procedimientos y programas de inspección y evaluación estructural que se van a aplicar durante su vida útil, y ante las distintas condiciones de operación a las que se ven sometidos los puentes.

Si se considera un puente con una longitud de claro fija, los parámetros fundamentales que inicialmente se analizan son el patrón de atirantamiento (arpa, semi-arpa o abanico); las dimensiones del tablero; las dimensiones de las pilas; y la interacción directa del tablero con las pilas (interacción libre, de apoyo fijo o de apoyo deslizable). En general, del análisis de estos parámetros se determinan dimensiones y alturas de los apoyos; dimensiones del tablero; capacidades de carga de todos y cada uno de los elementos y, número y distribución de los tirantes.

Así, por ejemplo, en la comparación de tres diferentes tipos de atirantamiento, las distribuciones de fuerzas y momentos pueden cambiar. En la figura 1.16 se

muestra una distribución de cargas con respecto a la altura de la pila para una configuración de arpa, semi-arpa y abanico. En este caso, es evidente que la capacidad de carga de la pila debe ser mucho mayor para una distribución de tirantes en abanico; sin embargo, de acuerdo con la figura 1.17, las cargas normales en el tablero resultan mucho menores, tanto con cargas vivas como muertas.

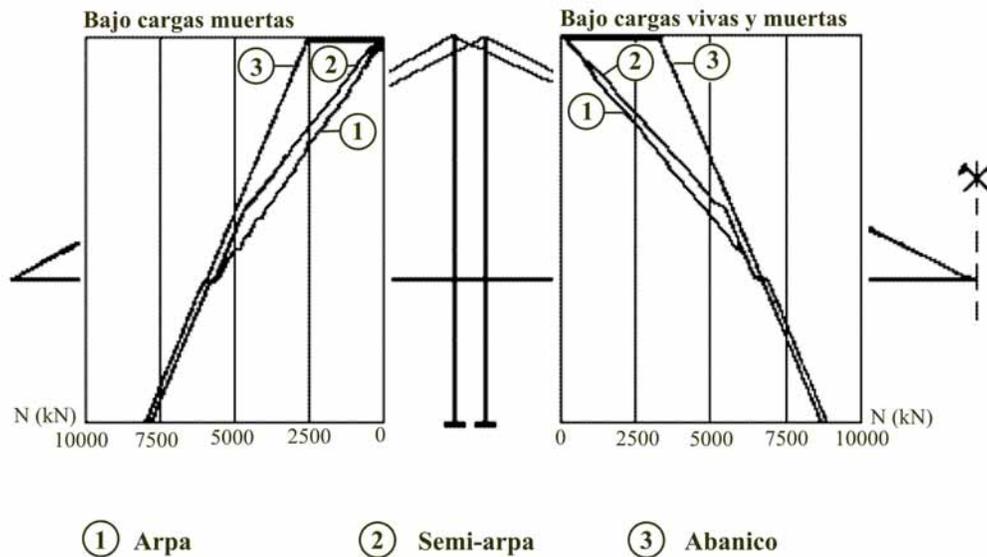


Figura 1.16
Cargas normales en las pilas para diferentes patrones de atirantamiento

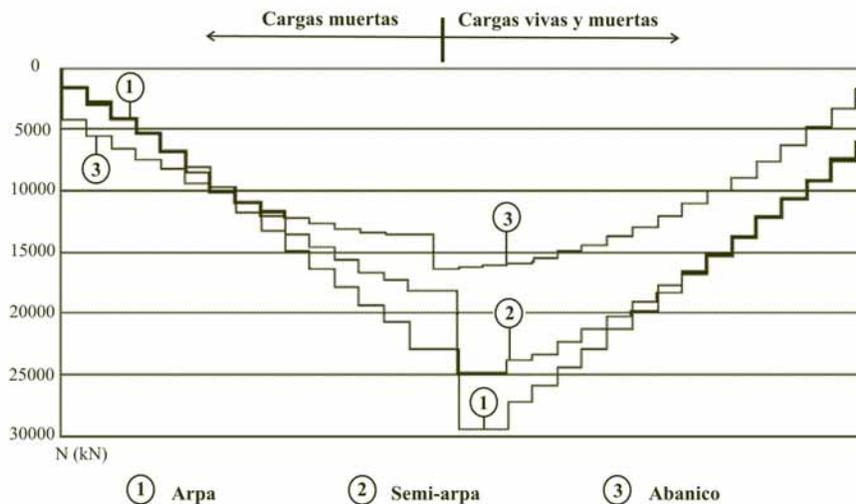


Figura 1.17
Cargas normales en el tablero para diferentes patrones de atirantamiento

En la figura 1.18 se muestra la distribución típica de momentos en el tablero para un puente con atirantamiento en abanico, y para las cargas vivas y cargas muertas. Generalmente, este tipo de gráficas sirven para comparar los niveles de esfuerzo a los que se someten los tableros con las diferentes configuraciones de atirantamiento, y determinar la óptima.

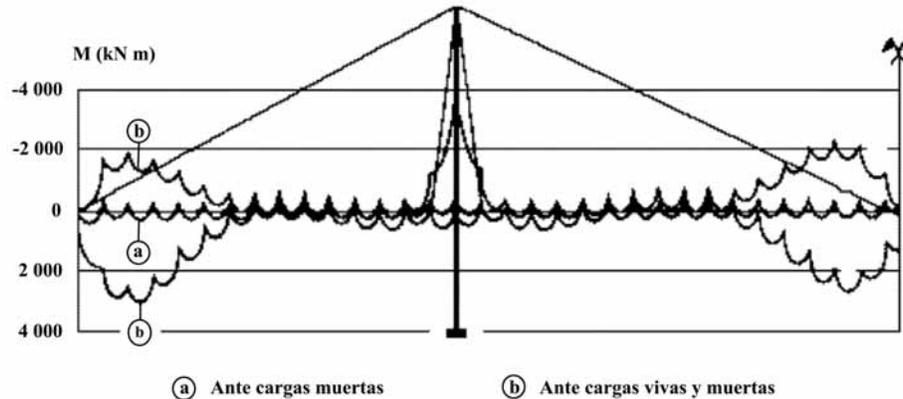


Figura 1.18

Distribución de momentos en el tablero de un puente con tirantes en abanico

Otro aspecto fundamental que el tipo de atirantamiento afecta es la envolvente de los momentos en la pila; según se hace ver en la figura 1.19, los momentos de mayor magnitud tienden a presentarse a la altura del tablero, y siendo en este punto, donde las magnitudes tienden a ser mayores para las configuraciones de semi-arpa y arpa; en cambio, en la parte superior de la pila, la magnitud de los momentos es mayor para la de abanico, respecto a las otras dos.

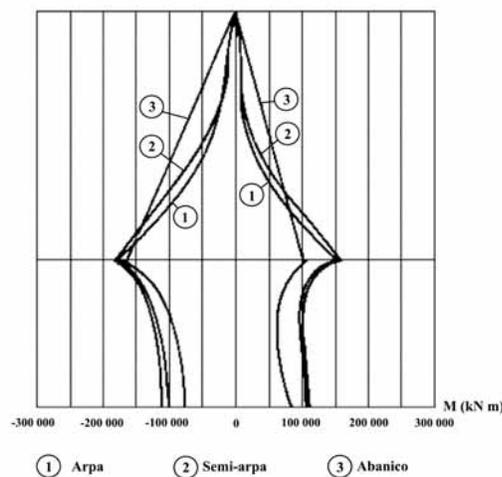


Figura 1.19

Distribución de momentos en la pila para diferentes tipos de atirantamiento

Dentro del estudio paramétrico de un puente atirantado, uno de los aspectos importantes es calcular las deformaciones del tablero, bajo diferentes condiciones de carga. Un ejemplo en el que se calcula la deformación del talero ante cargas distribuidas en secciones alternas del puente, correspondiente a la figura 1.20; en este caso se comparan las deformaciones de tres diferentes patrones de atirantamiento ante un mismo nivel de carga.

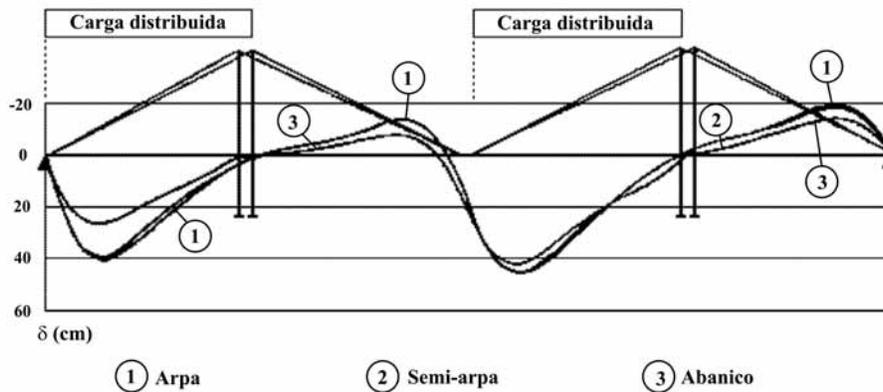


Figura 1.20
Deformación del tablero para tres patrones de atirantamiento

La geometría del tablero es importante para determinar los momentos de inercia y, por tanto, para definir los niveles de los momentos flexionantes en el mismo. En este caso, no sólo interviene el factor geométrico, sino también el nivel de la carga muerta y la capacidad de carga de las pilas. En la figura 1.21 se incluye una muestra una gráfica típica en la que se comparan tres patrones de atirantamiento para determinar los momentos de flexión máximos y mínimos en el tablero como función del momento de inercia.

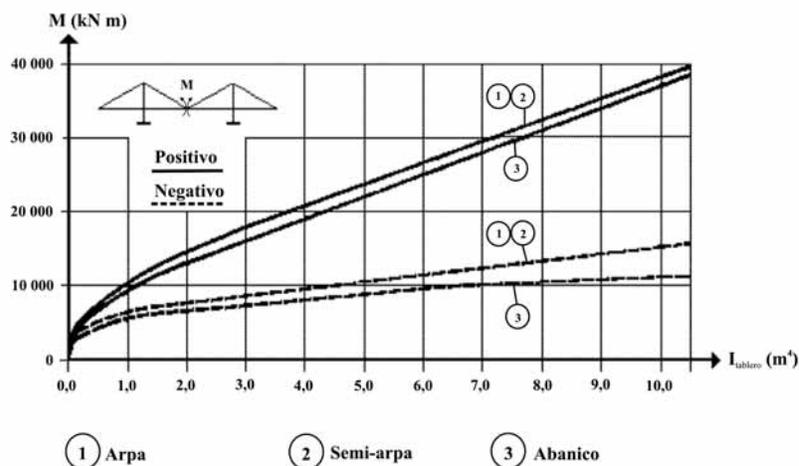


Figura 1.21
Comportamiento típico del momento flexionante máximo en el tablero, como función de su inercia (al centro del claro)

De igual manera, en el análisis paramétrico es conveniente evaluar los momentos flexionantes máximos en la pila y su distribución a lo largo de la misma, como función de la inercia del tablero (figura 1.22 y 1.23).

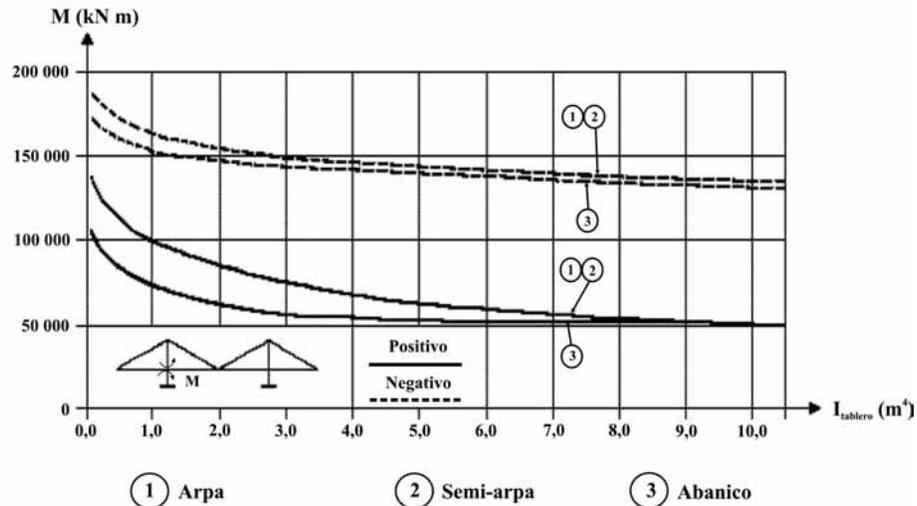


Figura 1.22
Comportamiento típico del momento flexionante máximo en la pila como función de la inercia del tablero (a la altura del tablero)

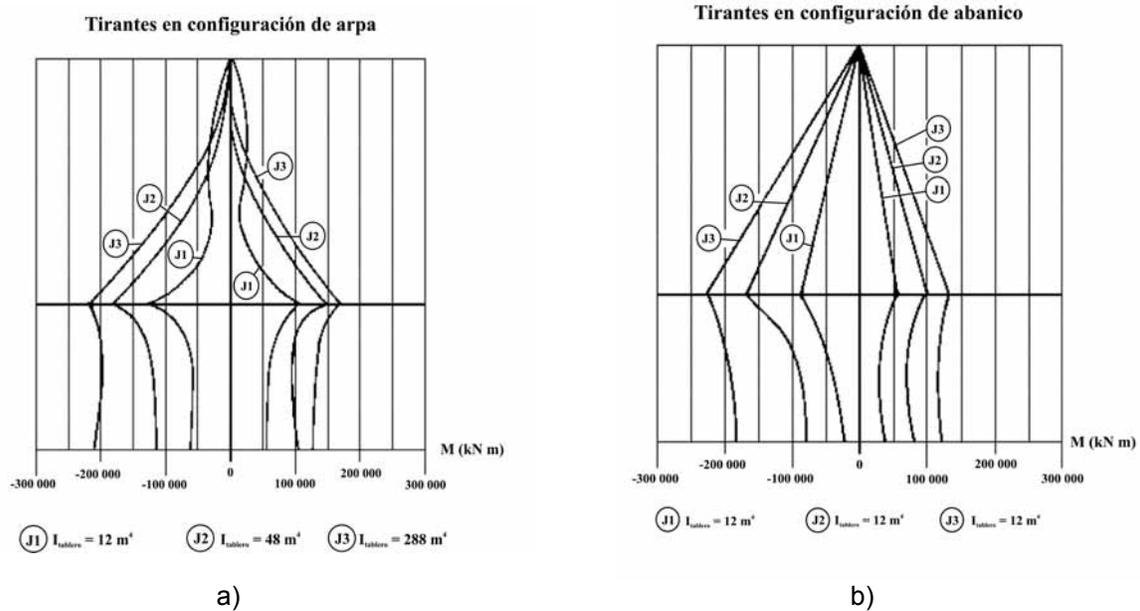


Figura 1.23
Distribuciones de los momentos flexionantes en la pila para la configuración de a) arpa y b) abanico, y para diferentes momentos de inercia del tablero

La inercia de la pila también afecta de manera significativa el nivel de deformaciones en el tablero. En la figura 1.24 se hace alusión al caso comparativo de un puente con tres diferentes tipos de atirantamiento, y en el que se calculan las deformaciones máximas positiva y negativa en el centro del tablero variando la inercia de la pila. En este caso es evidente que a medida en que la inercia de la pila aumenta, la deformación tiende a ser constante.

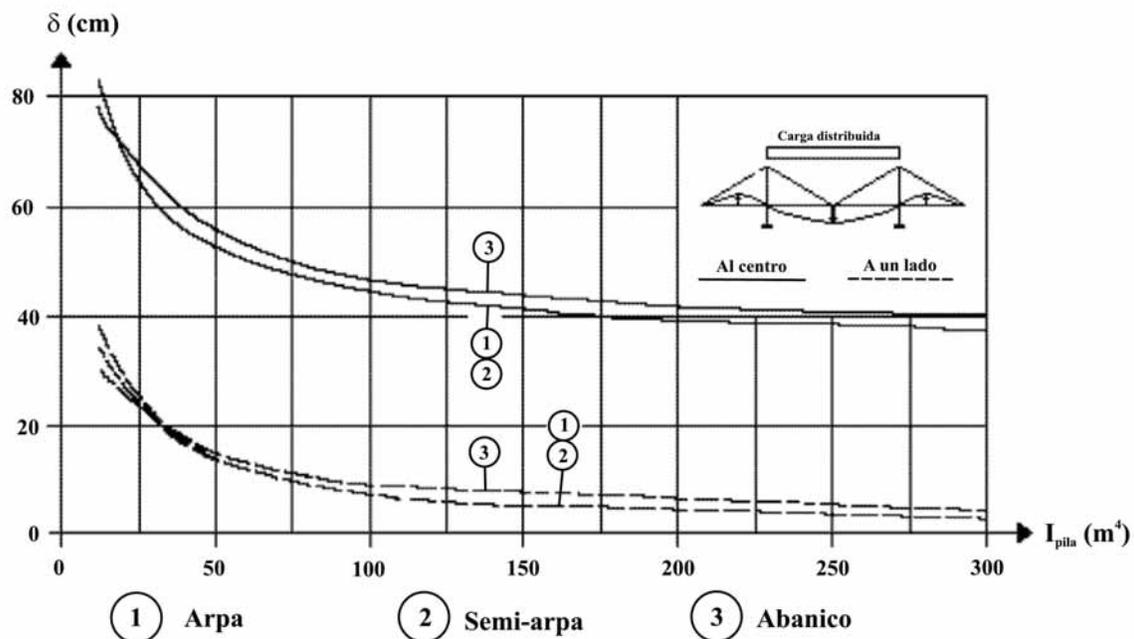


Figura 1.24
Deformación máxima en el tablero como función del momento de inercia de la pila

Uno de los parámetros que mayor influencia tienen en el patrón de deformación del tablero es la interacción entre éste con la pila. Se puede tener una interacción libre, fija o deslizable, siendo cada uno de estos casos diferente. En la figura 1.25 se presenta el resultado del análisis de un puente con diferentes tipos de atirantamientos, considerando una interacción fija o libre entre el tablero y la pila. En el caso de la interacción libre se generan las deformaciones mayores, sin que esto sea necesariamente peor desde el punto de vista estructural. Es fundamental en este caso, determinar igualmente el nivel de esfuerzos cortantes y flexionantes para conocer el nivel de esfuerzo de la estructura y establecer su capacidad de carga máxima en función de la resistencia del material empleado.

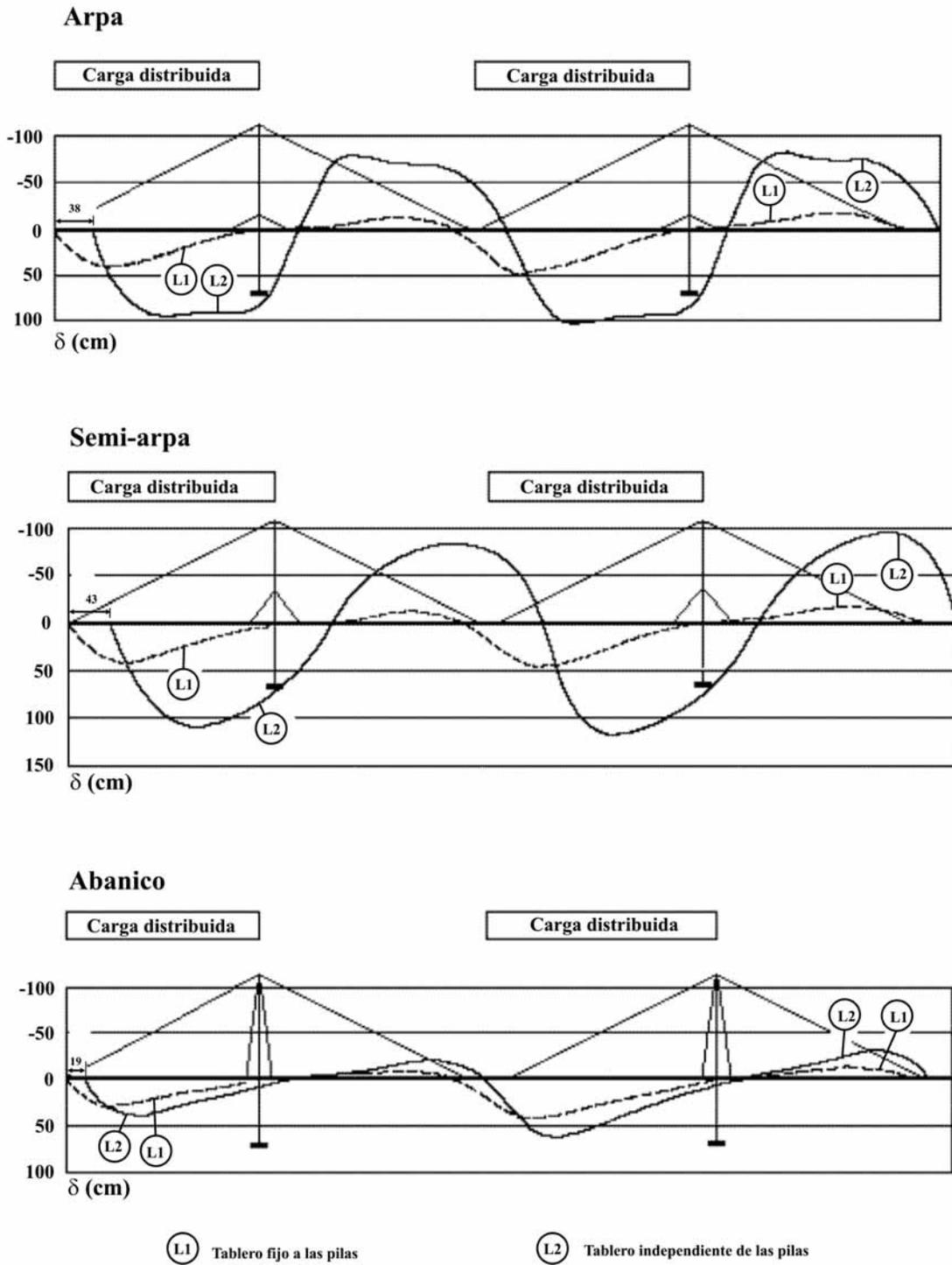


Figura 1.25
 Deformaciones en el tablero para diferentes patrones de atirantamiento y en la interacción del tablero con la pila

1.3 Consideraciones estáticas y dinámicas

Los puentes atirantados son estructuras altamente redundantes, cuyas cargas se distribuyen de distintas formas a través de los diferentes tirantes y columnas, por lo que el proceso de diseño resulta particularmente complejo, teniendo como objetivo principal optimizar el arreglo de los tirantes y las dimensiones de las secciones transversales del tablero y las columnas. En general, el proceso de diseño comprende varias etapas, cuyo esquema se muestra en la figura 1.26 ^[2].

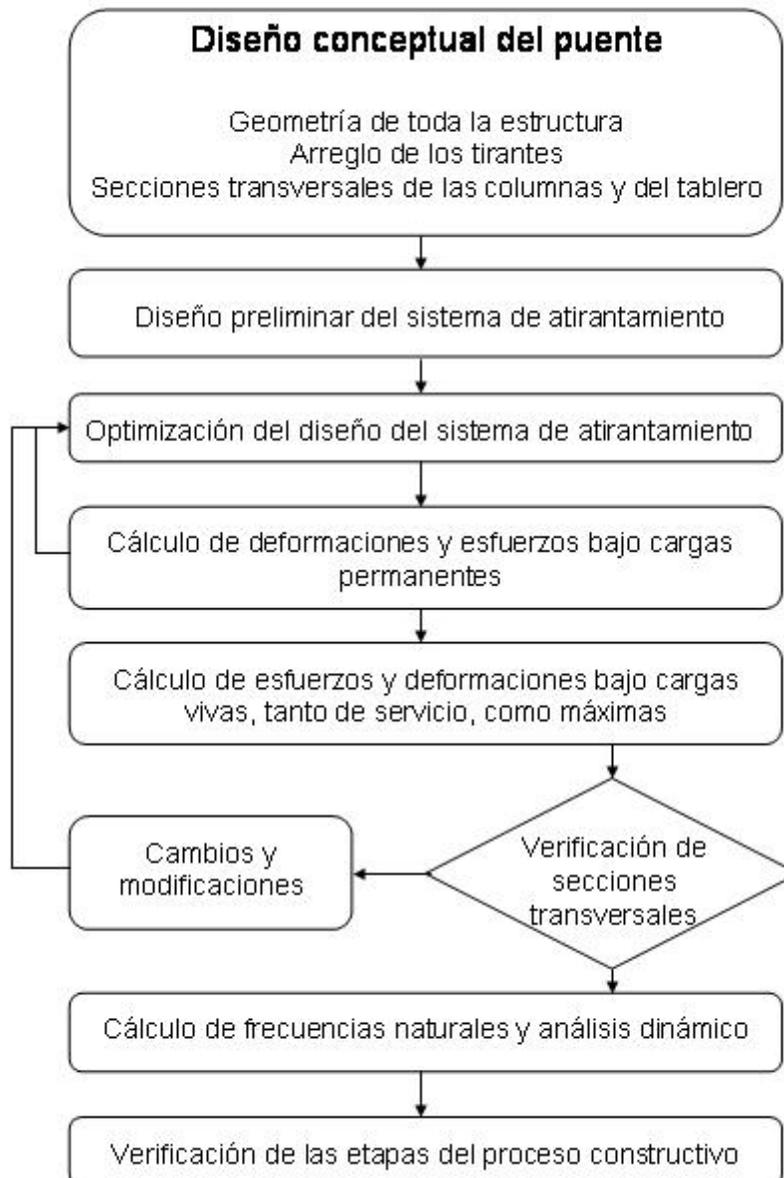


Figura 1.26
Diagrama de flujo del proceso de diseño típico para un puente atirantado

De forma específica, en el estudio estático se consideran los efectos de las cargas muertas y las cargas vivas para establecer los momentos, esfuerzos cortantes y las deformaciones máximas basados en la teoría de diseño de estados límites, considerando los factores de resistencia y carga de la estructura.

Para las cargas vivas se toma en cuenta el peso del tráfico vehicular, el viento, los sismos, las cargas de presfuerzo y los asentamientos diferenciales, según el tipo y tamaño de puente, o el lugar en donde se vaya a construir. Para analizar el efecto del peso de los vehículos se utilizan dos sistemas de carga; las cargas concentradas y las cargas distribuidas. Los sistemas de cargas concentradas buscan simular el efecto de vehículos pesados con baja probabilidad de ocurrencia; mientras que las cargas distribuidas simulan el paso de un convoy de unidades representativo para el tráfico considerado para esa carretera ^[3].

Los límites de resistencia, las cargas y sus distribuciones se establecen de acuerdo con un código de diseño; existen varios entre los que destacan el AASHTO94 ^[4]; el reglamento canadiense OHBDC ^[5]; el Eurocódigo ^[6]; y la Norma SCT de cargas vehiculares para diseño estructural de puentes carreteros ^[7]. Es indudable que cada código se establece en términos de las características del tráfico de cada país.

Sobre la estimación del efecto dinámico y de la fatiga estructural, los códigos de diseño tradicionales recomiendan el uso de factores de corrección que únicamente incrementan la capacidad de carga estructural o reducen el nivel de esfuerzos, a fin de considerar dichos efectos en forma global. Sin embargo, para asegurar la integridad futura del puente, actualmente se está proponiendo el análisis dinámico del deterioro por fatiga estructural basado en los criterios típicos del diseño con las curvas de esfuerzo-fatiga, o los modelos respaldados en la mecánica de la fractura, mediante principios del análisis estadístico y probabilístico ^[8].

Como parte del análisis dinámico, se evalúa el comportamiento vibratorio del puente mediante análisis modal; se determinan las frecuencias naturales y los modos de vibrar, y se evalúan las respuestas del puente ante el efecto del viento y/o de sismos. Por la longitud de este tipo de construcciones el estudio aerodinámico es fundamental, ya que las cargas del viento son proporcionales al cuadrado de su velocidad y se presentan en la dirección lateral del puente; por lo que en condiciones extremas pueden someter al puente a condiciones críticas con vibraciones o desplazamientos combinados en direcciones torsional, transversal y horizontal.

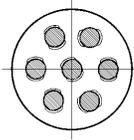
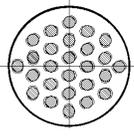
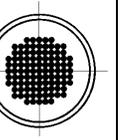
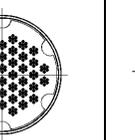
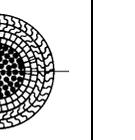
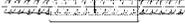
Para el análisis estructural, por lo general se emplean varios modelos de elementos finitos, tanto bidimensionales como tridimensionales, dependiendo del alcance que se quiera y de la etapa de diseño que se trate. Generalmente, para los puentes atirantados, al final se requiere un modelo detallado para estudiar en forma completa su comportamiento estructural, o revisar el proceso constructivo y de tensado de los tirantes; así como cualquier actividad de mantenimiento o de retensado de cables.

1.4 Cables y elementos de anclaje

En los puentes atirantados existen dos elementos estructurales que se consideran críticos: los tirantes y los elementos de anclaje de los tirantes. El desarrollo tecnológico en torno a estos dispositivos es quizás lo más determinante cuando se habla de puentes atirantados. Desde una visión general, para su diseño hay dos objetivos fundamentales que se persiguen: en primer lugar, asegurar que las tensiones de los cables se pueden controlar durante el proceso constructivo y mantenerlos durante su vida en servicio. En segundo lugar está asegurar la integridad de los cables y los elementos de sujeción para que factores ambientales y externos no afecten su resistencia o capacidad estructural. En este último caso, uno de los principales problemas es la corrosión.

En cuanto a los tirantes, se utilizan aceros especiales de muy alta resistencia y se configuran por barras paralelas (acopladas y no acopladas), alambres paralelos, tendones, y rollos compactos de alambres. En la tabla 1.3 se presentan algunas configuraciones típicas, con sus características.

Tabla 1.3
Principales tipos de cables utilizados en puentes atirantados

Tipo de cable						
		Barras acopladas 7 \varnothing 36 Acero 835/1030 	Barras no acopladas 26 \varnothing 16 	Alambres paralelos 128 \varnothing 15 	Tendones 27 \varnothing 15 	Rollo compacto de alambres 
Características		Barras \varnothing 26,5, 32,36 mm	Barras \varnothing 16 mm	Alambres \varnothing 6, 7 mm	Tendones \varnothing 0,5, 0,6, 0,7 in	Alambres \varnothing 2,9-7 mm
Esfuerzo de cedencia (N/mm^2)		835-1080	1350	1470	1570-1670	---
Esfuerzo último β_z (N/mm^2)		1030-1230	1500	1670	1770-1870	1000-1300
Fatiga	$\Delta\sigma$ (N/mm^2)	80	---	350	300-320	120-150
	σ_{max}/β_z	0,60	---	0,45	0,5-0,45	0,45
Módulo elasticidad E (N/mm^2)		210 000	210 000	205 000	190 000-200 000	160 000-165 000
Carga de fatiga (kN)		7339	7624	7487	7634	7310

En cuanto los elementos de anclaje y en general son diseños patentados cuyo fabricante establece los procedimientos de tensado de tal forma que se controle la tensión final y el perfil del tablero. Evidentemente, el diseño del sistema de anclaje depende del tipo de tirantes utilizados; en la figura 1.27 se muestran tres tipos diferentes de sistemas para barras, alambres y tendones.

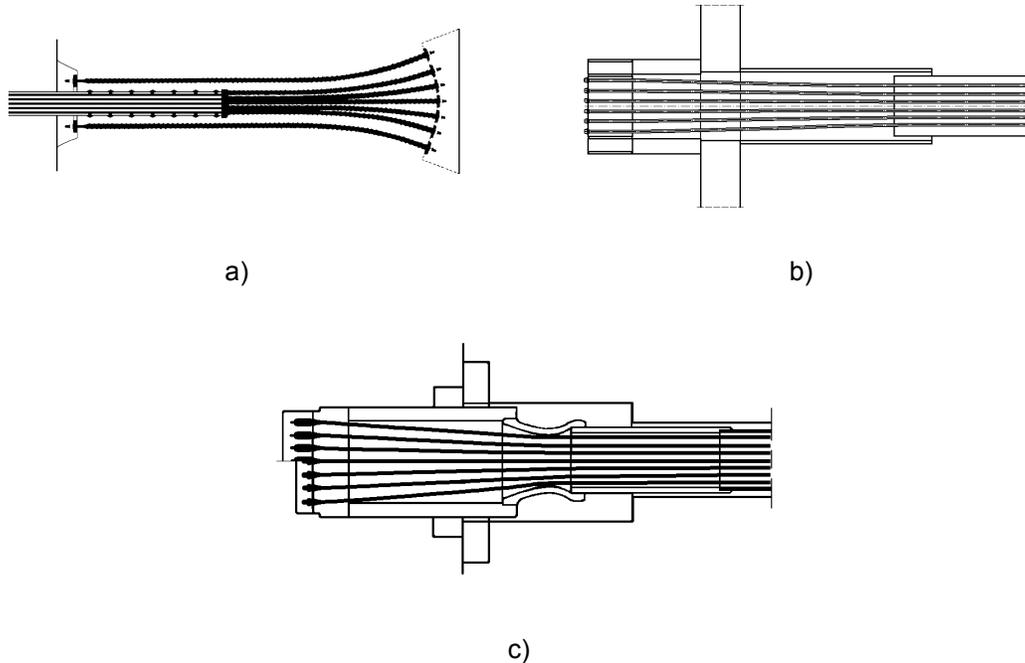


Figura 1.27
Diseños típicos para los sistemas de anclaje para a) barras, b) alambres y c) tendones.

Para los sistemas de protección contra la corrosión existen varios procesos que van desde el galvanizado y la protección catódica, hasta recubrimientos diversos y el uso de pastas que protegen al acero. En cuanto a la protección contra daños externos, generalmente se cubren los cables contra daños por impactos por el tráfico o daños por vandalismo; es por esto último que resulta común recubrirlos con tubos o cubiertas especiales, principalmente en su sección inferior.

2 Modelos teóricos para el análisis de cables

Se mostrarán dos modelos para determinar la tensión de un cable a través de la medición e identificación de sus modos naturales de vibrar. El primero es el modelo lineal y el segundo es un modelo no lineal. Ambos tienen ventajas importantes que a través de una comparación pueden ser valoradas, y permitirán establecer criterios para saber hasta dónde se puede utilizar una y cuándo no.

2.1 Modelo lineal para determinar la tensión

El modelo lineal es la aproximación más simple para determinar la tensión de un tirante, partiendo de la frecuencia natural en que éste vibra y que se mide experimentalmente, por ejemplo, con un acelerómetro. Este modelo se basa en la relación que existe entre la frecuencia natural; la masa por unidad de longitud del tirante (suponiendo que es uniforme); la longitud; y la tensión. La desventaja fundamental es que no toma en cuenta efectos no lineales, como los grandes desplazamientos ni la inclinación que el tirante puede tener, como es el caso de los puentes atirantados.

La ecuación fundamental que describe la vibración libre de un tirante o una cuerda con una masa por unidad de longitud \mathbf{m} sujeta a una tensión \mathbf{T} , es la siguiente ^[9]:

$$\frac{\partial^2 \mathbf{y}}{\partial \mathbf{x}^2} - \frac{\mathbf{m}}{\mathbf{T}} \frac{\partial^2 \mathbf{y}}{\partial \mathbf{t}^2} = 0 \quad (2.1)$$

De la ecuación anterior, se realiza el análisis modal para determinar las frecuencias naturales cuyo valor lo establece la siguiente relación:

$$\mathbf{f}_n = \frac{\mathbf{n}}{2\mathbf{L}} \sqrt{\frac{\mathbf{T}}{\mathbf{m}}} \quad (2.2)$$

Por tanto, la tensión en función del primer modo de vibrar se determina de la siguiente forma:

$$\mathbf{T} = \mathbf{m}(2\mathbf{L}\mathbf{f}_1)^2 \quad (2.3)$$

En algunos casos no es posible identificar la frecuencia del primer modo, particularmente cuando este valor es muy cercano al de las frecuencias

fundamentales del puente. En estos casos se determina utilizando las frecuencias de los modos superiores de vibrar, mediante la relación:

$$\bar{f}_1 = \frac{\sum_{i=2}^n f_i}{\sum_{i=2}^n i} \quad (2.4)$$

2.2 Modelo no lineal para determinar la tensión

El modelo no lineal que se describe se aplica para tirantes con grandes deformaciones y para varios niveles de tensión. En el caso de puentes atirantados, se emplea para evaluar el comportamiento del tirante ante variaciones de carga por sismos, viento, o tráfico pesado. De igual manera, se adapta perfectamente para determinar el nivel de tensión partiendo de la identificación de la frecuencia natural en que vibra el tirante, o para el diseño de puentes.

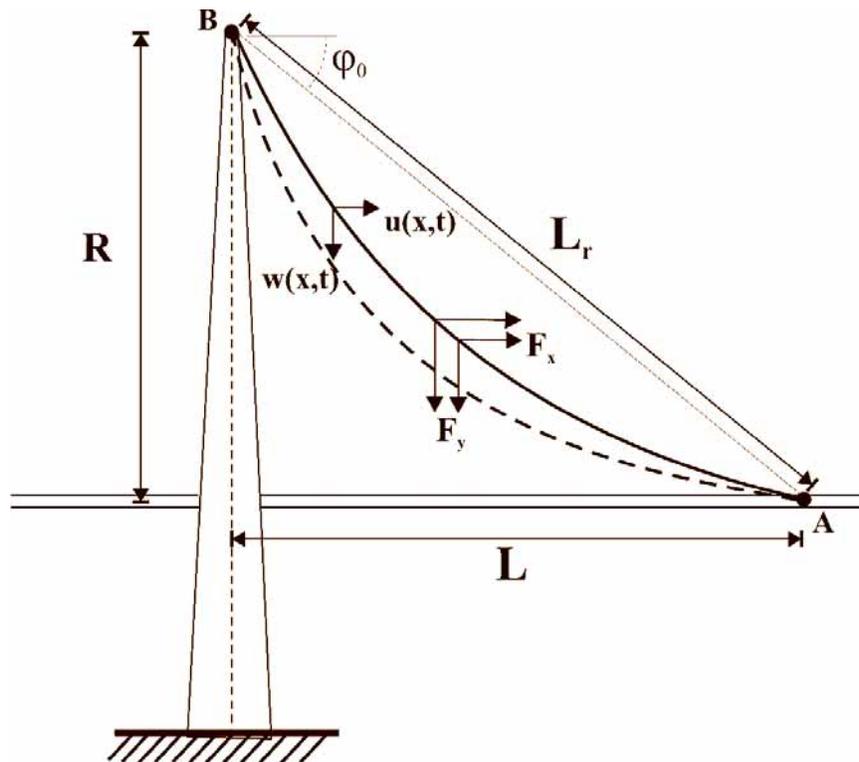


Figura 2.1
Esquema general de un tirante en un puente atirantado

Las ecuaciones para grandes desplazamientos de un tirante, respecto a su posición en equilibrio estático son (figuras 2.1 y 2.2):

$$\frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}} \frac{\partial}{\partial x} \left(\mathbf{H} \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial x} + \mathbf{h} \right) + \mathbf{F}_x(x, t) = \mathbf{m} \frac{\partial^2 \mathbf{u}}{\partial t^2} + \mathbf{c} \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial t} \quad (2.5)$$

$$\frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}} \frac{\partial}{\partial x} \left(\mathbf{H} \frac{\partial \mathbf{w}}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{y}}{\partial x} \mathbf{h} \right) + \mathbf{F}_y(x, t) = \mathbf{m} \frac{\partial^2 \mathbf{w}}{\partial t^2} + \mathbf{c} \frac{\partial \mathbf{w}}{\partial t} \quad (2.6)$$

$$\frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}} \frac{\partial}{\partial x} \left(\mathbf{H} \frac{\partial \mathbf{v}}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{z}}{\partial x} \mathbf{h} \right) + \mathbf{F}_z(x, t) = \mathbf{m} \frac{\partial^2 \mathbf{v}}{\partial t^2} + \mathbf{c} \frac{\partial \mathbf{v}}{\partial t} \quad (2.7)$$

Donde

$$\mathbf{h} = \frac{\mathbf{EA}_0}{\left(1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2\right)^{3/2}} \left[\frac{d\mathbf{u}}{dx} + \frac{dy}{dx} \frac{d\mathbf{w}}{dx} + \frac{dz}{dx} \frac{d\mathbf{v}}{dx} \right]$$

Cabe mencionar que las derivadas $\frac{dy}{dx}$ y $\frac{dz}{dx}$ en la ecuación anterior, están referidas a las coordenadas en equilibrio, por lo que $\frac{dz}{dx} = 0$.

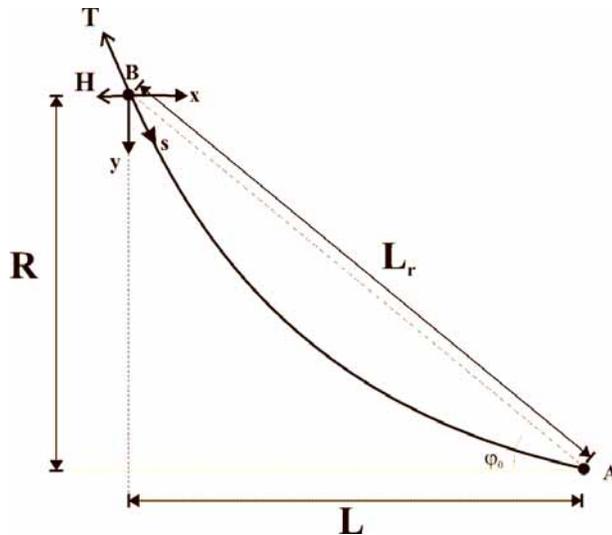


Figura 2.2
Esquema de cargas y coordenadas del tirante en condición estática

Al simplificar las ecs 5, 6 y 7 se obtiene lo siguiente:

$$\frac{1}{\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2}} \frac{\partial}{\partial x} \left(\mathbf{H} \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial x} + \mathbf{h} \right) + \mathbf{F}_x(\mathbf{x}, \mathbf{t}) = \mathbf{m} \frac{\partial^2 \mathbf{u}}{\partial t^2} + \mathbf{c} \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial t} \quad (2.8)$$

$$\frac{1}{\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2}} \frac{\partial}{\partial x} \left(\mathbf{H} \frac{\partial \mathbf{w}}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{y}}{\partial x} \mathbf{h} \right) + \mathbf{F}_y(\mathbf{x}, \mathbf{t}) = \mathbf{m} \frac{\partial^2 \mathbf{w}}{\partial t^2} + \mathbf{c} \frac{\partial \mathbf{w}}{\partial t} \quad (2.9)$$

$$\frac{1}{\sqrt{1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2}} \frac{\partial}{\partial x} \left(\mathbf{H} \frac{\partial \mathbf{v}}{\partial x} \right) + \mathbf{F}_z(\mathbf{x}, \mathbf{t}) = \mathbf{m} \frac{\partial^2 \mathbf{v}}{\partial t^2} + \mathbf{c} \frac{\partial \mathbf{v}}{\partial t} \quad (2.10)$$

2.2.1 Determinación del parámetro no lineal

Posteriormente, se calcula el valor de $\frac{dy}{dx}$ a partir de la solución estática del tirante sometido a tensión (figura 2.3).

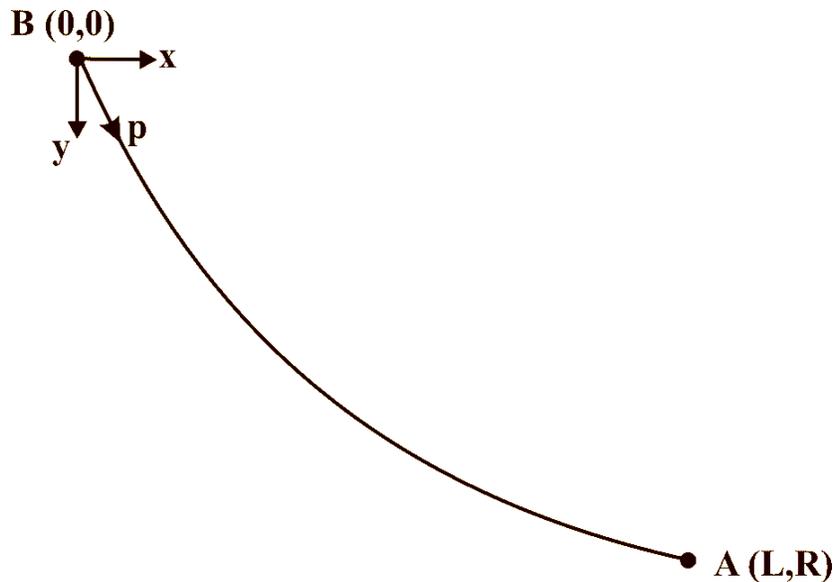


Figura 2.3
Esquema de coordenadas para el análisis del tirante

Para obtener la solución estática se parte de la siguiente relación geométrica:

$$\left(\frac{dx}{dp}\right)^2 + \left(\frac{dy}{dp}\right)^2 = 1 \quad (2.11)$$

Donde x y y son las coordenadas cartesianas, y p y s son, respectivamente, las coordenadas lagrangianas del tirante deformado y no deformado (figura 2.3). En este caso, L_0 representa la longitud del tirante no deformado y su peso total es $W = mgL_0$, donde m es la masa por unidad de longitud del tirante.

Del balance de fuerzas (figura 2.4) se obtiene:

$$\frac{dx}{dp} = \frac{H}{T} \quad (2.12)$$

$$\frac{dy}{dp} = \frac{V}{T} - \frac{W}{T} \frac{s}{L_0} \quad (2.13)$$

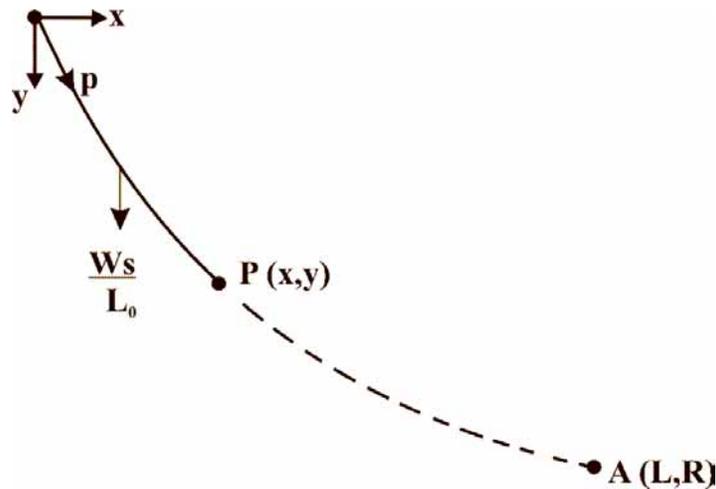


Figura 2.4
Esquema para el balance de fuerzas en el tirante

Sustituyendo las ecs 2.12 y 2.13 en 2.11, resulta que:

$$\frac{H^2}{T^2} + \frac{V^2}{T^2} + \frac{W^2}{T^2} \frac{s^2}{L_0^2} - \frac{2VWs}{T^2 L_0} = 1$$

De donde se tiene que la tensión como función de s está definida como:

$$\mathbf{T}(s) = \left\{ \mathbf{H}^2 + \left(\mathbf{V} - \frac{\mathbf{W}s}{\mathbf{L}_0} \right)^2 \right\}^{1/2} \quad (2.14)$$

Como

$$\mathbf{T} = \mathbf{EA}_0 \left(\frac{d\mathbf{p}}{ds} - 1 \right)$$

y de la ec 2.12, se obtiene que:

$$\frac{d\mathbf{x}}{ds} = \frac{d\mathbf{x}}{d\mathbf{p}} \frac{d\mathbf{p}}{ds} = \frac{\mathbf{H}}{\mathbf{T}} \left(\frac{\mathbf{T}}{\mathbf{EA}_0} + 1 \right) = \frac{\mathbf{H}}{\mathbf{EA}_0} + \frac{\mathbf{H}}{\mathbf{T}} = \frac{\mathbf{H}}{\mathbf{EA}_0} + \frac{\mathbf{H}}{\left[\mathbf{H}^2 + \left(\mathbf{V} - \frac{\mathbf{W}s}{\mathbf{L}_0} \right)^2 \right]^{1/2}} \quad (2.15)$$

Procediendo de igual manera,

$$\frac{d\mathbf{y}}{d\mathbf{p}} = \frac{\mathbf{V}}{\mathbf{T}} - \frac{\mathbf{W}}{\mathbf{T}} \frac{s}{\mathbf{L}_0}$$

Por tanto,

$$\frac{d\mathbf{y}}{ds} = \frac{d\mathbf{y}}{d\mathbf{p}} \frac{d\mathbf{p}}{ds} = \left(\frac{\mathbf{V}}{\mathbf{T}} - \frac{\mathbf{W}}{\mathbf{T}} \frac{s}{\mathbf{L}_0} \right) \left(\frac{\mathbf{T}}{\mathbf{EA}_0} + 1 \right) = \left(\mathbf{V} - \frac{\mathbf{W}s}{\mathbf{L}_0} \right) \left\{ \frac{\left[\mathbf{H}^2 + \left(\mathbf{V} - \frac{\mathbf{W}s}{\mathbf{L}_0} \right)^2 \right]^{1/2} + \mathbf{EA}_0}{\mathbf{EA}_0 \left[\mathbf{H}^2 + \left(\mathbf{V} - \frac{\mathbf{W}s}{\mathbf{L}_0} \right)^2 \right]^{1/2}} \right\} \quad (2.16)$$

De 2.15 y 2.16, se obtiene que:

$$\frac{d\mathbf{y}}{d\mathbf{x}} = \frac{\mathbf{V}}{\mathbf{H}} - \frac{\mathbf{W}}{\mathbf{H}} \frac{s}{\mathbf{L}_0} \quad (2.17)$$

Una segunda forma de obtener la relación para $\frac{d\mathbf{y}}{d\mathbf{x}}$, es partiendo de la solución estática obtenida por Irving^[10], en la que se tiene que:

$$x(s) = \frac{Hs}{EA_0} + \frac{HL_0}{W} \left[\sinh^{-1}\left(\frac{V}{H}\right) - \sinh^{-1}\left(\frac{V - \frac{ws}{L_0}}{H}\right) \right] \quad (2.18)$$

y

$$y(s) = \frac{Ws}{EA_0} \left(\frac{V}{W} - \frac{s}{2L_0} \right) + \frac{HL_0}{W} \left\{ \left[1 + \left(\frac{V}{H} \right)^2 \right]^{1/2} - \left[1 + \left(\frac{V - \frac{ws}{L_0}}{H} \right)^2 \right]^{1/2} \right\} \quad (2.19)$$

Derivando las ecs 2.18 y 2.19, la derivada de y respecto a x , se obtiene de:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{\frac{dy}{ds}}{\frac{dx}{ds}}$$

2.2.2 Determinación de la función h

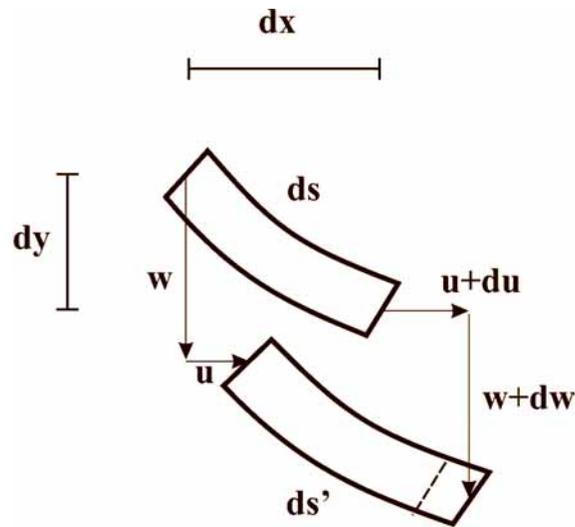


Figura 2.5

Esquema de deformación de una sección diferencial de tirante

Para determinar la función h en las ecs 8 y 9, se realiza un balance de fuerzas de acuerdo con la figura 2.5. Así, se llega a:

$$ds^2 = dx^2 + dy^2$$

$$ds'^2 = (dx + du)^2 + (dy + dw)^2$$

Por tanto,

$$\frac{ds' - ds}{ds} = \sqrt{\frac{(dx + du)^2 + (dy + dw)^2}{dx^2 + dy^2}} - 1$$

Sustituyendo y tomando una aproximación de primer orden en la expansión de Taylor, se obtiene:

$$\frac{ds' - ds}{ds} = \frac{dx}{ds} \frac{du}{ds} + \frac{dy}{ds} \frac{dw}{ds}$$

Por otro lado, la tensión dinámica T_d , respecto a h , es:

$$T_d = h \frac{ds}{dx}$$

Por la ley de Hook se cumple que:

$$\frac{ds' - ds}{ds} = \frac{T_d}{EA_0} = \frac{h}{EA_0} \frac{ds}{dx}$$

De ahí que:

$$h = \frac{EA_0}{\left(\frac{ds}{dx}\right)^3} \left(\frac{du}{dx} + \frac{dy}{dx} \frac{dw}{dx} \right)$$

Como

$$\frac{ds}{dx} = \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2}$$

Entonces, para dos dimensiones, se tiene finalmente que:

$$h = \frac{EA_0}{\left[1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]^{3/2}} \left(\frac{du}{dx} + \frac{dy}{dx} \frac{dw}{dx} \right)$$

Por un procedimiento similar, se logra para tres dimensiones lo siguiente:

$$h = \frac{EA_0}{\left[1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2\right]^{3/2}} \left(\frac{du}{dx} + \frac{dy}{dx} \frac{dw}{dx} + \frac{dz}{dx} \frac{dv}{dx} \right)$$

2.2.3 Análisis espectral para determinar las frecuencias

Para realizar el análisis espectral de las ecs 2.8, 2.9 y 2.10, se genera un modelo discreto, en donde para cada segmento se supone constante el término $\frac{dy}{dx}$. De esta manera, se generan $N+1$ nodos, y N segmentos. Adicionalmente, se aplican las siguientes definiciones:

$$\hat{\mathbf{k}}_i = \frac{\mathbf{EA}_0}{\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)_i^2}}$$

$$\left(\frac{dy}{dx}\right)_i = \frac{\left(\frac{dy}{dx}\right)_{x=x_i} + \left(\frac{dy}{dx}\right)_{x=x_{i+1}}}{2}$$

$$\tilde{\mathbf{m}}_i = \mathbf{m}\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)_i^2}$$

$$\tilde{\mathbf{c}}_i = \mathbf{c}\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)_i^2}$$

Con la siguiente transformación ortogonal:

$$\begin{Bmatrix} \hat{\mathbf{u}}_i^* \\ \hat{\mathbf{w}}_i^* \\ \hat{\mathbf{v}}_i^* \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & \left(\frac{dy}{dx}\right)_i & 0 \\ \left(\frac{dy}{dx}\right)_i & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \hat{\mathbf{u}}_i \\ \hat{\mathbf{w}}_i \\ \hat{\mathbf{v}}_i \end{Bmatrix}$$

se obtienen las siguientes ecuaciones linealmente independientes que resuelven los modos dinámicos para las direcciones transformadas; y por tanto, las tres direcciones de excitación del tirante.

$$\left(\mathbf{H} + \hat{\mathbf{k}}_i\right)\hat{\mathbf{u}}_{xxi}^* - \left(\tilde{\mathbf{m}}_i\Omega^2 + \tilde{\mathbf{c}}_i\Omega\right)\hat{\mathbf{u}}_i^* + \frac{\hat{\mathbf{F}}_x + \left(\frac{dy}{dx}\right)_i\hat{\mathbf{F}}_y}{\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)_i^2}} = 0 \quad (2.20)$$

$$\mathbf{H}\hat{\mathbf{w}}_{xxi}^* - \left(\tilde{\mathbf{m}}_i\Omega^2 + \tilde{\mathbf{c}}_i\Omega\right)\hat{\mathbf{w}}_i^* + \frac{\left(\frac{dy}{dx}\right)_i\hat{\mathbf{F}}_x - \hat{\mathbf{F}}_y}{\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)_i^2}} = 0 \quad (2.21)$$

$$\mathbf{H}\hat{\mathbf{v}}_{xxi}^* - \left(\tilde{\mathbf{m}}_i\Omega^2 + \tilde{\mathbf{c}}_i\Omega\right)\hat{\mathbf{v}}_i^* + \hat{\mathbf{F}}_z\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)_i^2} = 0 \quad (2.22)$$

2.3 Comparación entre modelo lineal y no lineal

En general, se encuentra que el grado de aproximación del modelo lineal al no lineal, depende de la razón entre el peso total del tirante y la tensión, siendo menor el error a medida que esta razón tiende a un valor mucho menor de la unidad; dicho de otra forma, cuando la tensión es mucho mayor que el peso propio del tirante (figura 2.6).

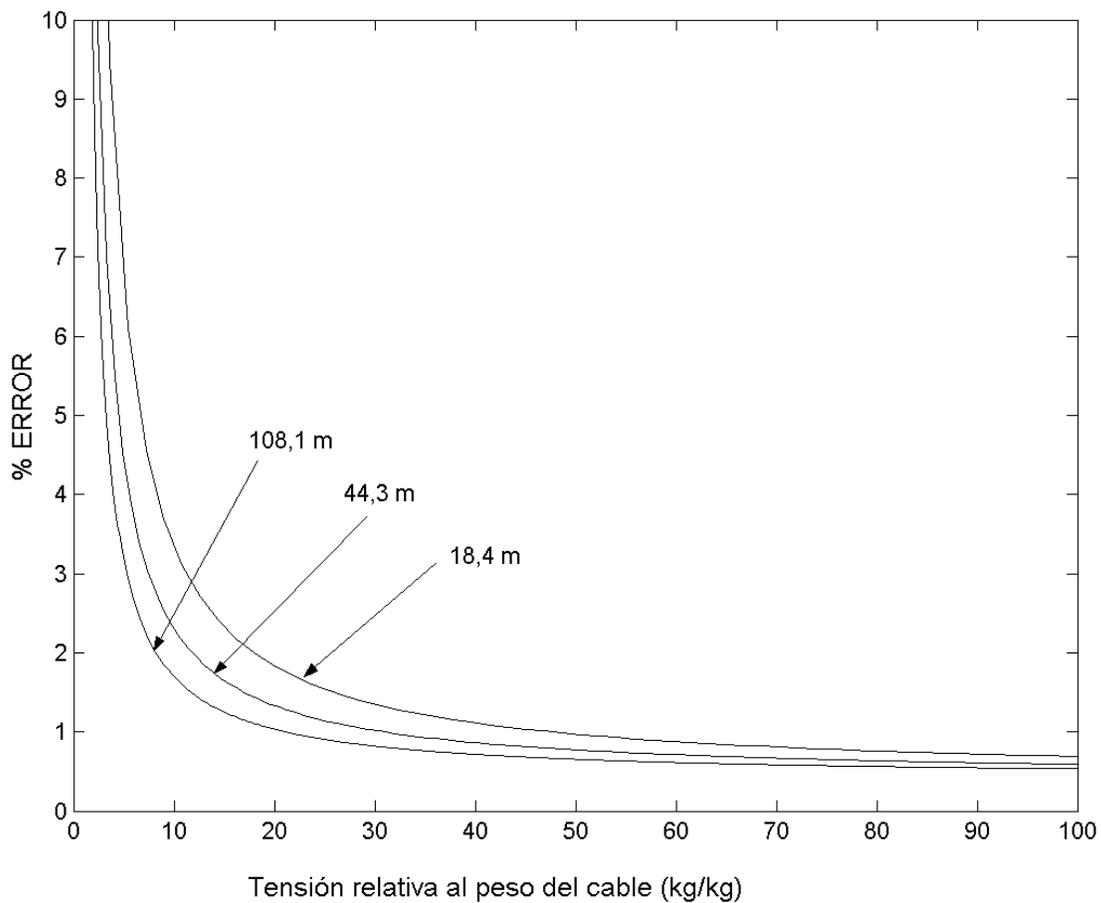


Figura 2.6
Error relativo del modelo lineal respecto al no lineal, con tensión normalizada y para tres longitudes diferentes de cable

3 Características del puente atirantado

El puente Río Papaloapan se ubica en el km 85+980 de la autopista La Tinaja-Acayucan en Veracruz. Cruza el río Papaloapan cerca de la ciudad de Cosamaloapan y tiene una longitud de 342,7 m. Es del tipo atirantado y tiene cuatro semi-arpas simétricas en cada uno de los planos laterales, que son soportadas por dos torres con dos pilas laterales en cada una (figuras 3.1 y 3.2). El puente fue construido en 1994 y se puso en servicio en 1995 bajo la administración de una empresa concesionaria; actualmente se encuentra bajo la administración federal.



Figura 3.1
Vistas del puente Río Papaloapan

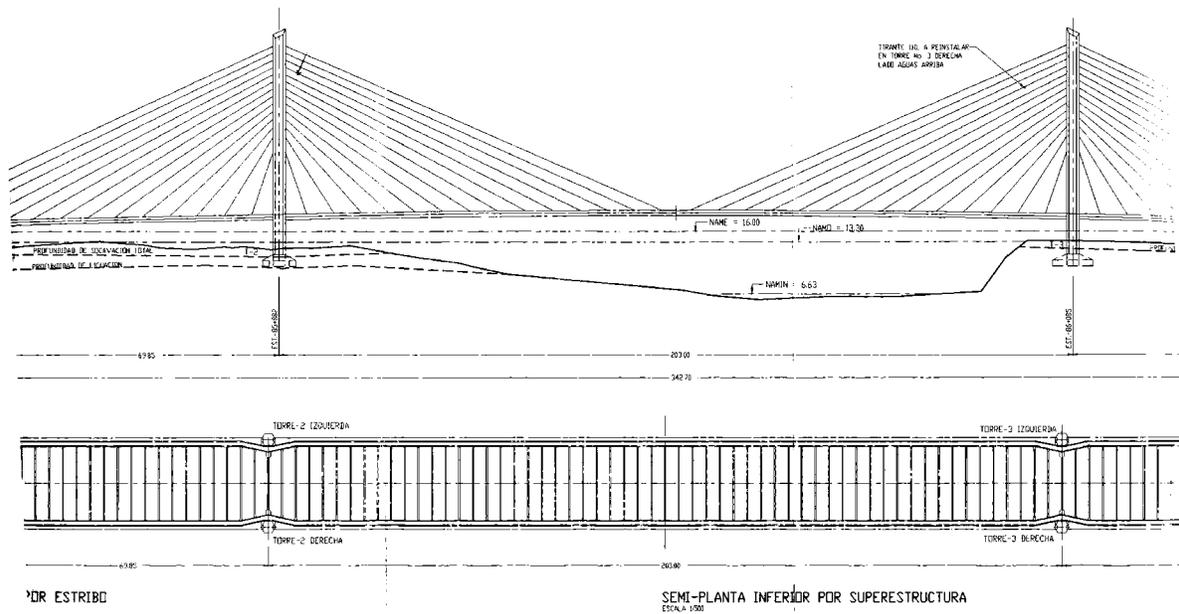


Figura 3.2
Plano del puente Río Papaloapan

Cada semi-arpa del puente tiene 14 tirantes, lo que da un total de 112 tirantes (figura 3.3).

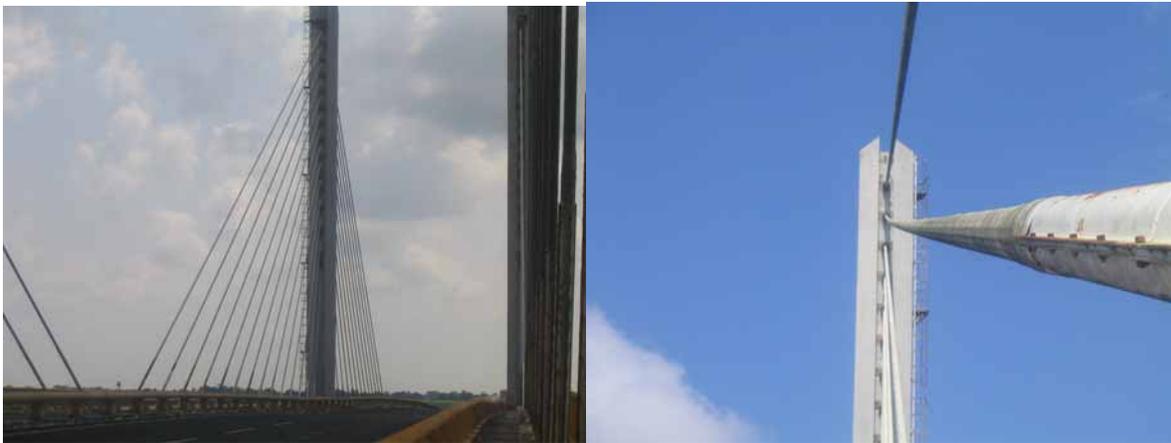


Figura 3.3
Vistas de una semi-arpa y de un tirante

De acuerdo con los datos de diseño y los levantamientos de campo, el número de torones que tiene cada uno de los 112 tirantes es de acuerdo con lo que se indica en la tabla 3.1. El número de torones para casi todos los tirantes va de acuerdo con los datos de diseño; a excepción de los tirantes 14 de las semi-arpas 5 y 6, que tienen 37 torones, en lugar de los 32 y 30 que por diseño les corresponde respectivamente.

Tabla 3.1
Número de torones por tirante

Tirante	Semi-arpa							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	23	22	22	23	23	22	22	23
2	16	14	14	16	16	14	14	16
3	18	18	18	18	18	18	18	18
4	19	19	19	19	19	19	19	19
5	21	21	21	21	21	21	21	21
6	22	22	22	22	22	22	22	22
7	23	24	24	23	23	24	24	23
8	25	25	25	25	25	25	25	25
9	26	26	26	26	26	26	26	26
10	27	27	27	27	27	27	27	27
11	28	28	28	28	28	28	28	28
12	29	28	28	29	29	28	28	29
13	28	28	28	28	28	28	28	28
14	32	30	30	32	37	37	30	32

De acuerdo con los datos de diseño, y tomando como origen el punto de anclaje superior, las coordenadas x y y para el anclaje inferior de cada tirante son conforme con las magnitudes registradas en la tabla 3.2.

Tabla 3.2
Distancias entre puntos de anclaje

Tirante	L (m)	R (m)	L_r (m)
1	7,25	16,89	18,38
2	14,41	19,99	24,64
3	21,53	22,25	30,96
4	28,63	24,30	37,55
5	35,72	26,25	44,33
6	42,80	28,16	51,23
7	49,87	30,04	58,22
8	56,93	31,90	65,26
9	63,99	33,75	72,34
10	71,04	35,59	79,46
11	78,09	37,42	86,59
12	85,13	39,25	93,74
13	92,17	41,07	100,91
14	99,21	42,90	108,09

Para el análisis y los cálculos se tomaron los datos generales de las propiedades mecánicas y físicas de los tirantes que se indican de la tabla 3.3.

Tabla 3.3
Datos generales de los tirantes

Área efectiva por torón	1,3935E-04	m ²
Módulo de elasticidad	2,0100E+10	kg/m ²
Peso por unidad de longitud de un torón	1,3128E+00	kg/m
Densidad del acero	7,8510E+03	kg/m ³
Esfuerzo último del acero	1,9000E+08	kg/m ²

4 Estudio experimental de vibraciones

Para el estudio experimental se empleó un sistema de medición de vibraciones portátil, marca TEC, modelo SmartMeter 1330 VLF, y un acelerómetro de baja frecuencia marca TEC, modelo 195 VLF, con un intervalo de frecuencias de 0,5 Hz a 1000 Hz. Para los 112 tirantes, el acelerómetro se colocó en posición perpendicular al tirante sobre la cubierta antivandálica, en la parte más alta posible y en el plano que forman las arpas (figura 4.1).



Figura 4.1
Ubicación del acelerómetro para medición de vibraciones

Para cada tirante, se realizaron tres diferentes mediciones, y de cada una se obtuvo el historial de la aceleración como función del tiempo; una muestra típica del registro de aceleración se muestra en la figura 4.2

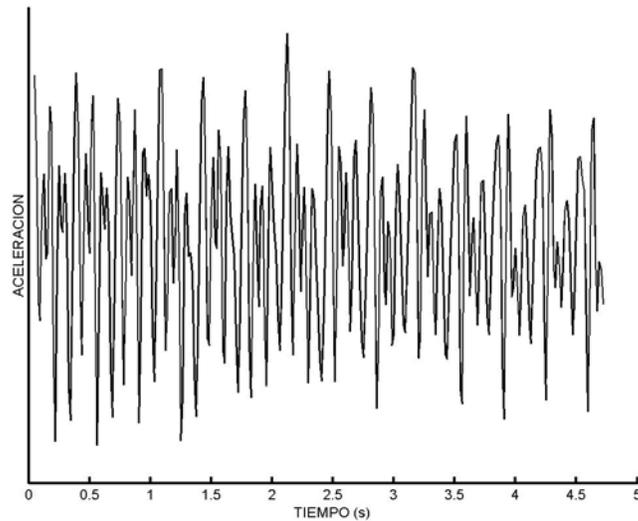


Figura 4.2
Respuesta típica de aceleración medida de un tirante

4.1 Procesamiento de los datos

Posteriormente, de forma automática y utilizando el software de análisis MATLAB, se calcularon las transformadas de Fourier para cada medición, y se obtuvieron los espectros en frecuencia para identificar las tres primeras frecuencias naturales de vibración de los tirantes. Una muestra típica de un espectro en frecuencia, se presenta en la fig 4.3.

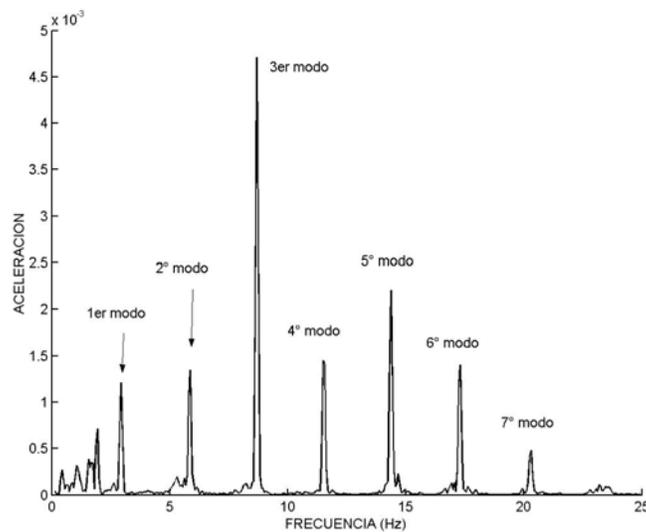


Figura 4.3
Transformada de Fourier de la respuesta dinámica típica de un tirante

4.2 Frecuencias naturales de vibración

Promediando los valores de las frecuencias identificadas en cada una de las tres mediciones realizadas a cada tirante, se obtuvieron los valores de las tablas 4.1 a 4.8.

Tabla 4.1
Resultados obtenidos para la semi-arpa 1

Tirante	Frecuencia (Hz)		
	1er modo	2° modo	3er modo
1	7,625	14,922	21,953
2	4,984	9,797	14,469
3	4,188	8,250	12,219
4	3,375	6,750	10,047
5	2,938	5,828	8,688
6	2,500	4,969	7,375
7	2,229	4,438	6,625
8	2,016	4,000	6,000
9	1,792	3,641	5,438
10	1,688	3,344	5,000
11	1,516	3,047	4,906
12	1,375	2,750	4,125
13	1,250	2,438	3,646
14	1,146	2,313	3,453

Tabla 4.2
Resultados obtenidos para la semi-arpa 2

Tirante	Frecuencia (Hz)		
	1er modo	2° modo	3er modo
1	7,438	14,541	21,477
2	5,313	10,407	15,328
3	4,438	8,828	13,094
4	3,641	7,219	10,750
5	3,000	6,016	8,938
6	2,609	5,188	7,688
7	2,297	4,563	6,828
8	2,063	4,063	6,094
9	1,875	3,729	5,547
10	1,688	3,375	5,063
11	1,563	3,125	4,625
12	1,438	2,875	4,281
13	1,313	2,625	3,938
14	1,063	2,063	3,125

Tabla 4.3
Resultados obtenidos para la semi-arpa 3

Tirante	Frecuencia (Hz)		
	1er modo	2° modo	3er modo
1	7,328	14,438	21,141
2	5,563	10,907	16,109
3	4,375	8,667	12,907
4	3,375	6,750	10,000
5	2,875	5,688	8,484
6	2,479	5,000	7,438
7	2,250	4,500	6,688
8	2,000	4,016	6,000
9	1,875	3,750	5,609
10	1,750	3,500	5,203
11	1,594	3,203	4,813
12	1,500	3,063	4,563
13	1,344	2,688	4,063
14	1,125	2,203	3,313

Tabla 4.4
Resultados obtenidos para la semi-arpa 4

Tirante	Frecuencia (Hz)		
	1er modo	2° modo	3er modo
1	7,578	14,812	21,875
2	5,203	10,266	15,250
3	4,344	8,531	12,704
4	3,375	6,688	9,984
5	2,813	5,625	8,359
6	2,563	5,063	7,594
7	2,250	4,516	6,500
8	2,063	4,125	6,125
9	1,875	3,750	5,250
10	1,750	3,500	5,203
11	1,563	3,109	4,688
12	1,438	2,875	4,313
13	1,313	2,625	3,922
14	1,125	2,234	3,313

Tabla 4.5
Resultados obtenidos para la semi-arpa 5

Tirante	Frecuencia (Hz)		
	1er modo	2º modo	3er modo
1	7,688	15,172	22,438
2	4,922	9,719	14,438
3	4,188	8,344	12,438
4	3,438	6,813	10,188
5	2,797	5,547	8,328
6	2,542	5,031	7,547
7	2,297	4,563	6,813
8	2,063	4,063	6,125
9	1,813	3,641	5,438
10	1,688	3,375	5,000
11	1,500	2,984	4,438
12	1,500	3,000	4,500
13	1,313	2,625	3,922
14	1,125	2,250	3,375

Tabla 4.6
Resultados obtenidos para la semi-arpa 6

Tirante	Frecuencia (Hz)		
	1er modo	2º modo	3er modo
1	7,375	14,516	21,469
2	5,313	10,438	15,438
3	4,375	8,734	12,953
4	3,453	6,875	10,266
5	2,875	5,750	8,563
6	2,500	4,938	7,406
7	2,125	4,234	6,375
8	2,063	4,188	6,188
9	1,813	3,578	5,344
10	1,750	3,500	5,250
11	1,547	3,078	4,609
12	1,500	3,047	4,563
13	1,359	2,688	4,047
14	1,063	2,188	3,250

Tabla 4.7
Resultados obtenidos para la semi-arpa 7

Tirante	Frecuencia (Hz)		
	1er modo	2° modo	3er modo
1	7,703	15,094	22,313
2	5,063	9,953	14,719
3	4,438	8,734	12,969
4	3,563	7,109	10,578
5	3,000	6,000	8,891
6	2,547	5,125	7,625
7	2,234	4,453	6,641
8	2,000	4,000	5,969
9	1,828	3,625	5,453
10	1,656	3,313	5,000
11	1,563	3,125	4,688
12	1,438	2,875	4,313
13	1,250	2,500	3,750
14	1,031	2,000	2,938

Tabla 4.8
Resultados obtenidos para la semi-arpa 8

Tirante	Frecuencia (Hz)		
	1er modo	2° modo	3er modo
1	7,484	14,719	21,781
2	4,938	9,771	14,469
3	4,094	8,141	12,125
4	3,438	6,813	10,188
5	2,875	5,688	8,438
6	2,438	4,875	7,250
7	2,234	4,453	6,656
8	2,000	4,000	6,000
9	1,797	3,547	5,313
10	1,625	3,250	4,891
11	1,500	3,000	4,453
12	1,375	2,734	4,125
13	1,188	2,375	3,563
14	1,125	2,250	3,375

En las figuras 4.4 a la 4.11 se presenta la muestra gráfica de los tres primeros modos de todos los tirantes de todas las semi-arpas.

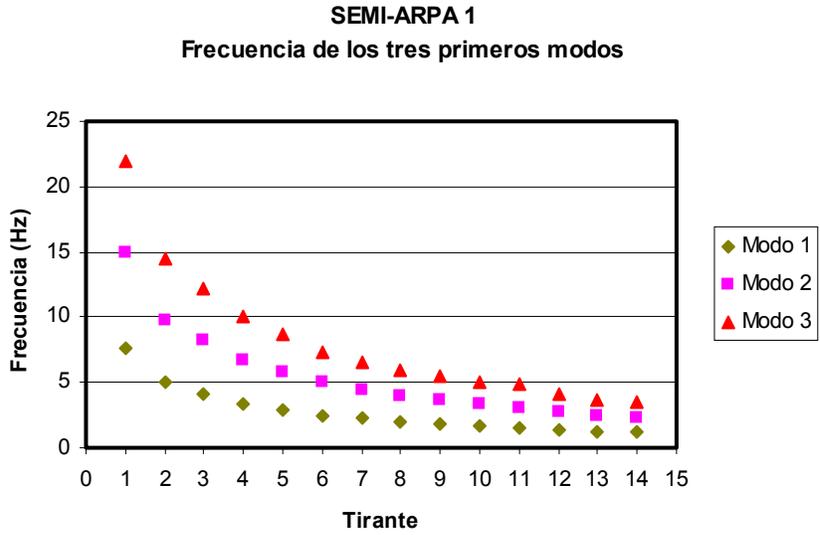


Figura 4.4
Datos experimentales obtenidos de la semi-arpa 1

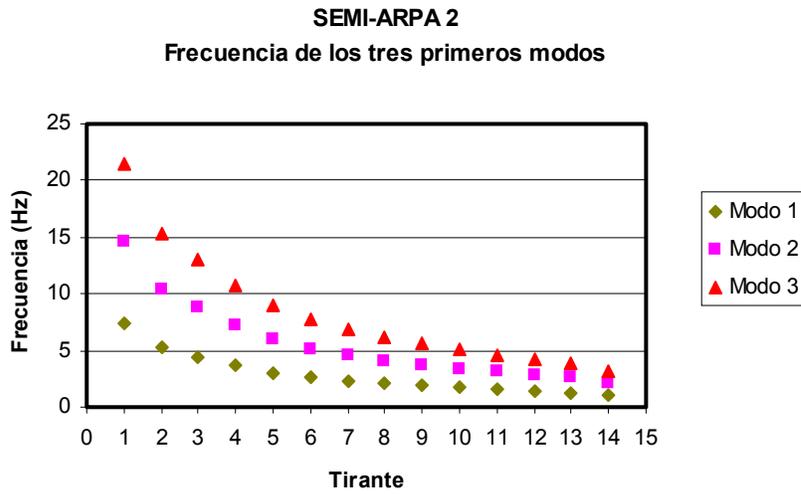


Figura 4.5
Datos experimentales obtenidos de la semi-arpa 2

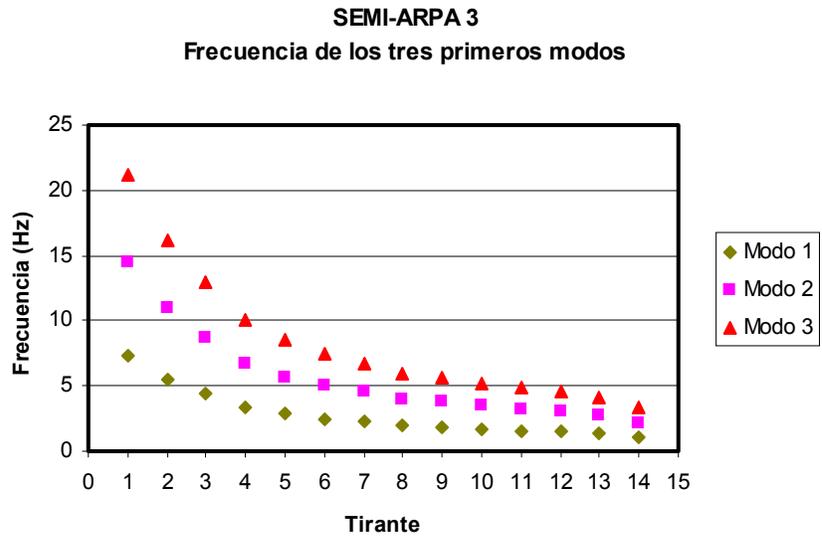


Figura 4.6
Datos experimentales obtenidos de la semi-arpa 3

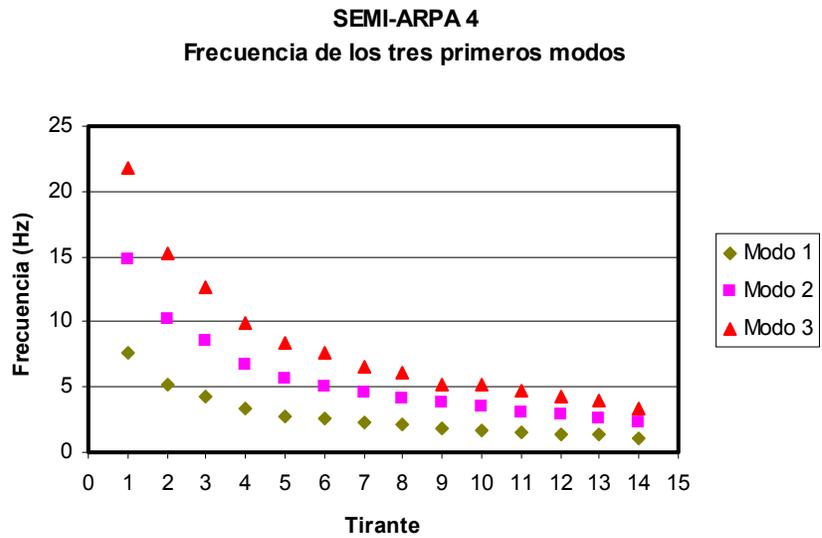


Figura 4.7
Datos experimentales obtenidos de la semi-arpa 4

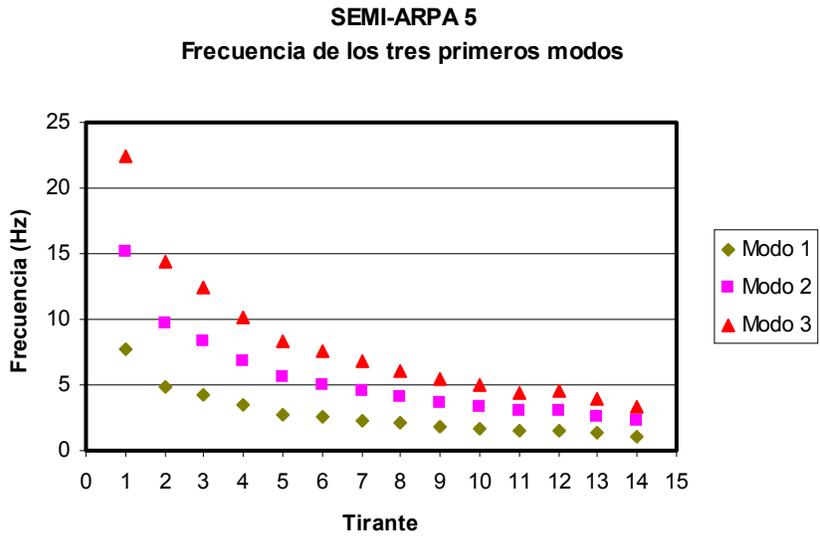


Figura 4.8
Datos experimentales obtenidos del arpa 5

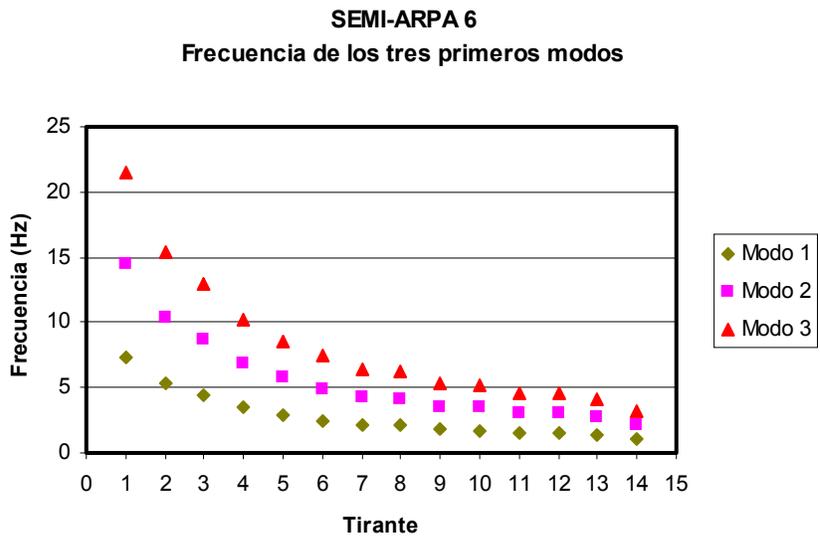


Figura 4.9
Datos experimentales obtenidos de la semi-arpa 6

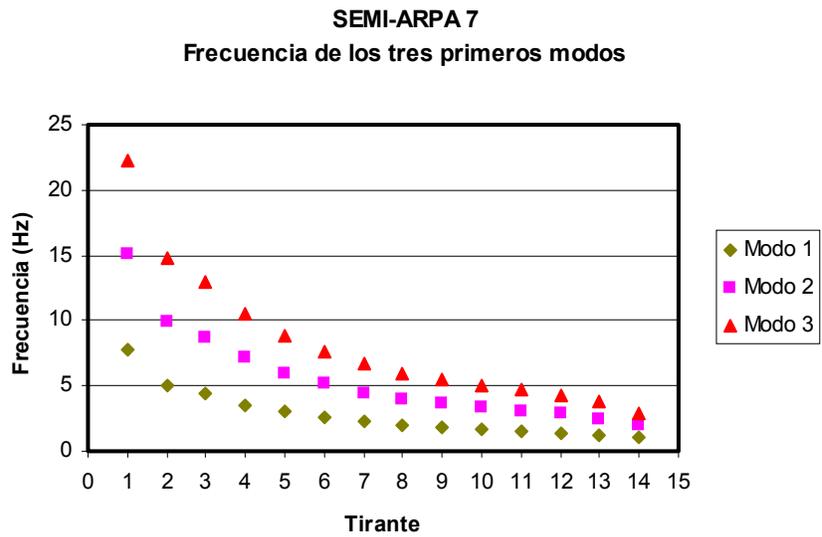


Figura 4.10
Datos experimentales obtenidos de la semi-arpa 7

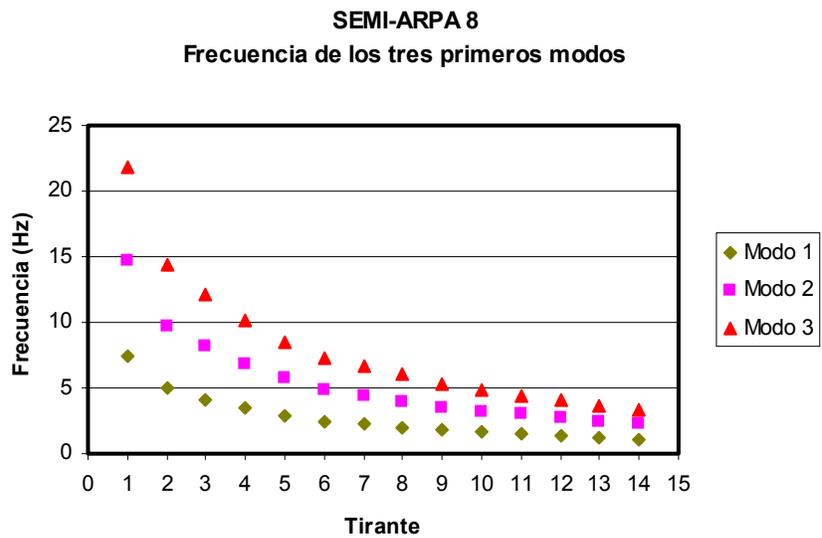


Figura 4.11
Datos experimentales obtenidos de la semi-arpa 8

4.3 Cálculo de la tensión de los modelos lineal y no lineal

Aplicando la ec 2.3 del modelo lineal, y tomando los resultados de las tablas 6 a 13, se calcularon los valores de la tensión para todos los tirantes del puente estudiado. Los resultados se muestran en la tabla 4.9, y en las figuras 4.12 a 4.19 se grafican y se comparan con los datos de referencia obtenidos con pruebas de carga ^[11].

Tabla 4.9
Tensión en los tirantes según el modelo lineal (t)

Tirante	Semi-arpa							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	229	209	203	226	237	208	225	224
2	124	122	134	136	122	123	112	123
3	156	178	173	168	160	175	175	152
4	162	186	161	160	166	169	180	166
5	187	198	178	173	171	181	196	177
6	188	206	191	199	196	189	201	182
7	205	227	218	204	217	196	215	206
8	229	236	229	240	238	245	227	228
9	238	252	255	239	240	233	241	230
10	255	260	277	277	257	279	252	242
11	280	271	288	273	249	266	274	250
12	285	270	305	282	307	304	272	257
13	228	263	278	262	262	278	238	214
14	266	204	230	247	293	272	186	253

Semi-arpa 1 - Modelo lineal

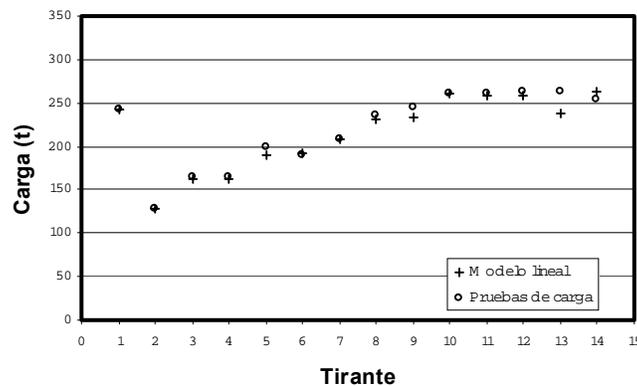


Figura 4.12
Tensión en los tirantes de la semi-arpa 1

Semi-arpa 2 - Modelo lineal

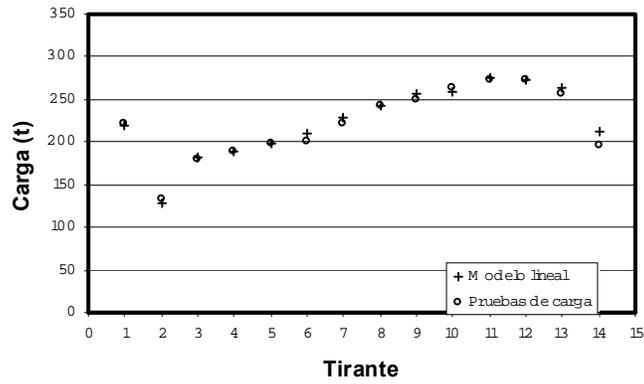


Figura 4.13
Tensión en los tirantes de la semi-arpa 2

Semi-arpa 3 - Modelo lineal

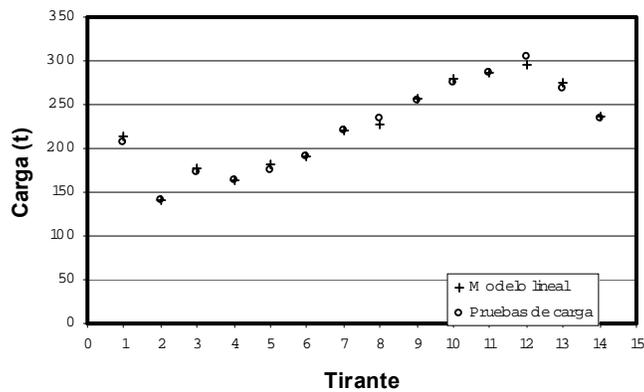


Figura 4.14
Tensión en los tirantes de la semi-arpa 3

Semi-arpa 4 - Modelo lineal

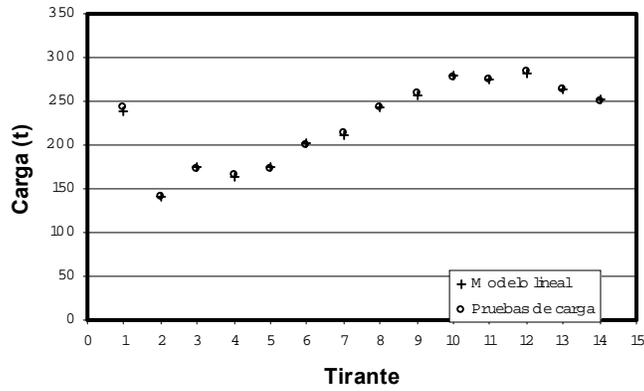


Figura 4.15
Tensión en los tirantes de la semi-arpa 4

Semi-arpa 5 - Modelo lineal

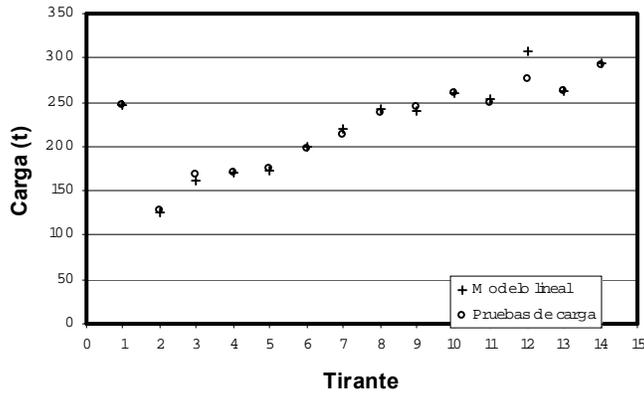


Figura 4.16
Tensión en los tirantes de la semi-arpa 5

Semi-arpa 6 - Modelo lineal

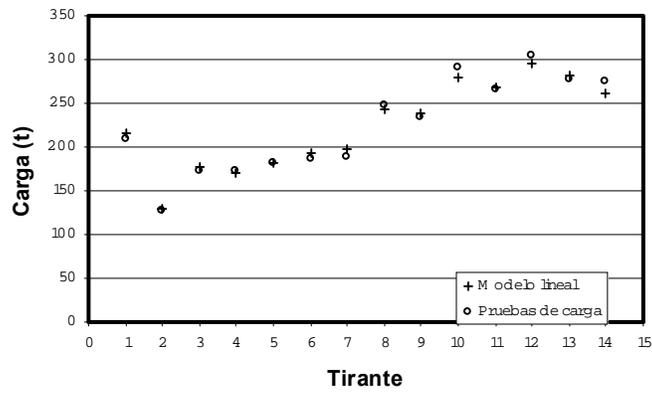


Figura 4.17
Tensión en los tirantes de la semi-arpa 6

Semi-arpa 7 - Modelo lineal

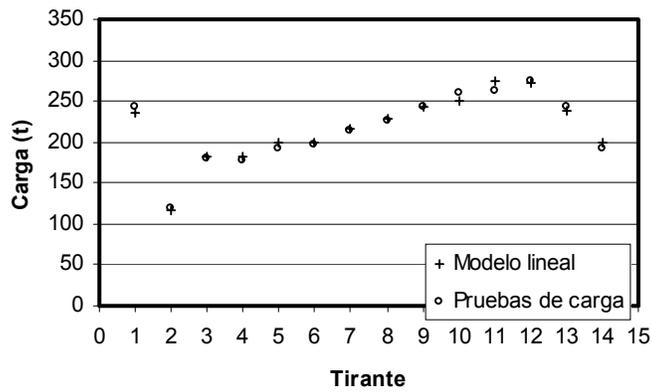


Figura 4.18
Tensión en los tirantes de la semi-arpa 7

Semi-arpa 8 - Modelo lineal

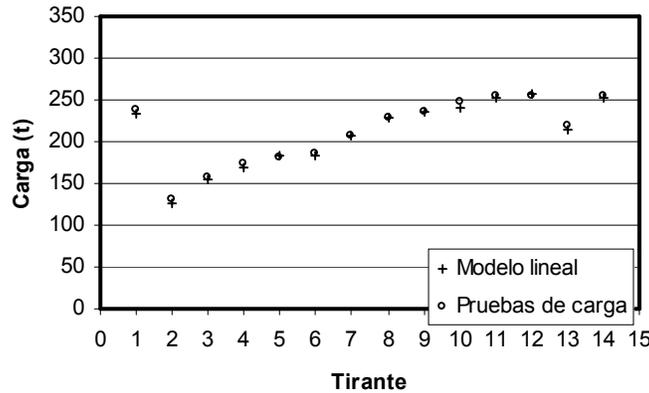


Figura 4.19
Tensión en los tirantes de la semi-arpa 8

Para calcular las tensiones con el modelo no lineal, se utilizó una subrutina desarrollada en la plataforma de MATLAB, y que aplica un método iterativo para obtener el valor de la tensión a partir de la primera frecuencia natural y de las ecs 2.20 a 2.22. Los resultados se incluyeron en la tabla 4.10, y se grafican comparándose con las pruebas de carga en las figuras 4.20 a 4.27.

Tabla 4.10
Tensión en los tirantes, según modelo NO LINEAL (t)

Tirante	Semi-arpa							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	244	222	216	241	248	218	238	235
2	130	130	142	142	127	130	118	128
3	164	184	179	176	164	179	184	156
4	165	192	165	165	171	173	184	171
5	193	201	184	177	175	184	201	184
6	195	213	192	205	202	195	203	186
7	210	232	223	214	223	199	220	211
8	234	245	230	245	245	245	230	230
9	236	259	259	259	242	242	246	238
10	263	263	282	282	263	282	253	244
11	261	278	289	278	256	272	278	256
12	261	275	300	285	310	300	275	261
13	241	266	279	266	266	285	241	218
14	266	215	240	256	297	265	202	256

Semi-arpa 1 - Modelo NO lineal

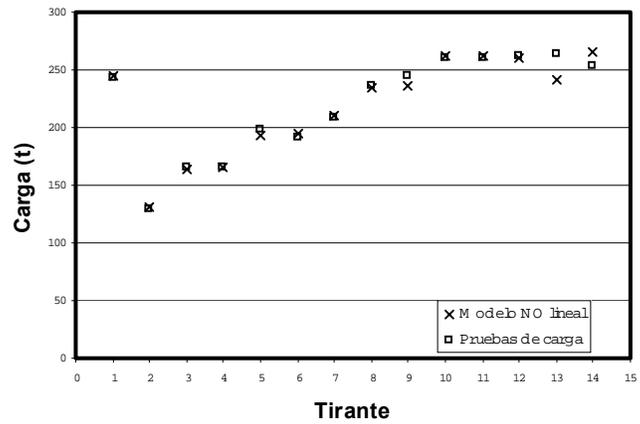


Figura 4.20
Tensión en los tirantes de la semi-arpa 1

Semi-arpa 2 - Modelo NOlineal

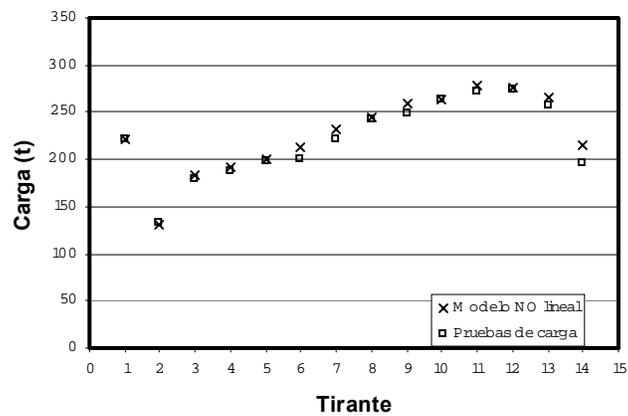


Figura 4.21
Tensión en los tirantes de la semi-arpa 2

Semi-arpa 3 - Modelo NO lineal

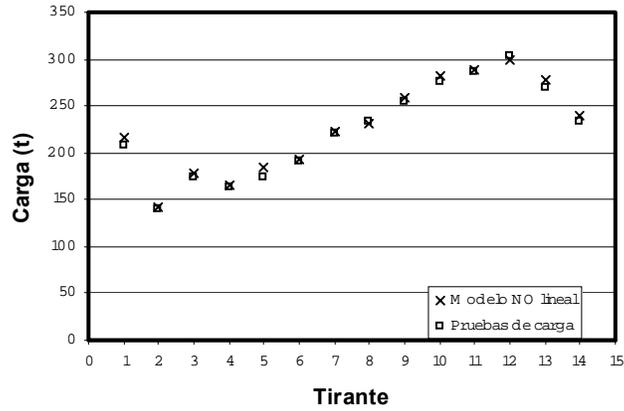


Figura 4.22
Tensión en los tirantes de la semi-arpa 3

Semi-arpa 4 - Modelo NO lineal

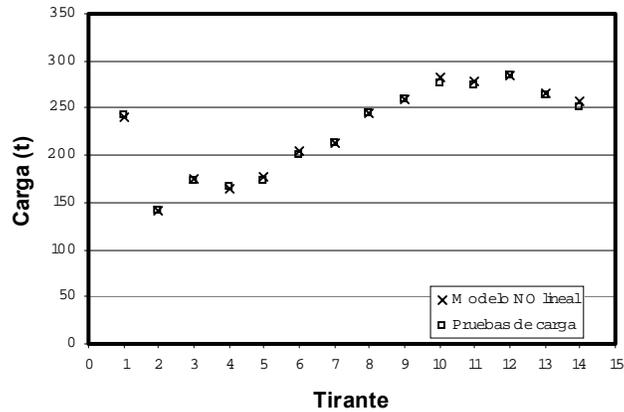


Figura 4.23
Tensión en los tirantes de la semi-arpa 4

Semi-arpa 5 - Modelo NO lineal

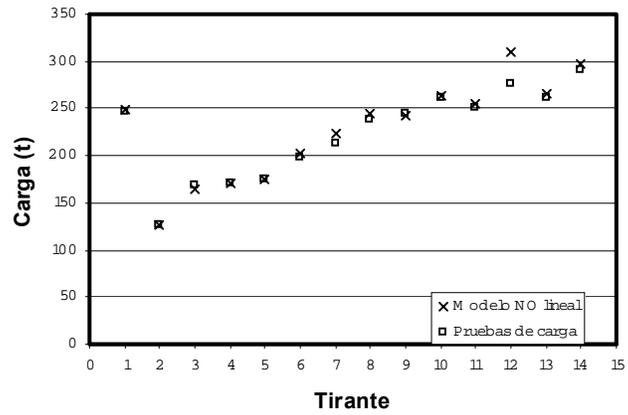


Figura 4.24
Tensión en los tirantes de la semi-arpa 5

Semi-arpa 6 - Modelo NO lineal

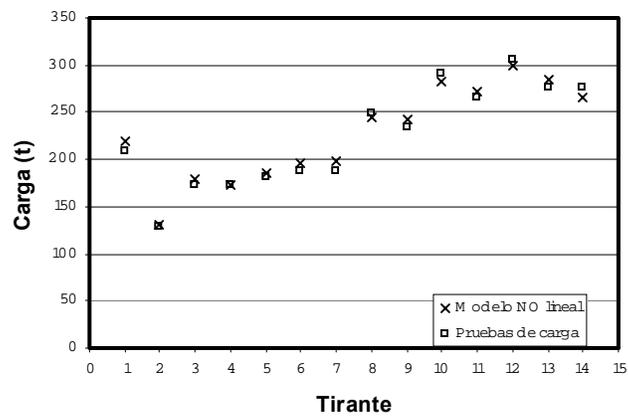


Figura 4.25
Tensión en los tirantes de la semi-arpa 6

Semi-arpa 7 - Modelo NO lineal

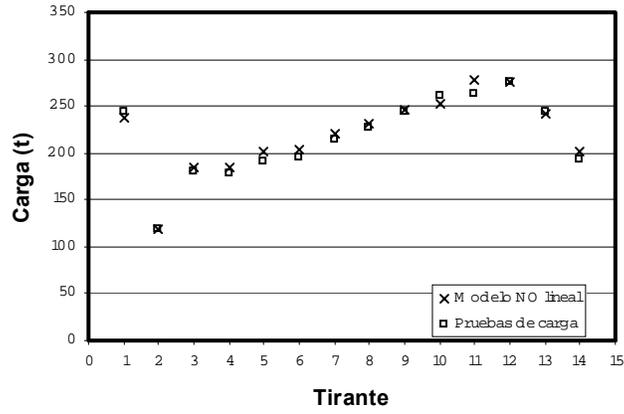


Figura 4.26
Tensión en los tirantes de la semi-arpa 7

Semi-arpa 8 - Modelo NO lineal

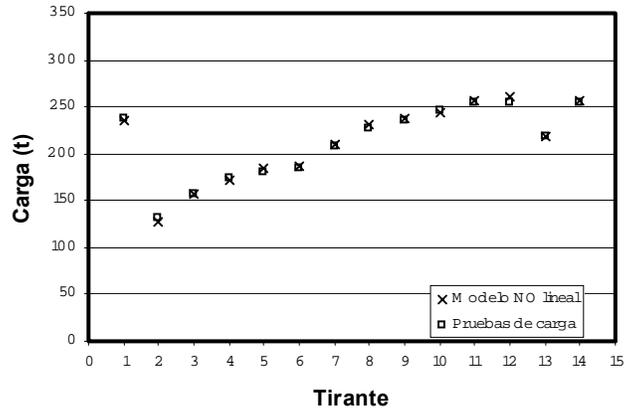


Figura 4.27
Tensión en los tirantes de la semi-arpa 8

4.4 Análisis de resultados

A fin de establecer el límite de carga para los tirantes, de acuerdo con los datos de diseño, se estimó el valor del 45% de la carga máxima de ruptura de cada tirante (45% del F_{pu}). Estos valores se reportan en la tabla 4.11.

Tabla 4.11 Tensión de diseño en los tirantes al 45% de F_{pu} (t)

Tirante	Semi-arpa							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	274	262	262	274	274	262	262	274
2	191	167	167	191	191	167	167	191
3	214	214	214	214	214	214	214	214
4	226	226	226	226	226	226	226	226
5	250	250	250	250	250	250	250	250
6	262	262	262	262	262	262	262	262
7	274	286	286	274	274	286	286	274
8	298	298	298	298	298	298	298	298
9	310	310	310	310	310	310	310	310
10	322	322	322	322	322	322	322	322
11	334	334	334	334	334	334	334	334
12	346	334	334	346	346	334	334	346
13	334	334	334	334	334	334	334	334
14	381	357	357	381	381	357	357	381

Por otra parte, para comparar y evaluar los resultados de las pruebas experimentales se obtuvieron los datos de diseño que permitieran conocer los valores teóricos para la tensión media, mínima y máxima de los tirantes ^[12]. Estos valores se incluyeron en las tablas 4.12, 4.13 y 4.14, respectivamente.

Tabla 4.12 Tensión media de diseño (t)

Tirante	Semi-arpa							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	206	181	181	206	206	181	181	206
2	102	112	112	102	102	112	112	102
3	145	153	153	145	145	153	153	145
4	158	167	167	158	158	167	167	158
5	176	184	184	176	176	184	184	176
6	190	197	197	190	190	197	197	190
7	207	209	209	207	207	209	209	207
8	220	222	222	220	220	222	222	220
9	232	233	233	232	232	233	233	232
10	243	242	242	243	243	242	242	243
11	253	251	251	253	253	251	251	253
12	257	258	258	257	257	258	258	257
13	251	243	243	251	251	243	243	251
14	285	299	299	285	285	299	299	285

Tabla 4.13. Tensión mínima de diseño (t)

Tirante	Semi-arpa							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	187	161	161	187	187	161	161	187
2	91	100	100	91	91	100	100	91
3	132	140	140	132	132	140	140	132
4	145	153	153	145	145	153	153	145
5	161	167	167	161	161	167	167	161
6	174	179	179	174	174	179	179	174
7	189	189	189	189	189	189	189	189
8	202	199	199	202	202	199	199	202
9	213	207	207	213	213	207	207	213
10	223	211	211	223	223	211	211	223
11	231	219	219	231	231	219	219	231
12	233	227	227	233	233	227	227	233
13	227	215	215	227	227	215	215	227
14	258	271	271	258	258	271	271	258

Tabla 4.14. Tensión máxima de diseño (t)

Tirante	Semi-arpa							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	241	218	218	241	241	218	218	241
2	121	135	135	121	121	135	135	121
3	169	176	176	169	169	176	176	169
4	183	189	189	183	183	189	189	183
5	204	208	208	204	204	208	208	204
6	220	222	222	220	220	222	222	220
7	239	234	234	239	239	234	234	239
8	252	250	250	252	252	250	250	252
9	265	264	264	265	265	264	264	265
10	277	276	276	277	277	276	276	277
11	287	287	287	287	287	287	287	287
12	290	294	294	290	290	294	294	290
13	283	276	276	283	283	276	276	283
14	320	335	335	320	320	335	335	320

De la comparación entre los modelos lineal y no lineal, se observa una diferencia promedio del 1,08%. En cuanto a la comparación del modelo lineal con las pruebas de carga, existe una diferencia promedio del 1,90%; mientras que la diferencia promedio para el modelo no lineal con las pruebas de carga es de 2,19%. Para una mejor evaluación de los resultados se graficaron comparándose con los datos de diseño y el límite máximo de carga (figuras 4.28 a 4.35).

Tensiones vs. cargas de diseño
Semi-arpa 1 = torre 3, lado tierra, aguas abajo

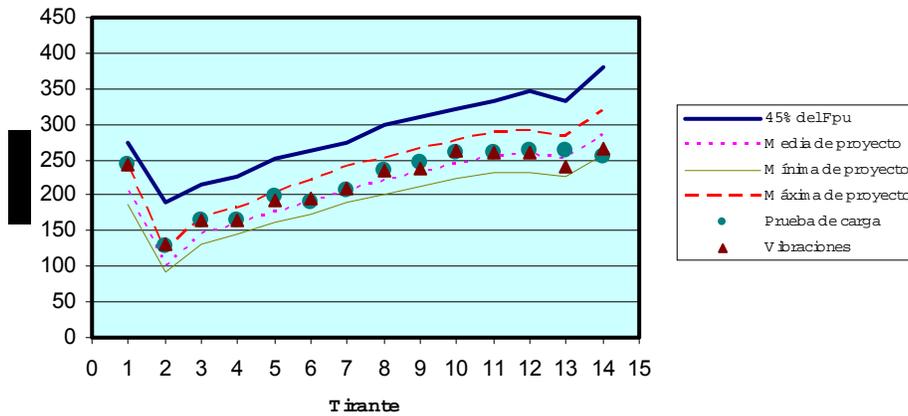


Figura 4.28
Comparación de los datos experimentales con los de diseño
(semi-arpa 1)

Tensiones vs. cargas de diseño
Semi-arpa 2 = torre 3, lado agua, aguas abajo

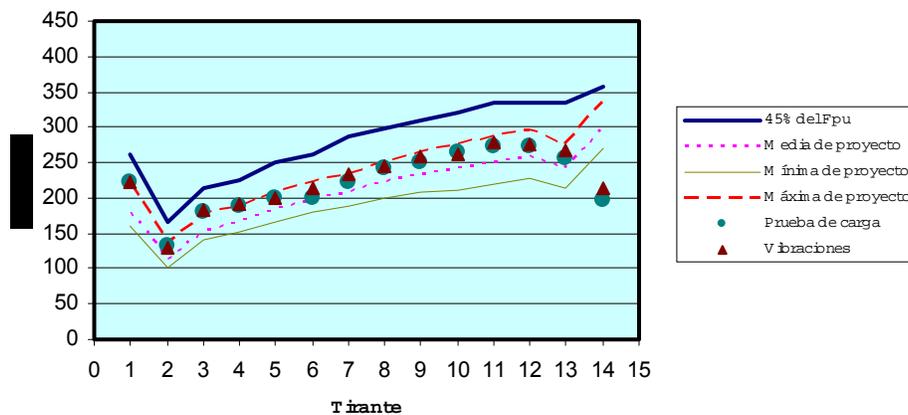


Figura 4.29
Comparación de los datos experimentales con los de diseño
(semi-arpa 2)

Tensiones vs. cargas de diseño
Semi-arpa 3 = torre 2, lado agua, aguas abajo

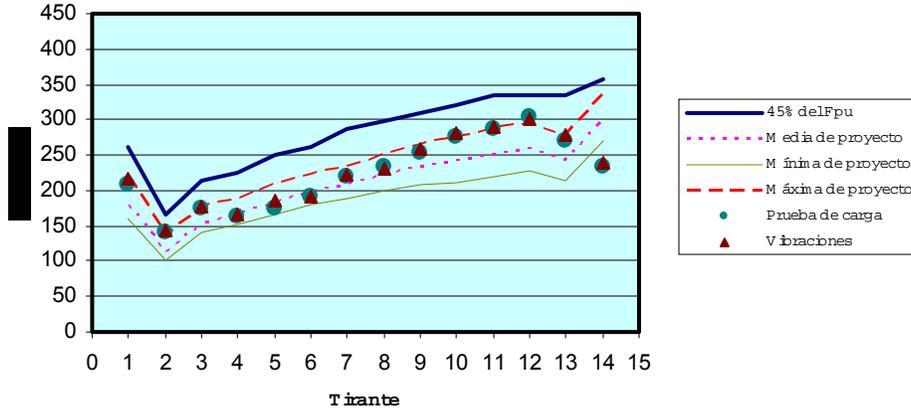


Figura 4.30
Comparación de los datos experimentales con los de diseño
(semi-arpa 3)

Tensiones vs. cargas de diseño
Semi-arpa 4 = torre 2, lado tierra, aguas abajo

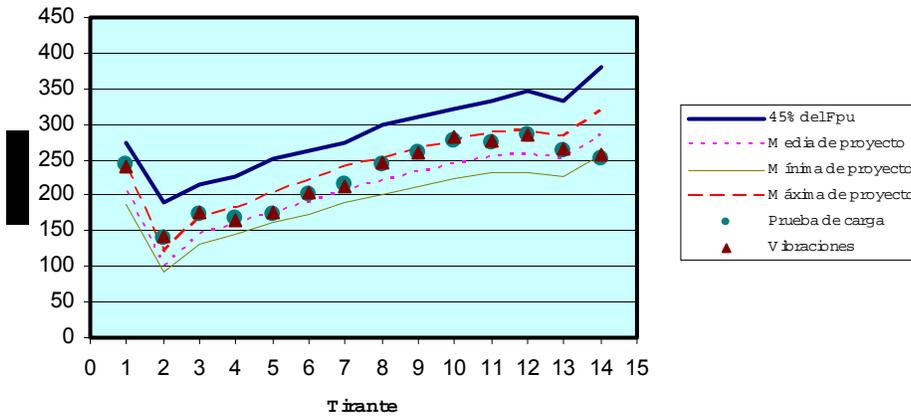


Figura 4.31
Comparación de los datos experimentales con los de diseño
(semi-arpa 4)

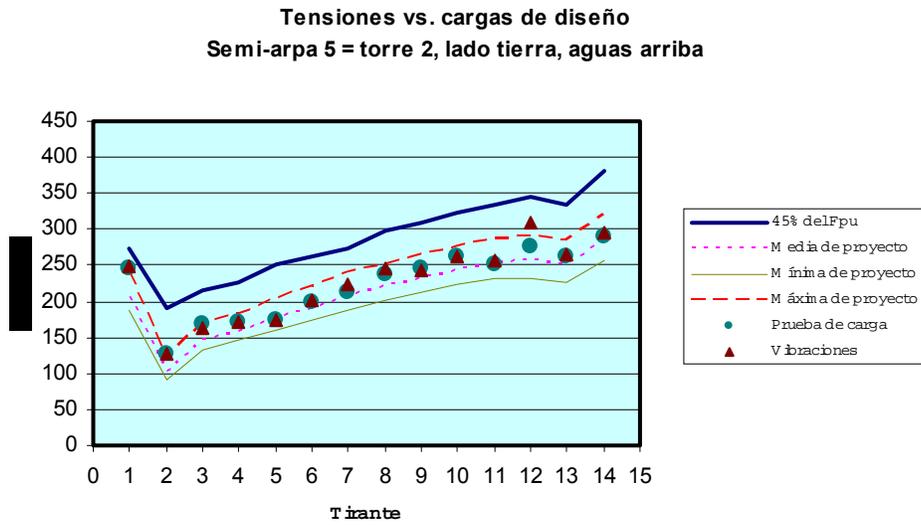


Figura 4.32
Comparación de los datos experimentales con los de diseño
(semi-arpa 5)

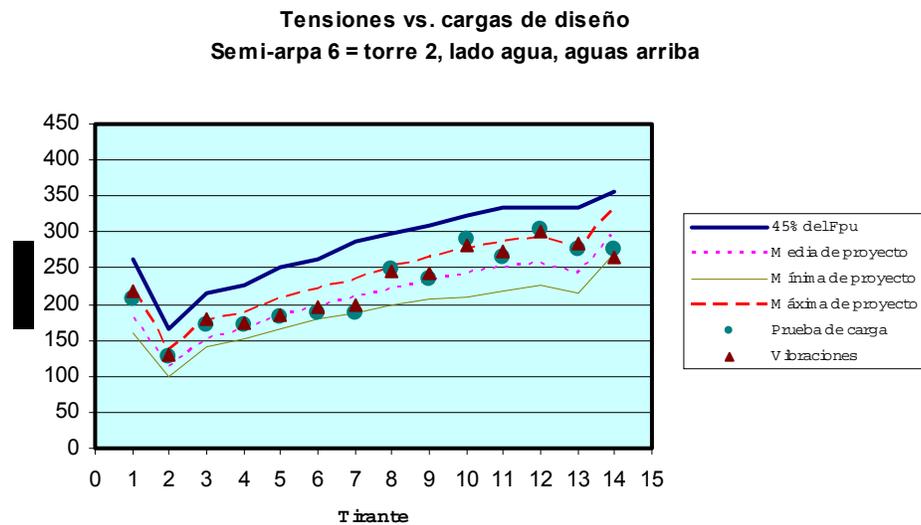


Figura 4.33
Comparación de los datos experimentales con los de diseño
(semi-arpa 6)

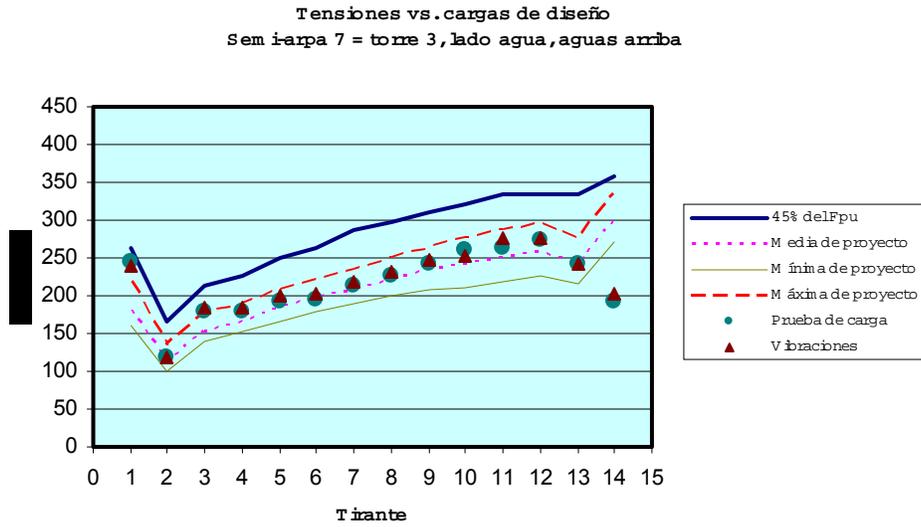


Figura 4.34
Comparación de los datos experimentales con los de diseño
(semi-arpa 7)

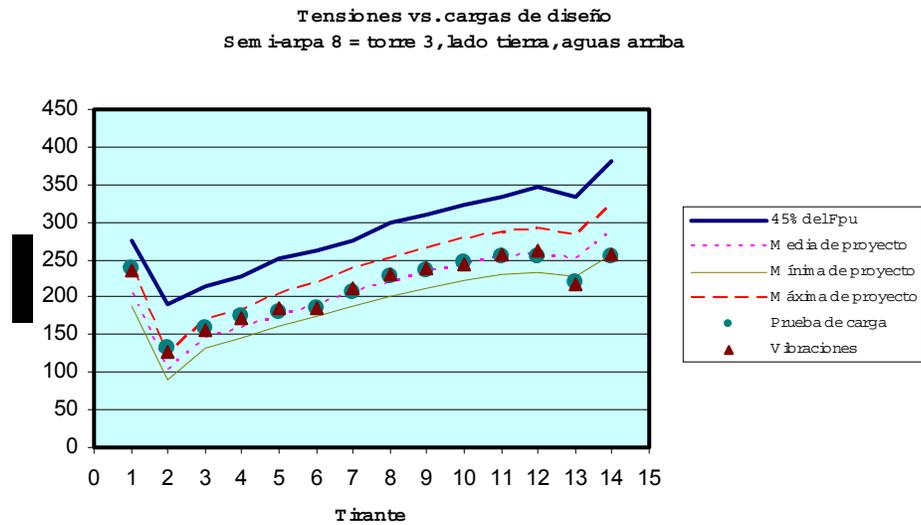


Figura 4.35
Comparación de los datos experimentales con los de diseño
(semi-arpa 8)

En la tabla 4.15 se destacan las observaciones más importantes que se identificaron del análisis de vibraciones, y de las comparaciones entre los modelos lineal y no lineal, con las pruebas de carga.

Tabla 4.15
Resumen de resultados importantes

Semi-arpa	Observaciones
1	<ul style="list-style-type: none"> - Tirantes 1 y 3 exceden la tensión máxima de diseño. - Tirante 13 muestra una pérdida de tensión de 8,25% respecto a la prueba de carga. - El tirante 14 indica un aumento de tensión del 4,75%, respecto a la prueba de carga; sin embargo, la tensión se mantiene cercana al nivel mínimo de diseño.
2	<ul style="list-style-type: none"> - Tirantes 1 y 3 exceden la tensión máxima de diseño. - Tirante 14 tiene una tensión por debajo del nivel mínimo.
3	<ul style="list-style-type: none"> - Tirantes 3,10 y 12 exceden la tensión máxima de diseño. - Tirante 14 tiene una tensión por debajo del nivel mínimo. - Tirante 1 tiene un valor muy cercano al límite máximo de diseño.
4	<ul style="list-style-type: none"> - Tirantes 2, 3 y 10 exceden la tensión máxima de diseño. - Tirante 14 tiene una tensión por debajo del nivel mínimo. - Tirante 1 tiene un valor muy cercano al límite máximo de diseño.
5	<ul style="list-style-type: none"> - Tirantes 1 y 12 exceden la tensión máxima de diseño. - Tirante 12 muestra un incremento 12,04% respecto a la prueba de carga. - Tirante 1 tiene un valor muy cercano al límite máximo de diseño.
6	<ul style="list-style-type: none"> - Tirantes 10 y 12 exceden la tensión máxima de diseño. - Tirante 14 tiene una tensión por debajo del nivel mínimo. - Tirante 1 tiene un valor muy cercano al límite máximo de diseño.
7	<ul style="list-style-type: none"> - Tirantes 1 y 13 exceden la tensión máxima de diseño. - Tirante 14 tiene una tensión por debajo del nivel mínimo. - Tirante 11 muestra un incremento en la tensión, y el tirante 10 tiene una disminución (respecto a las pruebas de carga), posiblemente por la reparación después de la falla.
8	<ul style="list-style-type: none"> - Tirante 2 excede la tensión máxima de diseño. - Tirantes 13 y 14 tienen una tensión por debajo del nivel mínimo. - Tirante 1 tiene un valor muy cercano al límite máximo de diseño.

5 Conclusiones

A partir del estudio realizado, se obtuvieron las siguientes conclusiones:

1. El modelo lineal puede aplicarse para evaluar la tensión de los tirantes de un puente atirantado.
2. La evaluación de la tensión por vibraciones proporciona buenos resultados; y el procedimiento experimental de medición requiere mucho menos tiempo y es más simple de llevarse a cabo, respecto a las pruebas de carga.
3. El modelo no lineal probó ser adecuado; sin embargo, para la evaluación de la tensión de los tirantes no es indispensable, ya que los efectos no lineales tienen un error cercano al 1%.
4. Las tensiones obtenidas a partir de la medición de vibraciones son prácticamente las mismas que las medidas por una prueba de carga. Únicamente tres tirantes mostraron variaciones significativas; de los cuales, el tirante 12 de la semi-arpa 1 merece mayor atención por mostrar una pérdida de tensión que puede ser considerada importante.
5. En todas las semi-arpas, el tirante 1 tiene una tensión cercana o por encima al valor máximo de diseño.
6. En ningún caso, la tensión excede el límite máximo de carga del 45% de F_{pu} .
7. En seis de las ocho semi-arpas, el tirante 14 tiene una tensión por debajo del mínimo de diseño, y en una de las restantes el valor se encuentra cerca de ese valor mínimo.

En forma general, por las diferencias de la tensión con respecto a las de diseño, se recomienda realizar un análisis del comportamiento estructural del puente con la tensión real en los tirantes, y considerando diferentes condiciones de operación y carga. Particular énfasis se deberá tener para analizar la distribución de las cargas en el tablero y al evaluar los efectos dinámicos por cargas externas de viento y tráfico.

6 Referencias

1. M Nagai, Y Fujino, H Yamaguchi, y E Iwasaki, *Feasibility of a 1,400 m Span Steel Cable-Stayed Bridge*, Journal of Bridge Engineering, Vol **9**, No **5** (2004).
2. R Walther, B Houriet, W Isler, y P Moia, *Cable Stayed Bridges*, Thomas Telford Ltd, London (1988).
3. O Rascón, M Barousse y G Ventura, *Análisis normativo y estadístico de cargas vivas en puentes en México*, Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica No **97** (1997).
4. *ASSHTO LRFD Bridge Design Specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials, 1st Ed (1994).
5. *Ontario Highway Bridge Design Code*, Ministry of Transportation, Ontario, Canada, 3^{ed} Ed (1991).
6. *EUROCODE 1. Basis and Design and Actions on Structures. Part 3. Traffic Loads on Bridges*. European Committee for Standardization, Bélgica (1995).
7. O Rascón, *Formulación de la norma SCT de cargas vehiculares para diseño estructural de puentes carreteros*, Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica No **243** (2004).
8. T N Kudsi, y Ch C Fu, *Redundancy Analysis of Existing Truss Bridges: A System Reliability-based Approach*, First International Conference Bridge Maintenance, Safety and Management (2002).
9. D G Fertis, *Mechanical and Structural Vibrations*, John Wiley & Sons Ed, New York (1995).
10. M Irvine, *Cable Structures*, Dover Publications Inc, New York (1992).
11. Jesa, *Inspección de puentes especiales: Puente Papaloapan*, Jesa Ingeniería, S A de C V, Reporte de Inspección (1999).
12. MEXPRESA, *Estudio sobre la seguridad de las piezas de anclaje de los tirantes en las torres*, Mexicana de Presfuerzo, S A de C V, Vols I al IV, México D F (2000).



‡ **Certificación ISO 9001:2000 según documento No 03-007-MX, vigente hasta el 24 de octubre de 2006 (www.imt.mx)**

§ **Laboratorios acreditados por EMA para los ensayos descritos en los documentos MM-054-010/03 y C-045-003/03, vigentes hasta el 9 de abril de 2007 (www.imt.mx)**

CIUDAD DE MÉXICO

Av Patriotismo 683
Col San Juan Mixcoac
03730, México, D F
tel (55) 5598-5610
fax (55) 55 98 64 57

SANFANDILA

km 12+000, Carretera
Querétaro-Galindo
76700, Sanfandila, Qro
tel (442) 216-9777
fax (442) 216-9671

www.imt.mx
publicaciones@imt.mx