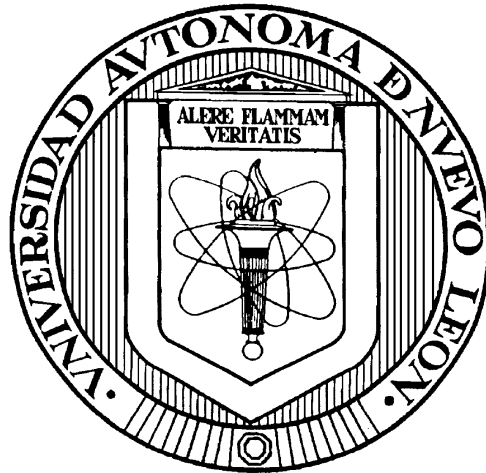


UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



ANALISIS DE LA INESTABILIDAD AEROELASTICA
DE PUENTES ATIRANTADOS

POR

JOSE LUIS GONZALEZ GAMEZ

Como requisito parcial para obtener el Grado de
MAESTRIA EN CIENCIAS con especialidad en
Ingeniería Estructural

NOVIEMBRE 2013

ANALISIS DE LA INESTABILIDAD AEROELASTICA DE PUENTES ATIRANTADOS

Aprobación de la Tesis:

Dr. Guillermo Villarreal Garza
Director de Tesis

Dr. Ricardo González Alcorta
Evaluador

M. I. Luis Manuel Aranda Maltez
Evaluador

CONTENIDO

1 INTRODUCCIÓN

- 1.1 Importancia de éstos Puentes
- 1.2 Aplicación de Puentes en México
- 1.3 Fenómeno de Inestabilidad
- 1.4 Objetivos y alcance de la tesis

2 LOS PUENTES ATIRANTADOS

- 2.1 Descripción de los Puentes Atirantados
- 2.2 Reseña Histórica
- 2.3 Tipos de Puentes
- 2.4 Partes Componentes

3 INESTABILIDAD AEROELASTICA EN PUENTES ATIRANTADOS

- 3.1 Introducción
- 3.2 Excitación por desprendimiento de vórtices
- 3.3 Inestabilidad Torsional y Flutter
- 3.4 Buffeting
- 3.5 Galloping
- 3.6 Métodos de Prueba en Túneles de Viento
- 3.7 Fases de Montaje
- 3.8 Amortiguamiento Estructural
- 3.9 Amortiguamiento de Puentes Atirantados
- 3.10 Maneras de suprimir la inestabilidad
- 3.11 Factores que controlan la Estabilidad en Puentes Atirantados
 - 3.11.1 Introducción
 - 3.11.2 Criterio para flutter
 - 3.11.3 Criterio por excitación por vórtices
 - 3.11.4 Conclusiones

4 PRUEBAS DE TÚNEL DE VIENTO

- 4.1 Introducción
- 4.2 Requerimientos básicos de “ semejanza ”
- 4.3 Simulaciones de flujos atmosféricos en Túnel de viento
- 4.4 Tipos de Túneles de Viento
 - 4.4.1 Túneles largos
 - 4.4.2 Túneles cortos
 - 4.4.3 Túneles con aparatos activos
- 4.5 Simulación de cuerpos con características aerodinámicas y aeroelásticas en túneles de viento
- 4.6 Efectos de la turbulencia del flujo
- 4.7 Efectos del número de Reynolds
- 4.8 Bloqueo del túnel de viento
- 4.9 Métodos de prueba en túneles de viento

5 MODELOS MATEMÁTICOS PARA PUENTES

- 5.1 Introducción
- 5.2 Modelos planos
- 5.3 Modelos en el espacio
- 5.4 Modelos parciales
- 5.5 Los cables
- 5.6 El mástil
 - 5.6.1 Estado límite de serviciabilidad
 - 5.6.2 Mástiles formados por brazos independientes
 - 5.6.3 Mástiles ligados por brazos transversales
- 5.7 El Tablero
 - 5.7.1 Introducción
 - 5.7.2 Representación del modelo y diseño elástico

6 METODOLOGÍA PROPUESTA PARA EL ANÁLISIS DE INESTABILIDAD

- 6.1 Modelo Matemático
- 6.2 Determinación de la Velocidad de Diseño
- 6.3 Pruebas de Túnel de Viento
- 6.4 Evaluación de Resultados
- 6.5 Revisión de la Inestabilidad Aeroelástica en Etapas de Construcción
- 6.6 Medidas correctivas

7 APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA A UN CASO PRACTICO

- 7.1 Modelo matemático
- 7.2 Modelo matemático en etapa de construcción
- 7.3 Pruebas de Túnel de Viento
 - 7.3.1 Introducción y Objetivos
 - 7.3.2 Resultados del Análisis de Estabilidad
 - 7.3.3 Resultados del Análisis por Buffeting
 - 7.3.4 Vórtices
 - 7.3.5 Viento en el Sitio
 - 7.3.6 Descripción del Modelo
 - 7.3.7 Parámetros de Entrada
 - 7.3.8 Parámetros Aerodinámicos de Entrada
- 7.4 Velocidades críticas de Inestabilidad
 - 7.4.1 Velocidad critica por flutter
 - 7.4.2 Análisis de Estabilidad
 - 7.4.3 Resultados por Buffeting
 - 7.4.4 Vórtices
- 7.5 Revisión de Inestabilidad en etapas de construcción
- 7.6 Modelo matemático completo
- 7.7 Modelo matemático en etapa de construcción
- 7.8 Conclusiones

8 CONCLUSIONES

9 REFERENCIAS

PROLOGO

El objetivo principal de esta tesis es presentar la Metodología que se aplica para el estudio de la Inestabilidad Aeroelastica que se puede presentar en los puentes atirantados, particularmente en los tableros, describiendo los fenómenos aerolàsticos que normalmente ocurren en este tipo de estructuras, así como la aplicación práctica de ésta metodología a un puente construido recientemente en ésta Ciudad de Monterrey, Nuevo León, México.

Este trabajo está formado por nueve capítulos, los cuales se describen brevemente a continuación:

Capítulo 1. *Introducción.* Se menciona la importancia que ha tenido este tipo de puentes a nivel mundial y en particular los de México, así como su crecimiento en los últimos años. Se describe brevemente el fenómeno de la Inestabilidad en sus diferentes formas, mencionando también los principales objetivos y alcances de éste trabajo.

Capítulo 2. *Los puentes atirantados.* Se presenta una descripción de los Puentes atirantados mencionando los puentes más grandes del mundo, una reseña histórica de estos puentes desde su comienzo, los diferentes tipos de puentes de acuerdo a su aplicación y las partes que lo componen.

Capítulo 3. *Inestabilidad Aeroelàstica en puentes atirantados.* Se hace una descripción detallada de los fenómenos aeroelásticos que llevan a la inestabilidad en los tableros de los puentes atirantados, como son la excitación por desprendimiento de vórtices, inestabilidad torsional, flutter, buffeting y galloping, así como también se describen los métodos de prueba que se desarrollan en Túnel de viento.

Capítulo 4. Pruebas de Túnel de Viento. Se presentan los tipos de túneles de viento, los efectos que tiene la turbulencia del flujo así como también los influencia del número de Reynolds en el comportamiento de las estructuras sujetas a estas pruebas. Se hace una descripción de los métodos de prueba en Túnel de viento explicando la aplicación de cada uno de ellos.

Capítulo 5. Modelos matemáticos para puentes. Se describen los dos tipos principales de modelos matemáticos, en el plano y en el espacio y su aplicación dentro del desarrollo del diseño de los puentes atirantados. Se describen también los modelos parciales y su aplicación. Se presentan los componentes principales que forman un puente atirantado y la forma en que se representan en el mismo modelo, como son el mástil, el tablero y los cables tomando en consideración la no-linealidad de éstos.

Capítulo 6. Metodología propuesta para el análisis de inestabilidad. En este capítulo se describe la metodología que se ha seguido en el estudio de la Inestabilidad aeroelástica de un puente atirantado, construido sobre el río Santa Catarina en ésta Ciudad de Monterrey. Se mencionan los aspectos que se deben considerar para llevar a cabo éste estudio, y la importancia que tienen en el diseño de un puente atirantado.

Capítulo 7. Aplicación de la metodología a un caso práctico. Se presenta como un caso práctico el estudio de la Inestabilidad Aeroelástica del “Puente de la Unidad” construido sobre el río Santa Catarina en la Ciudad de Monterrey. En este capítulo se escribe el modelo matemático. Por medio de éste modelo se determinaron las formas modales y las frecuencias naturales en flexión y torsión del tablero para la realización de la prueba de túnel de viento. Se dan los resultados del análisis de los fenómenos de desprendimiento de vértices, flutter y buffeting. También se describen los diferentes modelos matemáticos elaborados para las diferentes etapas de construcción y la determinación de sus formas modales así como de las frecuencias naturales en flexión y torsión del tablero.

Capítulo 8. Conclusiones. En este capítulo se resumen y se interpretan los resultados de los capítulos 6 y 7.

Capítulo 9. Referencias

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Importancia de éstos puentes

Los puentes atirantados han cobrado en los últimos años gran importancia principalmente porque son estructuras que pueden cubrir grandes claros a un costo relativamente bajo y al mismo tiempo se pueden combinar la estética con la Ingeniería para tener finalmente una estructura que cumpla su función como elemento estructural y mejorar el contorno urbanista del sitio donde se construye.

Numerosas ciudades en todo el mundo han cobrado gran interés y atracción por el hecho de haber construido un puente atirantado que ha servido para salvar algún obstáculo y al mismo tiempo como un pasaje turístico.

A través del uso de puentes atirantados, muchos arquitectos han encontrado una manera de poder plasmar y realizar sus expectativas y caprichos arquitectónicos tratando de lograr al máximo todos los aspectos de diseño y variantes arquitectónicas que se pueden lograr en este tipo de estructuras.

Dada la forma y sistema estructural que caracteriza a los puentes atirantados, son estructuras esbeltas y sensibles a los efectos del viento, por lo que es necesario realizar estudios especiales por medio de modelos en Túnel de viento para determinar las velocidades críticas que producen su Inestabilidad.

Este es un tema que ha llamado la atención de Ingenieros e Investigadores en todo el mundo, a partir de fallas estructurales que se han producido en éste tipo de estructuras, y principalmente del dramático desastre del día 7 de Noviembre de 1940 del puente Tacoma Narrow, donde el mecanismo de Resonancia ha cobrado un profundo interés y de un estudio más profundo especialmente el ocurrido en éste puente.

1.2 Aplicación de puentes en México

Los puentes que se han construido en México son obras que por su tipo y características, constituyen un factor que contribuye principalmente al desarrollo del país. Para decidir sobre la construcción de un puente se considera su importancia como obra de servicio, a fin de establecer su prioridad con respecto a otras. En la actualidad se construyen puentes que satisfacen tanto las exigencias estéticas, como las estructurales. En los viaductos, principalmente en los de la Ciudad de México, se ha puesto especial empeño en construir puentes hermosos para mejorar el paisaje urbano.

Cabe mencionar el puente “Ing. Antonio Dovalí Jaime” (Figura 1.1) de la carretera costera del Golfo, el puente de Tampico en la desembocadura del río Pánuco que limita los estados de Tamaulipas y Veracruz (Figura 1.2) y el Puente sobre el río Santa Catarina en la Ciudad de Monterrey, Nuevo León (Figura 1.3). Sus claros principales son, respectivamente, de 288 m, 360 m, y 200 m.



Figura 1.1 Puente Coatzacoalcos

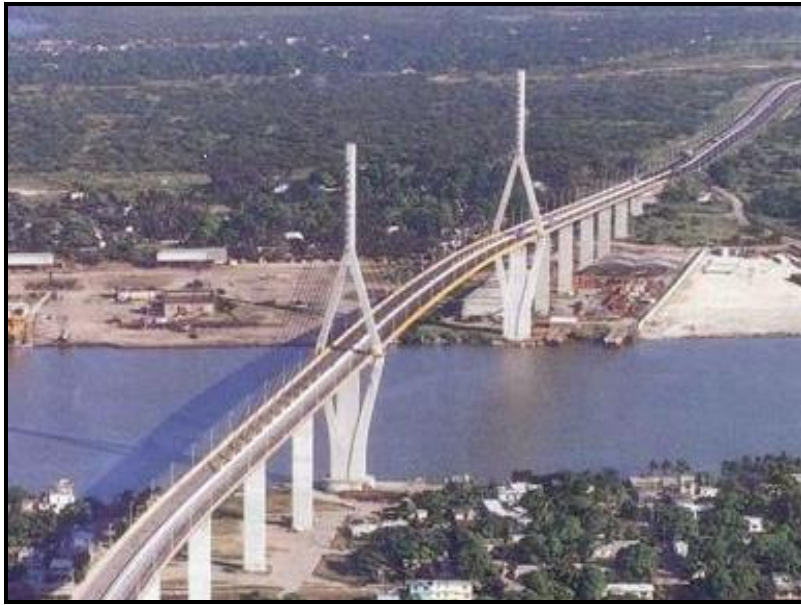


Figura 1.2 Puente Tampico



Figura 1.3 Puente sobre el Río Santa Catarina, Monterrey, Nuevo León

Resulta interesante hacer referencia a la construcción del puente Internacional de Laredo, Tamps. (1957), cuyo proyecto (superestructura continua de concreto postensado y prefabricada), así como su construcción, se sometió a concurso ante empresas estadounidenses y de nuestro país, habiéndose adjudicado ambos contratos a nuestros técnicos. Otra obra de relevancia internacional, es el puente de Santa Catarina en Monterrey, N. L. el primero en América construido de concreto presforzado.

En el año de 1950 la extinta Secretaría de Recursos Hidráulicos construyó un hermoso arco de concreto, de 91 m de claro, el de Barranca Honda, carretera Uruapan Playa Azul, puente y acueducto a la vez.

También se tienen dos arcos de concreto, el del puente Belisario Domínguez (A Tuxtla Gutiérrez) y el de El Aguacatillo (México – Acapulco). Entre los arcos metálicos hay que citar el del puente ferroviario que cruza el río Grijalva, en el sureste del país, con un claro de 150 m, y que da servicio a dos líneas para el tránsito de vehículos, y también aloja la vía de ferrocarril. Fue construido en voladizo.

Por su belleza y originalidad destaca el del Río Blanco (camino Orizaba – Tierra Blanca). Entre los puentes de Concreto Reforzado, es también notable el de Jaltepec (Coatzacoalcos – Salina Cruz) cuya superestructura es de peralte variable y continua, su claro central es de 58 m. El Tolosita (Coatzacoalcos – Salina Cruz) también de concreto reforzado, difiere del anterior porque su peralte es uniforme y su sección es de doble cajón.

También se han construido un considerable número de puentes continuos, como el de Agua Caliente (en curva con claros máximos de 35m) en carretera Huixtla – Monozintla, el Coloepec con 5 claros de 42 m y dos extremos de 31 m (camino costero del Pacífico), el Ixtapa con un claro central de 50 m (Carretera Cd.

Altamirano Zihuatanejo), y el Concá en curva con 3 claros de 46 m y dos extremos de 34.50 m (Jalpan Querétaro – P. Montoya).

Muchos otros puentes han sido construidos por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (que anteriormente tuvo otras denominaciones), y por la Dirección General de Ferrocarriles, (ó Dirección General de Vías Férreas adscrita a la SCT). Viaductos Urbanos y puentes peatonales han sido construidos por los Departamentos de Obras Publicas de las respectivas localidades.

1.3 Fenómeno de Inestabilidad

1.3.1 Introducción

En un puente atirantado, las dimensiones del claro principal son a menudo algo grandes. Dependiendo de la localización geográfica de un puente, el tablero puede estar expuesto a viento transversal en un grado mayor ó menor. El flujo de aire tiende a inducir en la estructura oscilaciones flexionantes y torsionantes las cuales, bajo el efecto de pequeñas variaciones en el ángulo de ataque del viento, modifican el efecto de levante. Este fenómeno, conocido como flutter se ilustra en el año de 1940 por el colapso total del puente Tacoma Narrows, Estado de Washington en Estados Unidos (Figuras 1.4 y 1.5)

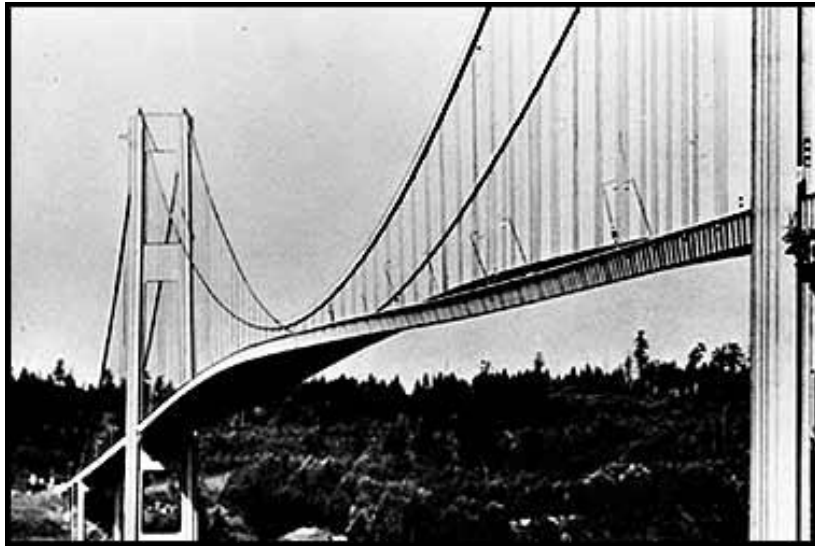


Figura 1.4 Inicio del fenómeno de Inestabilidad en el Puente Tacoma Narrows



Figura 1.5 Falla por Inestabilidad Aeroelástica puente Tacoma Narrow

De estudios desarrollados desde la fecha, se ha visto que los valores de las frecuencias “torsional” y “flexionante” deben estar lo suficientemente distanciadas en magnitud. J. Mathivat ha mostrado que una relación de 2.5 entre los dos valores puede ser un valor adecuado entre ambas frecuencias.

Estas consideraciones cualitativas son solamente válidas para puentes de pequeñas dimensiones ó para estados de diseño preliminares de estructuras mayores. Para estructuras reales, se deberán de realizar pruebas en túnel de viento.

La sección, sujeta al viento, experimenta fuerzas estáticas las cuales se pueden dividir en tres acciones (Figura 1.6):

- Una carga horizontal T
- Una carga vertical N
- Un momento torsionante M

Las cuales dependen de los siguientes factores:

- La presión del viento “q”
- La forma de la sección (coeficientes C_T , C_N , C_M)
- El ángulo de incidencia del viento sobre el tablero α

Para determinar los coeficientes C_T , C_N , y C_M , el uso del túnel de viento es necesario aún hoy en día.

Las cargas sobre la estructura llegan a ser:

$$T = (C_T) (q) (h) (l) \quad (1.1)$$

$$N = (C_N) (q) (h) (l) \quad (1.2)$$

$$M = (C_M) (q) (B) (h) (l) \quad (1.3)$$

Donde:

l = Longitud de la estructura

h = Peralte total del tablero (peralte expuesto al viento)

B = Ancho del tablero

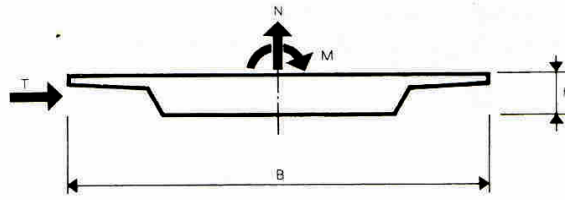


Figura 1.6 Fuerzas estáticas sobre el tablero

La figura 1.7 muestra los resultados de pruebas realizadas en 4 puentes. Las curvas para cada coeficiente están dibujadas como una función del ángulo de incidencia del viento sobre el tablero. En la Figura 1.8 se muestra el fenómeno del flutter.

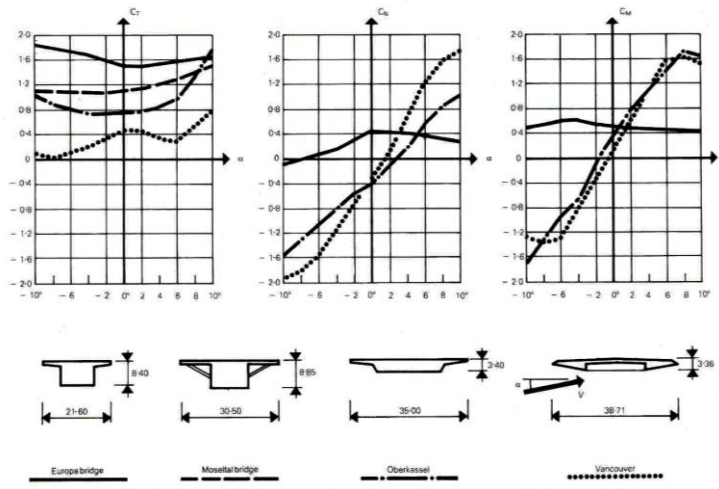


Figura 1.7 Coeficientes C_T , C_N y C_M para 4 estructuras en función del ángulo de incidencia

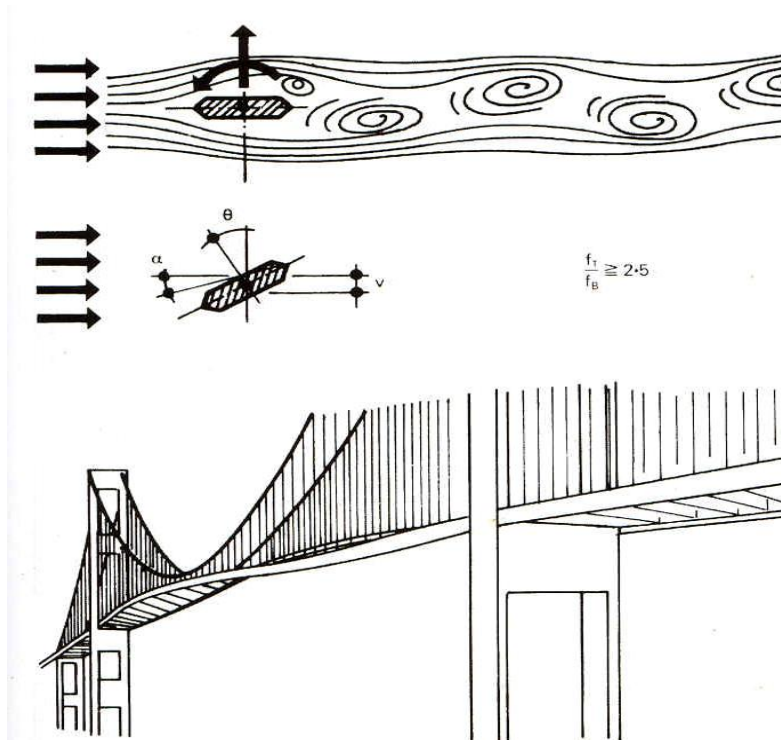


Figura 1.8 Descripción del fenómeno del flutter

La forma del tablero gobierna el flujo de aire y, si la sección no tiene forma adecuada, se forman los vórtices en cuanto pasa el flujo de aire a través del tablero provocando el fenómeno del flutter.

1.3.2 Oscilación forzada debido a vórtices

Este fenómeno se puede ver en numerosas estructuras expuestas al viento. Este fenómeno fue estudiado a principios de siglo por Von Karman. Para evaluar los efectos, se consideran el número de Reynold (Re) y el número de Strouhal (S).

$$Re = VB/\nu \quad (1.4)$$

$$S = fh/V \quad (1.5)$$

Donde:

V = Velocidad del viento

B = Ancho del tablero

ν = Viscosidad cinemática del aire ($0.15 \text{ cm}^2 / \text{s}$)

f = Frecuencia de los vórtices

h = Peralte del tablero

La frecuencia de los vórtices depende de la magnitud de la velocidad V. Si se encuentra cerca de una de las frecuencias naturales de la estructura, en particular la de flexión, existe el riesgo de que se presente la resonancia, ya que los desplazamientos están ahora solamente limitados por el amortiguamiento de la estructura " δ ". Si consideramos que el número de Strouhal tiene un valor promedio de 0.20 para un cilindro de diámetro h, y un valor entre 0.10-0.20 para el tablero de un puente de peralte h, es posible calcular la velocidad de viento crítica a partir de la expresión:

$$S = f h / V \quad (1.6)$$

En general, los valores obtenidos son independientes del número de Reynold (Re del orden de $10^5 - 10^7$). La intensidad de las fuerzas periódicas causadas por el fenómeno son una función de la velocidad del viento y la forma de la sección. Un tablero delgado con forma aerodinámica es favorable a éste respecto.

Se han hecho estudios del comportamiento de cierto número de secciones probadas en el túnel de viento. Estos estudios revelan, en particular, la necesidad de colocar deflectores en la sección transversal que tengan ángulos terminados en punta, como se muestra en las figuras 1.9 y 1.10. Pruebas hechas en campo de la estructura terminada han confirmado los resultados obtenidos en las pruebas de túnel de viento.

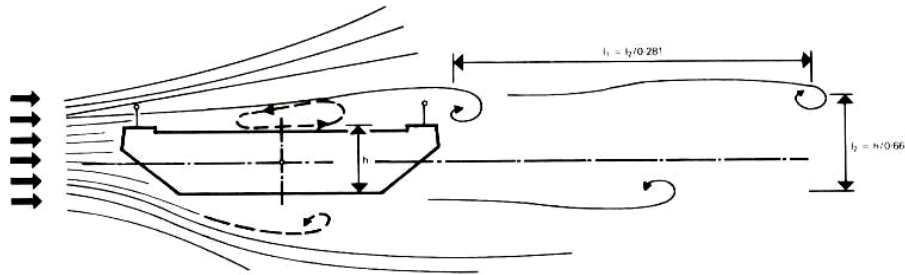


Figura 1.9 Tableros sin deflectores

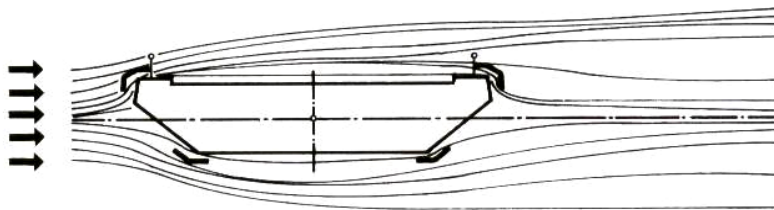


Figura 1.10 Tableros con deflectores

1.3.3 Oscilaciones auto-excitadas ó flutter

En contraste con el fenómeno de vórtices, las fuerzas que proporcionan la energía en éste caso están controladas por el movimiento mismo. La inestabilidad que resulta en éste caso se conoce como flutter. La figura 1.11 muestra éste mecanismo para el caso de una diferencia en fase de $\pi / 2$ entre la flexión y la torsión. Más allá de una cierta velocidad de viento conocida como velocidad crítica V_{crit} , el tablero recibe más energía de la que puede ser disipada con el amortiguamiento. El resultado produce movimientos combinados de flexión y torsión, debido a las fuerzas aerodinámicas con incrementos rápidos de amplitud y sin otro límite que el de la destrucción.

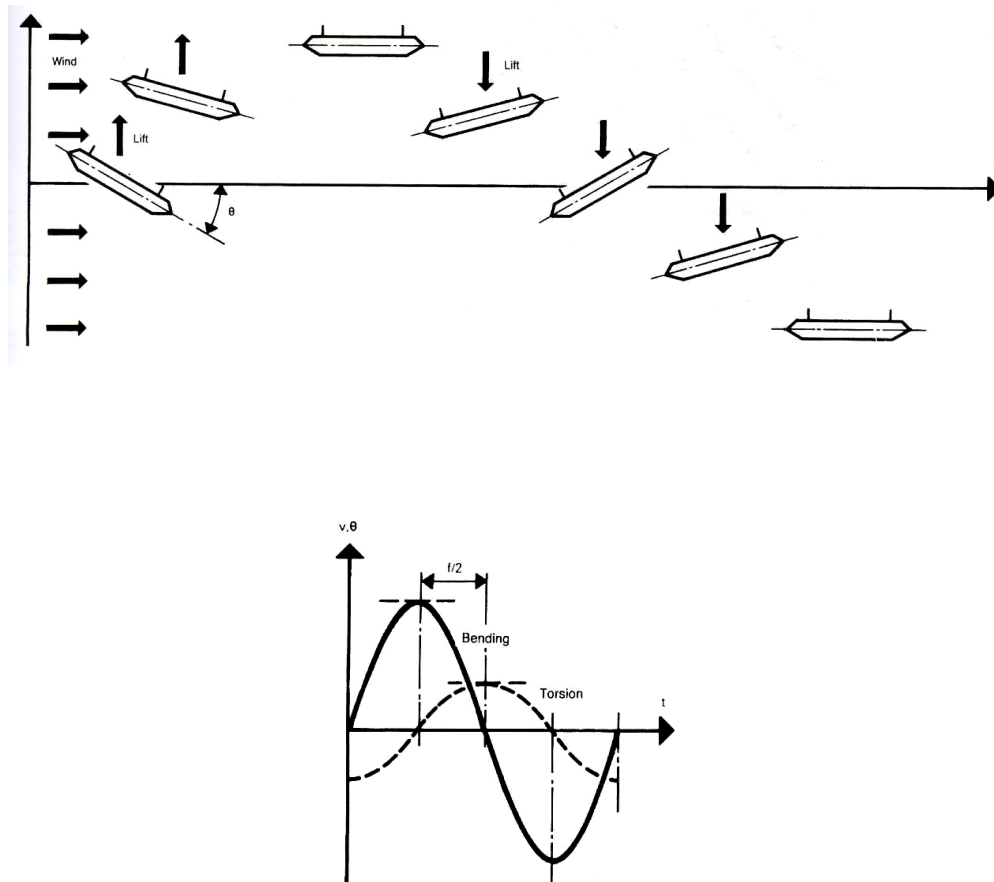


Figura 1.11 Representación simplificada del flutter para un tablero de puente

La velocidad crítica del flutter de un puente atirantado debe ser más alta como sea posible de cualquier velocidad de viento en el sitio permitiendo dar un factor de seguridad. Es aconsejable escoger un tablero tan rígido como sea posible contra la torsión, y usar dos planos laterales de cables en vez de un solo plano. Por otro lado, entre más ancho sea el tablero, mucho mejor será su comportamiento contra el flutter.

Se debe evitar tener puentes muy largos y angostos, tal como el puente Tacoma, el cual tenía una alta relación de esbeltez de 70 (claro de 853 m, ancho de tablero de 12 m).



Figura 1.12 Puente Tacoma Narrow, Estado de Washington

1.3.4 Métodos de estudio

Se han desarrollado muchos estudios teóricos acerca del flutter. Theodorsen [Theodorsen, 1934-1935] se interesó en el flutter de las alas de los aeroplanos y Bleich [Bleich, 1949] y Rocard [Rocard, 1954] adoptaron su teoría a la aplicación de los puentes. El método semi-analítico de Klöppel [Klöppel K., 1967] consistió en calcular la velocidad crítica teórica para el flutter usando la teoría de Theodorsen, y corrigiéndola por medio de un coeficiente de reducción η para considerar la forma del tablero.

Los valores de la velocidad crítica están en función de la siguiente relación:

$$\varepsilon = (\text{frecuencia natural torsionante} / \text{frecuencia natural flexionante})$$

y también en función de la masa y de $\frac{1}{2}$ del ancho del tablero b .

El coeficiente “ η ”, depende de la forma de la sección y del valor “ ε ”, el cual es tomado de la experiencia a partir de resultados de pruebas de diversos modelos. Este último valor variando desde 0.8 para losas delgadas sección en cajón hasta valores tan bajos como 0.1 para secciones abiertas con vigas principales de alma llena.

Ya que no es posible probar todas las diversas formas de sección transversal, el método solamente puede ser aproximado. Sin embargo, ayuda a tener información para determinar si un puente atirantado es susceptible al flutter, partiendo de una mínima cantidad de información acerca de su geometría, peso propio y rigidez, y calculando por anticipado las frecuencias naturales en torsión y flexión. Las velocidades críticas obtenidas se comparan con las velocidades de ráfagas registradas en el sitio con una duración de por lo menos 30 segundos.

El viento puede incidir en un ángulo denominado “ángulo de incidencia” con la horizontal, agravando el fenómeno de inestabilidad. En la práctica éste ángulo no excede de $3-9^\circ$ (valor promedio de 6°), resultando en las siguientes reducciones en el valor del coeficiente “ η ”, dependiendo del tipo de sección.

Tablero con forma aerodinámica: $\eta_{(\alpha = \pm 6)} / \eta_{(\alpha = 0)} = 1/2$

Tablero sección cajón: $\eta_{(\alpha = \pm 6)} / \eta_{(\alpha = 0)} = 1/3$

En relación a investigación experimental, la figura 1.13 muestra el principio de una prueba con modelo a escala donde la respuesta dinámica ha sido directamente estimada a partir de la ley de semejanza. Una pequeña sección del tablero del puente es suspendido en el túnel de viento por medio de una serie de resortes, que permiten simular los movimientos de flexión y torsión. Este fue el método usado para examinar el comportamiento aerodinámico del puente Meules.

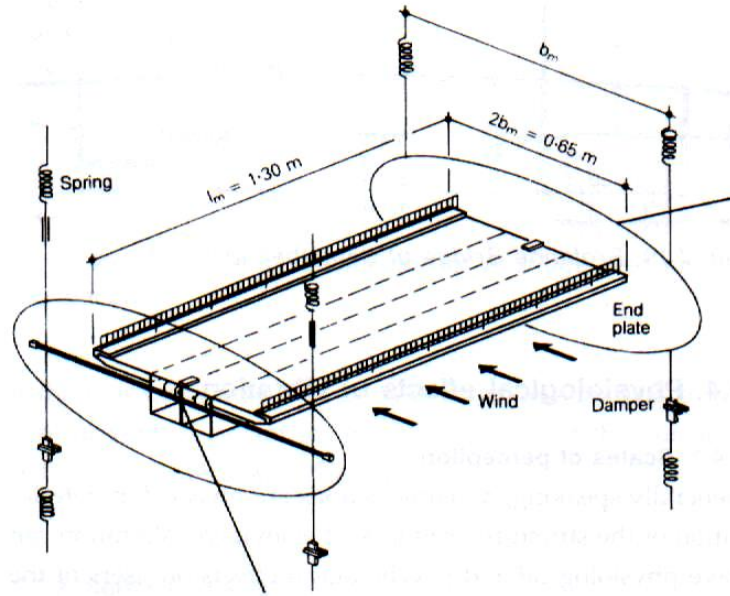


Figura 1.13 Arreglo para el estudio del modelo del puente des Meules

1.4 Objetivos y alcance de la tesis

El objetivo de éste trabajo es el de presentar los aspectos relacionados con el Análisis de la Inestabilidad Aeroelástica aplicado a los Puentes Atirantados. Definir cuáles son los fenómenos que producen la Inestabilidad Aeroelástica, como se presentan y como se miden cuantitativamente. Además, presentar aquellos otros que pudieran modificar la respuesta de éstos fenómenos.

Como alcance del trabajo tenemos lo siguiente:

- a) La elaboración de un Modelo Matemático de elementos finitos de la estructura completa empleando para ello un Programa de computadora para la determinación de sus propiedades dinámicas, como son las formas modales y las frecuencias fundamentales a flexión y torsión del tablero.

- b) Un estudio mediante un modelo seccional a escala en el Túnel de Viento para determinar las velocidades críticas por flutter que producen la Inestabilidad aeroelástica y de un análisis del fenómeno por buffeting.
- c) Modelos matemáticos de la estructura en sus diferentes etapas de montaje, para evaluar la probabilidad de tener una Inestabilidad en el tablero durante éstas fases.
- d) Definir cuáles son los aspectos fundamentales relacionados con la forma y geometría de la estructura que afectan su comportamiento bajo la acción del viento.
- e) Presentar un caso práctico de un puente atirantado y su estudio de Inestabilidad aeorelástica.

CAPÍTULO 2

LOS PUENTES ATIRANTADOS

2.1 Descripción de los Puentes Atirantados

Los elementos fundamentales de la estructura resistente del puente atirantado son los tirantes, que son cables rectos que atirantan el tablero, proporcionándoles una serie de apoyos intermedios más o menos rígidos. Pero no sólo ellos forman la estructura resistente básica del puente atirantado; son necesarias las torres para elevar el anclaje fijo de los tirantes, de forma que introduzcan fuerzas verticales en el tablero para crear los pseudo-apoyos; también el tablero interviene en el esquema resistente, porque los tirantes, al ser inclinados, introducen fuerzas horizontales de compresión en el tablero que se deben equilibrar a través de éste. Por todo ello, los tres elementos, tirantes, tablero y torres, constituyen la estructura resistente básica del puente atirantado

La historia de los puentes atirantados es muy singular y diferente de la de los demás tipos; todos ellos se iniciaron como puentes modernos en el s. XIX, pero en cambio los atirantados se iniciaron en la segunda mitad del s. XX, concretamente en los años 50 de este siglo.

Este retraso en su origen se está recuperando a pasos agigantados, porque su evolución ha sido extraordinariamente rápida; el primer puente atirantado moderno es el de Strömsund en Suecia, construido en 1955, con un vano principal de 183m de luz, el de Normandía en Francia de 856m, ya terminado, y el de Tatara en Japón de 890m, en menos de 40 años su claro máximo se va a multiplicar casi por cinco.

Este carácter singular de los puentes atirantados les confiere un valor de novedad que los han convertido en el puente privilegiado del momento actual.

El puente atirantado admite variaciones significativas, tanto en su estructura como en su forma; no hay más que pasar revista a una serie de puentes atirantados para ver las diferencias que hay entre ellos:

- a) Longitudinalmente pueden tener dos torres y ser simétricos, o una sola torre desde donde se atiranta todo el vano principal
- b) Pueden tener dos planos de atirantamiento situados en los bordes del tablero, ó un solo plano situado en su eje
- c) Pueden tener muchos tirantes muy próximos, o pocos tirantes muy separados
- d) Pueden tener tirantes paralelos, radiales, o divergentes

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

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

Los tirantes se pueden organizar de diversas formas dentro de cada uno de los haces, porque caben diferentes posibilidades: En primer lugar, es necesario definir el número de tirantes de cada haz, o lo que es lo mismo, la distancia entre los puntos de anclaje de los tirantes en el tablero. El número de tirantes es una de las cuestiones que más ha evolucionado en los puentes atirantados. Los primeros tenían pocos tirantes, con separación entre anclajes que llegó a pasar de los 50 m; se trataba de crear una serie de apoyos intermedios para convertir un puente de luces grandes en uno de luces medias.

En los puentes atirantados actuales el número de tirantes es mucho mayor que en los iniciales; se utilizan distancias entre anclajes que varían entre cinco y veinte metros, de forma que la flexión que podemos llamar local, la debida a la distancia entre los apoyos generados por los tirantes, es insignificante respecto a la flexión que se produce por la deformación general de la estructura.

Si en un principio la finalidad de los tirantes era crear una serie de apoyos adicionales al tablero, para transformar un puente de luces grandes en uno de luces medias, este planteamiento ha evolucionado hasta considerar a los tirantes como un medio de apoyo cuasi-continuo y elástico del tablero. La distancia entre anclajes es lógicamente menor en los puentes de tablero de hormigón que en los de tablero metálico, y ello se debe en gran medida a este problema del proceso de construcción por voladizos sucesivos.

Definido el número de tirantes, es necesario definir la geometría de cada uno de los haces, es decir, del conjunto que desde una torre atiranta un semi-vano, un vano principal, o un vano de compensación. A los tirantes paralelos se les ha llamado disposición en arpa y a los tirantes radiales, en abanico.

Los tirantes radiales o divergentes funcionan mejor que los paralelos, porque el atirantamiento es más eficaz y las flexiones en la torre menores. Los paralelos se han utilizado con frecuencia cuando la compensación del tablero se divide en vanos pequeños, de forma que los tirantes del haz de compensación se anclan directamente sobre pilas o muy cerca de ellas. De esta forma el atirantamiento es más rígido y las flexiones en la torre y en el vano principal disminuyen

Si los tirantes están contenidos en planos inclinados, la solución clásica es la torre en forma de A, que se ha utilizado con frecuencia, desde los primeros puentes atirantados hasta los actuales. A partir de la torre en A caben muchas variantes, que se han utilizado en distintos puentes:

- a) La A prolongada superiormente con un pilar vertical, que es la torre en Y invertida; esta solución se ha utilizado en varios grandes puentes, entre ellos en el de Normandía, de 856 m de luz
- b) La A cerrada bajo el tablero para reducir el ancho total de la base, forma que se ha llamado en diamante y que se puede combinar con la anterior, es decir, un diamante prolongado por un pilar vertical; esta combinación se ha utilizado en el puente de Yangpu, Cina, de 602 m de luz (Fig. 2.1)
- c) La A sin cerrar en la parte superior, rematada con una o varias riostras horizontales que unen los pilares inclinados que forman la A



Figura 2.1 Mástil en forma de diamante.

Si el puente tiene un solo plano de atirantamiento, la torre tendrá un solo pilar en el eje de la calzada, y si tiene doble plano tendrá dos pilares en los bordes. La inmensa mayoría de las torres de los puentes atirantados son verticales en el plano del alzado del puente, pero algunas veces se han inclinado dentro de ese plano por distintas razones.

El puente del Alamillo en Sevilla, de Santiago Calatrava, tiene una sola torre y un claro único de 200 m de luz. En él la torre se ha inclinado hacia atrás y se han suprimido los tirantes de compensación; este sistema obliga a compensar las fuerzas en los tirantes con la excentricidad del peso propio de la torre respecto a su base, debida a su inclinación. Su peculiar estructura obligó a construir primero el tablero sobre cimbra, y después a hacer la torre, que se atirantaba a medida que iba subiendo. Se puede decir que el tablero atirantaba a la torre, y no a la inversa.

El costo a sido desmesurado. El tablero interviene en el esquema resistente básico de la estructura del puente atirantado porque debe resistir las componentes

horizontales que le transmiten los tirantes. Estas componentes generalmente se equilibran en el propio tablero porque su resultante, igual que en la torre, debe ser nula.

La sección transversal del tablero depende en gran medida de la disposición de los tirantes. En los puentes atirantados en el eje, generalmente es un cajón cerrado con voladizos laterales, y en los puentes atirantados en los bordes, generalmente está formada por dos vigas longitudinales situadas en los bordes del tablero, enlazadas entre sí por vigas transversales; no obstante, tanto en uno como en otro sistema de atirantamiento caben diferentes variantes de la sección transversal; se puede llegar incluso a invertir las secciones, es decir, utilizar el cajón único cerrado en un puente con doble plano de atirantamiento, y por el contrario, el doble cajón, unido por vigas transversales con plano único de tirantes.

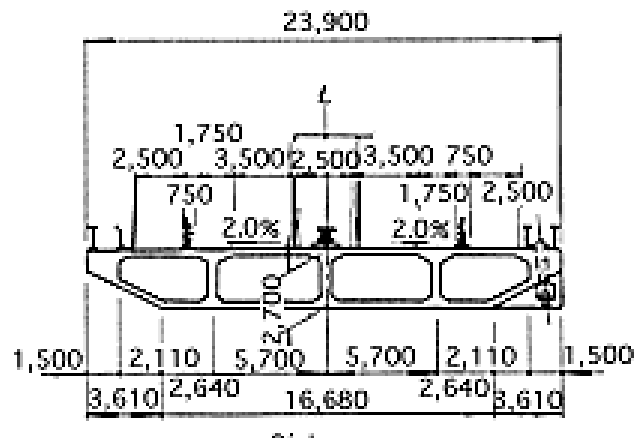


Fig. 2.2 Sección transversal de tablero del Puente Alamillo

LOS PUENTES MÁS GRANDES DEL MUNDO

NOMBRE	LOCALIZACION	PAIS	AÑO	CLARO	NOTAS
Tatara	Onomichi-Imabari	Japón	1999	890	Acero
Pont de Mormandie	Le Havre	Francia	1995	856	Acero/Concreto
Quingzhou Minjiang	Fuzhou	China	1996	605	
Yangpu	Shangai	China	1993	602	Compuesto
Xupu	Shangai	China	1997	590	Compuesto
Meiko-Chuo	Nagoya	Japón	1997	590	Acero
Skarnsundet	Trondheim Fjord	Noruega	1991	530	Concreto
Tsurumi Tsubasa	Yokohama	Japón	1994	510	Acero
Ikuchi	Onomichi-Imabari	Japón	1991	490	Acero
Öresund	Copenhagen- Malmo	Suecia- Dinamarca	2000	490	Acero
Higashi-Kobe	Kobe	Japón	1992	485	Acero
Ting Kau	Hong Kong	Hong Kong	1997	475	Acero
Seohae		Corea del Sur	1997	470	
Annacis Island	Vancouver, BC	Canadá	1986	465	Compuesto
Yokohama Bay	Yokohama	Japón	1989	460	Acero
Hoogly II	Calcuta	India	1992	457	Compuesto
Severn II	Bristol	Gran Bretaña	1996	456	Compuesto
Rama IX	Bangkok	Tailandia	1987	450	Acero
Queen Elizabeth	Dartford	Gran Bretaña	1991	450	Compuesto
Chongging-2	Sicuaní Prov.	China	1996	444	Concreto
Carlos Casado	Barrios de Luna (L)	España	1983	440	Concreto
Tonglin Cangjiang	Anhui	China	1995	432	Concreto
Kap Shui Mun		Hong Kong	1997	430	Compuesto
Helgeland		Noruega	1991	425	Concreto
Nanpu	Shangai	China	1991	423	Compuesto
Hitsushijima		Japón	1988	420	Acero
Iwagurujima		Japón	1988	420	Acero
Yuanyang Han Jiang	Hubei	China	1993	414	Concreto
Meiko-Nishi		Japón	1986	405	Acero

Saint Nazarine		Francia	1975	404	Acero
Elorn		Francia	1994	400	Concreto
Rande	Vigo	España	1978	400	Acero
Dame Point	Florida	EUA	1989	396	Concreto
Baytown	Texas	EUA	1995	381	Compuesto
Luling	Mississippi	EUA	1982	372	Acero
Flehe	Düsseldorf	Alemania	1979	368	Acero
Tjorn (nuevo)		Suecia	1981	366	Acero
Sunshine Skyway	Florida	EUA	1987	366	

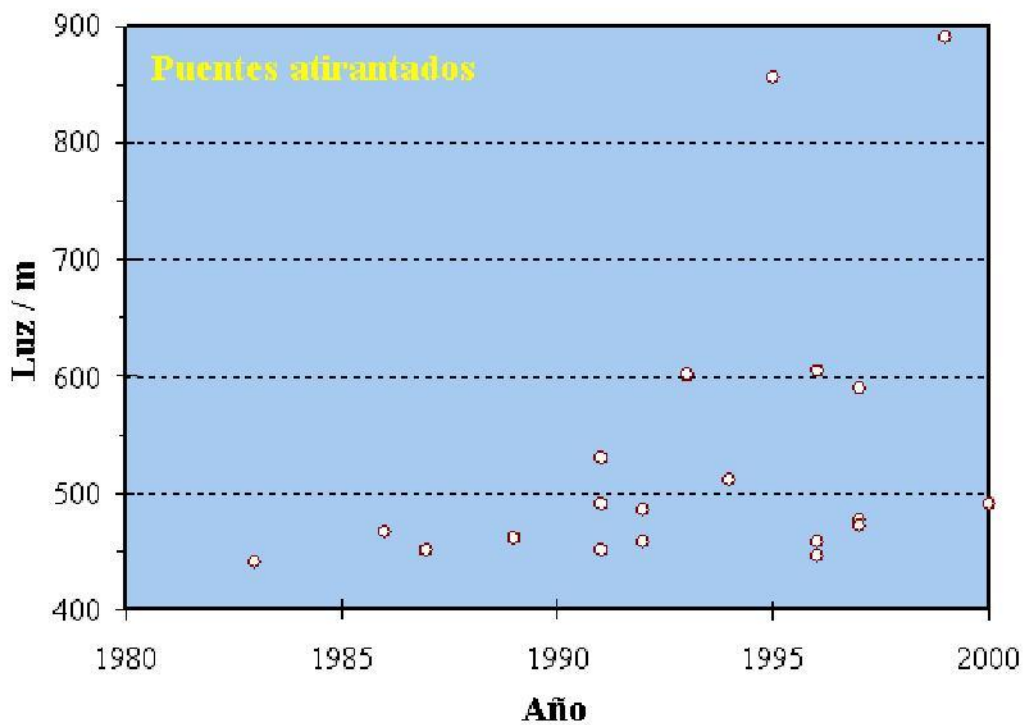


Figura 2.2 Longitudes de Claros de Puentes

2.2 Reseña Histórica

El desarrollo histórico ocupa un lugar importante en diversas publicaciones recientes relacionadas con Puentes Atirantados. Por ésta razón, sólo se hace una recapitalización de los aspectos más sobresalientes del desarrollo de tales estructuras, de tal forma que se ilustrará las causas del avance relativamente lento.

Los primeros intentos de puentes atirantados se remonta al año de 1784, cuando un carpintero Alemán, C. T. Loescher, diseñó una estructura totalmente a base de madera (Figura 2.1)

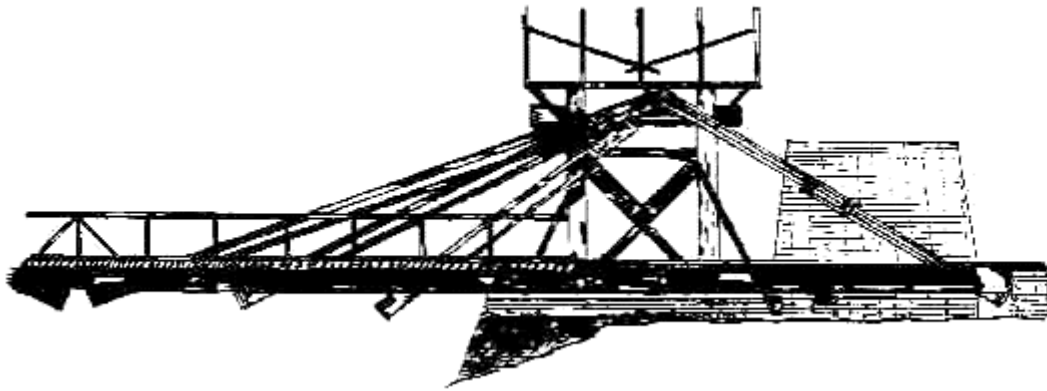


Fig. 2.1 Diseño del Carpintero Alemán C.T.Loescher, 1784

Sin embargo, la primera estructura para Puentes fue de un diseño híbrido, parte suspendido y parte atirantado. Estos fueron construidos en los Estados Unidos y en Inglaterra al final del siglo 18.

En 1830, C. L. Navier, [Navier C.L., 1823] describe estructuras ya construidas y presenta un resumen del conocimiento de la Materia en aquel tiempo:

“Los puentes suspendidos pueden ser de dos diferentes tipos. En el primero, eslabones son tensados entre puntos fijos, el tablero descansa sobre éstos eslabones ó es suspendido por debajo de ellos por medio de soportes verticales. En el segundo, elementos inclinados conectan puntos distribuidos a lo largo de la longitud del puente a puntos fijos. El primer arreglo es aquel que usualmente

adopta y parece ser el más adecuado para trabajos pesados. En estos dos métodos de construcción, las partes más vitales, aquellas que soportan el peso del tablero y las cargas vivas que soporta el tablero, son extendidas en la dirección longitudinal. La resistencia de la estructura depende de la resistencia de éstos miembros en tensión, y el puente en cuestión difiere básicamente de ésta manera de otros puentes donde los miembros principales son solamente expuestos a flexión ó compresión.

Los puentes soportados por elementos inclinados no forman un sistema flexible que cambia de forma con el paso de las cargas, como sucede con los puentes suspendidos por eslabones. Si los pilares son considerados rígidos y aquellas partes del tablero localizadas entre el pie de cada barra y las barras mismas como cables inextensibles, la forma del sistema puede ser considerado como un sistema que no cambia y que puede ser sujeto solamente a pequeñas modificaciones debido a la elasticidad de los materiales.

Me parece que, usando resultados de los cuales solamente puedo presentar aquí un pequeño resumen, la naturaleza y las propiedades de las nuevas estructuras con las cuales estamos tratando son tan conocidas como podría ser deseado. En resumen, no solamente podemos calcular las fuerzas actuando en todas las partes y los cambios resultantes de los efectos de las cargas móviles, sino que aún puede apreciarse los movimientos de las vibraciones en los miembros principales por los efectos de los choques”

Además de éstos comentarios del conocimiento teórico de aquél tiempo, C. L. Navier describe el accidente en el puente en Dryburgh Abbey construido por J. y W. Smith. Con un claro de 79.20 m y un ancho de 1.22 m, la primera versión de ésta estructura que fue suspendida por medio de eslabones inclinados:

“Finalmente, el 15 de Junio de 1818, aproximadamente seis meses después de la terminación del puente, vino una ráfaga muy violenta de viento y la vibración llegó

a ser tan grande que los eslabones inclinados más largos se fracturaron, el tablero se desplomó y la estructura enteramente se destruyó. Varios testigos del evento coincidieron en declarar que el movimiento vertical del tablero del puente, antes del colapso, fue casi igual al movimiento horizontal y pareció ser de tal manera que si una persona se hubiese encontrado sobre éste tablero en ese momento hubiera sido lanzado al río”

C. L. Navier atribuye el colapso de éste puente “a la falta de rigidez de los eslabones inclinados”. El puente fue reconstruido en tres meses (Figura 2.2) La suspensión fue entonces de cuatro cables parabólicos, cóncavos en el plano horizontal; el ancho del tablero se incrementó a 1.37 m y grandes parapetos atiesando a la sección transversal.



Fig. 2.2 Puente peatonal Dryburg Abbey, Escocia, 1817

Se hicieron mejoras en los detalles estructurales, ya que las descripciones del colapso sugirieron la existencia de una inestabilidad aerodinámica. Fue necesario esperar otros accidentes de éste tipo, hasta el más reciente, la falla del Puente Tacoma Narrows en 1940 – para ser más positivos con respecto a éste fenómeno.

A éste respecto, es interesante comparar la esbeltez de éstos dos puentes en el plano horizontal. La relación entre el claro central L y el ancho del tablero B (Tacoma $L/B = 77$, Dryburgh $L/B = 66$) dan una buena indicación de la respuesta de un puente sujeto a cargas dinámicas. Estos valores son relativamente cercanos e indican la posibilidad de un comportamiento aerodinámico similar.

Otro accidente, el cual ocurrió en Niemburg (Alemania), muestra evidencia de otros problemas encontrados en ese tiempo. Un puente de 78 m de largo (Figura 2.3), construido en 1824 sobre el Río Saale, colapsado bajo el peso de la multitud en 1825. La causa real de la falla nunca fue oficialmente anunciada, aunque la literatura técnica del día lo atribuía a la gran sobrecarga. La estructura claramente tenía una excesiva tendencia a la deformación.

En la figura 2.3, ciertos cables siguen líneas irregulares; ellos entonces, pueden compartir las cargas aplicadas solamente después de deformaciones excesivas producidas por grandes momentos de segundo orden en el tablero, los cuales no fueron, sin lugar a dudas, considerado en el diseño ni con suficiente resistencia.

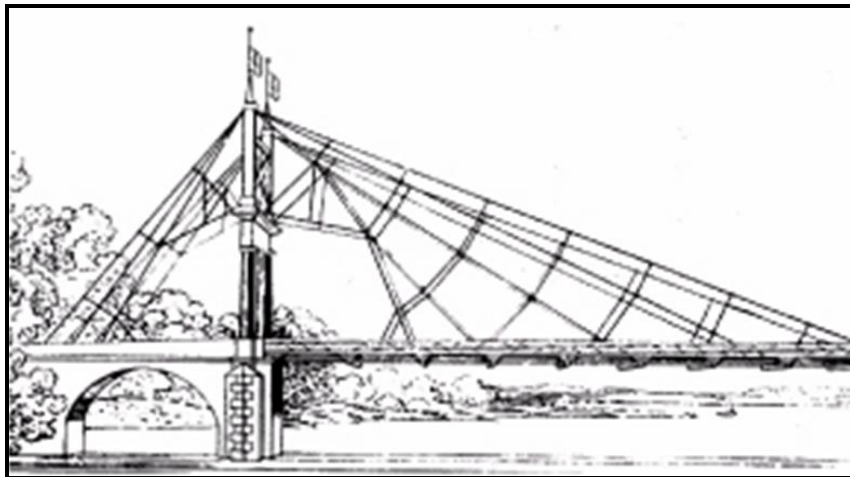


Fig. 2.3 Puente sobre el río Saale, Alemania, 1824

Durante éste tiempo, J. Roebling, en los Estados Unidos, estuvo usando un sistema basado en cables de acero para reemplazar los eslabones suspendidos. En 1855 construyó una atrevida estructura aguas abajo de las Cataratas del Niágara, con un solo claro de 280 m (Figura 2.4)



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

Los dos tableros, uno encima del otro, fueron soportados por cables parabólicos y por cables inclinados usados en su construcción. El tablero inferior llevaba carros y peatones mientras que el tablero superior llevaba un riel de ferrocarril. Una prueba en la estructura completa mostró que su deflexión bajo las cargas de los vagones de ferrocarril no excedía de 0.25 m, ó menor que $1/1000$ del claro. Es evidente que la gran rigidez de estos tableros de dos niveles ciertamente contribuían a la limitación de las deformaciones.

En 1883 se llevó a cabo la construcción de la estructura mas renombrada en ésa era, – el famoso Puente de Brooklyn en Nueva York (Figura 2.5). También diseñado por J. Roebling, usando los mismos principios que para el Puente Niágara, el trabajo fue completado por su hijo, W. Roebling. Este puente, con un claro central de 486.50 m y una longitud total de 1059.90 m, es la primer gran

estructura en la cual el Acero reemplaza al Hierro. La resistencia del Acero es casi del doble de aquellos materiales usados previamente.



Fig. 2.5 Puente Brooklyn, Estados Unidos, 1883

Entretanto, en 1872, Ordish y LeFleuve construyeron el Puente Albert sobre el río Thames (Figura 2.6). Con un claro principal de 122 m, el tablero es notable por el hecho de que es suficientemente rígido para permitir a los cables ser sujetos en puntos razonablemente bastante distanciados; éstos cables son hechos de barras roladas.



Fig. 2.6 Puente Albert, Inglaterra, 1872

Un sistema idéntico fue utilizado por los mismos diseñadores para el Puente Franz – Joseph Bridge, sobre el Moldau en Praga, donde el claro principal fue de 100 m y un ancho de 9.76 m.

Hacia finales del siglo 19, el éxito de éstas estructuras híbridas – parte suspendidas, parte atirantadas – resultaron en una disminución del uso de éstas estructuras soportadas exclusivamente por medio de barras inclinadas. Sin embargo, como puede ser visto en el trabajo de F. Arnodin, [Arnodin F.], los Constructores favorecidos de la nueva tecnología al hacer uso de cables trenzados; ellos mejoraron los anclajes de los cables y reemplazaron los parapetos de madera por perfiles rolados, de tal forma que aumentaron la rigidez del tablero.

No fue sino hasta 1899 que el Ingeniero Francés A. Gisclard contribuyó al avance del desarrollo de puentes atirantados por medio de la introducción de un nuevo sistema de soportes, económicos y suficientemente rígidos a la vez. [Gisclard A., 1899]. Este sistema se caracterizó por la adición de cables cuyo objetivo era el de tomar las componentes horizontales de las fuerzas desarrolladas por los cables.

Este arreglo cancela cualquier fuerza de compresión en el tablero y evita la inestabilidad del tablero.

La ventaja de los puentes de A. Gisclard comparada con los puentes suspendidos está en una transmisión más directa de las cargas, lo cual conduce a incrementar la rigidez. Tales estructuras son particularmente efectivas como puentes para ferrocarriles .a pesar de su debatible impacto estructural. El puente de Cassagne (Figura 2.7), uno de los trabajos notables de A. Gisclard, estuvo sujeto a una prueba de carga que consiste de un tren pesando de 192 Ton. La deformación máxima observada fue menor que 1/1000 del claro, ó de 0.148 pulgadas.



Fig. 2.7 Puente en Cassagne, Francia, 1899

En 1925, G. Leinekugel le Coq [Leinekugel le Coq G., 1911] sugirió un sistema similar para el puente en Lezardrieux (Figura 2.8). El balanceó las componentes horizontales de los cables inclinados por compresión en el tablero, el cual era, en ésta ocasión, adaptado para éste sistema de fuerzas.

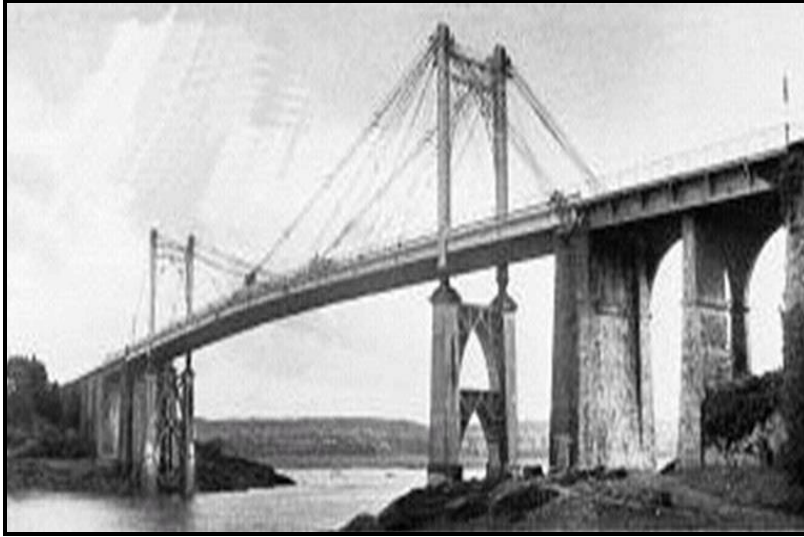


Fig. 2.8 Puente en Lezardrieux, Francia, 1925

El siguiente año, E. Torroja [Torroja E., 1962] construyó un acueducto enteramente en concreto reforzado sobre el Río Guadalete en Tempul (Figura 2.9). Por primera ocasión, él utilizó acero de alta resistencia en los cables, envuelto en Concreto para protegerlo contra la corrosión. El tensado de los cables se llevó a cabo levantando las cabezas de los pilones por medio de gatos.



Fig. 2.9 Acueducto Tempul, España, 1926

En 1938, F. Dischinger introdujo cables pretensados, inclinados en el diseño de puentes para ferrocarril suspendidos sobre el Elbe, cerca de Hamburg (Figura 2.10).

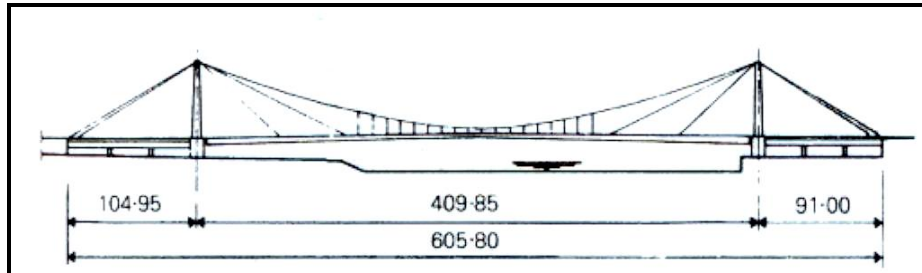


Fig. 2.10 Puente Ferroviario sobre el Elbe, Alemania, 1938

Propuso el uso de cables de acero de alta resistencia, trabajando a altos esfuerzos bajo el peso propio de la estructura, con la ayuda de reduciendo la deformabilidad de la suspensión. Sus investigaciones teóricas y experimentales le mostraron que la rigidez y la estabilidad aerodinámica de puentes suspendidos se ve grandemente incrementada usando cables pretensados. Después de la segunda guerra mundial, jugó una parte activa en la reconstrucción de los trabajos destruidos. Sus nuevas ideas rápidamente fueron adoptadas, debido a su éxito en acelerar la construcción por un lado y su economía por el otro.

En 1955 construyó el Puente Strömsund (Figura 2.11), considerado ahora como el primer puente de acero atirantado moderno.



Fig. 2.11 Puente Strömsund, Suecia, 1955

Siguiendo éste suceso, las ventajas potenciales de puentes atirantados fueron reconocidas progresivamente y explotadas. Subsecuentemente, un gran número de estas estructuras fueron construidas alrededor de todo el mundo. Al principio, solamente pequeños cables fuertemente concentrados fueron introducidos como sustitutos de columnas, las cuales habrían estado obstruyendo la navegación.

Los ejemplos más sobresalientes de tales conceptos pueden ser encontrados en la Ciudad de Dusseldorf, Alemania. Ya que todos los puentes habían sido destruidos durante la guerra, el arquitecto de ciudades, Profesor Tamms, insistió que el reemplazo de puentes atirantados sean similares pero no idénticos, teniendo una configuración de cables del tipo arpa. Estos son los Puentes Theodor Heuss Bridge, 1958 , el Puente Obeerkassel y el magnifico Puente Knie (Figura 2.12).



Fig. 2.12 Puente Knie, Düsseldorf, Alemania

Debido al hecho de que en el segundo puente se escogió un espaciamiento entre cables bastante grande, de 64 m, la cubierta del puente tuvo que ser bastante rígida y se requirió equipo pesado para su montaje. A pesar de su incuestionable elegancia, tales conceptos son considerados ahora en día antieconómicos.

En el mismo período, numerosos puentes peatonales fueron construidos en áreas urbanas, gracias a su nuevo concepto arquitectónico. El más contemporáneo de éstos, tal como el puente peatonal Schiller-Steg en Stuttgart, sin embargo revelaron la gran sensibilidad de éstas estructuras ligeras a las vibraciones del tráfico de peatones. Los atezamientos de los últimos puentes están formados, por primera ocasión usando cables de alambres paralelos (Figura 2.13).

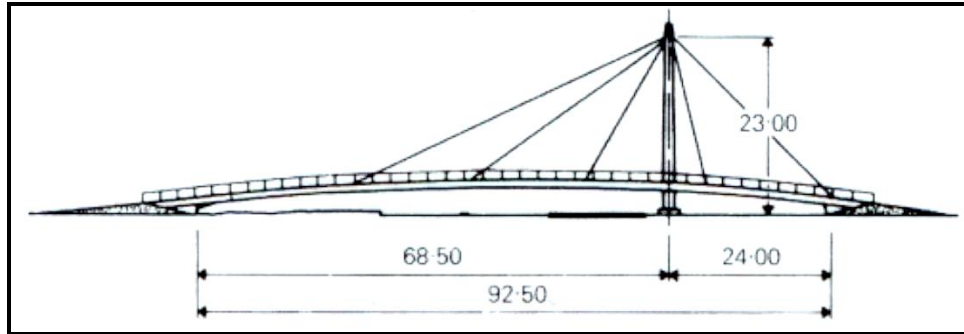


Fig. 2.13 Puente peatonal Schiller-Steg, Alemania, 1961

El incremento en la popularidad de éste nuevo tipo de estructura con los Ingenieros Alemanes, lentamente se extendió a otros países.

Entonces, el Arquitecto e Ingeniero Italiano R. Morandi diseño varios puentes atirantados en Concreto Reforzado y Presforzado. Su trabajo más sobresaliente es el Puente en el Lago Maracaibo, Venezuela, construido en 1962 (Figura 2.14)



Fig. 2.14 Puente Maracaibo, Venezuela, 1962

Sin embargo, debe ser puntualizado una vez mas, que puentes con solamente pocos cables concentrados no aprovechan las favorables ventajas de estructuras

soportadas y son, por lo tanto, difícilmente competitivos hoy en día, especialmente si se usan tableros pesados de Concreto.

H. Homberg claramente reconoció éste hecho cuando, en 1967, diseñó su innovativo Puente Friedrich Ebert en Bonn (Figura 2.15). Él empleó el concepto de cables cercanamente espaciados por primera vez, lo cual es adoptado universalmente y también prepara el camino para puentes similares con tableros de Concreto.



Fig. 2.15 Puente Friedrich Ebert, Alemania, 1967

El hecho de que haya escogido solamente un plano de cables en el eje del puente, no fue hecho, como se creía, por razones estéticas, sino porque él quiso reducir el tamaño de los cajones neumáticos de cimentación utilizados (no se disponía en aquel tiempo de pilas de cimentación de un diámetro grande) concentrándolos en el eje del puente. A pesar del hecho de que una suspensión axial requiere tableros rígidos torsionalmente, éste concepto probó ser extremadamente ventajoso, tanto estructuralmente como estéticamente, y ha sido adoptado exitosamente para un gran número de elegantes puentes modernos.

La elección de multi-cables suspendidos con espaciamentos relativamente pequeños de alrededor de 7 – 15 m facilita grandemente el montaje de puentes y permite el diseño de puentes con claros que se incrementen, todo lo posible, de tal manera que el incremento en costo por m² como una función del claro es considerablemente menor que cualquier otro tipo de estructura. Como ejemplo, podemos mencionar el Puente de Normandía en Francia (Figura 2.16) el cual, con un claro central de 530 m



Fig. 2.16 Puente de Normandia, Francia 1995

Hace varios años, el Profesor Leonhard lo ha comprobado concluyentemente, con su propuesta para el cruce del “Strait of Messina” (Figura 2.17), que se extiende en un claro de 175 m y más son perfectamente factibles.



Fig. 2.17 Strait de Messina

Además de sus ventajas estructurales y económicas, los puentes atirantados deben su popularidad a su elegante transparente apariencia. Ellos ofrecen gran libertad de expresión formal, la cual muchos arquitectos han tratado de explotar. En éste campo, una buena cooperación entre Ingenieros y Arquitectos puede ser, de hecho, muy útil.

El audaz Viaducto “Viaduct of Millau” ,(Figura 2.18), debiendo de ser construido en el futuro cercano sobre el Valle Tarn algunos 250 m sobre el nivel de terreno, con claros continuos de 340 m, es un excelente ejemplo de tal colaboración.



Fig. 2.18 Viaducto de Millau

2.3 Tipos de Puentes

El reciente surgimiento en el uso de puentes atirantados es debido principalmente al hecho de que ofrecen la oportunidad de cruzar grandes obstáculos con elegancia y economía. Sin embargo, éste tipo de diseño también es adecuado para estructuras medianas y pequeñas, las cuales son las más numerosas.

Las razones que conducen a la elección de un puente atirantado son muy diversas. Una de las más apreciadas ampliamente están ligadas al espacio libre que deja por debajo del tablero, el cual muchas veces está restringido. El uso de éste tipo de estructura tiene ventajas naturales con respecto a los diversos tipos de puentes clásicos, armaduras y arcos. Debe mencionarse que el progreso técnico en general y que los métodos de construcción modernos en particular han asegurado que los puentes atirantados han llegado a ser cada vez más económicos y competitivos para claros mayores de 50 m en longitud.

Entre los diferentes tipos de puentes, de acuerdo a su uso y agrupados como “puentes atirantados” se pueden mencionar los siguientes:

1. Puentes Peatonales
2. Puentes para carreteras
3. Puentes para Ferrocarriles
4. Puentes canal, Puentes para soportar tubería, Acueductos

2.4 Partes componentes

2.4.1 Arreglo de cables

El arreglo de los cables es uno de los aspectos fundamentales en el diseño de puentes atirantados. Tiene influencia, de hecho, no solamente en el desarrollo estructural del puente, sino también en el método de montaje y en la economía.

En la dirección transversal, la mayoría de las estructuras existentes consisten en dos planos de cables, generalmente sobre los bordes de la estructura

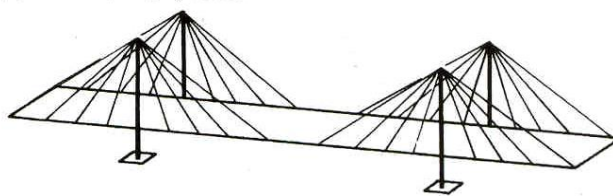


Figura 2.19 Dos planos laterales de cables

Sin embargo, varios puentes han sido exitosamente construidos recientemente con sólo un plano central de cables (Figura 2.20)

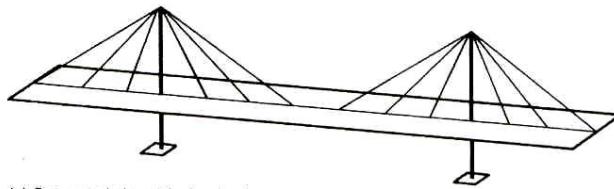


Figura 2.20 Un plano central de cables (Plano sencillo)

En principio, es muy posible buscar soluciones usando tres ó más planos, con la ventaja de reducir las fuerzas en la sección transversal cuando el tablero es bastante ancho. A la fecha, sin embargo, tal posibilidad ha sido muy raramente explotada.

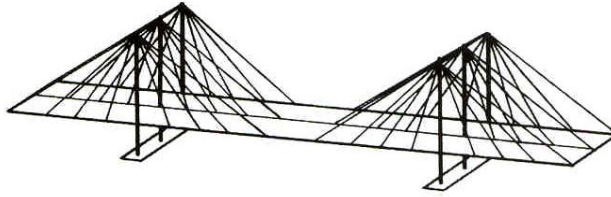


Figura 2.21 Arreglo en tres planos de cables

En la dirección longitudinal, el arreglo básico se muestra en las Figuras 2.22, 2.23 y 2.24. El elemento final en la determinación del diseño de los cables es la selección del espaciamiento longitudinal.

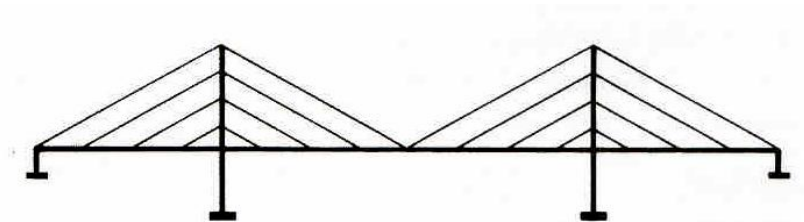


Figura 2.22 Arreglo de cables tipo arpa

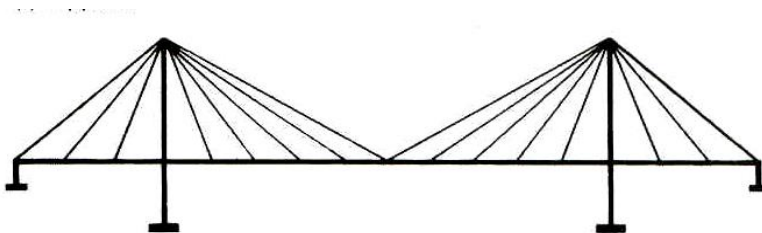


Figura 2.23 Arreglo de cables tipo abanico

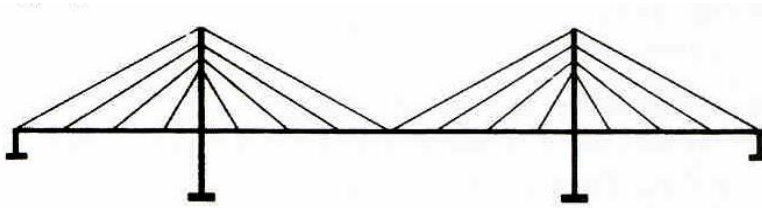
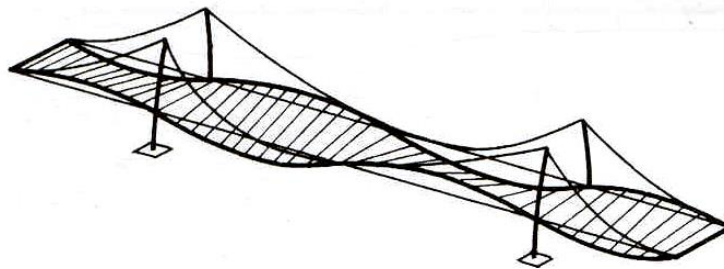


Figura 2.24 Arreglo de cables tipo semi-arpa

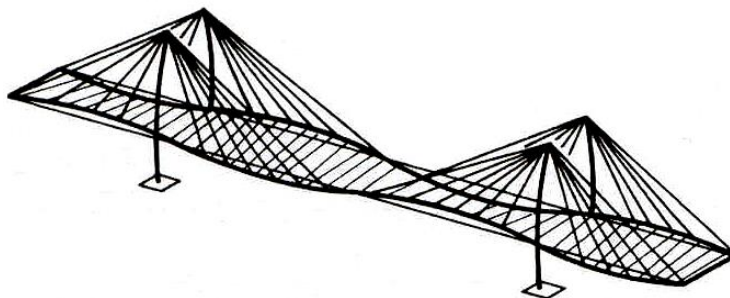
2.4.2 Sistemas con suspensión lateral

La mayoría de los puentes atirantados construidos a la fecha tienen sistemas de soporte lateral. Los planos de los cables pueden ser verticales ó inclinados hacia el interior, y en donde los mástiles tienen forma de "A"

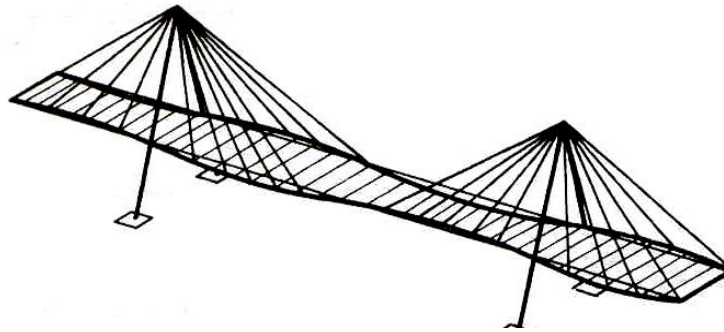
Las características esenciales de los diferentes métodos de suspensión se exponen a continuación (Figura 2.25)



a) Puente con suspensión convencional



b) Puente con suspensión lateral vertical



c) Puente con mástiles en forma de "A"

Figura 2.25 Deformaciones de la estructura, dependiendo del método de suspensión adoptado

a) Puentes con suspensión convencional

Este método de suspensión proporciona solamente una rigidez flexionante baja. Para evitar deformaciones excesivas de la estructura bajo los efectos del viento ó cargas excéntricas es necesario proveer al puente de un tablero adecuado para éste propósito.

Para el montaje de los cables, generalmente se desarrolla usando el método desarrollado hace más de un siglo por Roebling, y el cual es relativamente complicado. En éste caso el tablero se construye desde el centro del claro.

A pesar de éstas desventajas, los puentes suspendidos son todavía usados hoy en día, especialmente para claros muy grandes.

b) Puentes con suspensión vertical lateral

Los cables, los cuales están en tensión son generalmente rectilíneos, asegurando una conexión más rígida entre el mástil y el tablero. Las

deformaciones son debido solamente a las variaciones moderadas en los esfuerzos en los cables y las deformaciones del mástil.

La suspensión vertical no causa problemas de interferencia con el gálibo en el tablero. El ancho del tablero depende de la mínima distancia requerida por los brazos del mástil. Es posible reducir ésta aún más colocando éstos brazos por el lado exterior del tablero, más afuera del plano de los cables. Por lo anterior, generalmente es necesario balancear la flexión transversal del mástil, causada por la desviación de los cables, por medio de contraventeo superior.

La erección del mástil (pilón) que están formados por brazos verticales es simple y económico.

c) Puentes con mástiles en forma de “A”

La rigidez y la estabilidad de la estructura puede ser aún mejorada por medio del uso de mástiles en forma de “A” con sus brazos conectados en su parte superior. El tablero y los dos planos de cables inclinados se comportan como una sección rígida cerrada trabajando a flexión, reduciendo considerablemente la posible rotación de la superficie de rodamiento.

La suspensión inclinada puede dar lugar a problemas de gálibo en la dirección transversal, requiriendo un incremento en la sección transversal del tablero ó el uso de ménsulas, localizadas fuera del plano de los anclajes.

La erección de los mástiles en forma de “A” es generalmente más complicada que la de los mástiles verticales.

La aplicación de mástiles con suspensión lateral en forma de “A” es para puentes con claros bastante grandes, donde la estabilidad aerodinámica es de gran importancia. Este concepto ha sido adoptado en puentes bastante grandes

construidos a la fecha, como el puente de Normandía que tiene un claro de 856 m y el puente Tatara en Japón, con un claro central de 890 m, que se inauguró en el año de 1999.

La aplicación de éste tipo de diseño a puentes pequeños y medianos requiere de una menor inclinación de los planos de los cables ocasionando serios problemas con el gálibo transversal. Esto puede ser resuelto usando ménsulas fuera del plano de los anclajes en el caso de cables cerrados ó incrementando el ancho del tablero donde se tienen múltiples cables.

La suspensión lateral introduce momentos flexionantes transversales los cuales son máximos al centro de la sección transversal, mientras que las fuerzas cortantes correspondientes y las fuerzas en los anclajes actúan en los bordes de la superficie de rodamiento. En ésta zona, se pueden tener algunos problemas con los detalles constructivos, sobre todo en tableros de concreto. Los anclajes de los cables pueden interferir con los anclajes de algún preesfuerzo transversal.

2.4.3 Sistemas con tres planos

El tablero de un puente provisto con suspensión lateral múltiple y con tablero bastante ancho es generalmente sujeto a fuerzas de flexión transversal que exceden bastante a la flexión longitudinal. Esto resulta en tener tableros costosos, y puede ser evitado usando un sistema de tres planos de suspensión. De ésta manera, los momentos flexionantes transversales se reducen por un factor de 4 y su integral por un factor de 8.

A pesar de éstas ventajas, éste tipo de diseño ha sido raramente adoptado. Cuando se presentaron las ofertas para el puente de Riddes, en Switzerland, R. Walter propuso una solución usando tres planos de cables verticales. Este concepto fue recientemente adoptado para el puente Save Bridge en Ljubljana, Slovenia el cual demostró que la estática puede ser combinada con la apariencia estética.

2.4.4 Configuración longitudinal

Dentro de los patrones longitudinales se tienen los siguientes:

- a) En arpa
- b) En abanico
- c) semi-arpa
- d) Asimétrico
- e) Claros múltiples

a) Patrón tipo arpa

Mientras que el patrón tipo arpa no es el mejor desde el punto de vista estático ó económico, es atractivo debido a su innegable ventaja estética. El hecho de que los cables son paralelos y cruzan uno al otro en un ángulo constante, a los ojos del observador se tiene una apariencia aceptable. Esta es la razón por la cual el Arquitecto F. Tamms insistió que todos los puentes que cruzan el río Rhine en Dusseldorf deberán ser usando ésta configuración de cables. A pesar de sus notables diferencias que se tienen como los sistemas estáticos y sus diferentes métodos de construcción, el Puente Knie, el Oberkassel y el Theodor Heuss son todos construidos con los cables con un patrón en arpa y forman un ensamble armonioso, el único en su tipo en el mundo.

b) Patrón tipo abanico

El patrón tipo abanico trae todos los cables juntos partiendo de la parte superior del mástil. Esta solución ha sido usada en varias estructuras recientes, tales como el puente sobre el río Paraná y el puente Pasco-Kennewick (Figura 2.28) y puede ofrecer las siguientes ventajas:

- El peso total de cables requerido es sustancialmente menor que en el patrón tipo arpa.
- La fuerza horizontal inducida por los cables al tablero es menor.
- La flexión longitudinal en los mástiles permanece moderada.
- No solamente es posible sino también necesario seleccionar claros laterales menores a un medio de la longitud del claro central.
- Los movimientos del tablero debido a los cambios de temperatura pueden ser absorbidos por medio de juntas de expansión convencionales colocadas en los estribos, si la conexión horizontal entre el mástil y el tablero es “libre”. La conexión tablero-mástil proporcionada por los cables es de hecho, muy flexible para desarrollar sistemas de fuerzas críticos.
- La flexibilidad de la estructura es favorable donde los movimientos horizontales del tablero ocurren, se incrementa la estabilidad contra la actividad sísmica.
- La alta capacidad de los cables posteriores, anclados a los primeros pilares ó estribos, reduce las deflexiones del mástil y del tablero.

A primera vista, el patrón tipo abanico aparece menos atractivo, desde el punto de vista estético, comparado con el patrón tipo arpa, debido al efecto visual del cruce de los cables, dependiendo del ángulo de inclinación. Sin embargo, ésta desventaja no es aparente en estructuras de grandes claros, como ha sido notado.

c) Patrón semi-arpa

Una solución intermedia, entre los dos extremos de configuración tipo arpa y tipo abanico, hace posible combinar de una manera satisfactoria las ventajas de éstos dos sistemas, mientras se ignoran las desventajas.

La configuración “semi-arpa” ha mostrado ser ideal, y un gran número de puentes atirantados han sido construidos usando éste principio.

Por medio de distribuir los cables en la parte superior del mástil, es posible tener un buen detallado de la zona de anclaje, sin una reducción apreciable del peralte y por lo tanto de la eficacia del sistema de cables. Los cables situados cerca del mástil están con una inclinación menor que aquellos de un patrón tipo arpa, lo cual hace posible reducir la rigidez de la conexión horizontal entre el mástil y el tablero, rigidez que por sí misma puede ser una desventaja.

Con la ayuda de simplificar el anclaje del primer cable del mástil, y por razones estéticas, el primer vano es generalmente mayor que el espaciamiento normal entre cables a lo largo del puente.

d) Configuración asimétrica

Por condiciones topográficas en ocasiones es el factor que rige para tener un solo claro, sin poder balancear la estructura por medio de un claro posterior ó por la parte de atrás del mástil. En éste caso, es útil adoptar un tipo de suspensión denominado “reins type of suspensión” caracterizados por una concentración de cables anclados.

La elección de la pendiente de los tensores posteriores depende principalmente de la topografía y de condiciones geológicas y condiciones geotécnicas de la zona de anclaje. Desde el punto de vista de economía de los cables, un ángulo de 45° es el óptimo. Ahora, con la ayuda de reducir los contrapesos ó de los anclajes necesarios en la roca, existe una tendencia general de reducir la componente vertical de la fuerza de anclaje reduciendo la pendiente de los cables.

e) Claros múltiples

El principio de tableros suspendidos por medio de cables igualmente espaciados se aplica igualmente a puentes de claros múltiples, aunque a la fecha muy pocas estructuras de éste tipo han sido construidas (Maracaibo, Génes). El problema principal en éste diseño es obtener una adecuada estabilidad longitudinal bajo la acción de carga de tráfico aplicada en forma asimétrica.

De los tres tipos de elementos principales de los puentes, tablero-cables-mástil, solamente los mástiles pueden proporcionar suficiente rigidez para estabilizar el sistema en la dirección horizontal. De hecho, la rigidez de los tableros de puentes atirantados es generalmente de tal forma, que no puede satisfacer ninguna de éstas funciones de ésta naturaleza, y la ausencia de puntos de fijación intermedios excluye el uso de cables anclados.

Otros métodos de estabilización han sido propuestos, por ejemplo, una conexión horizontal entre las cabezas de los mástiles, formados por cables anclados a los dos estribos. Aunque ésta solución puede parecer sensible desde el punto de vista de estática, tiene poco mérito estético y la construcción se hace complicada.

Para el cruce del Great Belt en Dinamarca, U. Finsterwalder sugirió una estructura cuya estabilidad fue proporcionada por medio de mástiles bastante rígidos. Este esquema contiene un gran número de claros continuos, 350 m de longitud, con una configuración en los cables tipo arpa. Las juntas de expansión, con la intención de reducir los esfuerzos en el tablero bajo efectos de largo plazo y de cambios de temperatura, fueron proporcionados en el centro de cada claro.

Una solución similar fue propuesta por F. Leonhard en la India, para cruzar el río Ganges. La estructura con una longitud total de 1600 m, contiene nueve claros de 159 m y dos claros de 75 m. Los mástiles son de configuración longitudinal tipo "A" sobre el tablero. Los dos brazos son dos muros esbeltos verticales separados por debajo del tablero, con el objeto de limitar los efectos de largo plazo y de temperatura.

2.4.5 Tableros

Los primeros puentes atirantados modernos tenían un número reducido de cables y las distancias entre los apoyos elásticos era generalmente grande. Era necesario tener tableros relativamente rígidos, generalmente de acero. El peso propio se redujo al mínimo y la relación de esbeltez del claro principal (h / L) , variaba entre 1/50 y 1/70 con la excepción del puente Knie, donde la relación era de 1/100, lo cual se logró gracias a que los cables posteriores estaban rígidamente sujetos a través de los pilares en los claros contiguos al principal.

Con la aparición de puentes con cables múltiples, favoreció al desarrollo de tableros de concreto, y eliminó la necesidad de tener la sección transversal con un alto grado de rigidez. Debemos de considerar que los momentos longitudinales se incrementan en la medida en que el tablero es más rígido. Por lo tanto, es importante seleccionar el tablero tan flexible como sea posible. Por lo anterior, se han desarrollado puentes atirantados con sección transversal delgada, donde la relación de esbeltez puede alcanzar valores de $h/L = 1/500$

Sin embargo, la rigidez óptima no depende solamente del espaciamiento de los cables. El método de suspensión y el ancho del puente son factores igualmente importantes. En el caso de puentes con suspensión central, es esencial tener una alta rigidez torsional, lo cual redundará en una alta rigidez flexionante.

Como regla general, la elección es tener secciones en cajón ó marcos espaciales cerrados en acero ó concreto.

Para puentes con suspensión lateral múltiple, es posible tener tableros esbeltos, dado que la flexión longitudinal es relativamente baja y de que una alta rigidez torsional no es requerida. Las dimensiones mínimas están gobernadas por los momentos transversales y por cargas puntuales considerables introducidas a los anclajes. Estos dos efectos se incrementan en la forma en que el ancho del tablero se incrementa. Si el ancho del tablero es alrededor de 30 m, el peralte requerido para análisis estático puede variar entre 1.2 m y 2.0 m

Por lo tanto, existen dos criterios de diseño opuestos en las direcciones longitudinal y transversal, y no es sencillo, en la práctica, encontrar el sistema que proporcione la respuesta óptima a éstos dos requisitos.

En vista de lo anterior, la solución empleando tres planos de cables aparece más lógica, en particular para puentes muy largos. Este diseño ofrece las ventajas que ofrece un buen balance entre las fuerzas en las direcciones transversal y longitudinal, lo cual puede resultar en un ahorro de materiales en el tablero.

Como se mencionó anteriormente, esta solución tiene ciertos problemas estéticos.

Junto con el método de montaje establecido y de las consideraciones económicas locales, la selección de material para el tablero es uno de los criterios que gobiernan el costo total del trabajo. El peso propio tiene una influencia directa en la capacidad requerida de los cables, mástil y cimentación.

La siguiente tabla puede ser empleada como un buen indicador:

- Tablero de Acero = 2.5 – 3.5 kN / m² (255 – 357 Kg/m²)
- Tablero compuesto = 6.5 – 8.5 kN / m² (663 – 867 Kg/m²)
- Tablero de concreto = 10.0 – 15.0 kN / m² (1020 – 1531 Kg/m²)

El costo de fabricación de secciones de acero hoy en día es bastante alto. Es entonces necesario analizar muy cuidadosamente todas las consecuencias de la elección del sistema de tablero a emplear con el objeto de obtener la respuesta más satisfactoria.

2.4.6 Clasificación de los tableros

Los tableros de puentes atirantados se pueden clasificar en tres tipos de acuerdo a los materiales empleados:

- a).- Tableros de Acero
- b).- Tableros de Concreto
- c).- Tableros Compuestos

a) Tableros de acero

Los tableros de acero proporcionan la respuesta a la demanda económica en relación al uso de los materiales. Es posible limitar el peso propio a valores alrededor de 1/5 del correspondiente a un tablero de concreto. En la figura 3.24 se muestran diferentes tipos típicos de tableros de acero. El uso de tableros de acero, es hoy en día, de dos a cuatro veces más costoso que el equivalente en concreto. La reducción en el peso propio del tablero debe resultar en una economía apreciable en los otros elementos de soporte como son los cables, el mástil, y la

cimentación en el caso de que el puente con tablero de acero sea competitivo.

Para estructuras con claros pequeños y medianos, los cables representan solamente un 10 – 20 % del costo total. Las condiciones son totalmente diferentes para puentes con grandes claros. La reducción en el peso propio llega a ser vital en éste tipo de estructuras y solamente tableros muy ligeros podrían ser tomados en consideración para éstos casos. Un ejemplo típico aplicado a éste caso es el mostrado en la figura 2.26 del puente “Straits of Messina”.

Se podría tener un ahorro considerable limitando el uso de paneles ortotrópicos a la superficie de rodamiento y los otros elementos de la sección transversal formados por vigas de almas sólidas ó alma abierta. Este principio fue parcialmente adoptado para el tablero del puente sobre el río Paraná (Figura 2.27) Con el objeto de incrementar la rigidez torsional y la estabilidad aerodinámica, la sección transversal es completamente cerrada.

b) Tableros de concreto

El principio de sistemas de cables múltiples, inicialmente desarrollado para estructuras de acero, rápidamente se extendió a la construcción de tableros de concreto, ya sea colados en sitio ó prefabricados. Esto condujo a la construcción de puentes en voladizo, estados cortos soportados directamente por medio de cables permanentes. Las fuerzas en la sección transversal permanecen moderadas durante la construcción y el equipo requerido durante el montaje reducido al mínimo. El peso propio de los tableros de concreto, aunque viene siendo alto, no es un factor importante en el caso de puentes con claros pequeños y medianos. El primer puente atirantado construido

completamente de concreto fue el puente sobre el Lago Maracaibo en Venezuela en el año de 1962 diseñado por R. Morandi, el puente Wadi-Kuf, el Génes, etc.

Algunos otros puentes construidos con tableros de concreto podemos mencionar los siguientes:

- Puente Brotonne, sobre el río Seine (1977), es uno de los ejemplos más notables en el uso de nuevas técnicas.
- Puente Hoechst, en Frankfurt, fue la primera aplicación del uso de cables múltiples para soportar tableros de concreto.
- Puente Coatzacoalcos en México, donde los cables se encuentran colocados dentro de fundas soportadas sobre silletas que pasan a través del mástil, sin que los cables estén anclados a éste. (Figura 2.26)



Figura 2.26 Puente Coatzacoalcos, México

- Puente Sunshine Skyway en Florida (Figura 2.27), con claro central de 360 m, donde se aplicó la misma técnica de cables que se utilizó en el puente Coatzacoalcos.



Figura 2.27 Puente Sunshine Skyway en Florida, USA

- Puente Pasco-Kennewick en Estados Unidos, con tablero totalmente prefabricado y con suspensión tipo abanico. (Figura 2.28)
- Puente Barrios de Luna en España, con claro central de 440 m construido en 1984. Su sección es a base de concreto presforzado (Figura 2.29)

c) Tableros compuestos

Se ha confirmado mediante estudios recientes y por medio de puentes reales, que el diseño de estructuras compuestas acero-concreto aplicadas a estructuras atirantadas tienen ventajas considerables, que todavía no se han explotado completamente. El construir superficies de rodamiento a base de concreto, mientras que los otros elementos sean de estructura metálica resulta ser técnicamente interesante.

El interés de ésta construcción compuesta resulta en la reducción sustancial en carga muerta y en la facilidad de montaje de los elementos de acero. El hecho de que la carga muerta de un tablero de sección compuesta es algo mayor que aquélla de un tablero completamente formado de acero, (pero sin embargo, no como el de un tablero de concreto), no es una desventaja que pueda ser crítica, excepto en puentes con claros muy grandes.

El primer puente con éste nuevo diseño fue el puente Hoogly (Fig. 2.33) sobre el Ganges en Calcuta. El tablero se construyó con tres vigas de alma llena de cerca de 2.0 m de peralte, y con una losa de concreto colada en sitio de 23 cm de espesor.

Esta sección transversal ligera ayudó a contrarrestar las malas condiciones en la cimentación, por un lado y con el objeto de emplear en lo posible la fabricación local de estructura.

Otro puente construido de ésta manera es el puente Sunshine Sky Bridge con el tablero formado por paneles prefabricados de 14.8 m x 3.45 m

También tenemos el caso del puente Annacis Island en Vancouver Canadá, en el cual la construcción compuesta resultó con una diferencia en el costo de un 20 % a favor. Este puente tiene un claro de 465 m, localizado sobre un terreno difícil desde el punto de vista geotécnico, y requiriendo una cimentación profunda y costosa.

2.5 Los puentes atirantados en México

Entre los puentes atirantados en México tenemos los siguientes:

- Puente Coatzacoalcos
- Puente Papaloapan
- Puente Mezcala
- Puente Grijalva
- Puente Tampico
- Puente de la Unidad
- Puente Quetzalapa
- Puente Barranca del Zapote
- Puente Barranca del Cañón

Puente Coatzacoalcos

Para trasladarse por carretera o ferrocarril al sureste del país, es necesario cruzar el río Coatzacoalcos. Antes de 1962, los vehículos recorrían el trayecto abordando un chalán que operaba en el lugar conocido como Nanchital, cercano a la ciudad de Coatzacoalcos. El puente Coatzacoalcos I, en servicio desde 1962, con uno de sus tramos construido por una armadura de acero, es levadizo y en 1980, funcionaba una vez al día para permitir el paso de las embarcaciones hacia Minatitlán.

En 1972, ocurrió un accidente en el puente Coatzacoalcos, al chocar un barco contra una de las pilas estructurales, derrumbando dos tramos de 30 m de claro, lo cual originó la suspensión del servicio. Lo anterior ocasionó grandes daños a la economía nacional y puso de manifiesto la necesidad de disponer de otro puente para cruzar el río, sobre todo considerando el creciente tránsito anual, que en 1980 llegó a 17,000 vehículos diarios, ocasionando fuertes demoras para cruzar el puente. Lo anterior ocasionó que se iniciaran los estudios necesarios para definir el proyecto del puente Coatzacoalcos II sobre el río del mismo nombre, que satisficiera la nueva demanda.

Localización y datos de diseño:

Después de analizar las características de cuatro diferentes sitios para el nuevo cruce, se eligió el de Pueblo Nuevo, por las mejores condiciones geológicas para los apoyos, así como topográficas para la longitud del nuevo puente. En esta parte de río (que se encuentra aproximadamente a 20 Km de su desembocadura en el Golfo de México) existe una curva muy cerrada.

Los estudios de Ingeniería de tránsito determinaron que la estructura debería contar con 4 carriles de circulación (dos en cada sentido) y que la carga móvil fuera del tipo HS-20 de las normas AASHTO aplicables, la cual también satisfacía lo establecido en el reglamento de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes de ese entonces.

Tipo de estructura del puente y características geométricas generales:

Se determinó que el nuevo puente debería permitir el paso simultáneo de vehículos y embarcaciones y que, dado el ambiente corrosivo de la zona y la presencia de fuertes vientos, convendría que fuera de concreto. Por otra parte, era importante que no tuviera apoyos en el cauce para evitar eventuales impactos de embarcaciones. Asimismo, de acuerdo con las características de las embarcaciones que navegan en esta zona del río, se decidió fijar un espacio libre vertical mínimo de 35 m.

De dos opciones de anteproyectos analizados se selecciono como la más ventajosa y económica la de un puente tipo atirantado con un claro de 288 m y peralte constante. El puente tiene una longitud total de 1170 m, de los cuales 472 m corresponden al viaducto de acceso de la margen izquierda, que consta de siete tramos de doble voladizo. El tablero es de sección cajón de concreto presforzado de 3 m de altura, con almas inclinadas y ancho total de 18.10 m, para alojar dos

calzadas de circulación de 7 m cada una, separadas por un camellón de 1.50 m y banquetas laterales de 1.30 m.

El tramo principal tiene 698 m y está formado por siete tramos atirantados en forma axial, del tipo medio abanico. El atirantamiento esta compuesto por 17 tirantes constituidos con un mínimo de 37 torones y un máximo de 61. Los mástiles que sostienen los tirantes tienen una forma de “Y” invertida y las pilas son típicas, excepto las que corresponden al tramo principal que tienen continuidad con el tablero y el mástil, y que alcanzan una altura total de 97 m.

La estructura del puente tiene 15 apoyos, (dos estribos y el resto pilas). Ver Figura 2.5.1

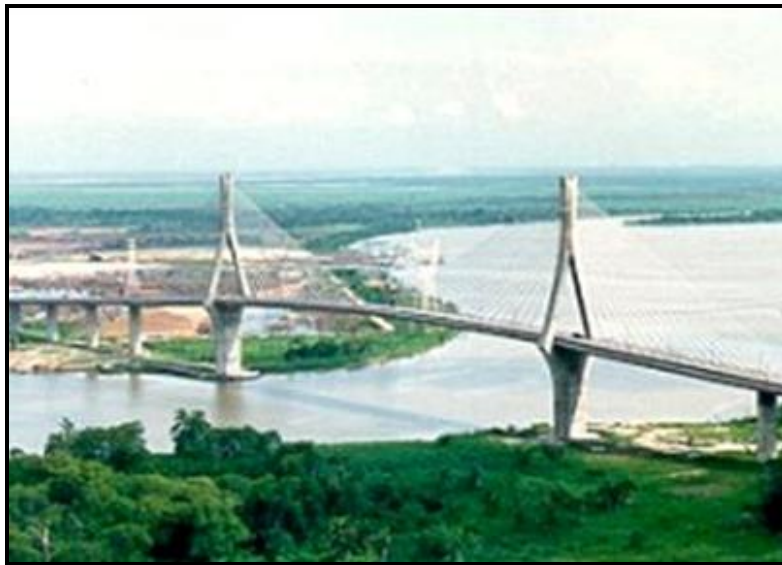


Fig. 2.5.1 Puente Coatzacoalcos

Puente Papaloapan

Puente sobre el río Papaloapan de tres claros, con uno principal de 203 m. de longitud. El tablero está formado por dos vigas longitudinales situadas en los

bordes del puente, de 1,20 metros de peralte, unidas por diafragmas transversales cada 3.50 metros y por la losa de 0,20 metros de espesor que forma la plataforma.

Se localiza en el Estado de Veracruz y se terminó de construir en el año de 1995. Construido por voladizos sucesivos simétricos desde cada torre hasta llegar a los estribos, hechos in situ mediante carros.

Tiene dos mástiles en forma de "H" y con dos planos de tirantes en forma de abanico. En la figura 2.5.2 se muestra una elevación del puente



Fig. 2.5.2 Puente Papaloapan

Puente Mezcala

El constante desarrollo económico, social y particularmente turístico que ha manifestado establemente el puerto de Acapulco, así como las demandas de infraestructura de transporte que se anticiparon para el crecimiento económico a partir del ingreso de México al Tratado de Libre Comercio con América del Norte, propiciaron la necesidad de disponer de mayor capacidad de tránsito, de confort y de seguridad, entre ese puerto y la capital del país.

Esta necesidad se estudió ampliamente para elaborar el Programa Nacional de Autopistas, 1989-1994, que una vez ejecutado solucionaría las necesidades de este tipo a nivel nacional, mediante la integración de grandes rutas troncales de infraestructura carretera, para un lapso conveniente de proyección.

Como parte de este programa, la Carretera Federal Cuernavaca-Acapulco, se reconsideró para proyectar una autopista de altas especificaciones, resultando así una autopista de 263 km de longitud, comparada con los 312 km de la previa ruta alterna libre, lográndose así reducir el tiempo teórico de recorrido a 3 ½ horas, de la ciudad de México a Acapulco, con el consecuente ahorro de combustible, entre otras ventajas.

El trazo de la nueva autopista implicó cruzar el río Balsas-denominado en esa zona río Mezcala. Este río se aloja en laderas moderadamente escarpadas, separadas entre si de 800 a 1000 m que era necesario enlazar, lo cual se logró mediante el puente Mezcala, también conocido como puente Mezcala-Solidaridad.

Localización y tipo de estructura del puente

El puente Mezcala está ubicado en el tramo Chilpancingo-puente de Ixtla, en el estado de Guerrero, en el kilómetro 150+519 de la autopista Cuernavaca-Acapulco (también conocida como autopista del Sol), con origen en el puerto de Acapulco, a una distancia aproximada de 42 Km., aguas arriba del cruce actual del río con la carretera federal del mismo destino.

Esta localización resultó del análisis y la selección racional de varias alternativas de trazo de la autopista para cruzar el río Balsas; basándose principalmente en los datos, las condiciones y restricciones de diseño, los estudios previos (básicamente los de mecánica de suelos), los recursos disponibles, los requisitos generales de las obras de ingeniería, así como la experiencia desarrollada durante la evolución de la Ingeniería de Puentes mexicana.

El puente Mezcala es una estructura de tablero continuo, atirantado, y del tipo hiperestático, apoyado por dos estribos y cinco pilas estructurales, todas de concreto armado. De estas cinco pilas, tres son principales y dos son secundarias. Las pilas principales son las que soportan los claros centrales por medio de tirantes distribuidos geométricamente en la forma de tres abanicos, mientras que las pilas secundarias funcionan únicamente como puntales convencionales.

Datos técnicos de diseño y características geométricas del puente.

Para plantear la solución al trazo de la autopista se estudiaron racionalmente las características topográficas y geotécnicas de ambas márgenes montañosas del río Mezcala, aunadas con las características hidráulicas anticipadas para la corriente del río, las características del régimen eólico y, básicamente la elevada sismicidad de la región (espectro con aceleraciones máximas cercanas al 60% de la gravedad).

Esta autopista de altas especificaciones presenta como datos de diseño los siguientes: cuatro carriles de circulación, velocidad nominal de recorrido de 110 km/hr, pendiente máxima de la rasante de 6% y curvaturas horizontales pequeñas; de tal forma que la geometría del nuevo puente y la elevación de su rasante tuvieron que ser compatibles con esos datos de diseño y cumplir con los requisitos generales de las obras de ingeniería, particularmente en este caso con la economía y la seguridad de la obra.

El puente Mezcala cubre en su totalidad una longitud nominal de 882 m, mediante una superestructura de seis tramos de tablero, formado éste por dos trabes longitudinales (laterales) metálicas de sección "I", con puentes de acero y losa de concreto reforzado.

Los cuatro primeros tramos se apoyan en las tres pilas principales, que son la 2^a, 3^a y la 4^a, y tienen un atirantamiento lateral constituido de torones de acero, distribuido geométricamente en forma de medio abanico, con un pilón estructural de concreto reforzado en forma de “H” en el que están anclados los tirantes.

Las longitudes nominales de los tramos son de 80, 311, 300, 84, 68 y 39 m, mientras que el ancho total del tablero es de 19.6 m. Del tablero, su mayor parte es en curva horizontal, de 3° 15' en 196 m de desarrollo, iniciando cerca de la pila 6 y con dirección hacia el estribo 7. Las pilas estructurales principales son huecas de sección variable, mientras que las pilas secundarias son huecas pero de sección constante.

En cuanto a la altura del puente se refiere, la pila 3 (que es la que tiene el mayor número de tirantes, con catorce por lado) mide 160 m desde el fondo de la barranca y su pilón mide 75 m de longitud, lo cual suma una altura total de 235 m. A la fecha, esta pila es la de mayor altura que se ha construido en México. (Ver figura 2.5.3)



Fig. 2.5.3 Puente Mezcala

Puente Grijalva

Puente atirantado sobre el río Grijalva, construido en el año del 2001 en Villahermosa, Estado de Tabasco, México. Tiene un claro principal de 116 m entre apoyos. Tiene dos mástiles formados por cuatro prismas que forman una “V” en su elevación y una “A” en el sentido transversal. Los tirantes tienen un tramo horizontal entre los brazos de la “V” y se apoyan en la torre mediante silletas fijas que permiten la sustitución de los tirantes.

El tablero está formado por dos vigas laterales de 0.80 m de peralte, unidas por diafragmas transversales y la losa del tablero.

Construido por voladizos sucesivos asimétricos desde los mástiles, hechos “in situ” mediante carros; se utilizaron dos tirantes provisionales entre cada dos definitivos. En la figura 2.5.4 se muestra una elevación del puente.



Fig. 2.5.4 Puente Grijalva

Puente Tampico

Hasta antes de 1988, para transportarse entre Mata Redonda, Veracruz y la ciudad de Tampico, Tamaulipas, se utilizaban chalanes, pequeñas embarcaciones y, ocasionalmente, transbordadores, que con el tiempo fueron insuficientes para mitigar la creciente demanda del paso vehicular.

En aquel entonces, la carretera Costera del Golfo se interrumpía justo en el río Panuco, y ante la necesidad creciente de facilitar y promover el desarrollo económico de la región, en particular motivado por la operación del Puerto Industrial de Altamira, se decidió dar continuidad permanente a las redes de transporte terrestre para que fueran más fluidas, mediante la construcción del puente Tampico, el cual resolvió el tránsito en esa región.

Localización y tipo de estructura del puente

El cruce seleccionado como definitivo, entre las cinco opciones de que se disponía, correspondió al de El 106, que pasó a formar parte de la carretera Costera del Golfo, en el tramo Tuxpan-Tampico, ubicado entre Mata Redonda, en la margen derecha del río y la zona denominada Andonequi, en la ciudad de Tampico, en la margen izquierda.

La superestructura del puente Tampico es hiperestática, de concreto presforzado y acero ortotrópico en la parte central del claro principal. Su sección transversal es del tipo cajón.

Datos técnicos de diseño y características geométricas del puente

En el sitio seleccionado, la topografía en las márgenes del río es plana en la zona adyacente al cauce, y es de lomerío suave en las zonas un poco más alejadas. Ahí, el río se clasifica como viejo, habiendo alcanzado prácticamente su nivel de erosión base, debido a lo cual la socavación del fondo del cauce en crecientes ordinarias es reducida; sin embargo, en crecientes extraordinarias, la socavación podría ser de consideración.

La sección del cauce del río Pánuco por la que pasa el eje longitudinal del puente tiene 350 m de ancho y 10 m de profundidad en condiciones ordinarias. El sitio seleccionado, permitió planear la longitud del puente conveniente y asegurar el enlace carretero permanente, aun en condiciones de inundación.

La localidad donde se ubica el puente es de baja actividad sísmica, previéndose que sea más severa la acción dinámica debida al viento en temporadas ciclónicas, en la que se desarrollan velocidades de hasta 250 km/h

Para definir las características del puente, se consideró que éste debería permitir el paso de vehículos, hasta del tipo HS-20 especificado por las normas AASHTO aplicables al caso, y a su vez, en forma simultánea, permitir en el río el paso de embarcaciones de gran desplazamiento, para lo cual se determinó que no tendría apoyos en el centro del cauce, y evitar así, el eventual choque de alguna embarcación. Asimismo, debido al ambiente corrosivo de la región, así como a la ocurrencia de fuertes vientos provocados por ciclones tropicales, resultó conveniente construirlo de concreto.

El puente Tampico es atirantado de medio abanico y cuenta con 21 apoyos (dos caballetes extremos y 19 pilas). La pila del apoyo 13, que es la mas alta, tiene 185 m desde el nivel de desplante de su cimentación hasta el remate del mástil. El espacio libre vertical mínimo entre el nivel del agua y el tablero de la superestructura es de 50 m.

Este puente tiene como características principales las siguientes: longitud total de 1543 m, formada por el tramo principal atirantado de 876.80 m que consta de ocho dobles voladizos de concreto presforzado con claros de 70 m y un tramo de acero de 293.50 m que es parte del claro central de 360 m (el mas largo construido hasta la fecha en México) y dos viaductos, el de la margen izquierda de 473.60 m con cuatro dobles voladizos de 63 m de claro y cuatro tramos construidos de 56 m de claro todos de concreto presforzado; y el de la margen derecha de 192.60 m, con tres tramos en doble voladizo de concreto presforzado de 63 m de claro.

La rasante tiene pendiente constante de 4.85%, excepto en el tramo de acero donde se tiene una curva vertical con radio de 3023 m. El trazo del puente cruza el río con esviajamiento del orden de 20° izquierda. Asimismo, ese trazo (entre las pilas 5 y 10) tiene una curva horizontal de 1° en una longitud de 306.33 m.

La sección transversal en cajón de su superestructura mide 18.10 m de ancho total en su parte superior, 6.40 m en su base inferior y 3 m de peralte con paredes inclinadas. Sobre ella se alojan dos calzadas de circulación de 7 m de ancho cada una para cuatro líneas de tránsito, separadas por un camellón central de 1.50 m y dos banquetas laterales para peatones, de 1.30 m cada una (ver figura 2.5.5).



Fig. 2.5.5 Puente Tampico, Tamaulipas.

Puente de la Unidad

Esta ubicado en la Ciudad de Monterrey, cruzando el Río Santa Catarina con una longitud total de 304 m, con un claro principal de 186 m soportado por los cables, con un claro secundario de 46.50 m y un claro en la zona del mástil de 71.90 m.

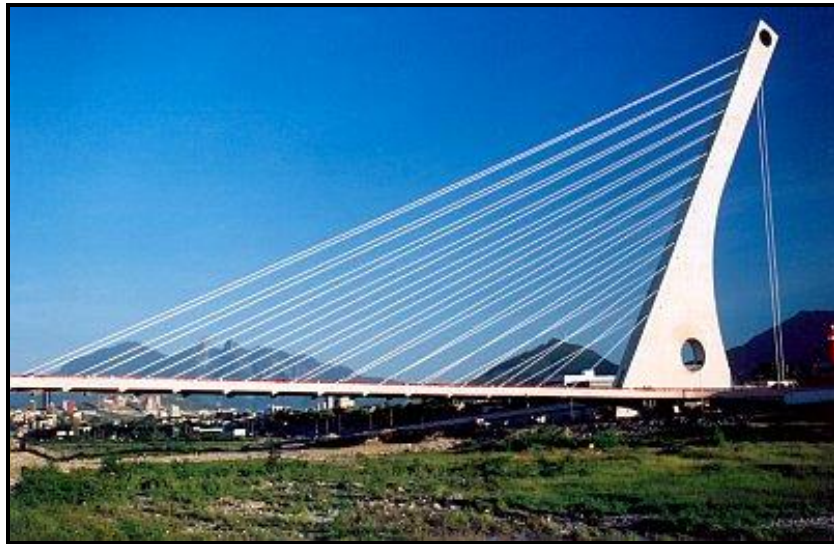


Fig. 2.5.10 Puente de la Unidad, Monterrey Nuevo León

El tablero es de cuatro carriles y un andador central. El ancho del tablero es variable desde 34.80 hasta 28.20 m en su parte mas angosta. Tiene dos rampas de acceso en la parte sur, situadas a cada lado del mástil. La estructura del tablero es a base de losas precoladas de 18 cm. de espesor soportadas por traves de acero transversales las cuales se apoyan en dos vigas de borde a lo largo de éste. El concreto utilizado en el tablero es de color blanco con una resistencia a la compresión de 500 Kg/cm²



Fig. 2.5.6 Tablero del Puente de la Unidad en el claro secundario



Fig. 2.5.7 Tablero del Puente de la Unidad en su claro principal

Tiene un solo mástil inclinado formando un ángulo de 60° con la horizontal y con dos planos de tirantes con 13 cables por lado, que soportan el tablero a lo largo de las dos vigas de borde.

El mástil es de concreto blanco con una resistencia de 500 kg/cm^2 . Es de forma rectangular hueca con peralte variable desde los 10 m en su parte superior hasta los 67 m en la base. El ancho del mástil es de 5.0 m desde la parte superior hasta el nivel de tablero y variable hasta los 17 m desde el tablero hasta la zapata. En su cara sur cuenta con cables verticales de presfuerzo para resistir los momentos por cargas vivas.

También tiene cables de presfuerzo horizontal para la transferencia de las cargas provenientes de los cables desde la cara norte a la cara sur. El mástil tiene una altura de 133 m a partir del nivel de tablero y de 155 m a partir del nivel de desplante de la zapata.

Una particularidad desde el punto de vista estructural es que los planos de cables se localizan en los bordes laterales del tablero, mientras que el mástil se localiza en la parte central de éste. Por lo tanto, las grandes cargas de compresión, componentes provenientes de los cables a lo largo de las vigas de borde tuvieron que ser desviadas en forma diagonal hacia el mástil (parte central) en una zona de transición entre el tablero y el mástil.



Fig. 2.5.8 Tirantes del Puente

Por la parte inferior y a través del mástil cruza la Avenida Morones Prieto, por lo que se dejaron unas aberturas al mástil para dar paso a ésta avenida principal.

La carga del tablero es balanceada por el peso de mástil, dos cables posteriores verticales y principalmente por la cimentación. Estos dos cables posteriores están diseñados para reducir el momento flexionante que se presenta en el mástil por las cargas vivas.



Fig. 2.5.9 Cables posteriores del mástil

El puente fue diseñado bajo las especificaciones de la AASHTO (Standard Specifications for Highway Bridges) y las especificaciones para puentes segmentales. Los tirantes toman en cuenta las recomendaciones de diseño, prueba e instalación del Post Tensioning Institute (PTI)

Su diseño se inició en Octubre del 2001 y la construcción se concluyó en Septiembre del 2003

Puente Quetzalapa

Se encuentra ubicado en la Autopista Cuernavaca-Acapulco, estado de Guerrero. Tiene una longitud total de 424 m con un claro central de 213 m.

Es de Concreto precolado, con doble plano de tirantes y doble mástil. Se construyó en el año 1993 (Ver figura 2.5.11)



Fig. 2.5.11 Puente Quetzalapa, 1993

Puente Barranca del Zapote

Puente atirantado ubicado en la Autopista México-Acapulco, en el tramo Chilpancingo-Río Balsas, estado de Guerrero. Es de un sólo mástil con superestructura mixta de acero y losa de concreto. Tiene una longitud total de 267.66 m y un claro central principal de 175.78 m. Se terminó de construir en el año de 1993 (Ver figura 2.5.12).

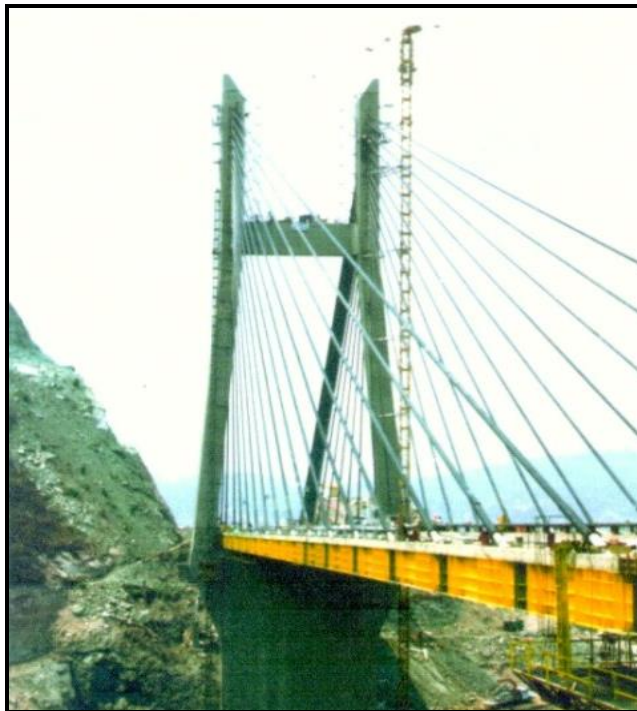


Fig. 2.5.12 Puente Barranca del Zapote, 1993

Puente Barranca del Cañón

Se localiza en la autopista México-Acapulco en el tramo Chilpancingo-Río Balsas, estado de Guerrero. Puente atirantado con superestructura mixta a base de elementos de acero y losa de concreto. Se terminó de construir en el año de 1993 (Ver figura 2.5.13)



Fig. 2.5.13 Puente Barranca del Cañón, 1993

CAPÍTULO 3

INESTABILIDAD AEROLÁSTICA EN PUENTES

3.1 Introducción

Existe una amplia historia de problemas de viento severos con puentes suspendidos. El colapso del Brighton Chain Pier en Inglaterra proporciona uno de los más recientes problemas de falla de puentes suspendidos como resultado de vibraciones estructurales inducidas por el viento; el desastre fue presenciado y reportado por Lt. Col. William Reid de la Armada Británica [Reid, 1844]. Desde entonces ha habido muchas otras observaciones de vibraciones de varios grados de intensidad que han sido causados por viento. Varios de éstos han sido discutidos por Bleich [Bleich, 1950] y Farquharson [Farquharson, 1949 – 54].

Serios movimientos del Puente Golden Gate fueron sistemáticamente observados y registrados en el período 1943-1951 y cuidadosamente reportados por Vincent [Vincent, 1958]. Una respuesta particularmente severa ocurrió durante una tormenta en Diciembre 1951, cuando amplitudes de 1.7 m fueron alcanzadas.

Subsecuentemente se incrementó la rigidez torsionante por medio de la implementación de un sistema lateral en la parte inferior; no ha habido otras ocurrencias de movimiento torsional. El ejemplo mayor conocido de inestabilidad torsional de un tablero ha sido el del Puente Tacoma Narrows en 1940. Las investigaciones que siguieron [Farquharson, 1950-54] introdujo el uso exitoso de túneles de Viento para pruebas dinámicas de puentes usando “modelos seccionales”

La popularidad de los puentes atirantados modernos data desde la terminación del Puente Strömsund en Suecia en 1956. Los Puentes Atirantados son ahora ampliamente usados a través de todo el mundo. La aerodinámica de estos puentes deberá ser dada con la misma consideración especial en el diseño como lo es en Puentes suspendidos.

El diseño de puentes atirantados se ha beneficiado de la experiencia más reciente con puentes suspendidos y como resultado buenos diseños aerodinámicos han sido desarrollados.

Como resultado en Concreto, es el tablero de sección en cajón del puente Pasco-Kennewick [Wardlaw, 1974] y en Acero el tablero de traveses de acero del Puente Annacis Island Bridge [Irwin, 1984]. Sin embargo, ha habido una tendencia hacia secciones en cajón menos aerodinámicas y sistemas de tableros con traveses formados con placas atiesadas. Como ejemplo, el uso de puentes a base de traveses en cajón formados de placas atiesadas ha resultado en una mayor excitación por desprendimiento de vórtices del Puente en Canadá Long's Creek Bridge en 1967 [Wardlaw, 1971] y el puente Kessock en Escocia en 1983 [Wallace, 1985]. Tales problemas no han surgido con tableros de sección en cajón.

Con la apropiada atención a la aerodinámica los sistemas a base de traveses formados de placas pueden ser aerodinámicamente como el caso con el puente Quincy [Wardlaw, 1984] y el Puente Annaacis Island Bridge [Irwin, 1984].

Otros aspectos que deben ser considerados en el diseño resistente al viento son también discutidos. Estos incluyen la Geometría del tablero, el Amortiguamiento Estructural, Análisis modal de la estructura y las condiciones de viento.

3.2 Excitación por desprendimiento de vórtices

Secciones inmersas en un flujo de aire producen el desprendimiento de vórtices en forma alternada de las superficies superior e inferior de la sección. Como consecuencia se desarrollan fuerzas fluctuantes transversales como resultado de los desprendimientos de éstos vórtices.



Fig. 3.1 Vórtices de Von Karman (Von Karman Streets)



Fig. 3.2 Patrón de los vórtices Von Karman

Si la magnitud de estas fuerzas fluctuantes es suficiente y ocurre a una frecuencia que corresponda a las frecuencias (flexión y torsión) del tablero del Puente, de tal manera que entre en resonancia, entonces ocurren desplazamientos y movimientos importantes.

Los desprendimientos de los vórtices pueden excitar los modos de vibrar vertical y torsional del tablero del Puente. Hablando en forma ideal, una adecuada y

aerodinámica sección transversal del tablero, podría eliminar los movimientos causados por desprendimiento de vórtices.

Esto no siempre resulta práctico. Los límites recomendados de aceleración del tablero [Buckland, P. G., 1972] son de 2% de la aceleración de la gravedad, para velocidades de viento al nivel del tablero por debajo de los 48 Km/hr (30 mph) y de un 5% de la aceleración de la gravedad para velocidades de viento por encima de los 48 Km/hr (30 mph). Se puede aceptar una aceleración del 10% de la aceleración de la gravedad para velocidades de viento mayor de 80 Km/hr. La limitación de la aceleración es luego transformada en limitación de desplazamientos para cada puente en particular.

Para el caso de una aceleración del 10% de la gravedad, sin embargo, a esta velocidad de viento es bastante improbable que las personas transiten sobre el puente.

La excitación producida por desprendimiento de vórtices ocurre a velocidades de Viento lo suficientemente bajas que resultan ser eventos que si se presentan con frecuencia.

Velocidades de viento críticas en el rango de los 24 a los 48 Km/hr (15 a 30 mph) son valores típicos para tableros de carreteras.

La frecuencia de los desprendimientos de vórtices, el tamaño del tablero y la velocidad del viento se relacionan mediante una constante de proporcionalidad llamada “ Número de Strouhal “ cuya expresión es la siguiente:

$$S = nB/V \quad (3.1)$$

Donde:

n = frecuencia de los desprendimientos de los vórtices, Hz

B = Peralte del Tablero más las partes sólidas de barreras, m (ft)

V = Velocidad de Viento, m/s (ft/s)

Los desplazamientos comienzan cuando $n = N$, donde N es la frecuencia modal del tablero del Puente en cualquiera de las frecuencias, ya sea flexión vertical ó torsión. Por lo tanto, la velocidad crítica de viento V_{crit} es:

$$V_{crit} = NB/S \text{ m/s (ft/s)} \quad (3.2)$$

$$V_{crit} = 3.6 (NB/S) \text{ km/hr} \quad (3.3)$$

A velocidades de viento superiores a la “ V_{crit} ” las amplitudes de los movimientos se incrementan hasta que un valor máximo haya sido alcanzado. Mas allá de éste valor máximo, las amplitudes declinan hasta un valor superior límite de velocidad mas allá de la cual los movimientos no son excitados para el modo particular considerado.

El numero Strouhal, que varía desde 0.05 hasta 0.2 para tableros de puentes, es una constante para una sección geométrica dada del tablero incluyendo los detalles. Por lo tanto, la frecuencia de los desprendimientos (N) se incrementa con la velocidad del viento para mantener constante el número de Strouhal. El puente vibra fuertemente pero en forma limitada, cuando la frecuencia del desprendimiento de los vórtices se aproxima a una de las frecuencias naturales del puente, que puede ser en flexión ó en torsión. Este fenómeno se denomina “lock-in” y la correspondiente velocidad de viento se le llama “velocidad critica de desprendimiento de vórtices”.



Fig. 3.3 Von Karman Street

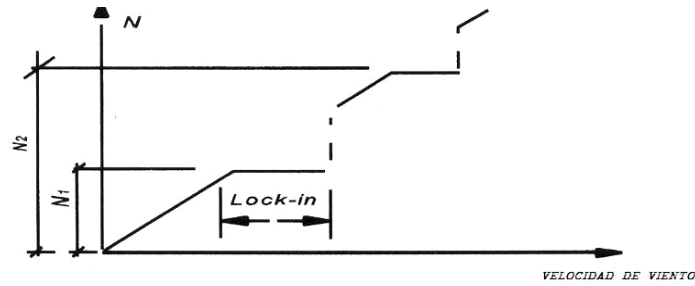


Fig. 3.4 "Fenómeno Lock-in"

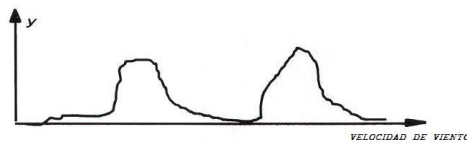


Fig. 3.5 Vibración del puente

El fenómeno "lock-in" ocurre en un pequeño rango de velocidades de viento en el cual la relación Strouhal es violada ya que la velocidad de viento (incrementándose) y la frecuencia de los desprendimientos (constante) resulta en un decremento del número de Strouhal. Es la frecuencia natural del puente y no la velocidad de viento la que controla la frecuencia de los desprendimientos. Conforme la velocidad de viento aumenta, el fenómeno "lock-in" desaparece, y la vibración se reduce a una amplitud mínima. La frecuencia de los desprendimientos puede bloquearse en otra frecuencia natural más alta (N_2). Por lo tanto, las velocidades del viento pueden causar desprendimiento de vórtices.

Para describir la anterior observación experimental, se ha encontrado una expresión para las fuerzas que resultan del desprendimiento de vórtices. Ya que la interacción entre el viento y la estructura es muy compleja, no se ha desarrollado completamente un modelo para las secciones de puentes. La mayoría de los modelos tratan de la interacción del viento con secciones circulares. Un modelo semi-empírico para describir el fenómeno "lock-in" es la ecuación 3.4

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = \frac{1}{2} \rho U^2 (2D) \left[Y_1(K) \left(1 - \varepsilon \frac{y^2}{D^2} \right) \frac{\dot{y}}{D} + Y_2(K) \frac{y}{D} + \frac{1}{2} C_L(K) \sin(\omega t + \phi) \right] \quad (3.4)$$

Donde:

$k = B_w / \bar{U}$ = frecuencia reducida

Y_1 , Y_2 , ε y C_L = parámetros que se determinan de observaciones experimentales.

Los dos primeros términos del lado derecho consideran la fuerza dependiente del movimiento. El término “y” considera la rigidez aerodinámica y el término “ε” el amortiguamiento aerodinámico no-lineal para asegurar la naturaleza auto-limitante del desprendimiento de vórtices. El último término representa la fuerza instantánea del desprendimiento de vórtices, la cual es senoidal con la frecuencia natural del puente. Resolviendo la ecuación 3.4 se puede determinar la vibración “y”

Los vórtices ocurren tanto en flujo laminar como en turbulento. De acuerdo a algunas observaciones experimentales, la turbulencia ayuda a bloquear el efecto de los vórtices y por lo tanto a suprimir la respuesta del desprendimiento de éstos.

Para una determinada sección transversal del tablero con un determinado número Strouhal conocido y frecuencias naturales, la velocidad de viento “lock-in” se puede calcular empleando la ecuación 3.1

Estas velocidades de viento generalmente son menores que la velocidad de viento máxima en el sitio, por lo que el desprendimiento de vórtices es un fenómeno aerodinámico inevitable. Sin embargo, las vibraciones producidas por desprendimiento de vórtices son auto-limitadas, debido a su naturaleza no-lineal. Teniendo en la estructura un amortiguamiento relativamente pequeño es suficiente para eliminar, o por lo menos reducir, las vibraciones dentro de límites aceptables.

La amplitud del movimiento y el rango de velocidades sobre los cuales los movimientos ocurren, dependen de:

- Amortiguamiento Estructural
- Masa del Tablero
- Geometría del Tablero
- Nivel de turbulencia de los vientos

Las amplitudes máximas causadas por desprendimientos de vórtices no son lo suficientemente grandes para ser de interés para la seguridad del Puente, pero son inaceptables desde el punto de vista del usuario.

Los valores aceptables de aceleración referidos anteriormente no deben ser excedidos.

En el caso de movimiento torsional la aceleración vertical en los bordes del tablero deberá ser considerada. En general, las relaciones bajas de peralte/ancho de los tableros y ángulos agudos en los bordes de los tableros representan secciones aerodinámicamente estables.

Normalmente, la turbulencia natural causada por el viento reduce la amplitud de los desplazamientos a aquellos observados en flujo laminar por un factor de dos (2) ó más; sin embargo, viento actuando sobre una gran superficie de agua puede tener muy baja turbulencia debido a efectos térmicos, y la respuesta del tablero puede ser casi la misma como en flujo laminar.

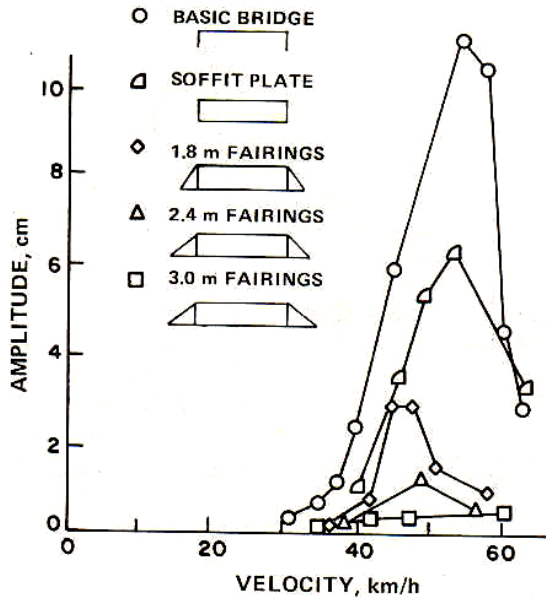


Fig.3.3 Resultados de pruebas del modelo seccional puente Long's Creek

La determinación de la respuesta a los vórtices requiere de pruebas de Túnel de Viento.

Las pruebas con modelos seccionales en flujo laminar se considera que dan valores estimados conservadores de la susceptibilidad de un tablero a la excitación de vórtices.

Los componentes de los Puentes están también sujetos a excitación debida a desprendimiento de vórtices. Esto no suele ser un problema para los cables debido a su alta densidad. Sin embargo, los miembros de armaduras, argos y esbeltos ó elementos estructurales como vigas H ó I suelen causar problemas.

3.3 Inestabilidad torsional y flutter

La acción del viento puede inducir Inestabilidad y una vibración excesiva en puentes de grandes claros. La vibración es un movimiento cíclico inducido por efectos dinámicos. Ya que las fallas por inestabilidad y vibración se presentan con desplazamientos finitos, es difícil determinar si una estructura falló por

inestabilidad ò por un daño causado por vibración excesiva provocada por daño en algunos elementos esenciales de la estructura.

La inestabilidad causada por la interacción entre el aire en movimiento y la estructura se le denomina inestabilidad aeroelastica ò aerodinámica. El termino “aeroelástico” enfatiza el comportamiento de cuerpos deformables y el término aerodinámico la vibración de cuerpos rígidos.

Las vibraciones inducidas por el viento consisten en desprendimiento de vórtices y buffeting. Estos dos tipos de inestabilidad y vibración pueden ocurrir en forma independiente ò combinadas. Por ejemplo, una estructura debe experimentar vibración en cierto grado antes de que comience la inestabilidad por flutter.

Estos dos tipos de Inestabilidad comienzan a una velocidad crítica que es normalmente superior a aquélla en las que se presenta la excitación por desprendimiento de vórtices (vortex shedding). La amplitud de los movimientos alcanza valores catastróficos de tal manera que es necesario asegurar que la velocidad crítica esté bastante por encima de la velocidad de viento máxima de diseño.

La ecuación del movimiento aerodinámico se expresa con la siguiente expresión matemática:

$$[M]\{\ddot{Y}\} + [C]\{\dot{Y}\} + [K]\{Y\} = \{F(Y)\}_{md} + \{F\}_{mi} \quad (3.5)$$

Donde:

[M] = matriz de masa

[C] = matriz de amortiguamiento

[K] = matriz de rigidez

{Y}= vector de desplazamientos

{F (Y)}_{md} = vector de fuerza aerodinámica dependiente del movimiento

{F}_{mi} = vector de fuerza de viento independiente del movimiento

La fuerza dependiente del movimiento causa inestabilidad aerodinámica y la parte independiente del movimiento junto con la parte dependiente del movimiento causa deformación. La diferencia entre los puentes de claros cortos y claros largos está en la parte dependiente del movimiento. Para puentes de claros cortos, la parte dependiente del movimiento es insignificante y no es de interés en la inestabilidad aerodinámica. Para estructuras flexibles como puentes de claros largos, tanto la vibración como la inestabilidad si necesitan ser investigadas cuidadosamente.

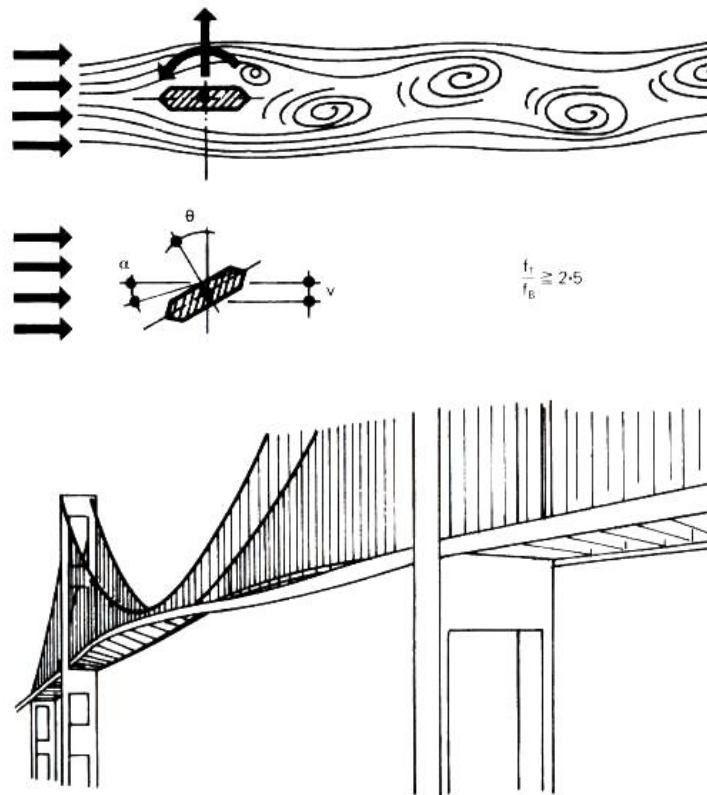


Fig. 3. 4 Fenómeno de Flutter

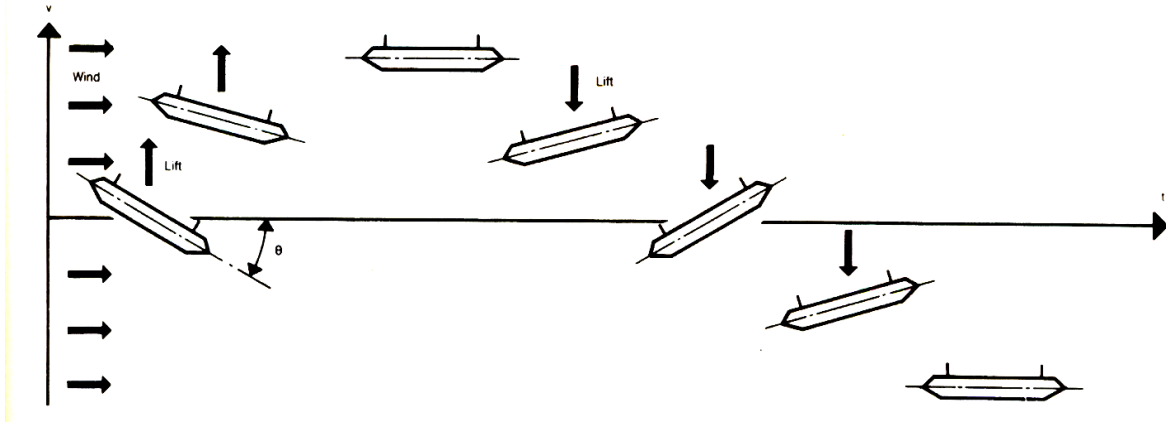


Fig. 3. 5 Representación del Flutter en función del tiempo

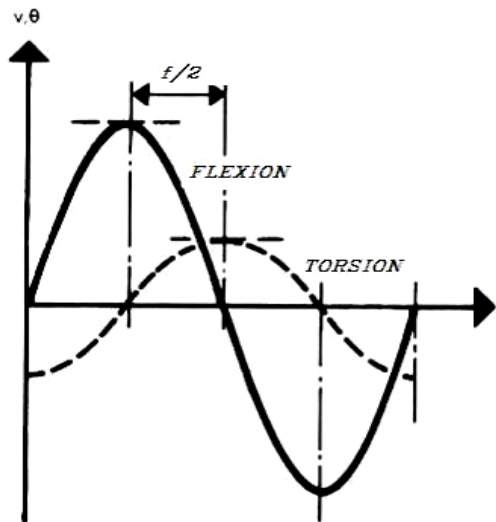


Fig. 3. 6 Representación Simplificada del Flutter sobre un tablero de Puente

La Inestabilidad Torsional es un movimiento de un grado de libertad mientras que el Flutter es un movimiento acoplado de torsión y flexión vertical.

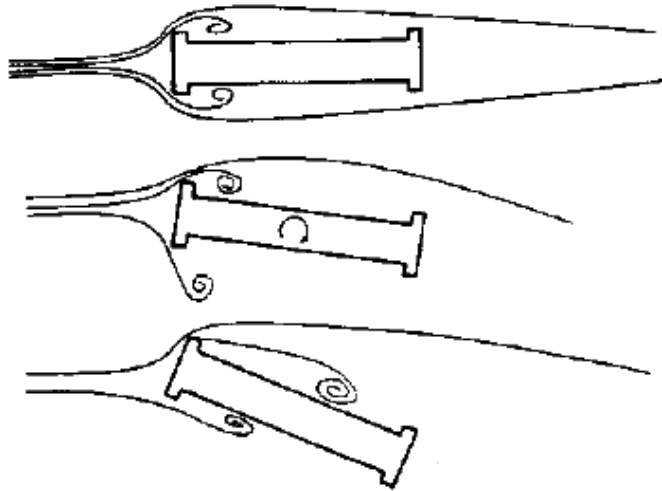


Fig. 3. 7 Vortices sobre la sección de un Tablero en rotación

Los tableros para puentes son susceptibles al Flutter si la relación de la frecuencia natural torsional “ f_Q ” a la frecuencia natural por flexión “ f_z ”, (f_Q/f_z) es ligeramente mayor que la unidad. Si la relación es mayor que 1.5, entonces el Flutter no se espera que ocurra pero la Inestabilidad Torsional podría todavía ocurrir.

A diferencia de la excitación causada por desprendimiento de vórtices, el movimiento no es particularmente sensible al amortiguamiento estructural; incrementando los niveles de amortiguamiento resulta solamente en pequeños incrementos en las velocidades de viento críticas. Sin embargo, la geometría de la sección transversal es muy importante y cambios muy pequeños en la geometría pueden dar grandes incrementos en las velocidades de viento críticas. Así como sucede en el caso de desprendimiento de vórtices, los tableros que son suficientemente anchos comparados con su peralte y tienen bordes aerodinámicos son los más adecuados. Se ha encontrado que el efecto de la turbulencia del viento natural es incrementar las velocidades críticas sustancialmente ó eliminar la inestabilidad.

Las velocidades de viento críticas para la inestabilidad torsional y flutter son proporcionales a la frecuencia natural modal en torsión. Sin embargo, el flutter es también dependiente de la relación de frecuencias torsional / flexionante como se ha mencionado anteriormente.

Las velocidades críticas de viento para inestabilidad torsional y flutter deberán ser determinadas por medio de pruebas de túnel de viento. Así como resulta de la excitación por desprendimiento de vórtices, las pruebas de modelos seccionales en flujo laminar dan valores conservadores en las predicciones del comportamiento.

3.4 Buffeting (Bataneo)

La turbulencia en el viento natural actúa sobre el puente como fluctuaciones de la velocidad del viento con el tiempo. Esto resulta en una carga de viento variable ó bataneo.

La velocidad del viento también varía espacialmente. La variación a lo largo del claro del puente es importante en la manera en que resulte el valor promedio del efecto del bataneo.

Para el puente completo, el bataneo llega a ser importante a altas velocidades del viento.

Sin embargo, para puentes atirantados, movimientos ó vibraciones importantes por bataneo pueden ocurrir durante el montaje a velocidades de viento que son bastante menores que las velocidades de diseño del viento para el puente completo.

La magnitud de la respuesta del puente depende de las propiedades de la turbulencia, particularmente de la intensidad de la turbulencia, y de la forma del tablero del puente y también de las frecuencias naturales del Puente.

El Buffeting es un problema de vibración aleatoria con desplazamientos limitados. Los efectos que producen el buffeting y los desprendimientos de vórtices son similares, excepto que las vibraciones son aleatorias en el primero (buffeting) mientras que son periódicas en el segundo (vórtices). Tanto un fenómeno como el otro tienen influencia en el comportamiento del puente en servicio y puede resultar en un daño por fatiga que podría llevar a un eventual colapso del puente. El buffeting también puede influenciar la resistencia última.

Las fuerzas por buffeting están expresadas en forma matricial [Cai, C.S., 1993] para un análisis de elemento finito por medio de la ecuación 3.4

$$\begin{Bmatrix} L_b \\ D_b \\ M_b \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \rho \bar{U}^2 B \begin{bmatrix} 2C_L & \left(\frac{dC_L}{d\alpha} + C_D \right) \\ 2C_D & \frac{dC_D}{d\alpha} \\ 2C_M B & \frac{dC_M}{d\alpha} B \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{u(t)}{\bar{U}} \\ \frac{w(t)}{\bar{U}} \end{Bmatrix} = \bar{U}^2 [C_b] \{\eta\} \quad (3.4)$$

Donde:

C_D , C_L y C_M = Coeficientes aerodinámicos estáticos de arrastre, levante y momento respectivamente; α = ángulo de ataque del viento; $[C_b]$ = matriz de coeficientes estáticos; y $\{\eta\}$ = vector de componentes de turbulencia del viento normalizados a la velocidad de viento promedio.

La ecuación de movimiento por buffeting está dada por la siguiente expresión:

$$[M^*] \{\ddot{\xi}\} + ([D^*] - U^2 [AD^*]) \{\dot{\xi}\} + ([K^*] - U^2 [AS^*]) \{\xi\} = \bar{U}^2 [f^*] \{\eta\} \quad (3.5)$$

La transformada de Fourier da la siguiente expresión:

$$F(\{\xi\}) = \bar{U}^2 [G_1] \{f^*\}_b * F(\{\eta\}) \quad (3.6)$$

donde :

$$[G_1] = \frac{1}{(-\omega^2 [M^*] + [K^*] - \bar{U}^2 [AS^*] + \omega ([D^*] - \bar{U}^2 [AD^*]))} \quad (3.7)$$

En forma similar, tomando la conjugada transformada de la ecuación 3.5 resulta en la siguiente expresión:

$$\overline{F(\{\xi\})}^T = \bar{U}^2 \overline{F(\{\eta\})}^T \{f^*\}_b^T [G_2]^T$$

donde:

$$[G_2] = \frac{1}{(-\omega^2 [M^*] + [K]^* - \bar{U}^2 [AS^*] - \omega ([D^*] - \bar{U}^2 [AD^*]))}$$

Multiplicando las ecuaciones 3.6 y 3.8 se obtiene la siguiente densidad espectral de coordenadas generalizadas

$$\begin{bmatrix} S_{\xi_1 \xi_1} & \cdots & S_{\xi_1 \xi_m} \\ S_{\xi_i \xi_1} & \cdots & S_{\xi_i \xi_m} \\ S_{\xi_m \xi_1} & \cdots & S_{\xi_m \xi_m} \end{bmatrix} = \bar{U}^4 [G_1] \{f^*\}_b \begin{bmatrix} S_{\eta_1 \eta_1} & S_{\eta_1 \eta_2} \\ S_{\eta_2 \eta_1} & S_{\eta_2 \eta_2} \end{bmatrix} \{f^*\}_b^T [G_2]^T$$

donde S_{ninj} = densidad espectral de los componentes de viento normalizados. Los desplazamientos físicos se pueden derivar de sus densidades espectrales.

Una vez que los desplazamientos son conocidos, se pueden derivar las fuerzas correspondientes.

El estudio aerodinámico mostrado anteriormente debe asegurar que ningún miembro estructural sea sobre-esforzado o sobre-deformado de forma que la resistencia y estados de servicio puedan ser excedidos en un determinado momento.

La respuesta al buffeting del puente puede ser medido en el túnel de viento usando un modelo aerodinámico del puente completo, ó puede ser calculado usando fuerzas promedio aerodinámicas medidas en el túnel de viento usando un modelo rígido seccional.

3.5 Galloping (Galopeo)

Como la inestabilidad torsional y el flutter, el Galopeo es una violenta inestabilidad que ocurre cuando la velocidad crítica del viento es excedida [Parkinson, G.V., 1963].

Excita el modo de vibración flexionante que es en el plano transversal a la dirección del viento. En general, los tableros de puentes no son susceptibles, solamente tableros con formas muy escarpadas podrían ser afectadas.

Para cilindros rectangulares la excitación no ocurre si el peralte del tablero en la dirección del viento es mayor que 4 veces la dimensión transversal al viento. Por lo tanto, el fenómeno de galopeo debería ser considerado en puentes peatonales.

El galopeo es de mayor importancia para los componentes de los puentes. Vigas tipo I, vigas tipo "H" ó secciones en cajón usados como miembros de armaduras ó elementos de soporte son susceptibles al galopeo. Se han observado movimientos severos por galopeo en vigas con relaciones de esbeltez cerca de 40.

3.6 Métodos de Prueba en Túneles de Viento

Existen tres procedimientos bien establecidos para las pruebas en Túneles de Viento,

- El modelo seccional “Sectional Model”
- El “taut strip model”
- El Modelo Completo “Full Model”.

El modelo seccional es el más frecuentemente usado [Farquharson 1949-54, Wardlaw 1978, Scanlan 1975]. Con ésta técnica se modela una pequeña longitud del claro principal del tablero. La longitud del modelo debe ser por lo menos de 4 veces el ancho del tablero. El modelo en sí es rígido, pero es suspendido entre los muros del túnel de viento ó entre placas extremas, por medio de resortes que restringen la torsión y la traslación vertical del tablero (Figura 8). La relación que guardan los modelos a escala completa (full scale) está en el rango $IL = 1:30$ a $1:200$.



Fig. 3. 8 Modelo seccional del tablero en Pruebas de Túnel de Viento

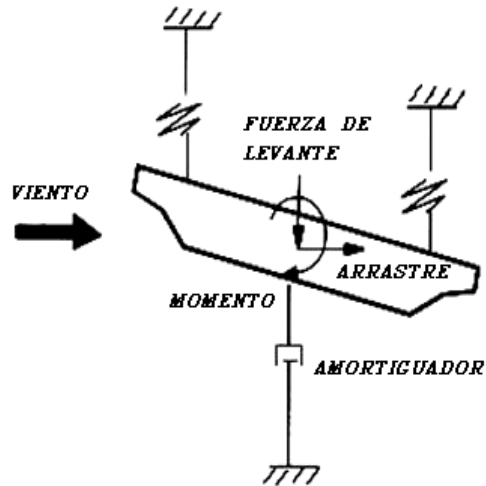


Fig. 3. 9 Representación del Modelo Seccional con sus 3 grados de libertad

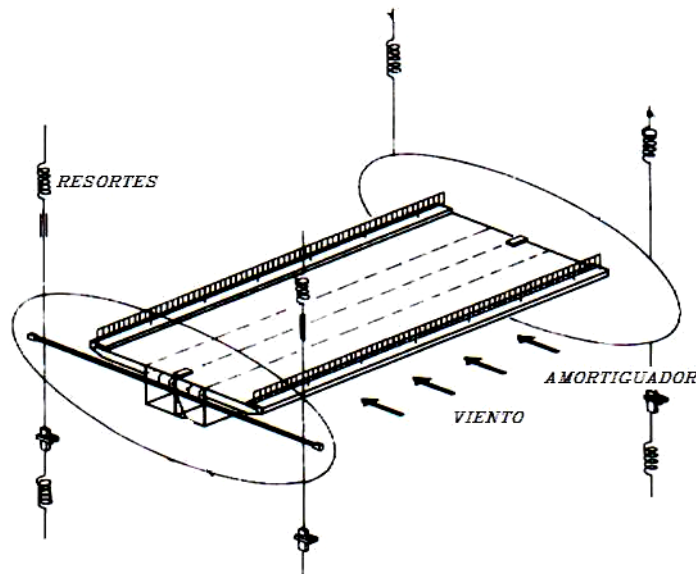


Fig. 3. 10 Prueba del Modelo del Puente des Meules Bridge

Así como la geometría del tablero, la masa, el momento polar de Inercia de la masa, la relación de frecuencias (N_Q/N_z), y la relación de amortiguamiento crítico deberán de ser modelados correctamente. La escala de la Velocidad, 1_v , es arbitraria pero la velocidad es usualmente escalada por un factor de

reducción de aproximadamente 2 ó 3. La prueba son normalmente desarrollada en flujo laminar (smooth flow), aunque pruebas en turbulencia generada en forma pasiva

[Davenport 1982, Wardlaw 1984] y turbulencia generada activamente han sido investigadas [Cermak 1983].

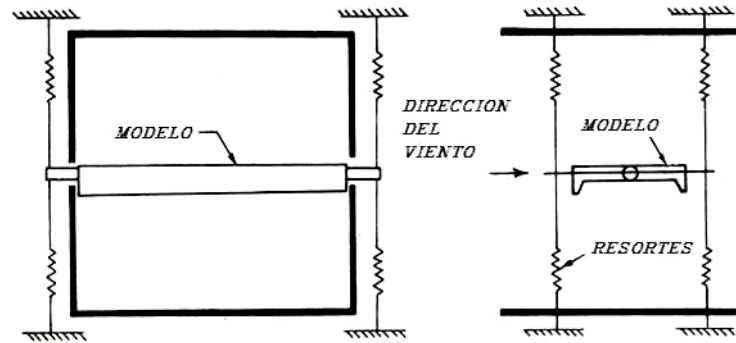


Fig. 3. 11 Sistema de suspensión de Modelo Seccional

El modelo seccional es usado para determinar la susceptibilidad del tablero a la excitación por desprendimiento de vórtices, inestabilidad torsional y flutter. Las velocidades de viento para la excitación por desprendimiento de vortices y velocidades críticas para inestabilidad torsional y flutter son determinadas y de los resultados se pueden estimar las amplitudes.

El modelo seccional es también usado para medir la fuerza aerodinámica promedio y coeficientes de momento actuando sobre el tablero como una función del ángulo de ataque del viento. Estos datos son usados en la estimación de las cargas promedio y también en un análisis de buffeting.

El modelo seccional es bastante apropiado para estudiar las características aerodinámicas del tablero y es una valuable herramienta para el mejoramiento de secciones aerodinámicas en desarrollo. Es un método de prueba a muy bajo costo, rápido y práctico. Está limitado por la omisión de efectos elásticos en tres dimensiones y una simulación escalada de la turbulencia aerodinámica.

Sin embargo, los resultados han sido encontrados que son consistentemente conservadores.

El método "taut strip method" fue desarrollado para estudiar el comportamiento de puentes suspendidos a gran escala como sea posible con modelos completos [Tanaka 1982, Davenport 1972]. Segmentos cortos del tablero son montados de extremo a extremo, separado por pequeños espacios, sobre un par de cables. El modelo normalmente atraviesa la sección del túnel de viento.

Las frecuencias del modelo son controladas por las tensiones en los cables, y la relación de frecuencias por medio del espaciamiento entre cables. Las escalas de los modelos son típicamente en el rango $1L = 1:100$ a $1:200$. El modelo "taut strip model" tiene la ventaja sobre el "Modelo Seccional" que puede ser probado en turbulencia atmosférica escalada y los movimientos en tres dimensiones del modelo pueden ser incluidos.

Algunas precauciones deberán de ser consideradas ya que el movimiento del puente en gran escala no es simulado y para puentes atirantados la forma modal del modelo puede no ser la misma que la del prototipo.

Con éste acercamiento, se construye un modelo aeroelástico para el puente completo el cual es dinámicamente similar al prototipo. Este deberá ser probado en una superficie atmosférica simulada de viento que modela las condiciones del puente en el sitio, aunque es también útil probar el puente en flujo laminar cuando se asigna una excitación por desprendimiento de vórtices, inestabilidad torsional y flutter.

Los movimientos observados del puente pueden ser fácilmente escalados para dar la respuesta del prototipo. El modelo completo es particularmente útil para determinar la respuesta al buffeting y la velocidad de viento crítica para inestabilidad torsional y flutter.

La relación de escala geométrica está típicamente en el rango $1L = 1:100$ a $1:400$.

Para puentes suspendidos, las fuerzas gravitacionales pueden jugar un papel importante en el comportamiento dinámico por viento. Con el objeto de que las fuerzas gravitacionales estén correctamente modeladas, la velocidad escalada, v , deberán ser igual a la raíz cuadrada de la relación de escala geométrica.

Entonces,

$$\lambda v = (V_{\text{modelo}} / V_{\text{prototipo}}) = (\lambda L)^{1/2} \quad (3.4)$$

Para puentes atirantados, las fuerzas gravitacionales son de menor importancia en el comportamiento dinámico y la escala de la velocidad puede ser arbitrariamente seleccionada así como en el modelo seccional.

El modelo completo es el único que incluye todos los parámetros relevantes en uno sólo. Es el más complejo, consumiendo más costo y tiempo pero no es un buen vehículo para desarrollo de una sección exploratoria. Es deseable emprender pruebas en modelos seccionales con anticipación al programa del modelo de escala completo.

En pruebas del modelo completo existen dos alcances para la simulación del viento

de la superficie de la tierra. Estos son los siguientes:

- La técnica denominada “spire technique” [Irwin 1979]
- The long roughness fetch technique [Cermak 1971]

La importancia de la turbulencia se ilustra en la Figura 3.12 donde la respuesta del Puente Lions Gate es mostrada en flujo laminar y en flujo turbulento usando un modelo a escala completa 1:110 [Wardlaw 1978]. Se observa que la inestabilidad observada en flujo laminar con ambos modelos, el seccional y el completo fue

suprimido por turbulencia. La rápida formación de la respuesta “buffeting” con velocidad de viento también se ilustra.

3.7 Fases de Montaje

El comportamiento durante las fases de montaje debe ser considerado. Esto es de particular importancia para puentes atirantados construidos usando el enfoque de cantiliver balanceado. En éste caso la estructura parcialmente erigida tendrá mucho menos rigidez que la estructura completa resultando en esfuerzos muy grandes en las torres causados por “buffeting” en el tablero. Este problema de Montaje ha sido estudiado en las investigaciones por Zan e Irwin [Zan 1986, Irwin 1985].

Los resultados de las pruebas de viento pueden ser usados para ambos casos, el puente completo y el puente parcialmente erigido siempre y cuando las frecuencias naturales sean conocidas para cada caso de Montaje estudiado.

Como resultado de cargas de gran magnitud que produzcan buffeting durante el montaje puede ser necesario diseñar dentro del procedimiento de montaje el uso de cables temporales de arriostamiento (tie-down cables) como se muestra en la figura 10 para el puente de ferrocarril ligero en etapa de construcción sobre el río Fraser River , New Westminster, British Columbia, Canadá [Zan, 1986].

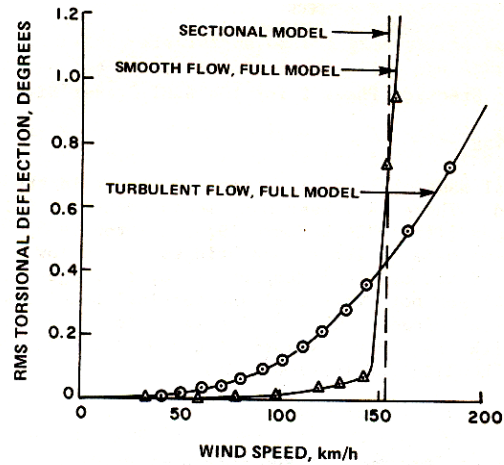


Fig. 3.12 Respuesta torsional del puente Lions Gate en flujo laminar y turbulento

3.8 Amortiguamiento Estructural

El amortiguamiento estructural es un parámetro importante en la respuesta dinámica al viento. Ha habido muchas mediciones de amortiguamiento de puentes a escala completa [Ito 1973, Leonard 1975, Bampton 1983], aunque muchos de éstos han sido hechos en puentes de claros cortos y a bajas amplitudes.

Valores medidos de la relación de amortiguamiento crítico, z , varían de aproximadamente 0.003 hasta 0.01 para el modo flexionante vertical y modo torsional y para puentes de Concreto y Acero. El valor del amortiguamiento se incrementa con la amplitud y decrece con la frecuencia. Valores de amortiguamiento crítico de $z = 0.01$ son comúnmente usados en el diseño para los modos flexionante y torsionante.

3.9 Amortiguamiento de Puentes atirantados

El amortiguamiento es una cantidad que tiene influencia en el rango de la estabilidad aerodinámica, y su incremento va acompañado por otro incremento en la velocidad crítica del viento. Similarmente como en otras estructuras, el amortiguamiento total consiste en:

- Amortiguamiento interno del material de las estructuras de soporte y auxiliares.
- El amortiguamiento estructural
- Amortiguamiento aerodinámico.

El amortiguamiento estructural se origina debido a la fricción en los apoyos, fricción entre los cables, etc. Bajo consideraciones teóricas, el amortiguamiento total está representado por fuerzas viscosas. Los datos relacionados con el amortiguamiento obtenido en estructuras a escala completa son bastante escasos. Si existen, han mostrado tener una gran dispersión en sus valores. En la figura 11.5(a) se muestra la relación entre el decremento logarítmico de amortiguamiento de un puente y la magnitud de la amplitud del modo de vibración a la flexión con uno y dos nudos en el claro principal. La figura 11.5(b) muestra ésta relación para un puente a base de armaduras; el amortiguamiento de éste puente difiere del anterior en magnitud. Selberg (SELBERG, A. "Damping effects on suspension bridges" IABSE 10 (1960)) determina el decremento logarítmico del amortiguamiento como una función del material para estructuras de carreteras.

Material	Modo de vibración			
	Torsión		Flexión	
	Primer modo	Segundo modo	Primer modo	Segundo modo
Concreto	0.05 - 0.18	0.05 - 0.12	0.07 - 0.16	0.04 - 0.08
Acero	0.02 - 0.05	0.02 - 0.05	0.02 - 0.05	0.02 - 0.05
Madera	0.16 - 0.30	0.10 - 0.18	0.10 - 0.22	0.07 - 0.18

Los decrementos logarítmicos de amortiguamiento para varios modos de vibrar, obtenidos durante las pruebas dinámicas del puente atirantado Bratislava sobre el Danubio, aparecen en la tabla 11.2 donde el punto A_8 se localiza a una distancia de 98.70 m del mástil, y el punto A_{10} a una distancia de 98.60 m del, punto A_8 en la dirección del mástil.

3.10 Maneras de suprimir la Inestabilidad

En puentes suspendidos, el fenómeno de inestabilidad puede ser suprimido por medio de:

- Incrementando la rigidez de los mástiles y las armaduras en flexión y torsión.
- Incrementando el amortiguamiento de ambos movimientos
- Cambiando la forma de la sección del puente, obteniendo una forma más Aerodinámica (Figura 3.13).
- Mejorando la ventilación en el tablero (modificando los barandales, elementos que dirijan el flujo de aire, etc.)
- Incrementando la distancia entre el centro de torsión y el centro de gravedad.
- Incrementando la relación torsión-flexión de las primeras frecuencias naturales.

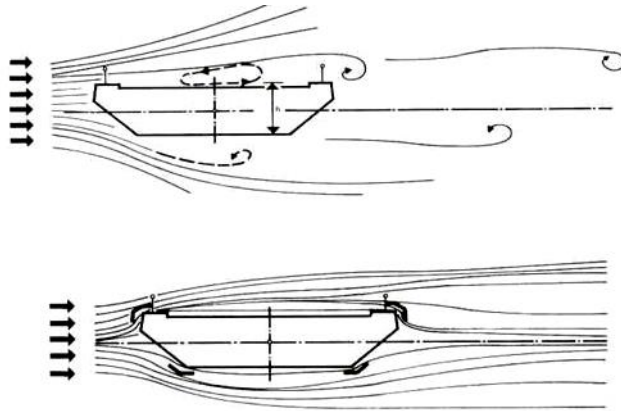


Fig. 3.13 Sección de Tablero con y sin deflectores

El desarrollo a nivel mundial del diseño de puentes suspendidos tiende definitivamente al tercer planteamiento. La estabilidad aeroelástica se puede mejorar escogiendo en forma conveniente la sección del puente. Como por ejemplo, las secciones de los puentes “Severn Bridge” en Gran Bretaña y el puente “Lillebaelt” en Dinamarca, ambos tienen una sección tipo cajón, tienen una muy buena forma aerodinámica y son rígidos en torsión.

Los ribetes de acero instalados en los barandales en el caso del segundo puente dirigen el flujo de aire por encima del tablero. Las secciones cerradas en los puentes también permiten hacer una diferenciación entre las frecuencias torsionante y flexionante.

3.11 Factores que controlan la estabilidad en puentes atirantados

3.11.1 Introducción

Los puentes atirantados pueden ser diseñados para que sean aerodinámicamente estables, esto quiere decir que no sean susceptibles a grandes amplitudes bajo condiciones de viento intenso. Estas pueden ser oscilaciones divergentes tal como ocurren con la inestabilidad por flutter ó también oscilaciones de amplitud limitada

tal como ocurren con el desprendimiento de vórtices. Cierta número de factores tienen influencia sobre la estabilidad aerodinámica, de los más importantes son los siguientes:

- La forma del tablero es importante, especialmente los detalles cercanos a los bordes.
- Las frecuencias y las formas de deformación de los diferentes modos de vibrar son también importantes. Estas están influenciadas por el claro del puente, del arreglo de los cables, la rigidez del tablero y por el diseño del mástil.
- Las condiciones climáticas. El problema de asegurar suficiente estabilidad aerodinámica es mucho mayor en zonas donde se presentan tifones ó huracanes que en zonas de viento moderado.
- Durante la etapa de construcción la acción por buffeting del viento causa altos esfuerzos en la estructura, particularmente en las torres ó mástiles donde se usa el método de cantiliver balanceado. Aunque el buffeting no es estrictamente una inestabilidad, resulta en oscilaciones de gran amplitud que pudieran tener consecuencias estructurales no deseadas.
- Las oscilaciones de puentes atirantados han sido un problema persistente en años recientes. La longitud libre, la textura de la superficie, y el amortiguamiento de los cables, todo juega un papel en la inestabilidad así como la presencia ó ausencia de lluvia.

Adicionalmente a estos factores, existen otras influencias secundarias que se pueden considerar:

- La alineación relativa del puente con respecto a las direcciones de viento intenso en el sitio, pueden afectar significativamente la probabilidad de que el puente como un todo, ó los cables, comiencen a oscilar.

- La rugosidad de la superficie y de la topografía que rodea al puente afectan la turbulencia del viento, el cual a su vez, puede afectar la estabilidad. También, características topográficas tales como montañas y valles, re-ajustan el vector de velocidad del viento en dirección vertical y horizontal.
- La masa del puente tiende a ayudar a estabilizar al puente. Por lo tanto, puentes con poco peso resultan más difícil de estabilizar que aquellos con gran peso.
- El amortiguamiento de la estructura del puente suprime las oscilaciones por desprendimiento de vórtices y retarda el inicio del flutter.
- La presencia de agua en la superficie cercana al tablero puede afectar el patrón del flujo de aire alrededor, cambiando la estabilidad aerodinámica.
- La presencia y movimiento del tráfico sobre el puente puede alterar la respuesta al desprendimiento de vórtices. Las acumulaciones de nieve ó hielo pueden cambiar la forma aerodinámica en áreas críticas cercanas a los bordes. (bloqueo de los barandales).

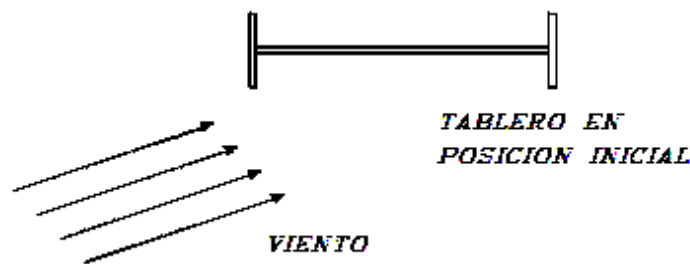


Fig. 3.14 Sección de tablero en posición inicial con ataque del viento $\alpha \neq 0^\circ$

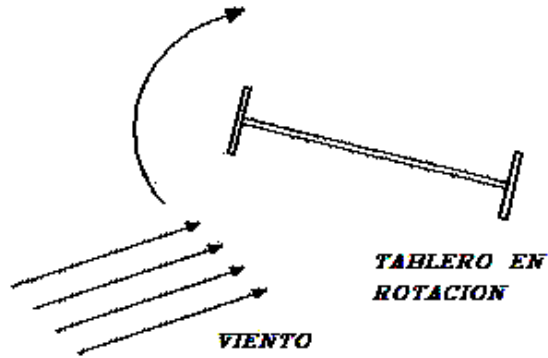


Fig. 3.15 Sección de tablero en rotación por la acción del viento

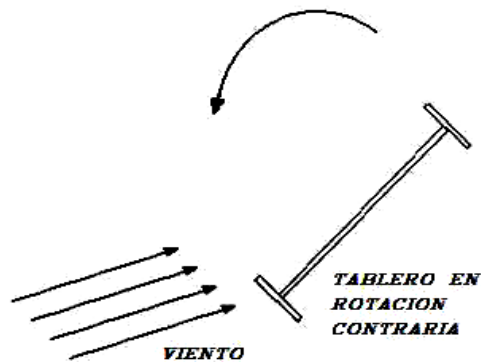


Fig. 3.16 Sección de tablero en rotación contraria

Con cada nuevo diseño el orden de importancia de los factores mencionados anteriormente pueden cambiar. Sin embargo, los criterio de diseño por flutter y excitación por vórtices deberían ser similares para la mayoría de los puentes.

3.11.2 Criterio para flutter

El fenómeno de flutter tiene el potencial de destruir un puente. Por lo tanto, la probabilidad de que ocurra debe ser situada a un valor pequeño, lo que implica que la “velocidad por flutter” debe ser alta, esto es, muy por encima al valor de 100 años usado en el diseño por resistencia.

MacGregor [MacGregor, 1976] consideró el problema de cual sería el nivel razonable de riesgo a la falla estructural, teniendo en mente los riesgos que la gente está preparada a tomar en otros contextos. Basándonos en su información, una probabilidad de 10^{-5} por año representa un valor aceptable. Entonces, si el comienzo del flutter se consideraba un sinónimo de falla, esto se traduce en que por requisito la velocidad por flutter sea en exceso a la velocidad de viento de 100,000 años. Este tipo de criterio fue propuesto por Irwin [Irwin, 1987].

Sin embargo, la velocidad por flutter, como típicamente se determina en pruebas de túnel de viento sobre modelos seccionales, no es necesariamente la misma que la velocidad de falla y valdría la pena considerar esto con más detalle con objeto de evitar tomar un criterio muy conservador. A menudo la velocidad por flutter se determina a una relación de amortiguamiento baja, esto es, de 0.5% a 1.0%, considerando que el amortiguamiento real del puente cerca de la falla probablemente es mucho mayor debido a los altos esfuerzos que se presentan.

También, las pruebas de modelo seccional son usualmente desarrolladas en viento laminar en vez de en viento turbulento (real) e ignoran los efectos en tres dimensiones que a menudo mejoran la estabilidad. Estos factores ayudan a la supervivencia del puente más allá de la velocidad por flutter calculada por medio de las pruebas de túnel de viento en modelo seccional.

La figura 3.17 muestra tres tipos de predicción de la respuesta torsional vs. Velocidad media del viento (promedio sobre aproximadamente 10 minutos).

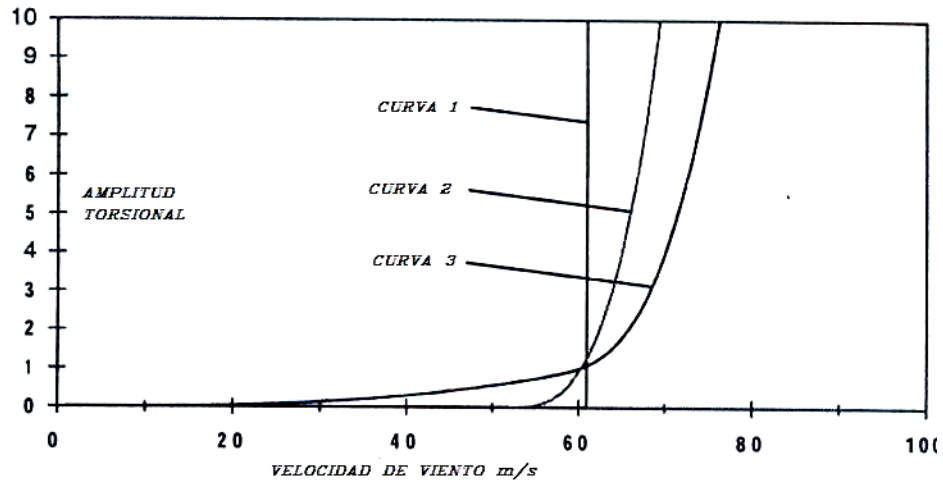


Figura 3.17 Respuesta torsional de acuerdo a la teoría idealizada (curva 1), modelo seccional en flujo laminar (curva 2) y en modelo completo aerolástico en flujo turbulento (curva 3)

La curva 1 representa la teoría del flutter idealizada; la curva 2 representa un resultado típico de un modelo seccional en dos direcciones en viento laminar, y curva 3 representa lo que se ha encontrado típico usando un modelo aerolástico completo en tres dimensiones en viento turbulento simulado. La curva 3 corresponde a la simulación más comprensiva y por lo tanto puede ser vista como la más realista.

Sin embargo, por razones logísticas los resultados del modelo seccional son a menudo todos de los que se disponen al principio en el diseño cuando muchas de las decisiones importantes son hechas tomando en consideración la geometría del puente. Entonces la estabilidad del puente debe a menudo estar determinada sobre las bases de la curva 2. La velocidad por flutter usualmente es definida como la velocidad donde la curva 2 excede primero algún valor seleccionado, tal como 1.5 grados.

De la discusión anterior, resulta posible tener dos opciones para definir un criterio para el flutter. Opción 1 es requerir que la velocidad de flutter sea igual ó exceda la velocidad de viento para un período de retorno de 10^5 años y evaluar la velocidad

de flutter a un valor de amortiguamiento representativo de amplitudes muy altas cercanas a la falla. La opción 2 es establecer como meta un valor más bajo que una velocidad de viento para 10^{-5} años y evaluar la velocidad de flutter a un valor de amortiguamiento representativo de amplitudes de oscilación bajas a moderadas.

Con la opción 1, los datos de los valores de amortiguamiento del puente a muy altas amplitudes no se disponen haciendo difícil seleccionar un valor apropiado. Sin embargo, una relación de amortiguamiento del 2% a una muy alta amplitud es conservadora.

Con la opción 2 no resulta claro cuanto menor deberá establecerse la velocidad por flutter con respecto a la velocidad de 10^5 años, pero basándonos en las características típicas de los puentes, una caída en el período de retorno de por lo menos un orden de magnitud a 10^4 años puede ser razonable. Como sucede, el período de retorno de 10^4 años es también más consistente con las probabilidades de ocurrencia típicamente usadas para otras situaciones de diseño como con sismo, impacto de barcos ó condiciones de carga últimas por viento.

El método usual de extrapolar de registros de viento extremo indica la relación de la velocidad de viento a 10^4 años con respecto a la velocidad de viento normal a 100 años usada para diseño, típicamente está en el rango de 1.2 a 1.3, excepto en áreas con huracanes donde la relación típica es de 1.4 a 1.6. Con el interés de simplificar, y teniendo en mente el nivel general de incertidumbre para determinar las velocidades de viento en largos períodos de retorno, resulta razonable seleccionar valores en la parte media de éstos rangos.

Por lo tanto, cuando se usa la opción 2 del criterio de flutter se sugiere que la velocidad de flutter exceda 1.5 veces la velocidad de viento a 100 años en zonas con huracanes. Si el puente no está alineado normal a la dirección de vientos

fuertes dominantes entonces podría ser justificada alguna reducción en la velocidad de flutter, como se describe por Irwin [Irwin, 1987].

La discusión anterior está enfocada principalmente en los resultados de modelos seccionales, esto es, la curva 2. Es importante observar que con la curva 3 en la figura 1, obtenida de un modelo aerolástico completo, puede ser difícil definir exactamente en donde el flutter llega a ser la forma dominante de excitación como se comparó con la turbulencia por buffeting.

Sin embargo, la necesidad de definir una velocidad precisa de flutter es menor si se dispone de la curva 3 ya que proviene de una simulación mucho más comprensiva, que contiene la mayor parte de la información requerida para evaluar la confiabilidad y cargado del puente a velocidades de viento en exceso de valores de un período de retorno de 100 años.

3.11.3 Criterio por excitación de vortices

Los desprendimientos por vórtices pueden causar oscilaciones verticales ó de torsión de amplitud limitada de tableros de puentes de grandes claros. En los Estados Unidos, el comité ASCE 1981 sobre “Cargas de Diseño para Puentes”, Buckland

et al [Buckland,1981], sugiere limitar la aceleración vertical máxima asociada a éstas oscilaciones a un 5% de la gravedad para velocidades de viento por debajo de 13.4 m/s (30 m.p.h.) y de un 10% de la gravedad para velocidades superiores.

El “British Design Rules” (1993) clasifica las aceleraciones verticales por encima de un 4% de la gravedad como “no agradables” mientras que por debajo de éste nivel se clasifican como “tolerables”, éstas clasificaciones se aplican a vientos por debajo de los 20 m/s (45 m.p.h.). A una aceleración del 8% de la gravedad el “British Rules” indican una desagradable sensación experimentada “pedestrian

discomfort may be experienced”y se sugiere tomar acciones correctivas. Los criterios de Estados Unidos y Gran Bretaña son más ó menos similares entre sí.

Ya que la amplitud por excitación por vórtices varía aproximadamente en proporción inversa a la relación de amortiguamiento, es necesario definir a que nivel de amortiguamiento éste criterio será aplicado. Las mediciones de amortiguamiento en puentes de grandes claros indican valores tan bajos como 0.5% son comunes en amplitudes bajas a moderadas. Por lo tanto es razonable asumir éste valor en estudios de túnel de viento de excitación por vórtices al menos que información más precisa esté disponible para el puente en estudio.

La turbulencia del viento tiende a suprimir la excitación por vórtices. Se ha enfatizado en estimar la estabilidad aerodinámica usando modelo seccional, pero una desventaja del modelo seccional es que usualmente no es posible estimar el espectro de turbulencia en forma completa. Una aproximación es simular la alta frecuencia final del espectro, esto es, las turbulencias más pequeñas. Para hacer esto se requiere que las siguientes relaciones se satisfagan para frecuencias no-dimensionales por encima de $nD/U = 1.0$

$$[nS(n)/(U^2)]_{\text{modelo}}=[nS(n)/(U^2)]_{\text{escalareal}} \quad (3.5)$$

Donde:

n =frecuencia

$S(n)$ = potencia del espectro de la componente de velocidad de turbulencia

U = velocidad media del viento

D = Peralte del tablero

Un criterio simple propuesto para la velocidad por flutter usando las pruebas de modelo seccional, es 1.25 veces la velocidad media de 10 minutos a la altura del tablero para áreas no afectadas por huracanes. En áreas con huracanes el factor se incrementa de 1.25 a 1.5.

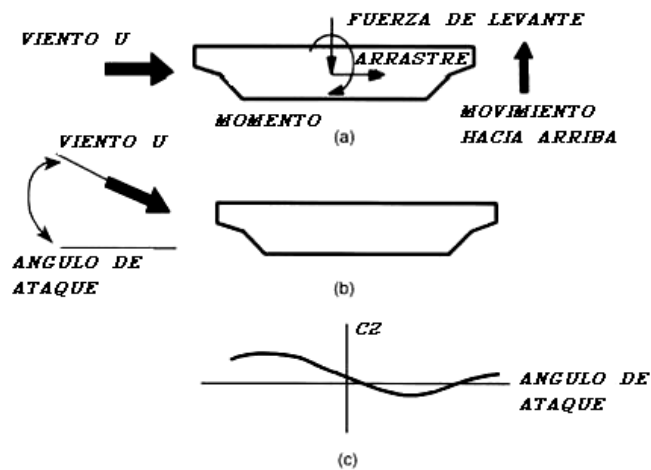


Fig. 3.18 Acción del viento sobre tablero y sus grados de libertad

3.10 Conclusiones

En el diseño de puentes de claros grandes e intermedios se requiere de una investigación aerodinámica para asegurar que el puente no sufrirá vibraciones inducidas por viento.

Los componentes de una investigación son los siguientes:

- 1) Un análisis modal en tres dimensiones de la estructura completa para determinar las formas modales y frecuencias de los modos torsional y flexionante.
- 2) Un análisis de las condiciones de viento que prevalecerán en el sitio y una estimación de los vientos extremos.
- 3) Pruebas de Túnel de Viento.
- 4) Estimación del comportamiento del puente completo y las fases de Montaje.
- 5) Comportamiento de los componentes del Puente tales como los cables y las torres durante el Montaje.

CAPÍTULO 4

PRUEBAS DE TUNEL DE VIENTO

4.1 Introducción

Aunque la ciencia de la Mecánica de Fluidos teórica está bien desarrollada y los métodos computacionales están experimentando un rápido crecimiento, es necesario desarrollar experimentos físicos para profundizar dentro de muchos efectos complejos asociados con el flujo de fluidos. Este es el caso del campo de la aeronáutica, para la cual los túneles de viento fueron primeramente desarrollados, y en mayor grado, en el estudio práctico de edificios, estructuras, y maquinaria localizados en la capa atmosférica más cercana a la superficie de la tierra.

Para la mayor parte, tales estructuras han sido diseñadas para otros propósitos que proporcionar la mínima resistencia al aire en movimiento actuando sobre ellas. Por lo tanto, en recientes décadas han sido el foco de lo que se denomina aerodinámica de los cuerpos sobre flujo de aire “bluff – body”. En ésta clase de aerodinámica existe mucho énfasis sobre flujos alrededor de esquinas con aristas terminadas en punta, flujos que se separan, etc. Estas situaciones se encuentran entre las más recónditas cuando surgen dentro de los métodos computacionales y métodos teóricos. El túnel de viento, es naturalmente una herramienta para la investigación en éste contexto.

Típicamente, los cuerpos “bluff-body” a escala real son inmersos a un flujo atmosférico turbulento. Flachsbarth determinó en el año de 1932 que las simulaciones del comportamiento aerodinámico de edificios deberán ser conducidas en flujos de túneles de viento con características similares a aquéllas del viento natural.

Actualmente, una gran mayoría de pruebas son desarrolladas en túneles de viento que simulan el flujo atmosférico. En algunos casos son aceptadas pruebas en “flujo laminar” (“smooth flow”), por ejemplo para el caso de investigaciones preliminares de la forma geométrica del tablero en modelos seccionales del tablero del puente.

Existe entonces un gran interés en adquirir conocimiento, de la naturaleza del flujo del viento en la capa superficial de la tierra, y se trata en lo posible de duplicar las características en el Túnel de viento, las cuales son adquiridas de investigaciones meteorológicas de la capa atmosférica superficial.

Las simulaciones se desarrollan a una escala geométrica reducida por razones económicas y por conveniencia. La cuestión de la escala abre el área relacionada con “similitudes físicas” y su teoría necesaria, la cual hace énfasis sobre un grupo de números adimensionales y criterios aplicables de “similitud” tanto al flujo de viento como a los modelos de prueba de las estructuras que se colocan en el túnel de viento.

Con las características que se pretenden reproducir ó buscadas del flujo y los factores de escala para las similitudes establecidas, llega a ser aparente que ciertos de los criterios establecidos de “similitud” no pueden ser satisfechos bajo condiciones típicas de pruebas diarias. Por lo tanto, el modelador se enfrenta al arte de determinar el desarrollo y la interpretación más que a una ciencia exacta.

4.2 Requerimientos básicos de “SEMEJANZA”

En el análisis de cualquier problema, particularmente aquel que será estudiado experimentalmente, es usual identificar un grupo de parámetros adimensionales que gobernarán. Estos parámetros se obtienen en ciertos casos primero planteando las ecuaciones diferenciales parciales que describen el sistema físico que se tiene por resolver. Estas ecuaciones son entonces representadas en forma adimensional dividiendo cada una de las variables clave por un valor de referencia que tenga la dimensión correspondiente.

Cuando el proceso se completa, surge un grupo de números adimensionales como factores que gobiernan el comportamiento físico del sistema. Manteniendo los valores de tales grupos intactos de una situación (prototipo) a otra (modelo) automáticamente asegurará la semejanza. En el caso de flujo fluido, éste proceso involucra la conservación de ecuaciones para masa, momento y energía, junto con la ecuación del estado del fluido. Estas son planteadas y convertidas a forma adimensional en la manera descrita.

Este es un análisis adimensional basado en un grupo de parámetros adimensionales supuestos a priori para modificar el flujo del túnel de viento.

4.3 Simulaciones de Flujos Atmosféricos en Túneles de Viento

Para lograr una semejanza entre el modelo y el prototipo, es deseable reproducir a la escala requerida las características del flujo atmosférico esperado que afecta a la estructura en estudio.

Estas incluyen:

- La variación de la velocidad media del viento con la altura
- La variación de las intensidades de turbulencia y las escalas integrales (“integral scales”) con la altura
- El espectro (“spectra”) de turbulencia y espectro-transversal (“cross-spectra”) a lo largo del viento, transversalmente al viento, y direcciones verticales.

Con el intento de simular los flujos atmosféricos, hasta el momento han sido confinados a flujos de tipo “boundary-layer”. Pocas investigaciones de laboratorio, si no es que ninguna, han sido enfocadas a vientos con dirección hacia abajo (“downslope winds”), ojos de huracán, tornados y tormentas.

Los túneles usados para propósitos de Ingeniería Civil, tienen secciones transversales que raramente exceden 3 m x 3 m. (Una notable excepción es el túnel de 9 m x 9 m de la National Research Council, Ottawa, Canadá.)

4.4 Tipos de Túneles de Viento

Tres tipos de túneles de viento han sido usados para la simulación de flujo atmosférico. Son referidos como:

4.4.1 Túneles largos

4.4.2 Túneles cortos

4.4.3 Túneles con aparatos activos

4.4.1 Túneles largos.

En túneles de viento largos se tiene una altura del túnel típica de 0.5 a 1 m sobre un piso rugoso del orden de 20 a 30 m de longitud. La altura del flujo del túnel puede incrementarse colocando en la entrada de la sección de pruebas aparatos pasivos como los descritos en el caso de túneles cortos. Este aumento artificial puede ser necesario, particularmente en simulaciones de flujo sobre el océano ó sobre terreno con baja ó moderada rugosidad.

La altura de la mayor parte de los túneles puede ser ajustada para incrementar ligeramente con la posición de flujo en dirección hacia abajo. El propósito de tal ajuste es lograr cero gradiente de presión del flujo, el cual de otra manera no sería logrado, debido a las pérdidas de energía asociadas con la fricción del flujo en los muros y la fricción interna debido a la turbulencia.

Las simulaciones de turbulencia atmosférica en túneles de viento largos son probablemente las mejores que han sido logradas en el presente “estado del arte”.

Sin embargo, aún cuando no se utilicen aparatos pasivos tales como desviadores, la similitud entre la turbulencia en el flujo del Laboratorio y la atmósfera generalmente no se logra. La falta de similitud llega a ser mayor, si por ejemplo, se utilizan desviadores.

4.4.2 Túneles cortos.

Los túneles de viento usados en aeronáutica son usualmente diseñados para realizar pruebas en flujo laminar (“smooth flow”) y por lo tanto no tienen secciones de prueba largas. Muchos de éstos túneles han sido utilizados para aplicaciones de la ingeniería agregando en la entrada de la sección de pruebas, aparatos pasivos , tales como parrillas ó rejillas, barreras, cercas, y deflectores, los cuales proporcionan una frontera de grueso espesor . El piso de la sección de pruebas que usualmente es de 5 m de longitud, está cubierto con elementos rugosos.

Los resultados de pruebas y otros estudios indican que, sin considerar el tipo de aparato pasivo que se emplee, las simulaciones en túneles de viento cortos generalmente no logran la semejanza entre la “turbulencia en el laboratorio” y aquella del “flujo atmosférico”.

4.4.3 Túneles con aparatos activos.

En túneles equipados con jets es posible, dentro de ciertos límites, variar el perfil de velocidad media y la turbulencia del flujo independientemente una de la otra. Tales túneles son relativamente costosos y no necesariamente resultan ser simulaciones de flujo superiores. Sin embargo, éstas pueden ser útiles para estudios básicos en los cuales se desea estudiar en detalle el efecto

de variar las características del flujo, en forma independiente de otras características.

Recientemente, con el objeto de crear y simular los efectos de la turbulencia a gran escala sobre modelos de tableros de puentes, se han utilizado cascadas activas de superficies aerodinámicas movibles. [Bienkiewicz J. E., 1983] y [Cermak, J.E., 1983]

4.5 Simulaciones de cuerpos con características Aerodinámicas y aeroelásticas en Túneles de Viento

Algunos de los aspectos a considerar es la dependencia de la respuesta aerodinámica y aerolástica de los modelos en túnel de viento sobre las características de turbulencia y número de Reynolds del flujo de viento.

4.6 Efectos de la turbulencia del flujo

Los detalles de la dependencia del comportamiento aerodinámico y aeroelástico de los cuerpos sobre la turbulencia del flujo no son totalmente comprendidos.

Sin embargo, es claro que para que los efectos de la turbulencia en el modelo sean similares a los del prototipo, es necesario que la relación entre alguna longitud típica que caracteriza la turbulencia y algunas dimensiones características del cuerpo sean las mismas en ambas situaciones.

Es conveniente adoptar la escala Integral Lux como la longitud característica de la turbulencia. El factor de escala geométrico de la simulación, $DL = D_m/D_p$, deberá ser dado por la siguiente expresión:

$$DL = (Lux)_m / (Lux)_p \quad (4.1)$$

Donde $(Lux)_p$ y $(Lux)_m$ son, respectivamente, un estimado de la escala integral que se obtiene en la atmósfera a alguna elevación representativa, y la escala integral medida en el flujo del túnel de viento a la correspondiente elevación por encima del piso del túnel.

La expresión anterior es violada en muchos casos debido a la dificultad en lograr escalas integrales suficientemente grandes en Laboratorio, particularmente en túneles cortos. Sin embargo, aun cuando ésta expresión se cumple nominalmente, debería mencionarse que las escalas integrales son pobremente conocidas y pueden variar de medición a medición por un factor de 5 ó aún de 10. Entonces, el valor asumido de la relación $(Lux)_m / (Lux)_p$ puede diferir significativamente de su valor real.

4.7 Efectos del Numero de Reynolds

Las esquinas terminadas en punta causan una separación inmediata del flujo, independientemente del Número de Reynolds del flujo. Por ésta razón generalmente se asume que si el flujo es simulado adecuadamente, las presiones también se consideran adecuadas cuando son aplicadas sobre estructuras rectangulares y con esquinas en punta en las pruebas de túneles de viento.

Notemos también que los detalles del modelo a escala que requieren dimensiones extremadamente pequeñas, como por ejemplo, en los modelos de miembros de una armadura a una escala de 1/500 ó menor, puede ser que los coeficientes de arrastre aplicables a tales miembros puedan ser influenciados (aumentados) por los efectos del número de Reynolds.

En el caso de cuerpos con superficies curvas, las deficiencias en el número de Reynolds pueden tener efectos significantes, como es el caso de torres ó cilindros con superficies circulares.

4.8 Bloqueo del Túnel de Viento

Un cuerpo colocado en el túnel de viento obstruirá parcialmente el paso del flujo, causando una aceleración del flujo. Este efecto se le denomina como bloqueo “blockage”. Si el bloqueo es sustancial, el flujo alrededor del modelo, y el comportamiento aerodinámico del modelo, no son representativos de las condiciones del prototipo.

Las correcciones para el bloqueo dependen de la forma del cuerpo, la naturaleza de los efectos aerodinámicos en estudio (por ejemplo, arrastre, efecto de levante, número de Strouhal, etc.), las características del flujo del túnel de viento, y las dimensiones relativas “modelo / túnel”.

Melbourne ha concluido [W. H. Melbourne, 1982] que, en el caso del arrastre (“drag”), se puede utilizar la siguiente relación para la gran mayoría de configuración de modelos en todos los flujos, incluyendo flujos con fronteras (“boundary-layer flows”).

$$CD_c = CD / (1 + KS/C) \quad (4.2)$$

Donde CD_c es el coeficiente de arrastre corregido, CD es el coeficiente de arrastre medido en el túnel de viento, S es el área de referencia para los coeficientes de arrastre

CD_c y CD , y C es el área transversal del túnel de viento. La relación S/C está referida a la relación de bloqueo. El coeficiente K ha sido determinado solamente para un número limitado de situaciones.

4.9 Métodos de Prueba en Túneles de Viento

Existen tres técnicas bien establecidas para desarrollar las pruebas en túnel de viento:

- El modelo seccional (“sectional model”)
- El “taut strip model”
- Modelo completo

El modelo seccional es el más frecuentemente usado [Farquharson 1949-54, Wardlaw 1978, Scanlan 1975]. Por medio de ésta técnica se modela una sección central del claro principal. El modelo por sí mismo es rígido pero está suspendido entre los muros del túnel de viento ó entre placas extremas, por medio de resortes que restringen la torsión y la traslación vertical del tablero (Figura 8). La escala del modelo con respecto al modelo completo típicamente está en el rango de $\lambda = 1:30$ a $1:200$.



Figura 4.1 Modelo seccional

Deberá de modelarse correctamente la geometría del tablero, la masa, el momento polar de inercia, la relación de frecuencias (N_{θ} / N_z) y la relación de amortiguamiento crítico. El escalado de la velocidad, λ_v , es arbitraria pero la velocidad usualmente se utiliza una escala reducida por un factor de 2 ó 3. Las pruebas generalmente se realizan en flujo laminar, aunque se han hecho

investigaciones en flujo turbulento [Davenport 1982, Wardlaw 1984 y Cermak 1983].

El modelo seccional se utiliza para determinar la susceptibilidad del tablero a la excitación por vórtices, inestabilidad torsional y flutter. De los resultados se determina lo siguiente:

- Velocidades de viento para la excitación por vórtices
- Velocidades críticas para la inestabilidad torsional
- Velocidades críticas para la inestabilidad por flutter
- Amplitudes

El modelo seccional es también usado para medir la fuerza aerodinámica media y los coeficientes de momento actuando sobre el tablero como función del ángulo del viento. Estos datos se utilizan para la estimación de los valores medios de las cargas y para análisis por buffeting.

El modelo seccional es adecuado para estudiar las características aerodinámicas del tablero y es una herramienta para el mejoramiento de secciones aerodinámicas. Es un método de prueba que se desarrolla a un costo relativamente bajo, rápido de ejecutar y práctico. Una de sus limitantes es la omisión de los efectos elásticos en tres dimensiones y de la simulación escalada de la turbulencia atmosférica. Sin embargo, se ha encontrado que los resultados son conservadores.

El método de prueba denominado “taut strip method” fue desarrollado para estudiar los puentes suspendidos a la mayor escala posible [Tanaka 1982, Davenport 1972]. Pequeños segmentos del tablero son montados sobre un par de alambres, extremo con extremo, separados por pequeños espacios intermedios. El modelo normalmente cubre la sección de pruebas del túnel de viento. Las frecuencias modales se controlan por medio de la tensión en los cables, y la

relación de frecuencias por medio del espaciamiento de los alambres. Las escalas de los modelos típicamente están en el rango de $\lambda_L = 1:100$ a $1:200$.

Este tipo de modelo tiene las ventajas con respecto al modelo seccional de que puede ser probado en turbulencia atmosférica escalada y el movimiento del modelo en tres dimensiones.

Algunas precauciones deberán de considerarse como por ejemplo, el rango de movimiento del puente no está simulado y además la forma modal del modelo para el caso de puentes atirantados, puede no ser la misma que la del prototipo.

En el caso del modelo completo, se construye un puente completo tal que sea dinámicamente similar al prototipo. Este deberá de ser probado en una superficie simulada que modele las condiciones del puente en sitio, aunque es también útil probar el puente en flujo laminar cuando se determina la excitación por vórtices, inestabilidad torsional y flutter. Los movimientos observados del puente pueden ser fácilmente escalados (aumentados) para obtener la respuesta del prototipo.

El modelo completo es particularmente útil para determinar la respuesta por buffeting y velocidades críticas del viento para la inestabilidad torsional y flutter.

La relación de escala geométrica típicamente es del orden de $\lambda_L = 1:100$ a $1:400$. Para puentes suspendidos, las fuerzas gravitacionales pueden jugar un papel importante en el comportamiento dinámico en viento. Con el objeto de que las fuerzas gravitacionales sean correctamente modeladas, la velocidad escalada, λ_v , debe ser igual a la raíz cuadrada de la relación de escala geométrica:

$$\lambda_v = [\nabla_{\text{modelo}} / \nabla_{\text{prototipo}}] = (\lambda_L)^{1/2} \quad (4.3)$$

Para puentes atirantados, las fuerzas gravitacionales son de menor importancia en el comportamiento dinámico y la velocidad escalada puede ser seleccionada arbitrariamente como en el caso del modelo seccional.

El modelo completo es el único que incluye todos los parámetros relevantes a la vez. Muchas veces, es deseable desarrollar pruebas en modelos seccionales antes de comenzar las pruebas con modelo completo para fines de explorar la sección.

CAPÍTULO 5

MODELOS MATEMÁTICOS PARA PUENTES

5.1 Introducción

La simulación de una estructura consiste en idealizarla como un sistema formado por miembros cuyo comportamiento pueda ser analizado con suficiente precisión. Pueden ser empleados diferentes tipos de modelos dependiendo de la complejidad de la estructura y del estado que haya alcanzado el diseño.

Los modelos pueden ser de dos tipos:

- Modelos planos
- Modelos espaciales

Estos pueden cubrir la totalidad de la estructura ó solamente una parte de ella, y pueden consistir de una gran variedad de miembros. Los mástiles ó pilones pueden ser representados generalmente por elementos tipo “barra” Lo mismo se puede decir del tablero si éste realmente se comporta como viga (secciones rígidas en cajón, verticalmente suspendidas) y también, en todos los casos, durante la etapa de diseño preliminar (estudios de varias configuraciones) y considerando los aspectos de montaje (revisando diversos sistemas parciales).

El tablero puede ser representado por elementos tipo “placa” durante las etapas principales de diseño, si su comportamiento difiere considerablemente del de una viga (soporte lateral, sección transversal deformable). Para el estudio de problemas locales es posible emplear elementos tipo “placa”, y empleando modelos parciales.

Los cables también pueden ser representados por “barras” dándoles una inercia flexionante bastante pequeña y un módulo de elasticidad idealizado (Ernst’s modulus) mediante el cual hace posible considerar los efectos de la catenaria que presentan los cables. Este tipo de modelos se pueden utilizar cuando se trata de

estructuras donde los cables están lo suficientemente tensionados bajo cargas permanentes, de tal manera que cualquier compresión que pueda resultar bajo la acción de cargas vivas resulta solamente en una reducción de la tensión inicial. Existen elementos que simulan el comportamiento real de los cables y éstos deberían ser integrados en programas que incluyan la “no-linealidad”.

5.2 Modelos Planos

El comportamiento de puentes atirantados bajo la acción de las cargas vivas es difícil de representar su comportamiento por medio de métodos simples e intuitivos. Es entonces, una ventaja tener un modelo simplificado durante los estados iniciales de diseño, por ejemplo, tener una proyección de la estructura completa en un plano, donde todos los elementos sean representados por medio de barras. En éste caso, una de las dificultades que surgen es la representación de la conexión entre el mástil y el tablero.

Esta simulación puede ser la causa que se presenta en la computadora de tener una inestabilidad cuando se diseña electrónicamente. Debido a la simplicidad en la introducción de los datos y la velocidad en los cálculos desarrollados, éste modelo servirá no sólo para definir las dimensiones de la estructura, sino que también para respaldar el concepto de diseño.

Además, cuando se preparan los cálculos finales, es posible trabajar en paralelo con el sistema simplificado y el modelo espacial, siendo el primero en ocasiones indispensable. De ésta manera, es posible verificar el orden de magnitud de los resultados y aún poder detectar cualquier error numérico que pueda surgir del programa usado ó de una simulación inadecuada.

En la figura 5.1 se muestra un modelo plano simplificado del puente Diepoldau, con el cual fue posible desarrollar diseños preliminares.

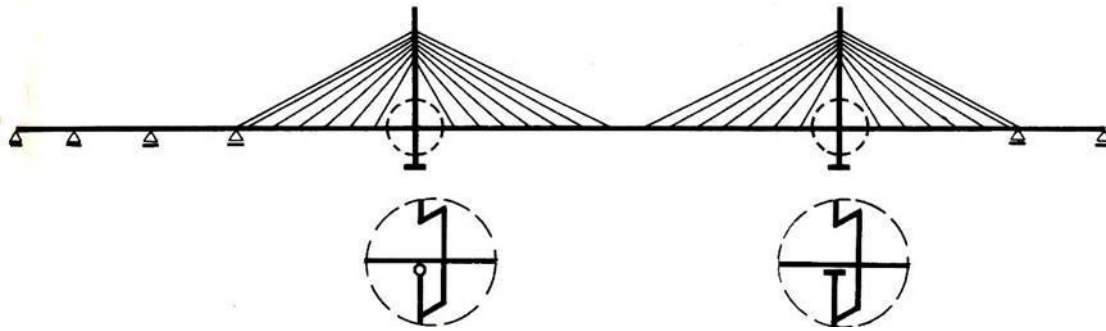


Fig. 5.1 Modelo Plano del Puente Diepoldsau

Las dimensiones finales pueden también ser establecidas sobre la base de un modelo planar. Esto se aplica particularmente a estructuras donde los mástiles no experimentan flexión transversal bajo carga muerta y carga viva por tráfico. En éste caso, las cargas transversales en el tablero se determinan por métodos tradicionales (tablas, gráficas) y las fuerzas en los cables se estiman como se hace para el caso de las vigas simplemente soportadas.

5.3 Modelos en el Espacio

En ciertos casos y en particular en puentes importantes, puede ser necesario usar modelos espaciales, con el objeto de desarrollar un análisis más detallado de ciertos aspectos.

En la figura 5.2 se muestra el modelo del puente Düsseldorf-Flehe con el cual fue posible calcular los efectos de viento y gradientes de temperatura y los efectos de la sección transversal del mástil.

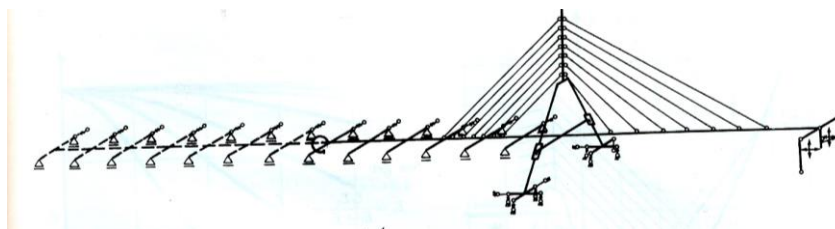


Fig. 5.2 Modelo espacial del Puente Düsseldorf-Flehe

El tablero de acero del puente Zárate-Brazo Largo está lateralmente soportado y lleva una línea de ferrocarril en uno de sus lados. Los efectos no-lineales y la naturaleza asimétrica de las cargas transversales requirieron del modelo espacial mostrado en la figura 5.3

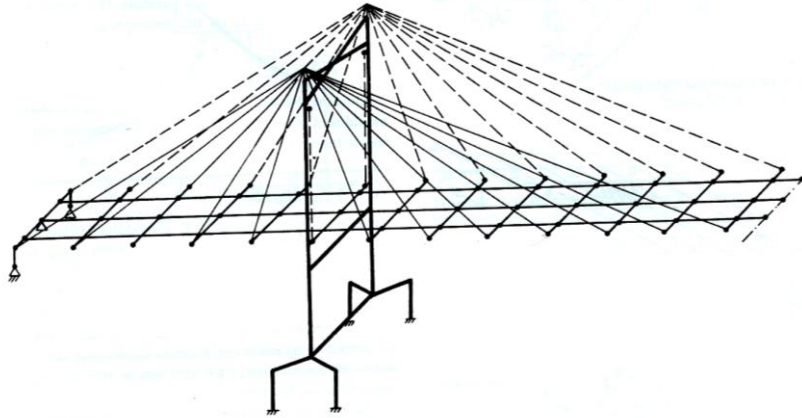


Fig. 5.3 Modelo Espacial de Puente Zarate-Brazo Largo

El diseño final del puente Diepoldsau requirió del uso de un marco espacial compuesto por elementos tipo “elemento finito” (Figura 5.4) Esta estructura es el primer ejemplo práctico de la nueva idea en puentes atirantados, con tablero esbelto formado por una losa simple de concreto, de 14.5 m de ancho y con un espesor promedio de 0.48 m. El marco espacial hizo posible calcular la flexión transversal de los mástiles, los rangos de influencia de las fuerzas en los cables y la flexión longitudinal y transversal del tablero.

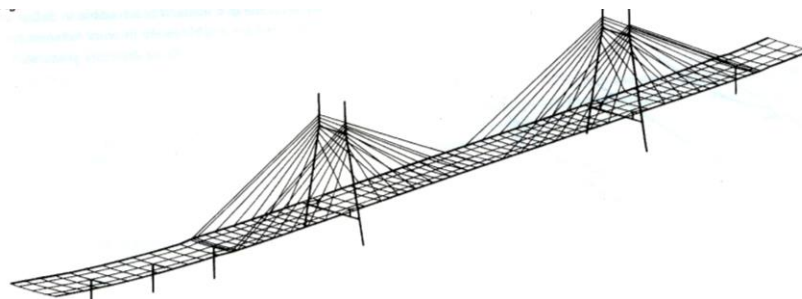


Fig. 5.4 Modelo espacial Puente Diepoldsau

5.4 Modelos Parciales

En ocasiones es aconsejable, examinar problemas especiales ó locales con la ayuda de modelos parciales. Este es el caso, por ejemplo del puente Dusseldorf-Flehe, (Figura 5.5) donde se muestra respectivamente un modelo espacial parcial para el diseño del mástil y un emparrillado de vigas para el diseño de los anclajes de los cables posteriores. Además, por medio de los elementos finitos fue posible analizar la introducción de la fuerza de un cable en la losa del tablero.

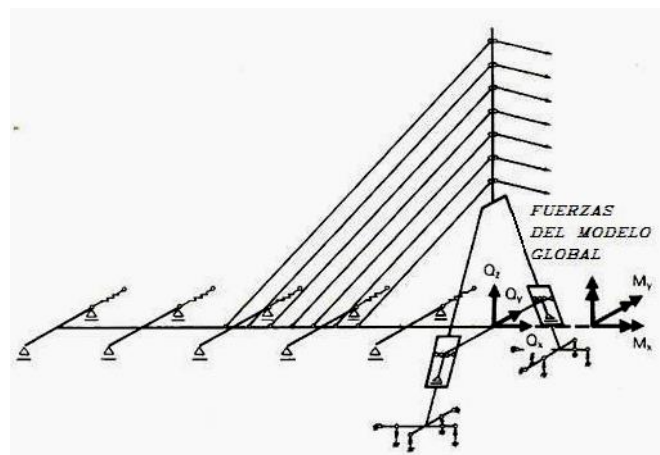


Fig. 5.5 Modelo Parcial del Puente Dusseldorf-Flehe

El diseño de las etapas de montaje es una de las aplicaciones especiales de los modelos parciales. Debido al gran número de estructuras diferentes por analizar se utilizan sistemas planares. Se puede hacer una revisión por medio de la cual se pueda asegurar que en cada caso, las cargas de montaje son menores que aquellas utilizadas en el dimensionamiento, y también, se puede revisar la tensión en los cables en cada nueva etapa para determinar la deformación esperada.

5.5 Los Cables

Debido a su baja rigidez en flexión, un cable solamente puede balancear su peso propio tomando la forma de una catenaria. Es necesario entonces analizar la extensión adicional del cable en catenaria cuando se le aplica una tensión adicional.

En éstos casos, se debe considerar para el caso de los cables que tienen un módulo de elasticidad idealizado, debido a dos fenómenos que se presentan. El primero es de que al aplicar una carga adicional Δf al cable, éste experimentará una deformación aparente producto de la disminución en la catenaria. A éste le llamaremos “módulo de elasticidad aparente, “E_f”, el cual es la relación entre el esfuerzo en el cable y la deformación unitaria que se presenta al disminuir la catenaria. El segundo fenómeno que se presenta es la deformación del cable debido a su relación esfuerzo-deformación, para lo cual se tiene su módulo de elasticidad E_c.

Por lo tanto, es posible calcular un módulo de elasticidad idealizado “E_i” [H. J. Ernst, 1965] que considere simultáneamente éstos dos fenómenos descritos anteriormente:

$$E_i = E_c / (1 + (\lambda l)^2 E_c / 12\sigma^3) \quad (5.1)$$

Donde:

σ = Esfuerzo en el cable

E_c = Módulo de elasticidad del acero

λ = densidad del cable

s = longitud de la cuerda

l = claro horizontal (= s cos α)

El módulo de elasticidad definido mediante ésta expresión es válida solamente para un solo valor de esfuerzo “ σ ”. Dado que los niveles de esfuerzo pueden variar debido a las cargas vivas, H. J. Ernst definió un módulo de elasticidad secante E_f :

$$E_f = [12\sigma_m^3 / (\lambda l)^2] \cdot [16\mu^2 / (1+\mu)^4] \quad (5.2)$$

Donde:

$$\mu = (\sigma_{low} / \sigma_{up})$$

$$\sigma_m = ((\sigma_{low} + \sigma_{up}) / 2)$$

5.6 El mástil

Los mástiles de los puentes atirantados están sujetos a altos esfuerzos de compresión ya que éstos soportan casi todo el peso propio y carga viva sobre la estructura. Estos miembros, siendo esbeltos, pueden llegar a ser inestables.

Para cumplir con las nuevas regulaciones, el dimensionamiento de los mástiles debe de desarrollarse de tal manera que cumplan el doble requerimiento de servicio y de una adecuada capacidad de carga.

El tablero necesariamente puede demandar métodos de cálculo muy extensos y elaborados. Los principios del dimensionamiento son grandemente inspirados por publicaciones que tratan acerca de los puentes atirantados, particularmente en Alemania y Francia. Solamente se considera el diseño de mástiles de Concreto. Esto es debido, por un lado de que las alternativas a base de acero son generalmente menos económicas, y por otro lado, el hecho de que los problemas que surgen de la no linealidad del material son más marcados para el concreto que para el acero. En términos generales, los mástiles de los puentes atirantados están sujetos a flexión oblicua bajo la acción de cargas vivas. El sistema normal en los métodos de análisis simplificados es el diseño longitudinal y transversal.

5.6.1 Estado Limite de Serviciabilidad

a) Diseño Longitudinal

En un estado de servicio, los mástiles están lo suficientemente contraventados por medio de los cables en la dirección longitudinal para permitir que los efectos de segundo orden sean despreciados. Además, la compresión causada por la acción de cargas permanentes y vivas es generalmente suficiente para mantener el conjunto actuando de una manera homogénea. En la mayoría de los casos, sólo cargas excepcionales, tales como sismos, podrían conducir al agrietamiento en las zonas más cargadas. El comportamiento estructural longitudinal de mástiles diseñados en estados de servicio pueden entonces ser comprendidos usando un modelo lineal-elástico.

Si ha sido establecido el uso de un modelo planar durante los estados preliminares de diseño, entonces, éste puede ser usado para el diseño final del mástil para flexión longitudinal.

La reducción en el tiempo de cálculo y la claridad de los resultados obtenidos ofrecen grandes ventajas, permitiendo cierta inexactitud del modelo. Si se requiere, del desarrollo de modelos espaciales para otros aspectos que del diseño estático, tales como la distribución de cargas concentradas en los cables ó de flexión transversal del mástil, los resultados del modelo plano pueden ser calibrados sobre la base de una carga característica. En cualquiera de los casos, el uso de modelos de marcos planos ha sido esencial para el análisis de casos de carga múltiple y sistemas estáticos parciales durante el montaje.

El diseño longitudinal de los mástiles en el estado de servicio es básicamente la revisión de los esfuerzos y la estimación de las deflexiones.

Estas revisiones deberían cubrir no solamente las fuerzas debido a cargas vivas sino también efectos hiperestáticos de cambios de temperatura y contracción del concreto.

Como sea posible, los momentos longitudinales flexionantes bajo cargas permanentes se cancelan por medio de una adecuada configuración y distribución de los cables, con el objeto de reducir el efecto de flujo plástico tanto como sea posible.

La preparación de diagramas que muestren la compresión y la flexión longitudinal en el mástil puede también proporcionar las bases para la revisión de la capacidad de carga del mástil.

b) Diseño Transversal

La flexión transversal es debido a la acción del viento y de cualquier clase de fuerzas fuera de los ejes en los cables.

5.6.2 Mástiles formados por brazos independientes

El uso de mástiles con brazos verticales ó longitudinales inclinados ha sido igualmente efectivo en el caso de suspensión central y en el caso de suspensión lateral (Figura 5.6)

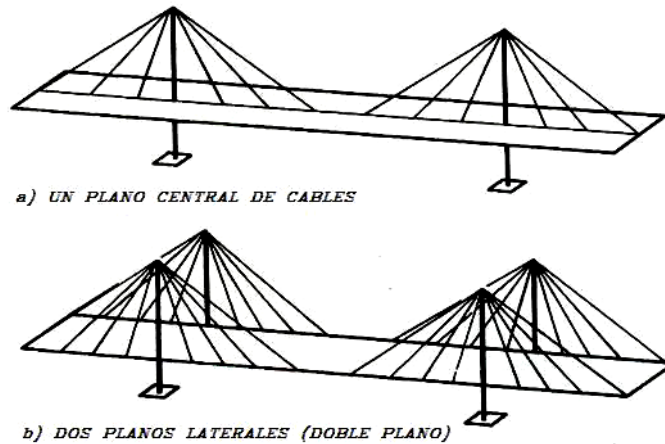


Fig. 5.6 Mástiles con suspensión central y lateral

Cuando se trabaja con suspensión lateral, se tiene que prestar especial atención al problema particular de la flexión transversal introducida por los cables sujetos a cargas permanentes.

La fuerza que predomina en flexión transversal es la carga de viento. Si la altura del mástil por encima del tablero es bastante alta, entonces se deberá de prestar especial atención a la intensidad del viento, teniendo en mente la localización geográfica de la estructura. El coeficiente de arrastre dinámico, que en ocasiones es difícil de determinar, a partir de códigos y reglamentos, debería si fuese necesario verificarse experimentalmente en el túnel de viento en un modelo a escala. La acción del viento en los cables se determina tomando en consideración el efecto de grupo, el cual puede incrementar las velocidades del flujo e incrementar apreciablemente las presiones.

Dependiendo del tamaño de la estructura, la distribución de las fuerzas transversales de viento pueden ser estimadas manualmente ó por medio de la computadora.

Para éste propósito, se puede utilizar un marco espacial ó un modelo empleando un emparrillado (cargando perpendicularmente al plano de la retícula).

Para el mástil se utiliza un modelo tomando en consideración la no-linealidad geométrica (diseño de segundo orden). Sin embargo, es posible despreciar la no-linealidad del material, ya que las secciones permanecen homogéneas y el miembro está solamente sujeto a flexión transversal por cargas de corta duración (viento).

Existen hoy en día diferentes programas de computadora que permiten realizar un diseño elástico de segundo orden en marcos planos, en el campo de desplazamientos pequeños, estando estos programas a disposición de los ingenieros. Sin embargo, es vital para estos programas representar las fuerzas de restricción en los cables como soportes horizontales elásticos.

5.6.3 Mástiles ligados por brazos transversales

En estos casos el viento no tiene una influencia importante, y la carga importante es la flexión transversal causada por cualquier desviación de los cables con respecto a los brazos del mástil.

En la figura 5.7 se muestran diferentes configuraciones de mástiles y la elevación que guardan los tableros dependiendo del tipo de configuración.

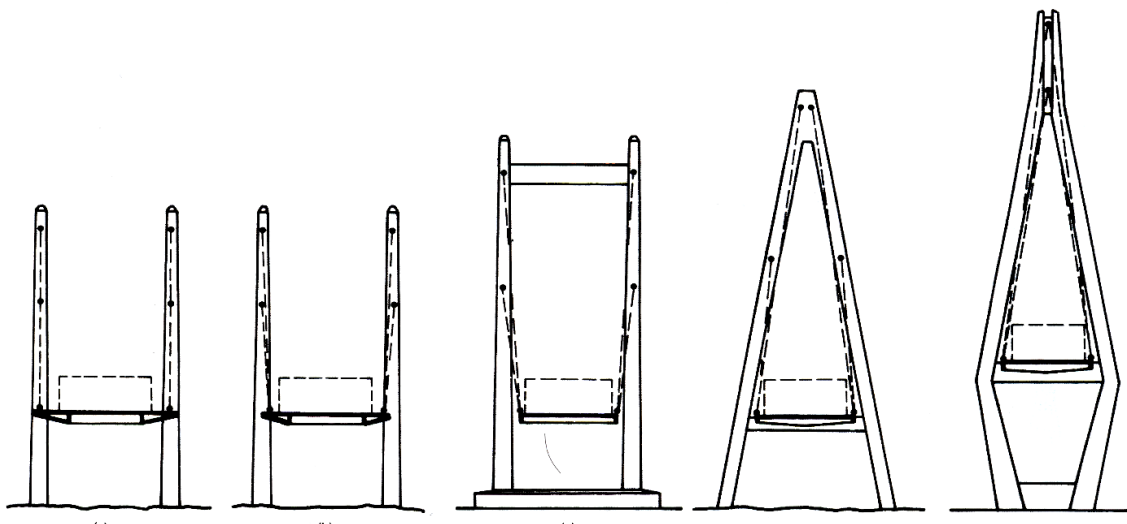


Fig. 5.7 Diferentes formas de Mástiles y elevaciones de tableros

Si la estructura es de tamaño mediano, con un número reducido de cables, las fuerzas de desviación de los cables se pueden determinar manualmente por medio de una apropiada interpolación, y la flexión transversal se puede calcular usando modelo plano. El uso de modelos en el espacio es esencial para otros casos.

Los sistemas estáticos generalmente ofrecen suficiente estabilidad transversal lo cual hace posible omitir efectos de segundo orden en el estado de serviciabilidad. Por otro lado, la flexión transversal de los mástiles bajo cargas permanentes es una parte predominante de la flexión total, y la influencia del fenómeno del flujo plástico (creep) puede ser importante.

La no-linealidad de éste material puede ser tomada en cuenta por medio de una reducción apropiada en el módulo de elasticidad (E_0) bajo cargas instantáneas.

5.7 El tablero

5.7.1 Introducción

Los apoyos elásticos representados por los cables y las fuerzas normales resultantes de su inclinación, proporcionan las diferencias esenciales entre el tablero de un puente atirantado y el de un puente convencional. Es entonces necesario ver los problemas de inestabilidad y efectos de segundo orden en el diseño de éstos tableros.

En el estado de servicio, la estructura generalmente se mantiene por si misma en un estado elástico y homogéneo. Las bases de diseño están claramente definidas y los programas de computadora disponibles, hacen posible discernir el comportamiento estático de una manera apropiada. Sin embargo, es más difícil comprender el estado límite último, debido a las dificultades en la representación del modelo (no-linealidades geométricas y del material) y la ausencia de una

filosofía consistente de seguridad. Se considera suficiente estimar la capacidad de la estructura a través de la capacidad de sus componentes (cables, mástil, tablero), sobre la base de campos de fuerzas elásticas.

5.7.2 Representación del modelo y diseño elástico

Cuando se trata con estructuras donde las secciones transversales son deformables, los cargados en el tablero solamente pueden ser determinados de una manera aceptable por medio de un modelo tipo marco formado por diversos elementos ó un modelo tipo placa. Se deberá de utilizar entonces un sistema estático global que considere la influencia de los cables. (Ver figura 5.8)

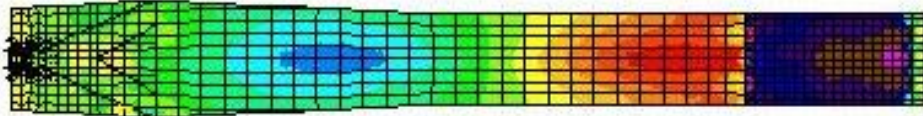


Fig. 5.8 Esfuerzos longitudinales en tablero

Alternativamente, cuando la estructura tiene una sección transversal con poca capacidad de deformación, es posible el dimensionamiento utilizando los métodos tradicionales, separando los diseños longitudinal y transversal. Las fuerzas longitudinales se determinan entonces, de una manera global usando un modelo plano. El diseño transversal se desarrolla de una manera independiente, empleando métodos normales aplicados a estructuras convencionales.

Cuando el tablero está formado por una losa muy delgada, el comportamiento bajo carga permanente puede ser analizado de una manera detallada utilizando una losa en el modelo, donde los cables son considerados como soportes verticales rígidos. El efecto de membrana de la compresión, puede en éste caso ser estimado utilizando un modelo planar.

Si no se dispone de un modelo de “placa” el campo de aplicación del modelo losa puede igualmente ser extendido al análisis de flexión bajo carga total, considerando los cables como apoyos elásticos.

CAPITULO 6

METODOLOGIA PROPUESTA PARA EL ANALISIS DE INESTABILIDAD

La metodología propuesta para el Análisis de Inestabilidad en Puentes Atirantados comprende los siguientes pasos a seguir:

1. Elaboración de Modelo Matemático tridimensional
2. Determinación de la Velocidades de Diseño
 - 2.1 Velocidad de diseño etapa de servicio
 - 2.2 Velocidad de diseño etapa de construcción
3. Pruebas de Túnel de Viento
4. Evaluación de Resultados
5. Revisión de la Inestabilidad aeroelastica en Etapa de Construcción
6. Medidas Correctivas

6.1 Modelo Matemático

Elaboración de un Modelo matemático por medio del cual se pueden determinar las características dinámicas del puente como son las formas modales y frecuencias fundamentales. Este modelo matemático deberá ser lo más exacto posible con la finalidad de reproducir de la mejor manera la geometría del tablero y sus propiedades dinámicas. Es importante señalar, que las propiedades mecánicas como son el módulo de elasticidad real de la estructura (tomando en consideración la pérdida de rigidez por efecto del flujo plástico bajo cargas sostenidas) en el caso de estructuras de concreto, son datos que pueden modificar ó alterar los resultados de las propiedades dinámicas en el modelo.

En base a la geometría del tablero, la relación de frecuencias (torsión /flexión), la masa, el momento polar de inercia y la relación de amortiguamiento crítico, se calibrará el modelo segmental en el túnel de viento para desarrollar la prueba.

6.2 Determinación de la velocidad de diseño

Es necesario tener registros de velocidades de viento medias horarias con períodos de retorno de 10 años, 100 años, 1,000 años, y 10,000 años a una altura de 10 m sobre el terreno. Es importante poder disponer de registros de velocidades de viento en períodos de 20, 30, y 40 años preferentemente.

Se deberá de determinar la velocidad de diseño para el puente en su etapa de servicio ò etapa final y la velocidad de diseño en su etapa de construcción.

6.3 Pruebas de Túnel de Viento

Las pruebas de Túnel de Viento se realizan empleando como mínimo un modelo segmental para determinar las velocidades de viento críticas, los coeficientes de arrastre estáticos y la respuesta por buffeting a la velocidad de viento de diseño. Para éste desarrollo se consideraron las propiedades dinámicas obtenidas del modelo matemático.

6.4 Evaluación de resultados

Evaluación de resultados obtenidos por medio de las pruebas de túnel de viento y determinar si el tablero puede presentar problemas de inestabilidad, si es necesario tomar medidas correctivas a la geometría del tablero, modificando algunos aspectos geométricos de éste. Este análisis se debe realizar considerando el puente completo en su configuración final.

6.5 Revisión de la Inestabilidad Aeroelastica en etapas de Construcción.

Revisión de la Inestabilidad aeroelástica del tablero del puente en las diferentes etapas de construcción.

Para esto se deben preparar modelos matemáticos de cada una de las diferentes fases críticas de construcción y calcular las frecuencias fundamentales a torsión y flexión del tablero.

6.6 Medidas Correctivas.

Se realizarán medidas correctivas en caso de que el puente pueda presentar problemas de Inestabilidad.

Estas medidas correctivas generalmente pueden consistir en realizar algunos ajustes a la geometría del tablero principalmente a los detalles como son las aristas en los bordes del tablero, los parapetos y las barreras de protección.

En el caso de que el tablero no presente problemas de Inestabilidad, se continúa con el diseño definitivo del puente, tomando en consideración los resultados obtenidos en las pruebas de Túnel de Viento.

CAPÍTULO 7

APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA A UN CASO PRÁCTICO

7.1 Modelo Matemático

Para poder desarrollar las pruebas de Túnel de Viento se elabora un modelo matemático en 3D por medio del cual se determina lo siguiente:

- a) Formas modales
- b) Frecuencias fundamentales (Hz)
 - a) Flexión vertical
 - b) Torsión
 - c) Flexión lateral
 - d) Distribución de la masa en el tablero

En el caso particular del Puente sobre el río Santa Catarina, se elaboró un modelo matemático en 3D empleando para ello los programas Staad-Pro 2003, Larsa y el SAP 2000

En la figura 7.1 se muestra el modelo matemático completo a partir del cual se obtuvieron las propiedades dinámicas.

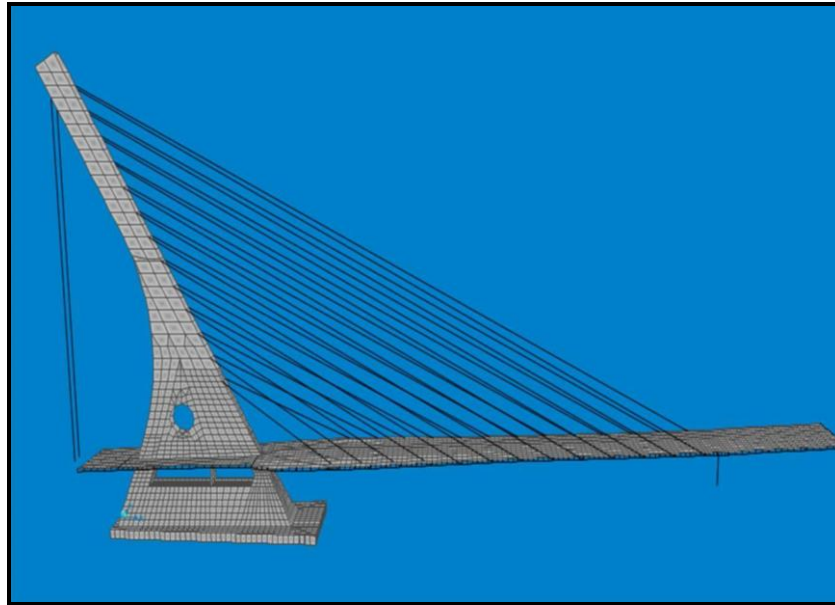


Fig. 7.1 Isométrico Modelo Matemático

La forma en que se elaboro el modelo completo fue a base de los siguientes elementos estructurales:

- a) Elemento finito tipo placa
- b) Elemento tipo cable
- c) Elemento tipo barra
- d) Elemento tipo sólido

Estas herramientas del programa se aplicaron de la siguiente manera:

- a) Elemento tipo placa para los elementos de Concreto reforzado ò elementos prefabricados de Concreto como son la losa del tablero, el mástil y el pedestal.
- b) Elementos tipo cable para los cables del puente, considerando la no-linealidad de los cables.
- c) Elementos tipo barra para las traveses transversales metálicas del tablero, y para las vigas de borde del tablero. También se consideraron de este tipo

las vigas de concreto que se localizan en el tablero y que llevan cables de postensado.

- d) Elementos tipo sólido para la zapata que es de concreto postensado de sección variable en planta y espesor variable.

Con este modelo se determinaron las formas modales y sus frecuencias naturales que aparecen en las figuras 7.2 a la 7.5.

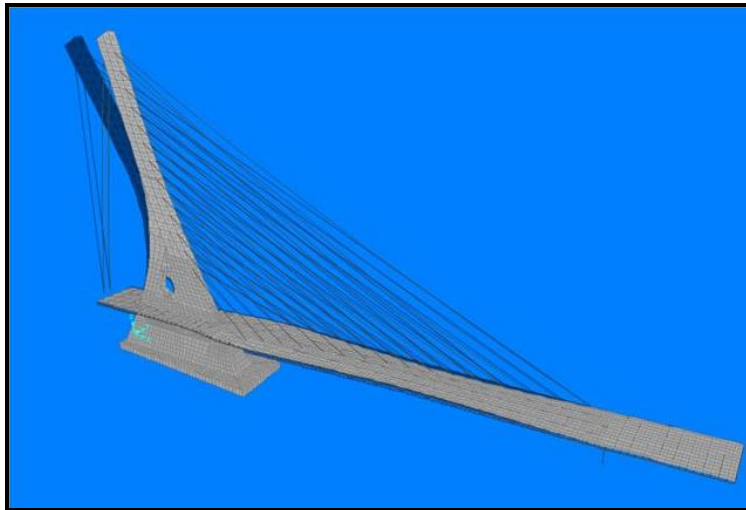


Fig. 7.2 Primer modo de vibrar (T = 4.46 seg.)

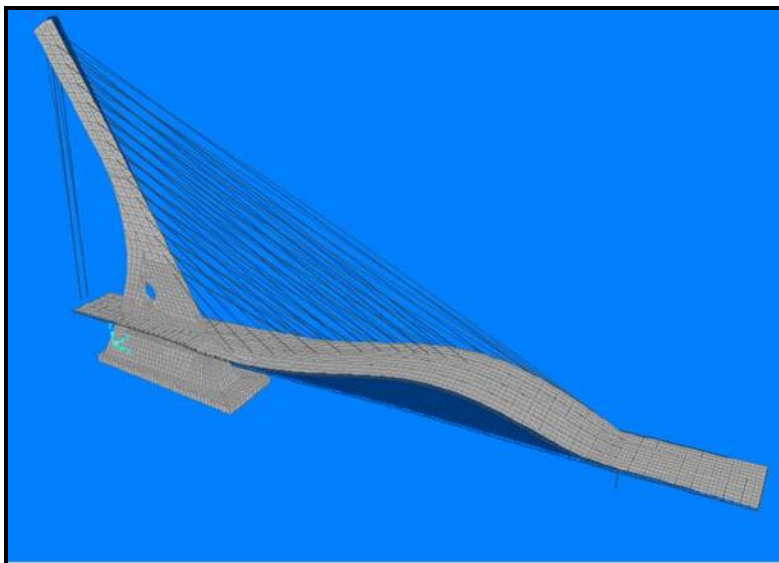


Fig. 7.3 Segundo modo de vibrar (T = 1.91 seg.)

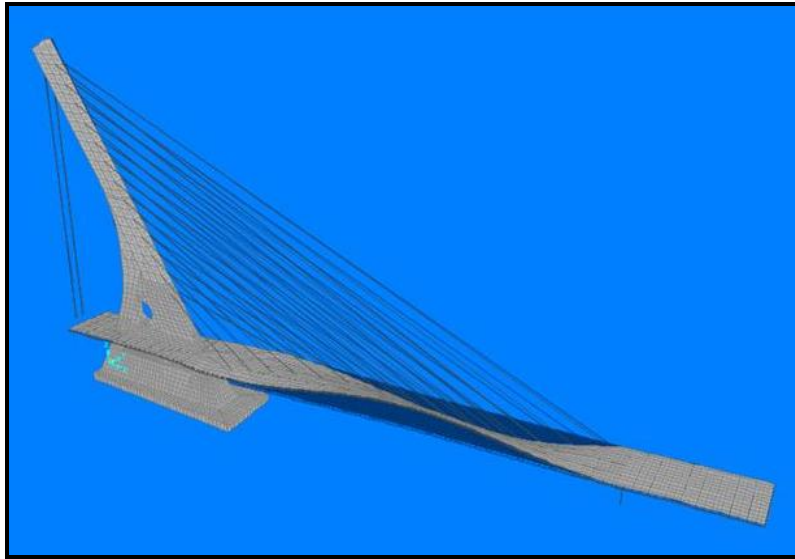


Fig. 7.4 Tercer modo de vibrar (T = 1.44 seg.)

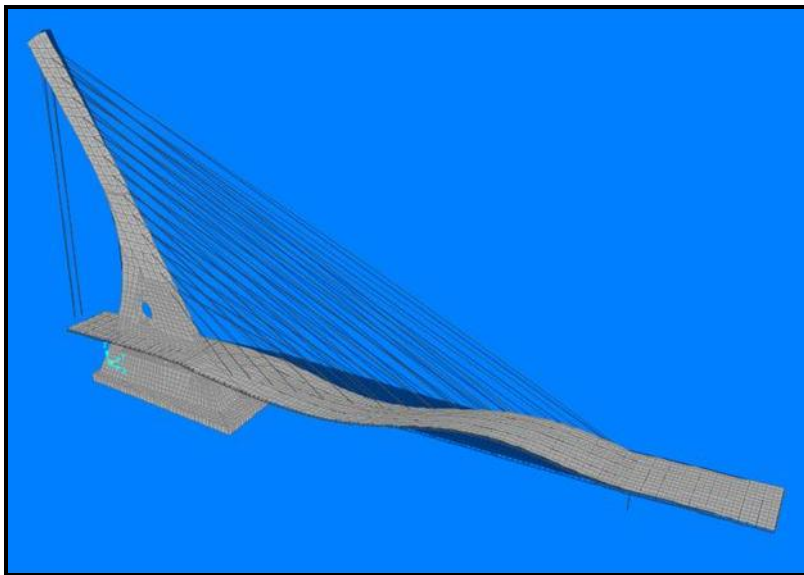


Fig. 7.5 Cuarto modo de vibrar (T = 1.19 seg.)

En la figura 7.6 se muestra el puente completo una vez que se terminó de construir en Septiembre del 2003.



Fig. 7.6 Puente completo

7.2 Modelo Matemático en Etapa de Construcción

Del mismo modo en que se elaboró el modelo completo, se prepararon modelos parciales en la etapa de Construcción para determinar sus propiedades dinámicas como sus frecuencias fundamentales en flexión vertical y torsión del tablero (Figuras. 7.7 a la 7.10)

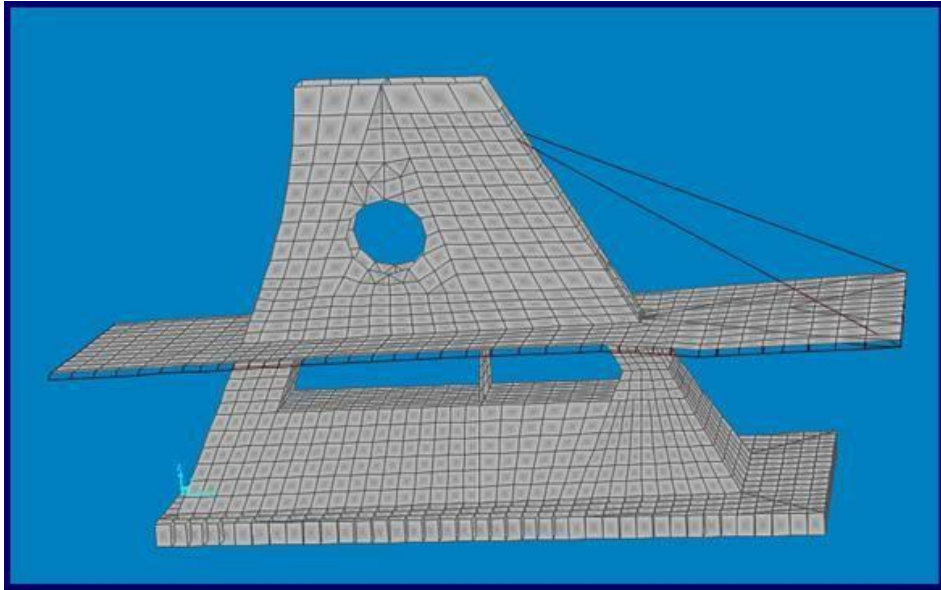


Fig. 7.7 Modelo matemático en etapa de construcción



Fig. 7.8 Puente en etapa de construcción



Fig. 7.9 Puente en etapa de construcción (vista N-S)



Fig. 7.10 Puente en etapa de construcción (vista S-N)

7.3 Pruebas de Túnel de Viento

7.3.1 Introducción y objetivos

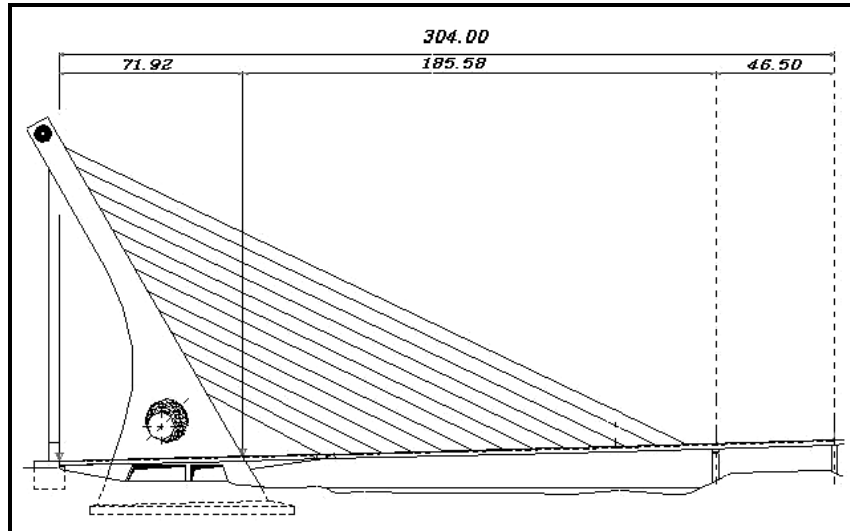


Fig. 7.11 Elevación del Puente sobre el Río Santa Catarina, Monterrey

El objeto de éste estudio es el puente que cruza el Lecho del Río Santa Catarina en la ciudad de Monterrey, Nuevo León. Se parte de la geometría del puente y de las características de respuesta dinámicas, como son las formas modales y las frecuencias. En las figuras 7.11, 7.12, 7.13 y 7.14 se muestran la Elevación, Planta, Sección transversal con parapetos (parapetos, andador central y barreras de tráfico), y sin parapetos, respectivamente.

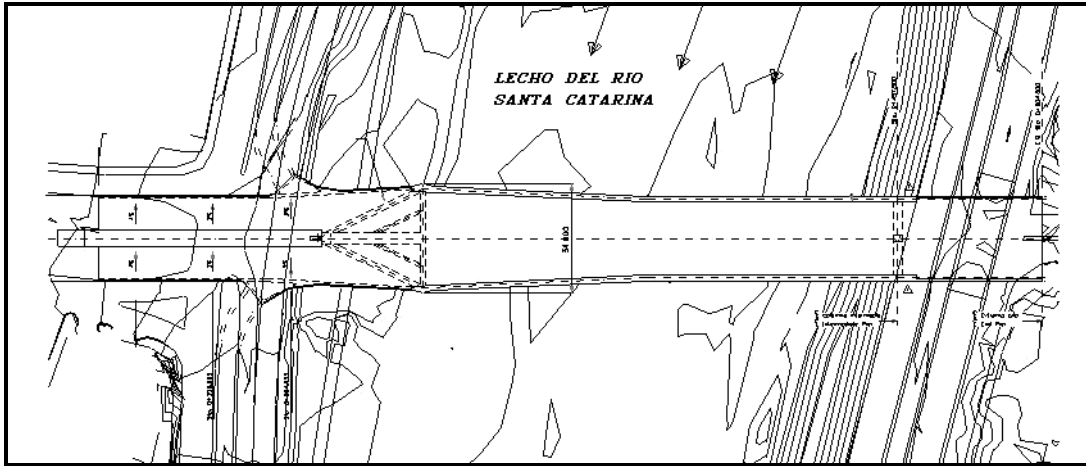


Fig. 7.12 Planta del Puente

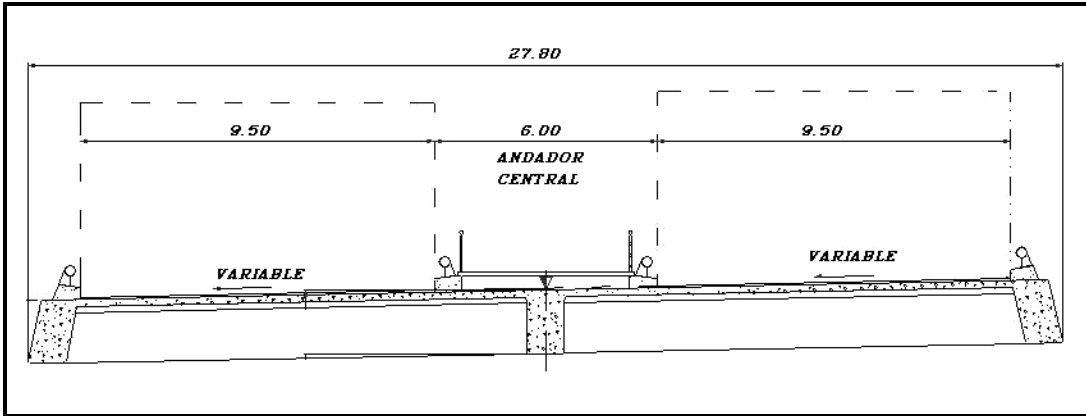


Fig. 7.13 Sección transversal Tablero del Puente con parapetos y andador central

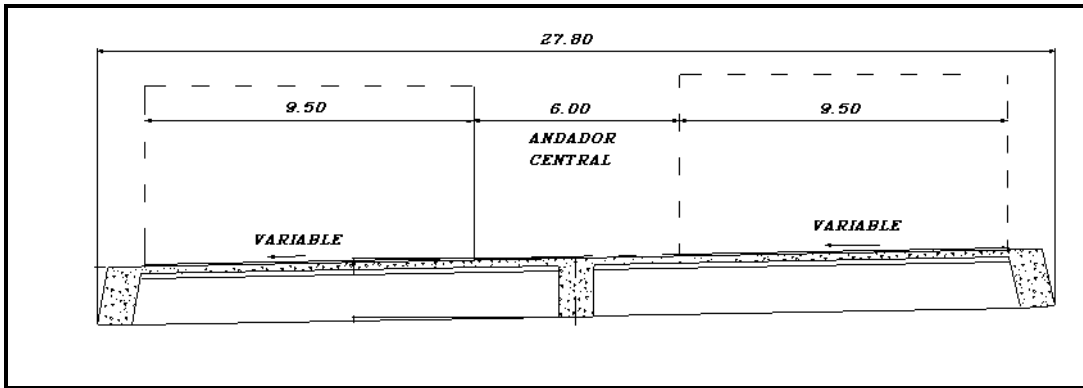


Fig. 7.14 Sección transversal Tablero del Puente sin parapetos y sin andador central

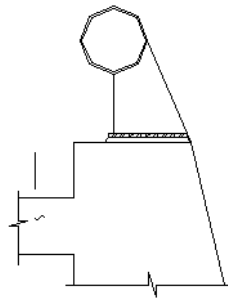


Fig. 7.15 Detalle de parapetos

El objetivo general de éste estudio es determinar el comportamiento del puente propuesto bajo la acción de viento intenso, y sugerir medidas mitigantes en caso de que se requieran, y asegurar un comportamiento aceptable.

Como objetivos específicos son:

- Determinar los criterios de velocidad de diseño del viento.
- Determinar la velocidad de viento crítica de flutter
- Determinar la respuesta “buffeting” del puente a la velocidad de viento de diseño

- Determinar el comportamiento de los estados de construcción críticos en viento intenso.

Por medio de un modelo oscilante seccional a gran escala se obtuvo en forma experimental la carga aerodinámica dependiente del tiempo. En éste modelo seccional a gran escala (1:48) se reprodujeron con precisión los detalles geométricos del tablero, los cuales son de suma importancia.

La carga aerodinámica dependiente del tiempo sobre la sección del tablero del puente fue caracterizada por una serie de derivadas de flutter (flutter derivatives) y de coeficientes aerodinámicos estáticos. Las cargas aerodinámicas que contribuyen hacia la inestabilidad aerodinámica, ó respuesta buffeting del puente completo consisten principalmente de las cargas aerodinámicas del tablero solamente. Estas fueron obtenidas de las pruebas del modelo seccional.

Para determinar la estabilidad del puente ó respuesta buffeting se requiere de las características de carga aerodinámicas (de las pruebas del modelo seccional), de una descripción de la turbulencia aerodinámica, y de una descripción de las propiedades mecánicas dinámicas del puente.

El campo de turbulencia aerodinámica es descrito mejor en forma analítica (que puede incluir componentes de frecuencia muy bajos, no fácilmente generados en el túnel de viento). Los campos de turbulencia horizontal y vertical pueden ser descritos por medio de un espectro, ó por una serie de velocidades de viento (historial), horizontal y vertical en un número de nudos generados a lo largo del puente.

Las propiedades dinámicas del modelo mecánico del puente son mejor descritas analíticamente usando un modelo de elemento finito muy detallado. Para el estudio del viento se necesita de las formas modales y frecuencias dominantes, y

de las Integrales Modales asociadas (proporcionadas mediante el modelo matemático).

Los movimientos del puente en vientos intensos fueron simulados numéricamente por “West Wind Laboratory” usando las características de carga aerodinámicas del tablero del puente (de estudios del modelo seccional), de las velocidades de viento dependientes del tiempo generadas en forma analítica, y de las propiedades dinámicas mecánicas obtenidas del modelo de elemento finito.

El procedimiento de simulación numérica utilizado es similar al descrito por Chen [Chen, X. Matsumoto, M., Kareem, A., 2000] con la excepción de que las derivadas de flutter dependientes del tiempo son usadas en lugar de las funciones de impulso-respuesta descritos por Chen. En el análisis se incluye un historial de velocidades de viento dependientes del tiempo en 18 nodos distribuidos a lo largo del tablero del puente.

También se incluyeron en el análisis 18 modos de vibración. Se generaron simulaciones numéricas para una duración de 5 minutos (con un intervalo de 0.02 segundos). La estabilidad del puente se evaluó comparando las respuestas modales al final de la simulación con las respuestas modales correspondientes al inicio de las simulaciones. Se aplicó la estadística a las respuestas modales para generar la respuesta buffeting.

Con objeto de asegurar una buena calidad en los resultados, se analizó en forma separada un análisis clásico de estabilidad de uno y varios grados de libertad como se describe en Simiu [Simiu, E., Scanlan, R. H., 1996]. Las respuestas modales de buffeting se calcularon en el dominio de la frecuencia usando métodos de análisis de vibración aleatorios clásicos [West Wind Laboratory].

West Wind Laboratory y el Dr. Jones usaron las mismas cargas aerodinámicas del puente (generadas por West Wind Laboratory). Los dos análisis fueron

independientes y representan una forma interna de asegurar una buena calidad en los resultados obtenidos, pero en éste reporte sólo se presentan los resultados obtenidos por West Wind Laboratory.

7.3.2 Resultados de análisis de estabilidad

Para cada uno de los 3 ángulos de incidencia considerados en éste estudio (-3,0 y -3 grados) se desarrolló una simulación numérica para velocidades de viento promedio (velocidad de viento promedio de 10 min.) de 45, 50, 55, 60, 65, 70, y 75 m/s. Las simulaciones numéricas se desarrollaron en flujo laminar. Aunque los vientos intensos generalmente son turbulentos, pueden tener una menor turbulencia que la supuesta por el modelo. Además, los análisis de estabilidad son generalmente conservadores si se desarrollan en flujo laminar, aunque no en todos los casos.

Al principio de cada simulación, todos los modos de vibrar comienzan con un desplazamiento modal unitario (1.0). Luego cada modo fue puesto en el viento especificado, y se permitió que todos vibraran libre y simultáneamente. Las inestabilidades aerodinámicas por flutter (inestabilidades por flutter de un grado de libertad y varios grados de libertad acoplados) se identificaron por las relaciones entre las desviaciones estándar modales al final de las simulaciones y las desviaciones estándar modales iniciales. Si cualquiera de las relaciones modales es mayor que 1.0, entonces ese modo era divergente y el puente era dinámicamente inestable. Finalmente se determinaron las relaciones modales para los tres ángulos diferentes de incidencia.

De los resultados obtenidos resulta aparente que para los tres grados de incidencia, el puente permanece estable sobre el rango de velocidades de viento analizadas (hasta 75 m/s). El umbral de velocidad de viento para flutter (velocidad de viento promedio de 10 minutos a la elevación del tablero de 14 m, con un período de recurrencia de 10,000 años) es de 49 m/s.

El diseño obviamente cumple con el criterio de estabilidad (si existe una velocidad de viento de flutter, que sea mayor de 75 m/s la cual excede por mucho el umbral de 49 m/s).

7.3.3 Resultados del Análisis por Buffeting

Se realizó una simulación numérica de la respuesta del puente a la velocidad de diseño como se describe en Cao, Y. [Cao, Y., Xiang, H., Zhou, Y., 2000]. La velocidad de diseño del viento calculada fue de 30 m/s (velocidad media de viento de 1 hora a una elevación de 14 m, en exposición C, $z_0 = 0.07$ m).

Se simuló un movimiento extremo de 5 minutos (15000 datos obtenidos con un intervalo de tiempo de 0.02 segundos). Normalmente se simulan 10 minutos para puentes suspendidos de grandes claros y puentes atirantados. Sin embargo, debido a que las frecuencias naturales mas bajas son razonablemente altas (primer modo vertical de 0.449 Hz) una simulación de 5 minutos representaran 135 ciclos de movimiento.

Un estado de movimiento continuo (estable) se desarrolló fácilmente en ese tiempo y la respuesta del puente a ráfagas con períodos mayores a 5 minutos sería quasi-continuo. La velocidad de viento de referencia es una velocidad de viento de 1 hora de 30 m/s. La respuesta promedio fue, sin embargo, la respuesta a una velocidad de viento continua de 33 m/s, la velocidad de viento mas alta esperada en 5 minutos equivalente a la velocidad de viento promedio de 30 m/s en 1 hora , a la altura del tablero del puente.

La respuesta al buffeting esta dada en términos de movimientos nodales y coordenadas positivas definidas en la Figura 7.16

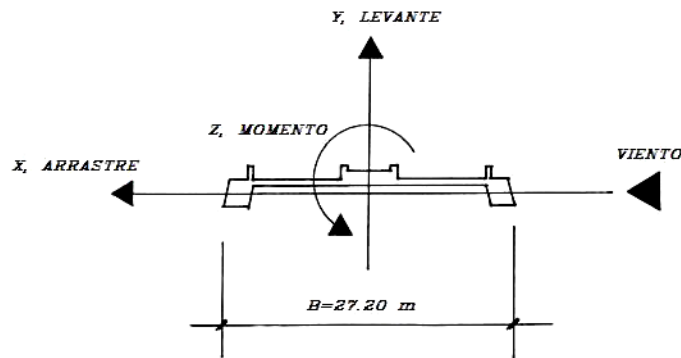


Fig. 7.16 Definición de coordenadas positivas

Se determinaron las respuestas modales del estado continuo (estático y dinámico) a ésta velocidad de diseño del viento; los desplazamientos nodales pico, la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS), las aceleraciones nodales SRSS y las curvaturas nodales, [Raggett, J.D., Jones, N.P., 2001].

7.3.4 Vórtices

La inestabilidad por vórtices ocurre en un rango pequeño de velocidades de viento cuando vórtices periódicos inciden sobre el tablero del puente con un período que corresponde a la frecuencia natural de vibración del puente. Los vórtices típicamente no son catastróficos, pero producen movimientos que son desagradables a los peatones y conductores de vehículos. Si ocurren frecuentemente, pueden conducir a fallas por fatiga que podrían ó no, ser catastróficas.

Para el caso de las personas, los estándares de la Industria establecen que los vórtices que inducen aceleraciones verticales pico deberían ser menor que 5% de la gravedad, para velocidades de viento menores que 13.4 m/s (24 Km/hr); y deberían ser menor que 10% g para velocidades de viento entre 13.4 y 22.4 m/s (24-48 Km/hr). Para vientos continuos mayores que 22.4 m/s ocasionan que las personas no deseen estar sobre el puente.

El vórtice torsional se observó a escala completa con velocidad de viento continuo de 19.4 m/s (69.84 Km/hr). El movimiento del modelo seccional, en flujo laminar, fue aproximadamente de 0.0112 radianes. Con objeto de obtener los movimientos equivalentes del puente completo a escala completa se tuvieron que hacer algunos ajustes.

El modelo seccional tiene una forma modal uniforme. Sus desplazamientos pico deberán ser multiplicados por 1.27 para tomar en cuenta la variación de la forma modal del puente completo. La semejanza del número de Froude requeriría para el modelo seccional a escala 1:48 que el momento de inercia de la masa sea de 0.6914 kg-m²/m. Con objeto de identificar la carga aerodinámica con precisión, el modelo fue hecho muy ligero con un momento de inercia de la masa de 0.1888 kg-m²/m. Con el objeto de predecir los movimientos angulares por vórtices, los resultados del modelo seccional deberán ser multiplicados por:

$$(1.27)(0.1888/0.6914) = 0.3468$$

Por lo tanto, en flujo laminar, el movimiento torsional angular por vórtices es aproximadamente de 0.00388 radianes. Para una frecuencia fundamental torsional de vibración de 0.638 hz., la aceleración vertical pico esperada en los bordes del tablero del puente es de 8.6% g.

Esta pronóstico de la aceleración pico está dentro del criterio de movimiento especificado anteriormente. Los movimientos reales que experimentarán las personas serán sustancialmente menores. En primer lugar, el andador central está ubicado en el centro del tablero del puente, no en los bordes. Por lo tanto, las aceleraciones verticales torsionantes experimentadas por las personas serán mínimas. De cualquier forma, es importante que se cumpla que los movimientos inducidos por vórtices estén en conformidad con el criterio para evitar que los conductores de vehículos se alarmen.

La aceleración vertical pronosticada de 8.6% está basada en datos experimentales obtenidos en flujo laminar en el túnel de viento. En la realidad, la variación en las velocidades de viento a lo largo del eje del puente serán significantes, particularmente porque el tablero del puente no está muy alejado del lecho del río y los vientos en ésta elevación serán bastante turbulentos (variables).

La historia de las velocidades de viento en los 18 nudos a lo largo del eje del tablero del puente fueron generadas como se describe en Cao, Y. [Cao, Y., Xiang, H., Zhou, Y., 2000]. Se calcularon 150 veces en intervalos de 3 segundos a lo largo del tablero las velocidades medias de viento que estuvieran dentro de un 10% de la velocidad media de viento.

El porcentaje de todas las velocidades de viento dentro de éste rango de velocidades sobre la longitud total del puente, promediados sobre 150 muestras, fue 61.3%. Es por lo tanto razonable asumir que la fuerza que induce los vórtices (y el correspondiente desplazamiento torsional) sería solamente 61.3% de aquél que ocurre en el modelo seccional en flujo laminar.

Por lo tanto, las aceleraciones pico en el borde del tablero del puente, por movimientos torsionales por vórtices, se espera que no excedan

$$(0.613)(8.6) = 5.2\%$$

Porcentaje de aceleración por debajo del criterio de movimientos.

La velocidad media de viento que excitaría el segundo modo torsional sería de 27.6 m/s, muy por encima de la velocidad de viento sobre el cual existe el criterio de movimiento.

La velocidad media del viento que excitaría el primero y segundo modos torsionales de vibración (19.4 y 27.6 m/s) son suficientemente altos y poco frecuentes de tal manera que es poco probable que ocurran fallas por fatiga.

Como conclusión se puede afirmar que los movimientos inducidos por vórtices no representan un problema.

7.3.5 Estudios de Viento en el Sitio

Se desarrolló un estudio específico del viento en el sitio por Applied Research Associates, Inc. (ARA) para determinar la velocidad de viento de diseño en el sitio.

Los resultados de éste estudio se presentan en la Tabla 7.1

Período de retorno (años)	10	100	1000	10000
Velocidad de Viento (m/s)	20.3	27.5	35.1	42.6

Tabla 7.1 Velocidad del Viento en función del período de retorno

Las velocidades de viento en la Tabla 7.1 son velocidades medias de viento de 1 hora, a una elevación de 10 m sobre el terreno, en una exposición “abierta” para la cual un valor razonable de la longitud de la rugosidad de la superficie es de $z_o = 0.07$ m.

Es recomendable que el período de retorno para una velocidad de diseño en estado de construcción sea de 10 años; para una velocidad de diseño del viento para el puente final de 100 años; para velocidades de viento para flutter para estados críticos de construcción de 10,000 años. Las velocidades de viento de diseño están dadas típicamente como velocidades medias de viento de 1 hora. Las velocidades de viento críticas de flutter están dadas típicamente como velocidades medias de viento de 10 minutos.

Las velocidades de viento dadas en al Tabla 7.1 fueron ajustadas a una elevación del tablero del puente sobre el nivel del terreno de 14 m, y para un tiempo promedio.

Por lo tanto, las velocidades de viento recomendadas están dadas en la Tabla 7.2

Aplicación de diseño	Período de retorno	Velocidad de viento (m/s) (1-hr.promedio)	Velocidad de viento (m/s) (10-min promedio)
Viento de diseño en Construcción	10	22	
Viento para diseño final	100	30	
Estabilidad en estado de construcción	1000		40
Estabilidad final	10000		49

Tabla 7.2 Criterio de Velocidades de Viento

El código local especifica una velocidad de diseño regional de 158 km/hr (43.89 m/s). Esta es una velocidad media de 3-segundos, en un entorno “abierto”, para una estructura importante, a una elevación de 10 m sobre el terreno natural.

La velocidad de diseño para una estructura “ordinaria” se supone que es una velocidad con un período de retorno de 50 años; para una estructura importante de 100 años.

La velocidad de viento media de 1-hora correspondiente a ésta velocidad de 3-segundos es de 28.08 m/s. A una elevación de 14 m sobre el terreno natural, la velocidad de viento media de 1-hora es de 29.98 m/s. Nuevamente, se emplearon los procedimientos que se exponen en Simiu, [Simiu, E., Scanlan, R. H., 1996] para hacer éstas transformaciones para tiempo y elevación. La velocidad de diseño que marca el código de 100 años de 29.98 m/s es esencialmente idéntica a la velocidad de diseño de 100 años de 30 m/s que se obtuvo por medio de

estudios específicos del sitio desarrollados por ARA (Applied Research Associates, Inc.)



Fig. 7.17 Sitio donde se construirá el Puente, (vista al S-W)



Fig. 7.18 Sitio donde se construirá el Puente (vista al N-W)

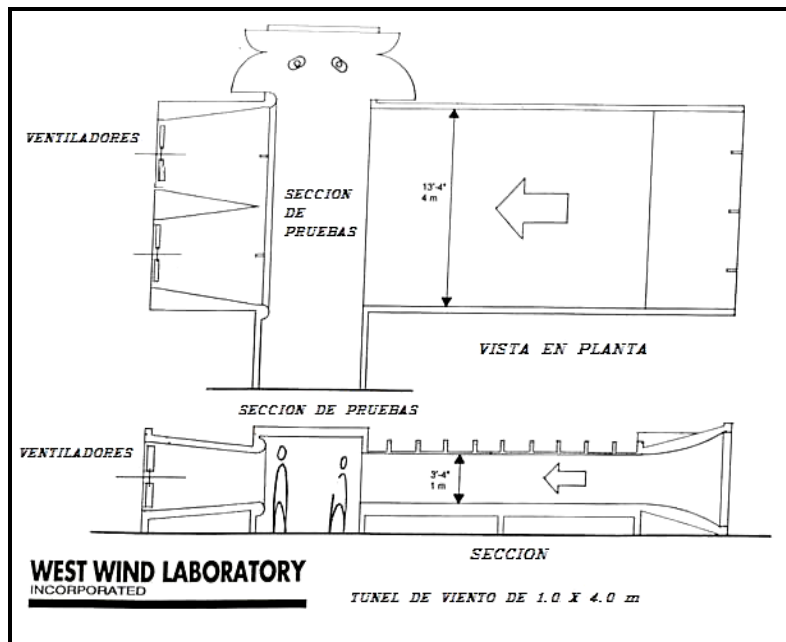


Fig. 7.19 Elevación y Planta del túnel de viento

7.3.6 Descripción del Modelo

Para éste estudio se preparó un modelo de una sección del tablero a escala 1:48. El modelo se hizo de madera, con un andador peatonal central, barandales peatonales, y parapetos para el tráfico vehicular removibles. Todo éste amueblado fue removido cuando la sección del tablero se probó en su etapa de construcción. El modelo consistió en una sección del tablero del puente de 78 m de longitud. El tablero real del puente disminuye en su ancho hasta una ancho típico de 27.20 m. La estabilidad es el aspecto más crítico para la sección angosta del tablero del puente, y por lo tanto, el modelo se preparó conservadoramente para éste ancho típico de 27.20 m. El modelo se muestra en las figuras 7.20 y 7.21

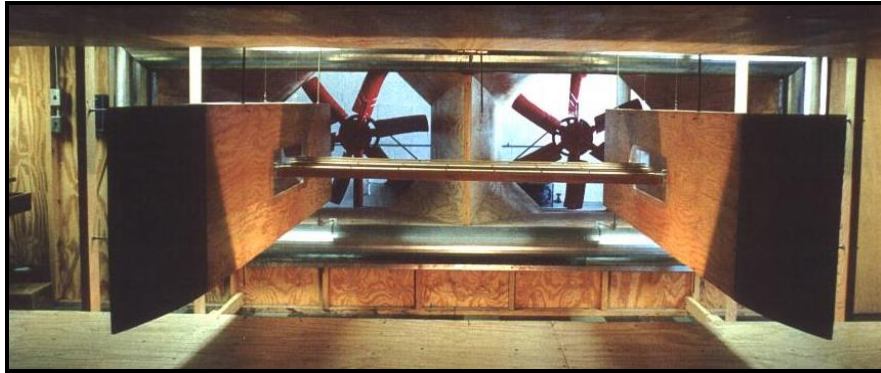


Fig. 7.20 Modelo seccional en el Túnel de Viento



Fig. 7.21 Modelo Seccional del tablero en Túnel de Viento

7.3.7. Parámetros de Entrada

Los parámetros requeridos para el análisis del comportamiento del puente sujeto a vientos intensos son aquellos que describen la respuesta dinámica del sistema mecánico del puente. Estas fueron obtenidas a partir del modelo matemático del puente.

Para las simulaciones numéricas desarrolladas en éste estudio, se generaron historias del viento en función del tiempo en 18 puntos a lo largo del tablero del puente. Se obtuvieron las formas modales del modelo de elemento finito. Para el procedimiento de la simulación numérica, las direcciones positivas de las coordenadas se muestran en la figura 7.22

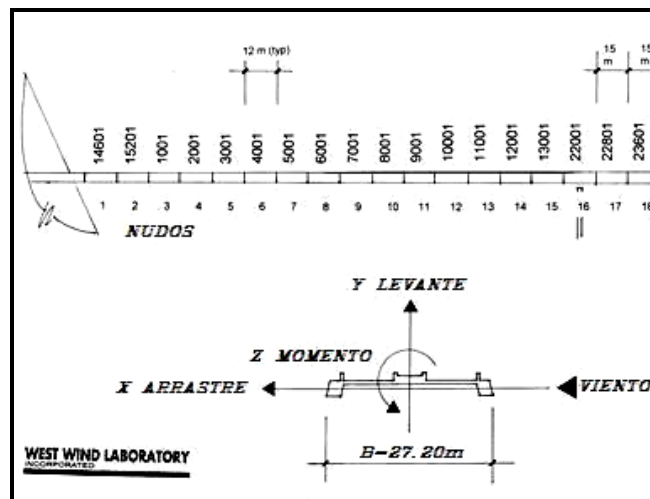


Fig. 7.22 Tablero con 18 nudos y definición de coordenadas positivas

Además, las formas modales se renormalizaron de tal forma que para los modos de oscilación dominantes, la máxima deflexión transversal se estableció con un valor unitario (1.0); para modos dominantes verticales, la máxima deflexión vertical en la línea centro del puente se estableció como 1.0; y para modos dominantes torsionales, la máxima deflexión vertical en el borde del puente se estableció con un valor de 1.0

Los primeros 18 modos de vibración que son los más probables de ser excitados por el viento (aquellos modos de vibración que tuvieron el porcentaje más alto del total de la energía cinética modal asociada con la oscilación del tablero, movimiento vertical, y movimiento torsional con respecto al eje longitudinal) se incluyeron simultáneamente en las simulaciones numéricas.

7.3.8 Parámetros Aerodinámicos de Entrada

Para el procedimiento de simulación se requirió de las características aerodinámicas del tablero del puente. Estas características se obtuvieron de modelos en gran escala de una sección del tablero en el túnel de viento, como se presenta en ésta prueba.

Los coeficientes aerodinámicos estáticos son utilizados para describir los estados de levante (lift), arrastre (drag) y momento (moment) en la sección del tablero, y se obtuvieron por medio de las siguientes expresiones:

$$D = (1/2rU^2)(B)(l)(C_D)$$

$$L = (1/2rU^2)(B)(l)(C_L)$$

$$M = (1/2rU^2)(B)(l)(C_M)$$

Donde:

D = Arrastre en la sección del modelo, N;

L = Levante en la sección del modelo, N;

M = momento con respecto al eje de la sección de modelo, Nm

r = Densidad del aire, 1.25 Kg. /m³

U = Velocidad promedio del viento, m/s;

B = Ancho del modelo, 0.5667 m;

l = Longitud del modelo, 1.626 m;

C_D, C_L, C_M, = Coeficientes aerodinámicos adimensionales.

El sistema coordinado positivo se muestra en la figura 7.23

El movimiento dependiente de las cargas aerodinámicas sobre el tablero del puente se describe en términos de derivadas de flutter (flutter derivatives) y se presentan en

las ecuaciones presentadas por Simiu, [Simiu, E., Scanlan, R. H., 1996]

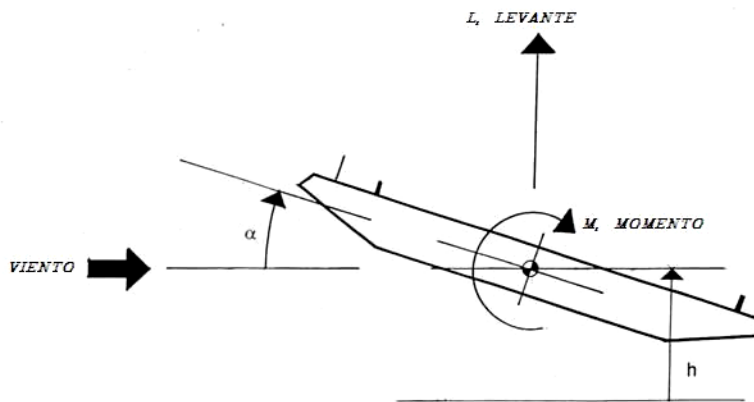


Fig. 7.23 Sistema Coordinado positivo

Para éste estudio se consideraron 3 casos completos. Se consideraron tres (3) ángulos de incidencia (-3, 0 y 3 grados).

Los diferentes casos de las derivadas aeroelásticas de flutter se presentan en la tabla 7.3

Caso número	Angulo de Incidencia (Grados)	Configuración
PDLU3	0	FINAL
PDLU4	-3	FINAL
PDLU5	+3	FINAL

Tabla 7.3 Diferentes casos para las derivadas aeroelasticas para flutter

Los coeficientes estáticos aerodinámicos se muestran en las figuras de la 7.24 a la 7.26 para la configuración final.

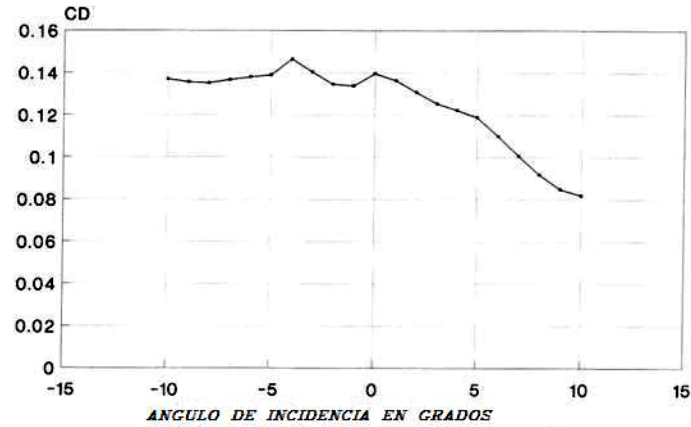


Fig. 7.24 Coeficientes de arrastre C_D - Ángulo de incidencia en grados

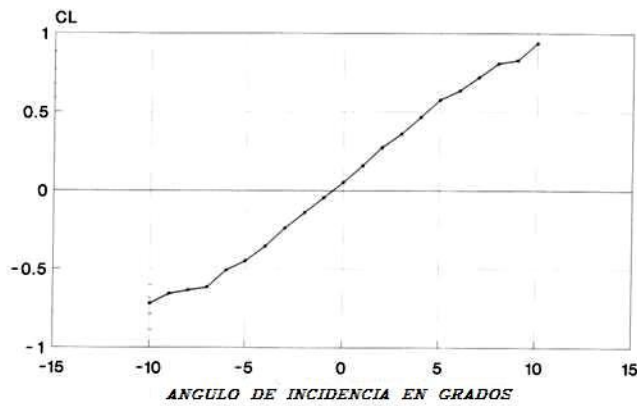


Fig. 7.25 Coeficiente de arrastre C_L - Ángulo de incidencia en grados

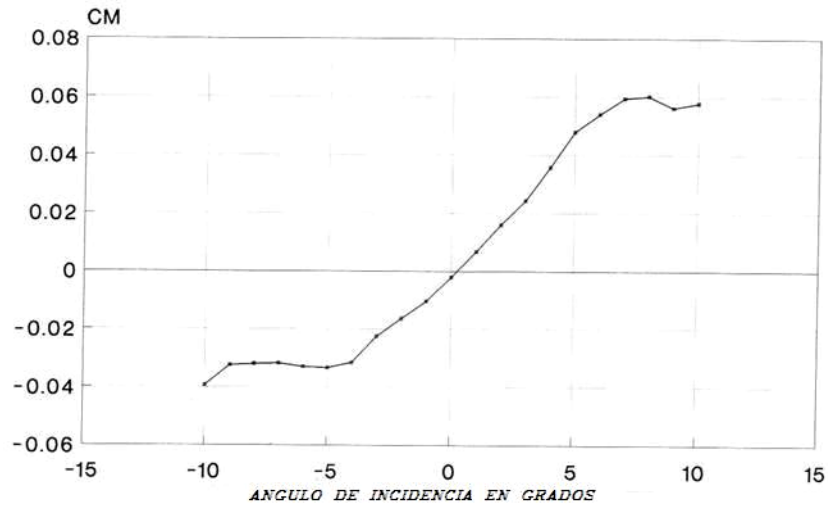


Fig. 7.26 Coeficiente de Arrastre C_M – Ángulo de incidencia en grados

7.4 Velocidades Críticas de Inestabilidad

7.4.1 Velocidad Crítica por Flutter

La velocidad crítica por flutter encontrada fue de 71 m/s. Esta es una velocidad media de 10-minutos en el tablero. La velocidad correspondiente media en 1-hora es de aproximadamente 66.5 m/s, la cual corresponde a:

$$\frac{66.5}{36} = 1.847 \text{ (1.847 veces la velocidad de diseño).}$$

Esta velocidad de 66.5 m/s corresponde a una velocidad de 100,000 años. Se recomienda que la velocidad de flutter sea como mínimo 1.4 veces la velocidad de diseño (velocidad de viento aproximada a 10,000 años)

En la Tabla 7.4 se puede observar que el flutter puede ocurrir en cualquier modo, cuando la relación de la desviación estándar modal final a la desviación estándar modal inicial excede a la unidad (1.0). Esto ocurre en el Modo 3.

MODOS		VELOCIDAD DEL VIENTO EN EL TABLERO						
		MEDIA 10-MIN						
MODO WWL	MODELO MATEMATICO	(m/s)						
		50	55	60	65	70	75	80
1	1	0.610	0.611	0.612	0.613	0.613	0.614	0.615
2	2	0.033	0.038	0.047	0.057	0.098	0.278	0.575
3	3	0.023	0.025	0.036	0.176	0.949	2.819	4.732
4	4	0.004	0.004	0.005	0.006	0.023	0.084	0.175
5	5	0.060	0.061	0.064	0.066	0.067	0.069	0.074
6	6	0.012	0.007	0.005	0.004	0.005	0.008	0.016
7	7	0.005	0.003	0.003	0.003	0.004	0.010	0.016
8	8	0.002	0.002	0.002	0.002	0.004	0.012	0.024
9	9	0.036	0.029	0.023	0.019	0.015	0.015	0.019
10	10	0.018	0.006	0.002	0.001	0.002	0.004	0.008
11	11	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.006	0.012
12	12	0.026	0.020	0.011	0.004	0.001	0.001	0.002
13	13	0.003	0.002	0.002	0.001	0.003	0.012	0.025
14	14	0.008	0.010	0.011	0.011	0.008	0.005	0.002

Tabla 7.4 Relación de Desviaciones Estándar Modal (Final / Inicial)

7.4.2 Análisis de Estabilidad

En los resultados del análisis de estabilidad, se puede observar en la tabla 7.5 que para una velocidad de viento de 80 m/s varios modos oscilaron aproximadamente en la misma frecuencia de 0.618 Hz. Estos modos se acoplan presentando inestabilidad.

MODOS		VELOCIDAD DEL VIENTO EN EL TABLERO						
MODO WWL	MODELO MATEMATICO	(m/s)						
		50	55	60	65	70	75	80
1	1	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.199
2	2	0.204	0.202	0.200	0.202	0.643	0.624	0.619
3	3	0.303	0.299	0.296	0.624	0.619	0.615	0.615
4	4	0.734	0.724	0.608	0.637	0.616	0.618	0.617
5	5	0.816	0.816	0.816	0.815	0.816	0.815	0.811
6	6	0.862	0.864	0.873	0.721	0.832	0.862	0.846
7	7	0.904	0.897	0.824	0.870	0.746	0.638	0.637
8	8	0.586	0.455	0.324	0.534	0.634	0.612	0.612
9	9	1.117	1.117	1.119	1.119	1.117	1.101	0.631
10	10	1.213	1.216	1.229	0.806	0.761	0.615	0.612
11	11	1.401	0.435	0.339	0.450	0.635	0.612	0.612
12	12	1.550	1.550	1.550	1.553	1.553	0.622	0.619
13	13	1.566	1.578	1.471	0.991	0.628	0.615	0.614
14	14	1.998	1.998	2.002	2.002	2.002	1.994	1.831

Tabla 7.5 Frecuencias modales finales (Hz)

7.4.3. Resultados por Buffeting

El desplazamiento pico vertical del tablero resultó alrededor de 0.53 m a la velocidad de diseño del viento de 36 m/s. En éste caso se deben revisar los esfuerzos en la estructura para aquellas respuestas modales pico y que puedan ser aceptables estructuralmente.

En la tabla 7.6 se muestran las respuestas modales pico:

Velocidad media del viento (m/s) = 36

MODO WWL	MODO MODELO	MT	RMM	DSRM	RMP
1	1	3	0.0001	0.0005	0.0020
2	2	2	0.0076	0.1490	0.5289
3	3	3	0.0037	0.0094	0.0365
4	4	2	-0.0011	0.0425	-0.1499
5	5	2	-0.0001	0.0067	-0.0236
6	6	3	0.0001	0.0034	0.0121
7	7	3	-0.0009	0.0037	-0.0137
8	8	2	-0.0006	0.0142	-0.0501
9	9	1	0.0016	0.0013	0.0060
10	10	3	0.0010	0.0029	0.0111
11	11	2	-0.0004	0.0097	-0.0344
12	12	3	-0.0001	0.0024	-0.0084
13	13	2	-0.0003	0.0087	-0.0308
14	14	3	0.0001	0.0009	0.0031

Tabla 7.6 Resultados del Buffeting

MT : Modo Tipo

- Horizontal : 1
- Vertical : 2
- Torsional: 3

RMM : Respuesta modal media

DSRM : Desviación Estándar de la Respuesta Modal

RMP : Respuesta modal pico ($RMM + 3.5 * DSRM$)

MODO TIPO	RESPUESTA MODAL
1	Máximo desplazamiento lateral del tablero (m)
2	Máximo desplazamiento vertical del tablero (m)
3	Máximo desplazamiento vertical del tablero por torsión (m)

Tabla 7.7 Tipos de Respuestas Modales

7.4.4 Vórtices

Los movimientos por vórtices se observaron a una velocidad del viento de 19.4 m/s En flujo laminar, el movimiento torsional por vórtices en el modelo seccional fue de 0.0112 radianes, y el esperado en escala real del puente será de:

$$(0.3468)*(0.0112) = 0.00388 \text{ radianes}$$

donde el factor de 0.3468 es un factor de escala obtenido de multiplicar 1.27 veces los desplazamientos por la relación de los momentos de inercia de las masas, sabiendo que el modelo fue construido muy ligero, con un momento de inercia de su masa de 0.1888 kg-m²/m

$$(1.27)(0.1888/ 0.6914) = 0.3468$$

Para una frecuencia fundamental torsional de 0.638 Hz, la aceleración vertical pico esperada en el borde del tablero del puente será de 8.6% g (menor que 10% g especificada anteriormente como criterio para velocidades entre los 13.4 y 22.4 m/s)

Como se mencionó, los movimientos reales experimentados por las peatones será sustancialmente menor. Esto debido a que el andador se localiza en el centro del tablero y no en los bordes. Por lo tanto, las aceleraciones verticales experimentadas por los peatones serán mínimas. De cualquier forma, deberá cumplirse el criterio de aceleraciones máximas con el propósito de que los conductores de los vehículos no se sientan alarmados.

El porcentaje de todas las velocidades de viento dentro de éste rango de velocidades sobre la longitud total del puente, promediado sobre 150 muestras, fue de 61.3%.

Entonces, podemos asumir que las fuerzas que inducen los vórtices (y los desplazamientos torsionales) serían solamente de un 61.3% de las que ocurren en el modelo seccional en flujo laminar.

Por lo tanto, las aceleraciones pico en los bordes del tablero, por vórtices no deberán de exceder de:

$$(0.613)(8.6 \% g) = 5.2 \% g$$

bastante menor de lo que indican los criterios límite que marcan un 10 % máximo.

7.5 Revisión de Inestabilidad en Etapa de Construcción

7.5.1 Frecuencias Fundamentales (Hertz)

Por medio del análisis con los modelos 3D de elementos finitos para cada una de las etapas de construcción en cada uno de los cables, se determinaron las primeras 5 frecuencias fundamentales, remarcando principalmente las frecuencias correspondientes a los modos flexionante y torsionante del tablero del puente, las cuales se muestran en la tabla 7.8

MODO	ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	PUENTE COMPLETO
1er	0.740	0.864	0.826	0.744	0.639	0.551	0.474	0.407	0.351	0.303	0.263	0.230	0.199	0.200
2º	1.090	1.051	0.875	0.779	0.727	0.669	0.614	0.565	0.522	0.478	0.440	0.398	0.357	0.474
3º	1.276	1.242	1.141	1.051	0.935	0.855	0.770	0.669	0.582	0.507	0.449	0.403	0.365	0.713
4º	2.191	1.976	1.395	1.113	1.009	0.911	0.824	0.779	0.738	0.696	0.656	0.616	0.582	0.815
5º	2.396	2.146	1.687	1.367	1.136	0.989	0.910	0.867	0.827	0.784	0.756	0.735	0.722	0.846

Tabla 7.8 Frecuencias Fundamentales (Hz)

Modo flexionante del tablero

Modo torsionante del tablero

	ETAPA DE CONSTRUCCIÓN													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	COMPLETO
(N_{θ}/N_z)	1.72	1.43	1.32	1.35	1.39	1.25	1.48	1.53	1.58	1.64	1.72	1.82	1.97	1.72

Tabla 7.9 Relación de Frecuencias (N_{θ}/N_z)

Donde:

N_{θ} = Frecuencia torsionante en Hz

N_z = Frecuencia flexionante en Hz

7.8 Conclusiones

Los puentes atirantados con claros intermedios y claros grandes así como puentes peatonales son vulnerables a problemas de inestabilidad inducida por la acción del Viento por lo que el diseño de estos puentes debe siempre incluir un estudio aerodinámico. Uno de los componentes principales en éste estudio es el Túnel de Viento empleando modelos reducidos a escala.

Otro componente esencial en el estudio aerodinámico es el análisis modal mediante un modelo matemático en tres dimensiones de la estructura completa. Mediante éste modelo se pueden determinar las formas modales y frecuencias en flexión, torsión y los modos laterales del tablero del puente.

Esta información es requerida para el desarrollo correcto del túnel de viento. El diseño del modelo del túnel de viento requiere como datos la masa y la distribución de las rigideces tanto del mástil, del tablero y de los cables.

Mediante éstos dos componentes anteriormente mencionados es posible medir y predecir si la estructura es vulnerable a una estabilidad aeroelástica, ante los fenómenos de vórtices periódicos, excitación, galloping e inestabilidad torsional.

Hoy en día la gran mayoría de los puentes atirantados es requisito estructural realizar un estudio de túnel de viento junto con un análisis modal. De ésta manera es posible confirmar si la geometría del tablero no tendrá problemas de inestabilidad a lo largo de su vida útil.

El propósito de ésta tesis es el de ilustrar y dar a conocer a los estudiantes de Ingeniería y los profesionales en el área de estructuras de una manera directa y concisa, cómo se puede desarrollar un estudio de inestabilidad aeroelástica en éste tipo de puentes denominados “Puentes Atirantados”.

7.9 Referencias

Arnodin F. Extrait des Annales des Ponts et Chaussees. Dunod, Paris.

ASCE Standard, American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE 7-98, American Society of Civil Engineers, New York 1998

ANSI / AISC 7-88, ASCE Standard, American Society of Civil Engineers Minimum Design Loads for buildings and Other Structures American Society of Civil Engineers, New York, 1988

B. Bienkiewicz, J.E., Cermak, J. Peterka, y R. H. Scanlan, “Active Modeling of Large-Scale Turbulence”, J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 13 (1983), 465-476

Bleich, F. McCullough, C. B. Rosecrans, R. and Vincent, G.S. “The Mathematical Theory of Vibration in Suspension Bridges”, Department of Commerce, Bureau of Public Roads, U.S. Government Printing Office, 1950

Buckland, P.G. and Wardlaw, R.L. Some aerodynamic Considerations in Bridge Design, Engineering Journal (Canada), Engineering Institute of Canada, April 1972

British Design Rules (1993), Design Rules for Aerodynamic Effects on Bridges, Department of Transport, Great Britain, BD 49/93

Buckland, P.G., (1981) Chin. ASCE committee on Design Loads for Bridges, Recommended Design Loads for Bridges, J. Structural Div., ASCE, Vol. 107, No. ST7, Proc. Paper 16404, July, 1981, pp. 1161-1213

Bleich F. Dynamic instability of truss-stiffened suspension bridges under wind action. Transactions ASCE, 114, 1949, pp. 1177-1232

Cermak, J.E., Bienkiewicz, B. and Peterka, J.A. Active Modelling of Turbulence for Wind Tunnel Studies of Bridge Models, FHWA, U.S. Dept. of Transportation, Washington, D.C., Report No. FHWA-RO-82-148, Feb. 1983

Cermak, J.E., Laboratory Simulation of the Atmospheric Boundary Layer, Journal of the American Institute of Aeronautics and Astronautics, Vol. 9, No. 9, Sept. 1971, 1746-1754

Davenport, A.G., "The Use of Taut Strip Models in the Prediction of the Response of Long Span Bridges to Turbulent Wind" Proc. Symposium on Flow Induced Structural Vibrations, Paper A2, Karlsruhe, 1972

Davenport, A.G., and King, J.P.C., The Incorporation of Dynamic Wind Loads into the Design Specifications for Long Span Bridges, ASCE Fall Convention and Structures Congress, New Orleans, La., Octobre 1982

Die Niemburger Brücke. Verh. D. Ver. Z. Beford d. Gewerb efl. In Preussen, 1826.

Dischinger F. Hangebrucken fur schwerste Verkehrslasten. *Bauingenieur*, Nos 3 and 4, 1949.

Davenport, A.G., "The Use of Taut Strip Models in the Prediction of the Response of Long Span Bridges to Turbulent Wind" Proc. Symposium on Flow Induced Structural Vibrations, Paper A2, Karlsruhe, 1972

Ernst H.-J Der E-Modul von Seilen unter Berücksichtigung des Durchhanges. *Bauingenieur*, No. 2, 1965, pp. 52-55

Farquharson, F.B., “Aerodynamics of Suspension Bridges with Special Reference to the Tacoma Narrow Bridge”, Univ. of Washington, Engineering Experiment Station, Bulletin No. 116, Parts 1-5, 1949-54

Farquharson, F.B., “Aerodynamics of Suspension Bridges with Special Reference to the Tacoma Narrow Bridge”, Univ. of Washington, Engineering Experiment Station, Bulletin No. 116, Parts 1-5, 1949-54

Gisclard A. Un nouveau type de pont suspendu rigide. Extrait des Annales des Ponts et Chaussees. Dod, Paris, 1899.

Irwin, H.P.A.H., Design and Use of Spires for Natural Wind Simulation, National Research Council of Canada, NAE LTR-LA-233, Agosto 1979

Irwin, H.P.A.H., “Wind Tunnel Tests of Long Span Bridges”, Proceedings 12th Congress IABSE, Vancouver, Canada, Septiembre 1984

Irwin, H.P.A.H., and Gamble, S.L., “The Action of Wind on a Cable-Stayed Bridges During Construction”, Proc. 5th U.S. National Conference on Wind Engineering, Lubbock, Texas, Noviembre 1985

Irwin, P.A. (1987) Prediction and Control of the Wind Response of Long-Span Bridges with Plate Girder Decks, Proceedings of the Structures Congress `87/ST Div/ ASCE, Orlando, Florida, August 17-20, pp. 268-280.

J.E. Cermak, B. Bienkiewicz, y J. Peterka, Active Modeling of Turbulence for Wind Tunnel Studies of Bridge Models, Report No. FHWA/RD-82/148 Federal Highway Administration, McLean, Va., Febrero 1983

Klöppel K. Modellversuche im Windkanal zur Bemessung von Brücken gegen die Gefahr Winderregter Schwingungen, Stahlbau, 36, 1967, pp. 353-365

Loescher C. T. Angabe einer ganz besondern Hangewerks-brucke, die mit wenigen und schwachen Holzern, ohne im Bogen geschlossen zu sein, sehr weit über einen Fluss fespannt werden kann, die grossten Lasten tragt und vor den starksen Eisfahrten sicher ist. Leipzig, 1784.

Leinekugel le Coq G. *Ponts suspendus*. Vols 1 and 2 O. Doin and fils, Paris, 1911.

Leonhard F. Zellner W. And Svensson H. Die Spannbeton-Schragkabelbrucke über den Columbia River zwischen Pasco und Kennewick im Staat Washington, USA. *Beton- u. Stahlbetonbau*, 1980, pp. 29-36, 64-70, 90-94.

Mornadi R. The bridge spanning Lake Maracaibo. *J. Prestr. Concr. Int.* June 1961.

Mathivat J. The Brotonne Bridge. 8th Int. Conf. Prestressed Concrete, La technique française du béton précontraint, FIP-AFB, London, 1978.

MacGregor, J.G. (1976) Safety and Limit States Design for Reinforced Concrete, *Canadian Journal of Civil Engineers*, 3, pp 484-513

Navier C. L. Rapport et mémoire sur les ponts suspendus. Librairie des Corps Royaux des Ponts et Chaussées et des Mines. Paris, 1823.

Podolny W and Scalzi J. *Construction and design of cablestayed bridges*.
John Willey and Sons, New York, 1976

Rocard Y. L'instabilité en mécanique. Masson & Cie, Paris, 1954

Reid, Lt. Col. William, "A Short Account of the Failure of a part of the Brighton Chain Pier in the Gale of the 30th of November, 1836" *Professional Papers of the Corps. Of Royal Engineers*, Vol. 1, 1844, p. 99.

Ragget, Jon D., Jones, N. P., “West Wind Laboratory, Inc.”, 2001

Simiu, E., Scanlan, R.H. *Wind Effects on Structures*, Third Edition, John Wiley & Sons, New York, 1996.

Scanlan, R.G. Recent Methods in the Application of Test Results to the Wind Design of Long, Suspended-Span Bridges, Report No. FHWA-RD-75-115, FHWA, U.S., Department of Transportation, Office of R&D, Washington, D.C., 1975

Scanlan, R.G. Recent Methods in the Application of Test Results to the Wind Design of Long, Suspended-Span Bridges, Report No. FHWA-RD-75-115, FHWA, U.S., Department of Transportation, Office of R&D, Washington, D.C., 1975

Theodorsen, T. General Theory of aerodynamic instability and the mechanism of flutter. National Aeronautics and Space Administration, NACA report 496, 1934-1935

Troitsky M.S. *Cable-stayed bridges*. Crosby Lockwood Staples, London, 1977.

Torroja E. *Philosophy of structures*. Univ. California Press., Berkely and Los Angeles, 1962.

Tanaka, H. and Davenport, A.G., “Response of Taut Strip Models to Turbulent Wind”, Proc. ASCE Journal Engineering Mech. Div. V. 108 nEM1, pp. 33-49, Febrero 1982.

Tanaka, H. and Davenport, A.G., “Response of Taut Strip Models to Turbulent Wind”, Proc. ASCE Journal Engineering Mech. Div. V. 108 nEM1, pp. 33-49, Febrero 1982.

Vincent, G.S., “Golden Gate Bridge Vibration Studies”, Jnl. Structural Div., Proc. Am. Soc. Civ. Eng., Paper 1817, Octubre 1958

Wardlaw, R.L., “Some Approaches for Improving the Aerodynamic Stability of Bridge Road Decks”, Proceedings of the Third International Conference on Wind Effects on Buildings and Structures, Tokyo, Septiembre 1971

Wardlaw, R.L., A Wind Tunnel Study of the Aerodynamics Stability of the Proposed Pasco-Kennewick Intercity Bridge, National Research Council of Canada, Report NAE LTR-LA-163, Julio 1974

W. H. Melbourne, “Wind Tunnel Blockage Effects and Correlations”, in Wind Tunnel Modeling for Civil Engineering Applications, T. A. Reinhold (ed.) Cambridge University Press, Cambridge, 1982, pp. 197-216

Wardlaw, R.L., Sectional versus Full Model Wind Tunnel Testing of Bridge Road Decks, National Research Council of Canada, DME/NAE Quarterly Bulletin No. 1978 (4)

Wardlaw, R.L., Sectional versus Full Model Wind Tunnel Testing of Bridge Road Decks, National Research Council of Canada, DME/NAE Quarterly Bulletin No. 1978 (4)

Wardlaw, R.L., Tanaka, H. and Savage, M.G., Wind Tunnel Investigation of the Mississippi River Bridge Steel Alternative, Quincy, Illinois, National Research Council of Canada, NAE-LTR-LA-268, Febrero 1984

Walter, R., Houriet, B., Isler, W., Moïa, P., Klein, J.F., Cable Stayed Bridges, Thomas Telford Ltd. London, 1988

Xinzhong Chen, Masaru Matsumoto, and Ahsan Kareem, “Time Domain Flutter and Buffeting Response Analysis of Bridges”, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 126, No. 1, ASCE, Enero, 2000

Yinghong Cao, Haifan Xiang, and Ying Zhou, “Simulation of Stochastic Wind Velocity Field on Long-Span Bridges”, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 126, No. 1, ASCE, January, 2000

Zan, S.J., Analytical Prediction of the Buffeting Response of the ALRT Fraser River Crossing to a Turbulent Wind, National Research Council of Canada, NAE-LTR-LA-280, Enero 1986