



01161

1
2oj-

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
Facultad de Ingeniería

EFFECTOS DEL VIENTO EN PUENTES ATIRANTADOS.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

T E S I S

PRESENTADA A LA DIVISION DE ESTUDIOS DE
POSTGRADO DE LA
FACULTAD DE INGENIERIA
DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
COMO REQUISITO PARA OBTENER
EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERIA
(ESTRUCTURAS).

POR HUGO ALBERTO ALVAREZ SOLIS



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

I N D I C E .

Pág.

I.- REVISION HISTORICA DE LOS PUENTES ATIRANTADOS.

1.1	Puentes atirantados _____	10
1.2	Puentes atirantados en México _____	22
1.2.1	Puente "Ingeniero Antonio Dovall Jaime" _____	22
1.2.2	Puente "Tampico" _____	26

II.- PRINCIPALES CARACTERISTICAS DE LOS PUENTES ATIRANTADOS.

2.1	Descripción general _____	29
2.2	Arreglo de los tirantes _____	31
2.2.1	Posición de los cables en el espacio _____	31
2.2.1.1	Sistemas con un plano central _____	31
2.2.1.2	Sistemas con solución lateral _____	33
2.2.1.2.1	Diferentes Métodos de suspensión _____	33
2.2.1.3	Sistemas con tres planos _____	34
2.2.1.4	Sistema de cable espacial (cuatro planos) _____	35
2.2.1.5	Transferencia de carga por el sistema cable y viga _____	37
2.2.1.6	Comparación entre sistemas con cables verticales y sistemas con cable espacial _____	39
2.2.2	Arreglo longitudinal _____	41
2.2.2.1	Arreglo radial o sistema convergente _____	41
2.2.2.2	Arreglo tipo arpa o sistema paralelo _____	42
2.2.2.3	Arreglo tipo abanico o sistema intermedio _____	43
2.2.2.4	Sistema estrella _____	43
2.2.2.5	Arreglos asimétricos _____	43
2.2.2.6	Arreglos para cables múltiples _____	45
2.2.3	Espaciamiento de tirantes _____	45
2.3	Tipo de superestructura o sistema de piso _____	48
2.3.1	Sistemas de piso de acero _____	50
2.3.2	Sistemas de piso de concreto _____	51
2.3.3	Sistemas de piso formados por armaduras _____	52
2.3.4	Cubiertas compuestas _____	52
2.4	Pilones o torres _____	52
2.4.1	Configuración longitudinal _____	53
2.4.1.1	General _____	53
2.4.1.2	Pilones para arreglos de los tirantes tipo arpa _____	53
2.4.1.3	Pilones para arreglos de los tirantes tipo radial _____	53
2.4.1.4	Pilones para configuraciones en los cables tipo abanico _____	55
2.4.1.5	Resistencia de las partes mas bajas de los pilones _____	55
2.4.2	Configuración transversal _____	55
2.4.2.1	Suspensión lateral _____	55
2.4.2.2	Suspensión central _____	56

	Pág.	
2.4.3	Cualidades de operación requeridas y detalles de construcción _____	57
2.4.3.1	Anclajes externos _____	57
2.4.3.2	Anclajes por enganchamiento _____	58
2.4.3.3	Anclajes internos _____	58
2.4.4	Estética y economía _____	58
2.4.5	Materiales _____	60

III. MODELOS MATEMATICOS UTILIZADOS PARA EL ANALISIS ESTRUCTURAL DE LOS PUENTES ATIRANTADOS.

3.1	Idealización de la estructura _____	63
3.1.1	Modelos en forma de marco plano _____	64
3.1.2	Modelos con marco espacial _____	66
3.1.3	Modelos parciales _____	66
3.2	Modelos para diferentes sistemas de un mismo puente _____	68
3.3	Tirantes _____	75
3.3.1	Idealización del módulo de elasticidad _____	75
3.3.2	Trabajo preliminar de diseño _____	76
3.4	Sistema estructural de las torres _____	78
3.4.1	Pilón base _____	78
3.4.2	Silletas _____	78
3.5	Dependencia del modelo estructural del tipo de anclaje _____	79
3.6	Modelo de análisis elasto-plástico y desplazamiento finito, que se utilizó para determinar la capacidad de carga última de un puente atirantado de acero, con múltiples cables _____	81
3.7	Modelos utilizados en los puentes atirantados vehiculares en la ciudad de México sobre la calzada Ignacio Zaragoza _____	83

IV. CRITERIOS PARA OBTENER LAS CARACTERISTICAS DINAMICAS DE LOS PUENTES ATIRANTADOS.

4.1	Frecuencias naturales y modos de vibración _____	85
4.1.1	Determinación de frecuencias naturales _____	85
4.1.2	Método clásico _____	85
4.1.2.1	Método matricial _____	85
4.1.2.2	Método de iteración matricial (Stodola) _____	86
4.1.3	Método de Rayleigh _____	87
4.1.3.1	Método simple _____	87
4.1.3.2	Método iterativo _____	88
4.1.3.3	Aplicación práctica _____	88
4.1.4	Método de Ritz _____	91
4.2	Estimación de frecuencias naturales por el método de Rayleigh _____	92
4.2.1	Frecuencia natural en flexión _____	92
4.2.2	Frecuencia natural en torsión _____	93
4.3	Vibraciones con flexión vertical _____	93

	Pág.	
4.3.1	La energía cinética del sistema de cable _____	93
4.3.2	La energía potencial de los cables _____	94
4.3.3	Estimación de la frecuencia natural del sistema de cables por el método de Ritz _____	95
4.4	Vibración torsional _____	95
4.4.1	La energía cinética _____	96
4.4.2	La energía potencial _____	96
4.5	Consideraciones no lineales en el análisis dinámico _____	98
4.6	Amortiguamiento _____	101
4.6.1	Capacidades de amortiguamiento _____	101
4.6.2	Amortiguamiento estructural _____	103
4.6.3	Amortiguamiento viscoso _____	106
4.6.4	Amortiguamiento histerético _____	109
4.6.5	Amortiguamiento friccionante de Coulomb _____	110
4.6.6	Amortiguamiento atmosférico _____	110

V. CONSIDERACIONES SOBRE LA ACCION DEL VIENTO EN PUENTES ATRANTADOS

5.1	Generalidades _____	113
5.1.1	La naturaleza del viento _____	113
5.1.2	Velocidad de diseño del viento _____	114
5.1.3	Fuerza del viento y ángulo de ataque _____	116
5.2	Estabilidad aerodinámica _____	117
5.2.1	Interacción entre la viga y la torre _____	118
5.2.2	Interferencia del cable en la torre _____	118
5.2.3	Interferencia de la torre en los cables _____	118
5.2.4	Estabilidad de la cubierta _____	118
5.2.5	Estabilidad durante la construcción _____	120
5.3	Consideraciones sobre las pruebas en túnel de viento para determinar la acción del viento en puentes atrantados _____	120
5.3.1	Tipos de prueba en túnel de viento a puentes atrantados _____	121
5.3.1.1	Pruebas en modelos del puente completo _____	121
5.3.1.2	Pruebas en modelos "Taut Strip" _____	121
5.3.1.3	Pruebas en modelos parciales _____	123
5.3.2	Similaridad Dinámica de los modelos _____	127
5.3.3	Similitud aerodinámica _____	128
5.3.4	Inclinación o pendiente de la gráfica de coeficientes aerodinámicos de levantamiento _____	128
5.3.5	Inclinación o pendiente de la gráfica de coeficientes aerodinámicos de momento de volteo _____	130
5.4	Efectos del viento en puentes atrantados _____	131
5.5	Estado actual de problemas en resistencia al viento y su estudio _____	133
5.6	Diseño bajo acción del viento _____	138
5.6.1	Propósitos de las pruebas para estudio de estabilidad al viento en puentes _____	139
5.6.2	Método de diseño para un puente de gran claro, bajo acción del viento _____	139

	Pág.	
5.7	Recomendaciones para diseño aerodinámico de estructuras de puentes atirantados _____	141
5.7.1	Recomendaciones tentativas por el Comité de Estructuras Suspendidas por Cables del Comité de Estructuras Especiales del Comité de Metales de la División Estructural (ASCE) _____	142
5.7.2	Especificaciones de Subcomité técnico en el diseño resistente al viento para los puentes Honshu-Shikoku propuestos _____	142
5.7.3	Reglas de Diseño Britanicas Propuestas _____	143

VI. CRITERIOS PARA EL CALCULO DE LA RESPUESTA EN PUENTES ATIRANTADOS POR EFECTO DEL VIENTO.

6.1	Criterios para el cálculo de la respuesta estática _____	149
6.1.1	Pandeo Lateral _____	152
6.1.2	Divergencia Torsional _____	152
6.1.3	Pandeo Lateral o Divergencia Torsional _____	156
6.2	Criterios para el cálculo de la respuesta aerodinámica _____	158
6.2.1	Desprendimiento de Vórtices _____	158
6.2.1.1	Procedimiento Analítico para el cálculo de la respuesta del vórtice vertical inducido _____	165
6.2.1.2	Recomendaciones de las Normas Britanicas de Diseño propuestas _____	167
6.2.2	Oscilaciones autoexcitadas o aleteo _____	171
6.2.2.1	Descripción del fenómeno _____	172
6.2.2.2	Métodos estudiados _____	174
6.2.2.3	Método semianalítico para análisis de aleteo propuesto por Scanlan _____	179
6.2.2.3.1	Simplificación del Método _____	182
6.2.2.4	Método semianalítico para análisis de aleteo propuesto por Roche. _____	184
6.2.2.5	Dependencia de la estabilidad aeroelástica sobre las características del puente _____	186
6.2.2.6	Recomendaciones de las Normas Britanicas de Diseño _____	186
6.2.3	Galopeo _____	187
6.2.3.1	Recomendaciones de las Normas Britanicas de Diseño _____	188
6.2.4	Golpeteo _____	188

VII. APLICACION DE CRITERIOS DE ANALISIS PARA UN EJEMPLO ESPECIFICO

7.1	Velocidad del viento de diseño _____	193
7.2	Fuerzas estáticas para diseño _____	197
7.2.1	Fuerza de arrastre _____	197
7.2.2	Fuerza de levantamiento _____	198

	Pág.
7.2.3	Momento Torsionante _____ 198
7.3	Comportamiento aerodinámico _____ 199
7.3.1	Separación de vórtices _____ 199
7.3.1.1	Velocidad crítica del viento por la excitación de vórtices según recomendaciones de las Normas Británicas de Diseño propuestas (NBDP) _____ 201
7.3.1.2	Amplitud máxima según NBDP _____ 201
7.3.2	Aleteo _____ 202
7.3.2.1	Velocidad crítica del viento para aleteo clá- sico según NBDP _____ 202
7.3.3	Galopeo _____ 203

VIII. COMENTARIOS FINALES

IX. REFERENCIAS

I N T R O D U C C I O N .

Durante los últimos años, la construcción de puentes atirantados ha tomado importancia en todo el mundo, se ha comprobado que una solución de este tipo es la más económica, además de las cualidades estéticas que lo caracterizan.

En México, con la construcción del puente Antonio Dovali Jaime, se inicia una nueva época en el campo de la ingeniería de puentes; posteriormente se construyó el puente Tampico, convirtiéndose en una obra de ingeniería representativa de la región y merecedora de premios y reconocimientos internacionales.

Actualmente, con la política de las carreteras concesionadas y con el propósito de ampliar y mejorar el sistema carretero nacional, se encuentran en construcción y bajo proyecto diversos puentes atirantados, entre los que podemos mencionar los de la carretera México-Acapulco como el Quetzalapa, el Mezcala, el Barranca "El Cañón", el Barranca "El Zapote", y el que se ubicará en el estado de Chiapas cerca de Malpaso.

Al igual que La Secretaría de Comunicaciones y Transportes, otras dependencias como el Departamento del Distrito Federal, optaron por construir puentes atirantados convencidos de las ventajas que estos representan.

El reto al que se enfrenta la ingeniería ante las necesidades de salvar claros mayores y la certeza de poder lograrlo, ha motivado para que en la actualidad se construyan puentes con claros cada día más grandes, que hasta ayer eran difíciles de creer, como el puente Humber para el estrecho de Mesina con un claro de 1410 m y el Akashi en Japón con un claro principal de 1990 m.

Para lograr la estabilidad y el control del comportamiento de la estructura ante los efectos del viento, se han desarrollado diversas teorías. La recopilación bibliográfica que se presenta, describe los conceptos que deben tenerse en cuenta durante el diseño eólico de puentes atirantados de gran claro y da una solución analítica al problema de determinar la respuesta estática y dinámica en la estructura ante estas solicitaciones.

El objetivo principal de esta investigación es mostrar los efectos que causa el viento en estas estructuras, los métodos existentes para medir estos efectos y la forma de prevenirlos. El presente trabajo pretende ser una ayuda para lograr un correcto diseño eólico de las estructuras de puentes atirantados.

I. REVISION HISTORICA DE LOS PUENTES ATIRANTADOS

1.1. PUENTES ATIRANTADOS.

La historia de los puentes de vigas suspendidas indican que la idea de soportar una viga por cuerdas inclinadas o cadenas cayendo desde un mástil o torre, ha sido conocida desde viejos tiempos. Los Egipcios aplicaron la idea para sus embarcaciones veleras (Ref. 51).

En algunas regiones tropicales del mundo primitivo varios tipos de puentes colgando de cables (puentes atirantados) fueron construidos. Enredaderas inclinadas sujetas de un árbol a otro sujetaban un andador, el cual era construido de lianas y palos de bambú. Esta cruda estructura indica que estas construcciones tuvieron una vaga idea de la ingeniería de puentes.

En 1617 Faustus Verantius propuso un sistema de puente teniendo una losa de madera soportada por varillas inclinadas con arcos en los extremos. El concepto fue atractivo para los ingenieros y se construyeron puentes de este tipo por algunos siglos, experimentando y desarrollando continuamente esta técnica; pero nunca éstos tuvieron las características y los principios básicos de un puente metálico colgante suspendido por atiezadores.

En 1784 un carpintero alemán Emmanuel Löscher en Fribourg diseñó y construyó un puente de madera incluyendo suspensión y torre, de 32 metros de claro. Es a él a quien se acredita el concepto de un puente suspendido solamente por colgantes inclinados.

Aparentemente el concepto de puente atirantado no se usó sino hasta 1817 cuando dos ingenieros ingleses, Redpath y Brown, construyeron el puente "King's Meadow" un paso peatonal en Inglaterra, el cual tuvo un claro de aproximadamente 33.6 metros usando cables de alambres inclinados para suspender los elementos de la cubierta y sujetarlos a una torre de hierro.

El sistema de cadenas inclinadas fue adoptado en un puente construido en Dryburgh Abbey por J. y W. Smith para cruzar el río Tweed en 1817. Este tenía 79.3 metros de claro, y 1.2 metros de ancho.

Se observó que el puente tenía una muy notable vibración cuando cruzaban los peatones, y el movimiento de las cadenas parecía ser fácilmente acelerado. En 1818, seis meses después de terminado el puente, éste fue destrozado por un violento ventarrón, las cadenas se rompieron en las juntas debido a la

oscilación del viento.

C.L. Navier describe este accidente:

"Finalmente, el 15 de Enero de 1818 casi seis meses después de terminado el puente, llegó una violenta ráfaga de viento y la vibración que vino fue tan grande que las cadenas inclinadas se fracturaron, la losa se corrió y la estructura entera se destrozó. Muchos testigos del evento añadieron en declaración que el movimiento vertical de la cubierta causó el colapso, aunque fue casi igual al movimiento horizontal y parece ser que una persona que se encontraba a medio puente fue arrojada al río."

C. L. Navier, atribuye el colapso de este puente a la falta de fijación de las cadenas inclinadas. El puente fue reconstruido en tres meses. La suspensión fue a base de 4 cadenas con trayectoria parabólica, concava en el plano horizontal; la superestructura se incrementó a 1.37 m de ancho, y se le añadieron largos parapetos para rigidizar la sección transversal. Se le hicieron mejoramientos en los detalles estructurales, desde que la descripción del colapso sugirió una apariencia de estabilidad aerodinámica, para esto fue necesario esperar otros accidentes de este tipo.

Alrededor de 1821, el arquitecto francés Poyet sugirió sostener las vigas con varillas de hierro sujetas a la parte superior de una torre poco alta. En este sistema se propuso usar un arreglo de tirantes en forma de abanico partiendo de la parte superior de la torre y distribuido en todo el claro del puente.

La idea de Poyet fue nuevamente desarrollada por el famoso Ingeniero francés Navier, quien en 1823 estudió el sistema de puentes sostenidos con cadenas inclinadas.

Por comparación entre los pesos de las cubiertas y las cadenas inclinadas, Navier estableció que para un claro y altura de las torres dadas, el costo de ambos sistemas era aproximadamente igual. (Ver fig. 1.1)

En 1824 un puente fue levantado para cruzar el río Saale en Nienburg, Alemania, con un claro de 76.2 metros con una mayor rigidez en la viga por los miembros inclinados. Como sea este puente tuvo excesivos desplazamientos al estar cargado y el siguiente año se colapsó. Las razones de la falla de este puente no fueron conocidas, la literatura técnica de la época atribuye el colapso a una sobrecarga. Apparently, una multitud de gente, quienes se encontraban sobre la estructura del puente viendo una carrera de barcos, causó el colapso pero desafortunadamente las razones exactas no fueron conocidas.

Navier discutió estas fallas entre sus colegas y sus adversos comentarios fueron el tener condenado el concepto de puente atirantado en una relativa obscuridad.

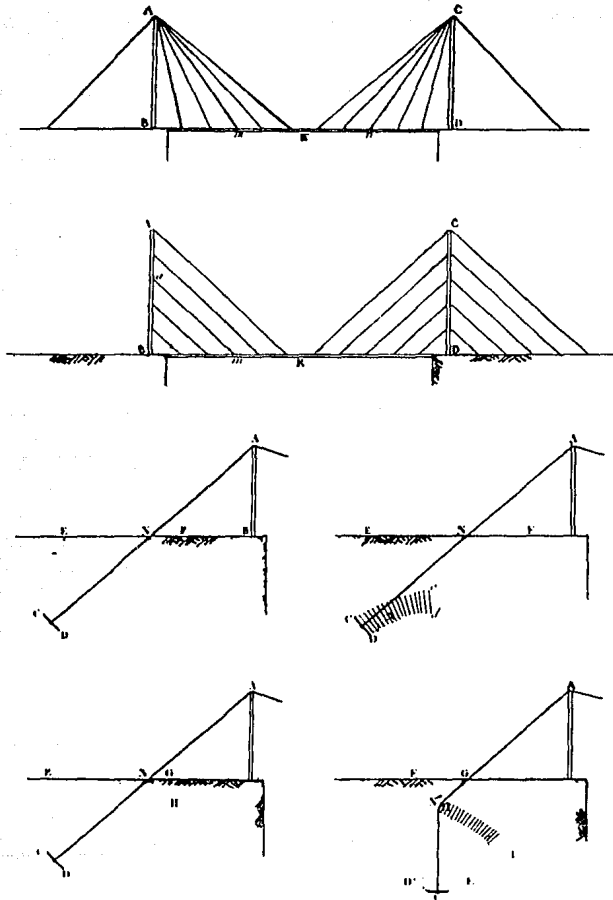


FIG. 1.1 SISTEMA DE PUENTE CON CADENA RIGIDA PROPUESTO POR NAVIER EN 1823.

En 1830, en su "Reporte y Memorias de Puentes Suspendidos", Navier describe estructuras construidas a su alrededor y hace un resumen de los conocimientos de las personas hasta ese tiempo.

"Los puentes suspendidos pueden ser de dos diferentes tipos: En el primer caso las cadenas son estiradas entre dos puntos fijos; la cubierta descansa en estas cadenas o es suspendida bajo ellas por medio de suspensión vertical. En el segundo caso, varillas conectadas en puntos distribuidos a lo largo de la longitud del puente suspenden la cubierta. El primer arreglo es uno de los usualmente adoptados y parece ser el más recomendado para trabajos mayores. En estos dos métodos de construcción la parte más vital, son los cables los cuales soportan el peso de la cubierta, y son estirados en la dirección longitudinal. Los esfuerzos de la estructura dependen de los esfuerzos de esos miembros en tensión y los puentes en cuestión difieren básicamente en esto, mientras que en los otros puentes, los diferentes elementos son únicamente sometidos a flexión o compresión.

Los puentes sostenidos por varillas inclinadas se comportan en forma diferente a los sostenidos con cadenas; forman un sistema flexible, el cual cambia de forma conforme pasan las cargas. Los pilares son considerados como rígidos y las partes de la cubierta albergan la base de cada varilla y entre las varillas transversales, un alambre indeformable, por lo que la forma del sistema puede considerarse como indeformable y puede solamente ser sujeta a menores modificaciones debido a la elasticidad de los materiales.

Si se observa, - los resultados, de los cuales solamente se presenta aquí un breve resumen -, la naturaleza y propiedades de las nuevas estructuras son conocidas. De hecho no se puede solamente calcular las fuerzas que actúan en todas partes y los cambios resultantes por los efectos del movimiento de las cargas, sino también apreciar el grupo de movimientos de vibración en cada miembro por los efectos de choques."

En 1837 Motley construyó un puente en Tiverton, Inglaterra, un altamente redundante, doble cantiliver, con tirantes rectos.

El otro tipo de arreglo de tirantes, con tirantes paralelos, ahora llamados "en forma de arpa" fue sugerido por Hatley en 1840; él mencionó que este sistema provee menor rigidez que el "forma de abanico".

Una estructura interesante del tipo cable inclinado es el puente sobre el canal navegable de Manchester en Inglaterra, y en 1843, Clive propuso un sistema original de Puente Atirantado, con los cables cruzados en el sentido horizontal.

En la segunda mitad del siglo XIX, los tirantes inclinados fueron revisados en América por el Ingeniero de Puentes John Roebling. En conexión de la rigidez de una armadura, introducida por

Roebing y una eficiente rigidez lateral, la eficiencia de los cables inclinados se mejoraba.

Durante este tiempo en los Estados Unidos, Roebing, usó un sistema que empleó alambres de acero para remplazar las cadenas de suspensión. En 1855 construyó el primer puente ferroviario suspendido en el mundo, una atrevida estructura de dos cubiertas aguas abajo de las cataratas del Niagara, con solamente un claro de 280 m para las dos cubiertas, una abajo de otra; los claros fueron soportados por cables con trayectoria parabólica y por los tirantes inclinados usados en su construcción. La cubierta inferior servía para el tránsito de carruajes y peatones, mientras que la cubierta superior albergaba las vías para el tránsito de ferrocarril. Una prueba en la estructura completa mostró que su desplazamiento bajo la carga de un tren con los vagones cargados no excedió 0.25 m, o menor que 1/1000 de la longitud del claro. Por lo que es evidente que la gran rigidez de estos dos niveles, contribuyen efectivamente a limitar las deformaciones.

El total de la carga fue dividida entre los cables y un extenso sistema de tirantes radiales. La aplicación de un sistema de tirantes dió la rigidez requerida para el paso de trenes a gran velocidad, así como estabilidad contra la acción del viento.

Roebing también dió un generoso sistema de tirantes inclinados en la construcción del puente Ohio. Casi la mitad del total del peso del riel y la carga viva fue resistida por los cables diagonales de alambre, con trayectoria recta desde la parte superior de las torres hasta puntos sucesivos a lo largo del piso. Los diversos cables, se rigidizaron ellos mismos por su arreglo; efectivamente, tuvieron que transmitir casi la mitad de peso total de la vía y la carga del ferrocarril. Los tirantes sirvieron efectivamente para resistir el piso y prevenir o amortiguar la vibración durante el paso de pesadas cargas y en vientos altos.

En 1868 el puente Franz Joseph, diseñado por Ordish y Le Fleuvre fue construido sobre el río Moldau en Praga, Checoslovaquia. Este puente actualmente presenta una combinación de puente atirantado y un clásico puente suspendido.

Una nueva forma de suspensión se introdujo en este puente, al colocar varillas inclinadas; éstas van directamente desde los puntos del sistema de piso a la parte superior de las torres; los miembros en tensión directa soportan y ayudan a conformar la posición de la catenaria de los cables entre las torres. Estos no tienen otro propósito que sostener el peso de las varillas en tensión directa. Aquí, es muy interesante la idea de soportar una junta intermedia, por una varilla inclinada, la cual transfiere la tensión al tirante largo de la otra mitad del claro.

En 1872 Ordish y Le Fleuvre construyeron el puente Albert sobre el río Thamen en Chesea, con varios claros de 122 metros.

Este proporciona un buen ejemplo de suspensión de catenaria combinada con tirantes. En esta estructura el sistema de suspensión consiste de cables que convergen a la parte superior de las torres: tres tirantes inclinados en cada lado del claro central y cuatro tirantes en cada lado de los tramos extremos. La cubierta es notable por el hecho de ser suficientemente rígida, como para permitir a los tirantes ser sujetos en puntos razonablemente lejos uno del otro; estos cables están hechos de varillas enrolladas. Un sistema idéntico fue usado por los diseñadores para el puente Franz - Joseph.

En 1883 se construyó la estructura más notable de esta era, el famoso puente Brooklyn en Nueva York, diseñado por J. Roebling, con los mismos principios que para el puente Niagara; 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 fierro. La resistencia del acero es casi dos veces más alta que la de los materiales usados anteriormente.

Quizá la característica más distintiva del puente Brooklyn en Nueva York, es el sistema de tirantes inclinados radiales que descienden desde la parte superior de las torres, hasta el piso de la cubierta. Roebling introdujo estos tirantes principalmente para agregar rigidez al claro; además también se observó la ventaja que éstos presentaban para transmitir la carga adicional. Esta contribución a la resistencia de los puentes fue explicada en términos simples por el diseñador:

"El piso en conexión con los tirantes se soportará así mismo, sin la asistencia del cable; el poder soportante de los cables sólo será empleado para resistir las cargas por encima del piso. Si los cables fueran removidos, el puente se hundiría en el centro, pero no caería".

Los ingenieros de épocas pasadas no tenían los conocimientos necesarios para calcular las fuerzas en los cables inclinados correctamente, y ellos también subestimaron la influencia del desarrollo hiperestático y la flecha de los tirantes.

Consecuentemente, el sistema de Puente Tirante-Trabe, fue condenado y abandonado, y solamente en el principio del siglo XX, con la introducción de los cables de alambres de alta resistencia y el desarrollo adicional de la teoría estructural, fue posible reintroducir el sistema atirantado.

Unos pocos puentes, de una mezcla de atirantado y suspendido, fueron construidos en Francia en el siglo XIX por Arnodin. En este sistema, se usaron tirantes diagonales radiales desde la parte superior de la torre hasta el piso de la cubierta, sin colgantes verticales en este tramo. Este sistema reduce desplazamientos en la viga rígida, y permite el uso de vigas principales de bajo peralte. Este arreglo en la forma de cargar, distorsiona la curva de los cables que no resulta ser la

catenaria, pero substancialmente reduce la cantidad de carga sobre ellas.

Puentes con este sistema no tuvieron repercusión por sus imperfecciones estéticas, la mezcla fue menos satisfactoria que los sistemas individuales.

El puente sobre el río Saône en Lions Francia, diseñado por Arnodin, tuvo un claro de 121 metros. Los tirantes diagonales se muestran en forma radial desde la parte alta de la torre, sin colgaduras verticales en este tramo. De similar concepción fue el puente sobre el río Rhône en Avignon.

En 1904 Arnodin construyó sobre el río Blavet, el puente Bonhome con una longitud de 237 metros y con un claro principal de 163 metros y dos de 37 metros a cada lado.

El claro principal estaba dividido en tres partes, la parte central colgaba desde cinco cables continuos en cada lado y las dos partes extremas, desde seis cables diagonales para cada lado.

La idea original de Poyet, de usar arreglos de los tirantes tipo abanico fue modificada, perfeccionada y se empleó por Arnodin, en el puente carretero construido en 1903 en Nantes, Francia. La ligereza del sistema de suspensión, con cables radiales desde la parte superior de las torres, crea la impresión de una estructura elegante.

Las primeras soluciones racionales para puentes atirantados, las cuales satisficieron la necesidad de rigidez y condiciones económicas, fueron propuestas por Gisclard, Ingeniero francés en 1899, quien introdujo un nuevo sistema que consistió básicamente de cables inclinados y horizontales. Este sistema presentó geoméricamente una armadura atirantada estable. Los cables inclinados no transferían las fuerzas horizontales del cable dentro la rigidez de la viga.

El sistema Gisclard es menos atractivo para la vista, pero es particularmente útil para tráfico de ferrocarriles. Puentes con este sistema tuvieron amplia aplicación en Francia y sus primeras colonias. Un puente típico del sistema de Gisclard, es el Cassagne, que tiene un claro central de 156 metros. Este fue construido en 1907, para un tren eléctrico. Debido a este sistema conveniente, Gisclard, se avanzó y se utilizó en muchos puentes.

El puente de Cassagne, uno de los más notables trabajos de A. Gisclard, fue sujeto a pruebas de carga, mediante un tren que pesaba 192 toneladas. El máximo desplazamiento observado fue menor que $1/1000$ del claro, ó 0.148 m.

Al aplicar el concepto básico del sistema Gisclard, el Ingeniero francés G. Leineckugel le Cocq propuso un sistema de puente que tenía cables inclinados y transfería las fuerzas horizontales de los cables a las vigas. Este sistema daba

economía y pequeñas deformaciones. Un ejemplo típico de este sistema, es el puente Lezardrieux sobre el río Trieaux construido en Francia en 1925. Este puente atirantado se puede considerar como prototipo de los puentes atirantados contemporáneos, formado por un sistema tipo abanico.

El siguiente año E. Torroja construyó un acueducto de concreto reforzado sobre el río Guadalupe en Tempul y por primera vez usó acero de alta resistencia en las varillas, encamisadas en concreto para protegerlas de la corrosión.

En 1938 F. Dischinger introdujo cables como tirantes dentro del diseño de un puente ferroviario suspendido, con 752 metros de claro, sobre el río Elbe, cerca de Hamburgo en Alemania.

Para reducir un poco los grandes desplazamientos de un sistema de puente suspendido, bajo pesadas cargas de ferrocarril, Dishinger introduce cables como tirantes, formados con alambres de alta resistencia que trabajan a esfuerzos altos, lo que reduce la flecha de los cables, lo cual tiene visualmente un efecto de ablandamiento.

Investigaciones hechas por Dishinger, establecieron el factor de rigidez y de estabilidad aerodinámica que pueden ser obtenidos al combinar la suspensión principal con cables. Un prerequisite absoluto para esto, es que los cables inclinados puedan sujetarse a una tensión inicial considerable.

Desde la segunda Guerra Mundial, el rápido avance de construcción de puentes, creó la necesidad de desarrollar un nuevo concepto en el diseño de puentes. Para lograr economía en material y costo, los proyectistas tuvieron que remontarse nuevamente al concepto de puente atirantado. Dishinger desempeñó un papel en el desarrollo de estos puentes y publicó los resultados de sus estudios, en 1949.

En 1940 falló el puente Tacoma ante vientos relativamente bajos, aunque no es un puente atirantado, sino un puente suspendido, el accidente interesa desde el punto de vista de inestabilidad aerodinámica. Las propiedades aerodinámicas de este puente fueron investigadas en pruebas, antes de que el diseño final fuera aprobado. El anclaje central, costoso y difícil presentó vibraciones no previstas. El puente suspendido en Tacoma Narrows, tenía un claro de 853 metros y dos claros laterales de 335 metros cada uno, con un costo total de 6.5 millones de dolares; fue inaugurado el 1 de julio de 1940, su falla se presentó el 7 de Noviembre del mismo año. La falla fue ocasionada por un viento estable de 68 km/h. El puente tenía 12 metros de ancho, y vigas de 2.4 metros de peralte (1/350 del claro), las cuales rigidizaban a la estructura. Durante la construcción, los hombres que trabajaban en él, se enfermaban muy seguido, por las excesivas vibraciones. Cuando el puente fue terminado se hizo famoso y atrajo al tráfico. Cruzar el puente Tacoma era considerado tan excitante como un corto cruzamiento al mar. Se le

dió el nombre de "Galoping Gertie", el cual había sido aplicado antes al puente Ellet's en Wheeling. El colapso se filmó por un noticiario, convirtiéndose en un evento sobresaliente, que demostró a los ingenieros el comportamiento aerodinámico de puentes suspendidos mal diseñados.

PUENTE	LOCALIZACION	PROYECTISTA	CLARO (m)	FECHA DE FALLA
Dryburgh Abbey	Escocia	John y William Smith	79	1818
Unión	Ingllaterra	Samuel Brown	137	1821
Nassau	Alemania	Lossen y Wolf	75	1834
Brighton	Ingllaterra	Samuel Brown	78	1836
Montrose	Escocia	Samuel Brown	132	1838
Menai Straits	Wales	Thomas Telford	580	1839
Roche-Bernard	France	Le Blanc	195	1852
Wheeling	E.U.A.	Charles Ellet	308	1854
Niagara-Lewiston	E.U.A.	Edward Serrell	317	1864
Niagara-Clifton	E.U.A.	Samuel Keefer	384	1889
Tacoma Narrows	E.U.A.	León Moisseiff	853	1940

TABLA 1.1 PUENTES SEVERAMENTE DANADOS O DESTROZADOS POR EL VIENTO, (Ref. 30).

Después de la Segunda Guerra Mundial, Alemania determinó que aproximadamente 15000 puentes habían sido destruidos durante el conflicto. De ahí que en el periodo de la posguerra, estas reconstrucciones de los cruces dieran oportunidad a ingenieros constructores y contratistas, a aplicar nuevos conceptos de diseño y construcción; durante este periodo el acero se escaseo lo que dió un gran énfasis al diseño con peso mínimo. Como un resultado de este énfasis se desarrollaron placas ortotrópicas, las cuales proporcionaron acoplamiento con diseños de tirantes, para producir puentes que fueran en algunos casos 40% más ligeros que los diseños anteriores. El uso eficiente de materiales y la velocidad de erección, hicieron de los puentes atirantados el tipo más económico de estructura, para reemplazar las destruidas.

El origen de las estructuras ortotrópicas puede remontarse a las primeras aplicaciones del acero en cascos de embarcaciones, cuya experiencia fue posteriormente extrapolada al diseño y construcción de fuselajes de aviones y de puentes móviles o de gran claro debido a la necesidad de reducir el peso. El análisis y el diseño, no obstante, se basan en la teoría convencional de flexión, dando lugar a costosas estructuras solamente tolerables, en atención a su menor peso, en relación con otras opciones.

Después de 1950, muchos puentes atirantados fueron propuestos en concursos para la reconstrucción de puentes para cruzar el río Rhine en Alemania. Estimaciones comparativas de costos mostraron que estos puentes atirantados eran más económicos que

los suspendidos o medio suspendidos. En 1952, Leonhardt diseñó el puente atirantado que cruza el Rhine en Düsseldorf, pero el puente no fue construido sino hasta 1958.

En el mismo periodo, el alemán Demag, en colaboración con Dischinger, diseñó el puente Strömsund en Suiza, el cual fue levantado en 1955. El nuevo sistema llegó rápidamente a ser popular entre los ingenieros alemanes y también diez años más tarde, en muchos otros países. Esto tiene ahora innumerables aplicaciones por diseñadores de todo el mundo.

Desde 1955 hasta 1974 se construyeron 58 puentes atirantados para tráfico carretero. Para 1974 la distribución de puentes atirantados en el mundo se muestra a continuación, (Ref. 30):

Alemania	17	Holanda	2
Estados Unidos	8	URSS	2
Japón	7	Austria	1
Canadá	4	Dinamarca	1
Gran Bretaña	3	India	1
Italia	3	Suiza	1
Argentina	2	Venezuela	1
Australia	2	Zambia	1
Francia	2		

...(Ver fig. 1.2)

Casi la tercera parte del total se construyeron en Alemania, el resto está distribuido en muchos países alrededor del mundo.

El rápido crecimiento en el número de aplicaciones del concepto de puentes atirantados implica que estos puentes satisfacen muchas necesidades, tales como economía, fácil fabricación y estética. Ingenieros en puentes han recibido información con muchas ventajas de puentes atirantados y se planean muchas más aplicaciones.

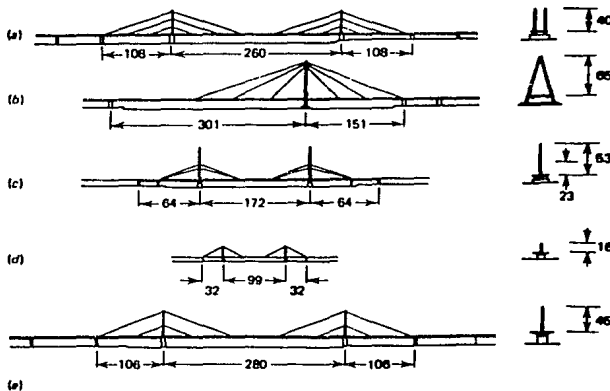
El desarrollo de los puentes atirantados fue marcado en 1967 por H. Homberg, quien diseñó el puente Friedrich Ebert en Bonn, con una suspensión axial que consiste de múltiples tirantes. Este diseño se facilitó por el uso de métodos para ordenadores digitales, que resultó adecuado por sí mismo para estructuras de concreto. El uso de cables múltiples fue adoptado también por razones de estética; en particular por el efecto transparente que da a los conductores que transitan por la estructura.

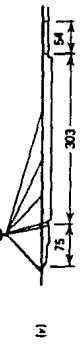
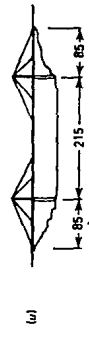
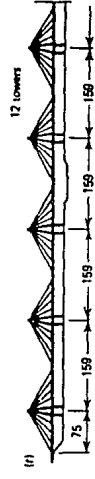
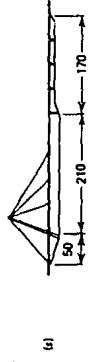
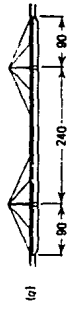
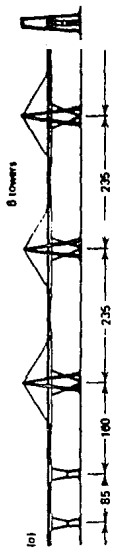
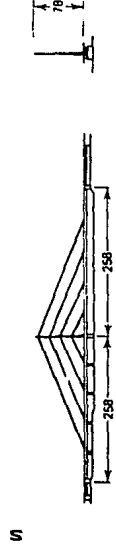
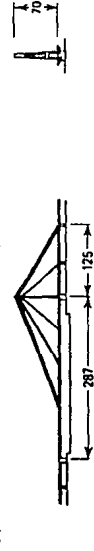
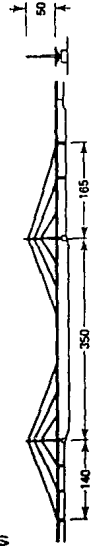
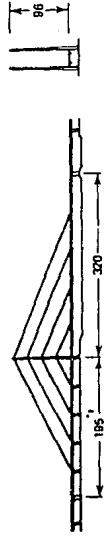
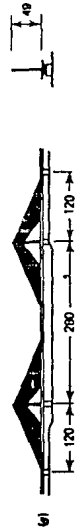
En nuestros días, se construyen estructuras con mayor incremento en los claros y mejores efectos arquitectónicos, como el puente Brotonne, construido en 1977 y el puente Pasco Kennewck en 1978. Muchos puentes con un claro central del orden de 500 m, están en diseño o construcción.

Recientemente se desarrolló en el Departamento de Mecánica del Politécnico de Milán, para el diseño de un puente cruzando el estrecho de Messina, una campaña de medición en el puente

FIG. 1.2 PUENTES CARRETEROS ATIRANTADOS.

EN ALEMANIA: (a) Düsseldorf-North, 1958; (b) Cologne, 1960;
 (c) Hamburg, 1962; (d) Düsseldorf, 1963; (e) Leverkusen, 1964;
 (f) Karlsruhe, 1965; (g) Bonn, 1966; (h) Rees, 1967;
 (i) Ludwigshafen, 1968; (j) Kniebrücke-Düsseldorf, 1969;
 (k) Duisburg, 1970; (l) Mannheim, 1971; (m) Düsseldorf-Oberkassel, 1972;
 EN DIFERENTES PAISES: (n) Stromsund, Suecia; (o) Maracaibo, Venezuela;
 (p) Saint-Florent, Francia; (q) Palpneau, Canadá; (r) Hawkshaw, New
 Brunswick; (s) Batman, Australia; (t) Ganga-Bridge, India; (u) Onomichi,
 Japón; (v) Bratislava, Checoslovaquia.





Humber; un puente con un claro suspendido de 1410 m. de longitud y claros de 530 y 280 m. a los lados; en cooperación con la Universidad de Bristol y las autoridades del puente Humber, en particular, el responsable del diseño del puente que fue F. Leonhardt, (Ref. 13).

El puente Akashi Kaikyo en Japón, el del claro más largo en el mundo, con una longitud total de 3910 m. y un claro central de 1990 m., se comenzó a construir en Mayo de 1988, (Ref. 13).

PUENTE	LOCALIZACION	AÑO DE CONSTRUCCION	CLARO (M)	TIPO DE CUBIERTA
Fykkesund	Noruega	1937	228	Trabes I
Golden Gate	E.U.A.	1937	1280	Armadura
Thousand Island	E.U.A.	1938	244	Placa
Deer Isle	E.U.A.	1939	330	Placa
Bronx-Whitestone	E.U.A.	1939	700	Placa
Long's creek	Canadá	1967	217	Placa

TABLA 1.2 PUENTES MODERNOS LOS CUALES HAN OSCILADO CON EL VIENTO. (Refs. 30 y 54)

1.2. PUENTES ATIRANTADOS EN MEXICO.

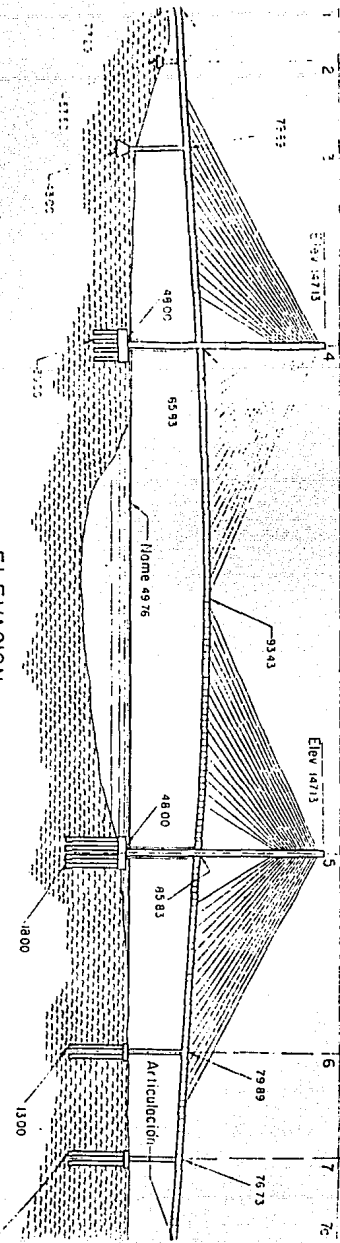
1.2.1 PUENTE "INGENIERO ANTONIO DOVALI JAIME".

La comunicación hacia el sureste del país requiere cruzar el río Coatzacoalcos. El día 18 de marzo de 1962 se inaugura el puente Coatzacoalcos I; en 1972 ocurrió un accidente en este puente, al chocar un barco contra una de las pilas, lo que originó una suspensión en el servicio de 30 días, tiempo que duró su reparación. Para el año de 1980, el volumen de tránsito que utilizó el puente se había incrementado notablemente, llegando a 17 mil vehículos diarios; esta situación motivó a que se iniciaran los estudios necesarios para definir el proyecto de un nuevo puente. Al tomar en cuenta los problemas y restricciones derivadas de las características del puente en servicio y los volúmenes de tránsito carretero y fluvial, se definió que el nuevo puente debería permitir el paso simultáneo de vehículos y embarcaciones y que se localizaría en Pueblo Nuevo, a 20 Km. aproximadamente de la desembocadura del río en el Golfo de México.

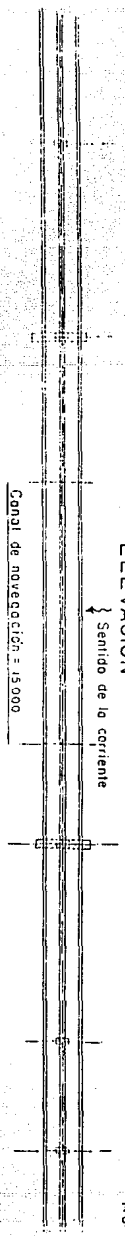
La longitud total del puente es de 1170 m, con alineamiento recto, 472 m corresponden al viaducto de acceso por la margen izquierda, constituido por tramos de 60 m de claro y con una pendiente de 5.28%; el tramo principal tiene 698 m, atirantado, compuesto de siete claros, con longitudes de 30.23 m, 49.42 m,

1 1:30 2 1:52 3 2:15 4 2:37 5 3:00 6 3:22 7 3:44 7c

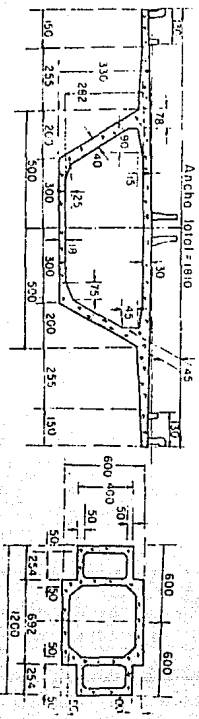
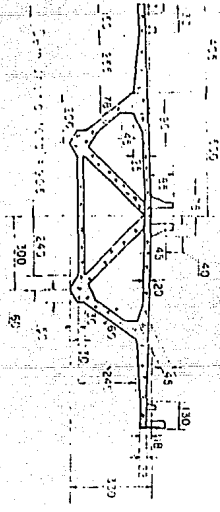
Tomo principal = 66m15
 Tramo en curva vertical = 28000



ELEVACION
 Sentido de la corriente



Canal de navegación = 15.000
 PLANTA



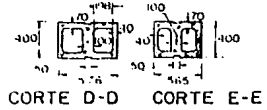
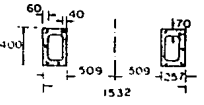
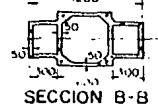
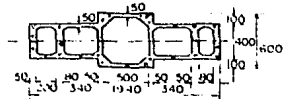
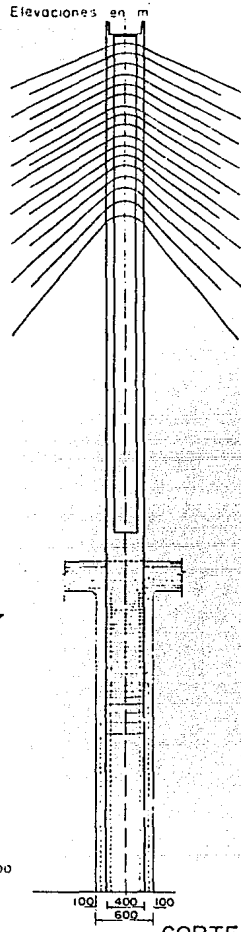
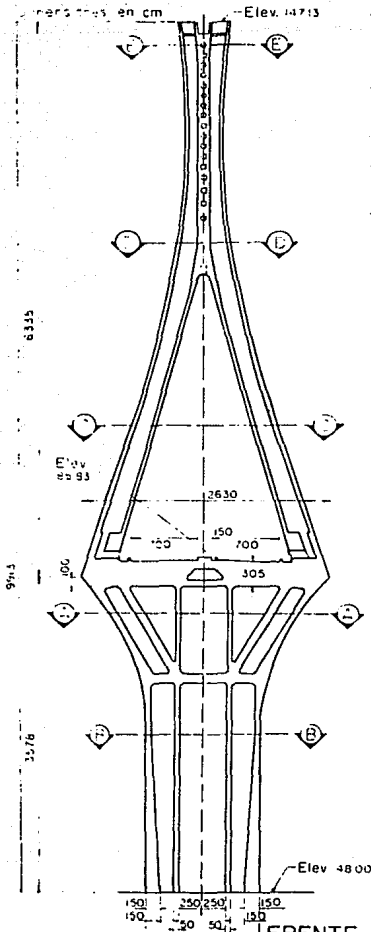
SUPERESTRUCTURA TRAMO PRINCIPAL

SUPERESTRUCTURA VIADUCTO

PILAS 4Y5

PUENTE "ING ANTONIO DOVALI JAIME"

23



112.35 m, 288.00 m, 112.35 m, 60.00 m y 45.80 m. El atirantamiento es axial, del tipo medio-abanico y compuesto por 17 tirantes formados con un mínimo de 37 y un máximo de 61 torones; cada torón es de 150 mm². Debido a las acciones en el sentido transversal, se seleccionó un mástil de tipo "Y" invertida.

De acuerdo con las características de las embarcaciones se fijó el siguiente galibo como mínimo: un espacio libre vertical de 35 m y horizontal de 180 m. Los estudios de ingeniería de tránsito, determinaron que la estructura debería contar con cuatro carriles de circulación, dos para cada sentido y se seleccionó la carga móvil del tipo HS-20 de las Normas AASHTO.

Como la obra se localiza en zona ciclónica, la estructura debe resistir vientos que alcanzan velocidades de hasta 200 km/h y que ejercen presiones de 320 kg/m².

De acuerdo con las variaciones de temperatura en la zona, se tomaron ± 6 grados centígrados de variación uniforme sobre la estructura y diferencias de 10 grados centígrados entre los tirantes y el tablero, además 6 grados centígrados entre las fibras superior e inferior del propio tablero. Para verificar el comportamiento general de la estructura se realizaron análisis estáticos y dinámicos, principalmente para los efectos del sismo, con consideración de la interacción suelo-estructura.

Al realizar los primeros análisis de estabilidad general de la estructura para diferentes combinaciones de carga y en particular para el tramo principal, se observó que los efectos más desfavorables se presentaban al intervenir el sismo. Para este estudio se utilizó el método de análisis modal, con la superposición de los diversos modos de vibración, con base en los espectros de aceleración, conforme a las normas mexicanas.

Para la estabilidad aeroelástica del tablero, el estudio se hizo en un túnel de viento, para conocer el fenómeno de aleteo con 2 grados de libertad, flexión y torsión simultáneas; fenómeno que presenta en puentes colgantes o atirantados y que hace algunos años ocasionó la falla del puente Tacoma, el igualarse las frecuencias de vibración por flexión y torsión. Otro fenómeno que hay que tomar en cuenta, es el efecto de vórtice de Van Karman, inestables, cuya intensidad depende de varios parámetros; entre los cuales, los más importantes resultan ser la longitud y forma de la sección de tablero. El estudio reveló que para velocidades de viento de 200 km/h no existe ninguna señal de oscilación en uno o dos grados de libertad, por lo que no hay riesgo de inestabilidad aeroelástica; las amplitudes de vibración calculadas, al considerar un amortiguamiento de 0.0051, no sobrepasan de 3 cm en flexión y puede alcanzar un ángulo de torsión de 3 cm, lo cual equivale a un desplazamiento vertical de 16 cm, en las orillas de tablero correspondiente al centro del claro de 288 m.

Respecto a vórtices, se observó que la sección propuesta provoca un efecto de vibraciones de amplitud reducida y que no

afecta al tablero, pero que tiene influencia en los tirantes; si la frecuencia de vibración de éstos se acerca o coincide con la del tablero, su vibración puede llegar a tener una gran amplitud. Para evitar lo anterior, se ha estudiado un sistema de amortiguamiento entre cada tirante del tablero, que además ayuda a reducir las posibilidades de fatiga de los torones, en sus anclajes.

Por ser los tirantes los elementos esenciales para la estabilidad de la estructura, se dedicó especial cuidado en estudiar y probar todos sus componentes. Para seleccionar el acero, se realizaron pruebas estáticas, de fatiga y de susceptibilidad a la corrosión bajo tensión, para tres clases de acero de diferentes países.

Por elemento finito, se estudió la distribución de esfuerzos en la zona donde convergen el cuerpo de las pilas principales, el mástil y el tablero; además en la zona de anclaje de los tirantes con el tablero y las tornapuntas, (Ref.46).

1.2.2. PUENTE "TAMPICO".

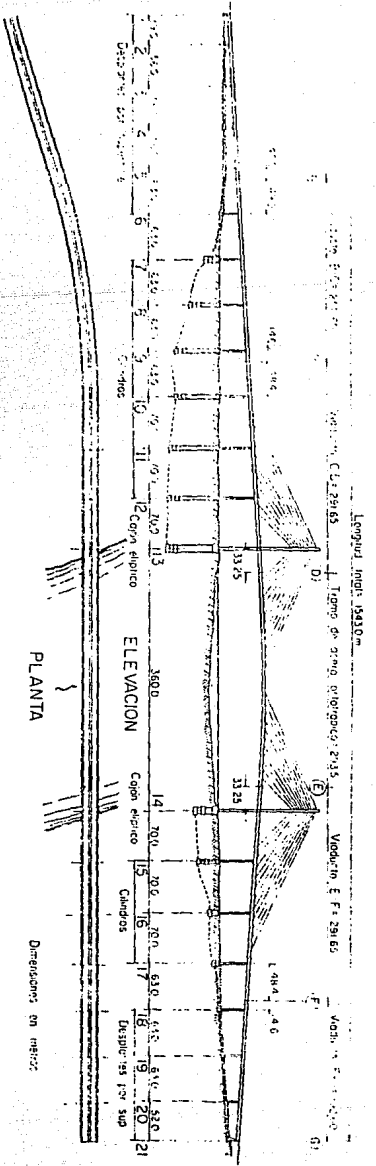
Por los volúmenes de tránsito carretero y fluvial, se definió que el puente debería permitir el paso simultáneo de embarcaciones y vehículos, y para evitar un posible accidente por colisión de alguna embarcación, se estableció que no era conveniente alojar apoyos de la estructura dentro del cauce. Por otra parte, el dejar libre todo el cauce, se permite que se continúe el desarrollo de muelles sin interrupción.

De acuerdo con las características de las embarcaciones, se fijó un espacio libre vertical de 50 m los estudios de ingeniería de tránsito determinaron que la estructura debería contar con cuatro carriles de circulación, dos para cada sentido, y que la carga móvil fuera del tipo HS-20.

Como la obra se localiza en zona ciclónica, la estructura debe resistir vientos que alcanzan velocidades hasta de 250 km/h.

El tablero del claro principal de 360 metros, compuesto por dos partes laterales de concreto presforzado de 35 metros y una central de estructuras de acero soldado. Para su realización se previó que a partir de las pilas principales, se construyan dobles voladizos de concreto por dovelas coladas en el lugar de 3.50 metros de longitud; al alcanzar los voladizos del claro principal 35 metros y al unirse con los correspondientes sobre las pilas anteriores, los tramos de 70 metros adyacentes al claro principal quedarán cerrados, teniéndose así continuo el tablero hasta los extremos de los voladizos, de donde se iniciaría la estructura metálica.

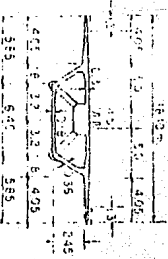
PUENTE TAMPICO DE LA CARRETERA COSTERA DEL GOLFO



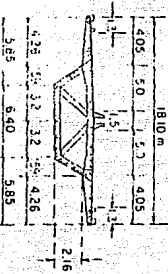
SECCION TRANSVERSAL SUPERSTRUCTURA



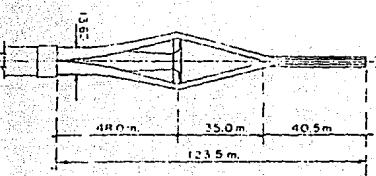
SECCION EN ANCLAJE DE TIRANTE



SECCION METALICA ORTOTROPICA



SECCION TRANSVERSAL PILAS 13 Y 14



PUENTE TAMPICO

En el caso del puente Tampico, la selección de una estructura ortotrópica, respondió fundamentalmente a la conveniencia de reducir el peso de la misma a una cuarta parte del correspondiente a una estructura de concreto presforzado, reducción que se traduce en menor número y peso de tirantes, y menores esfuerzos en las pilas principales y en la cimentación.

Tanto para el patin superior, que sirve de sistema de piso, como para las almas y el patin inferior que cierra la sección cajón, se adoptó el tipo ortotrópico, (Ref. 46).

II. PRINCIPALES CARACTERISTICAS DE LOS PUENTES ATIRANTADOS.

2.1. DESCRIPCION GENERAL.

Los cables se extienden desde una o más torres del puente atirantado, y soportan la superestructura en muchos puntos a lo largo del claro. El sistema de cables es ideal para cauces de ríos anchos, valles profundos o cañones, y para puentes vehiculares y peatonales en autopistas, para que las pilas no formen una obstrucción. En muchas partes, los puentes atirantados han sido construidos para cruzar ríos navegables, donde la navegación requiere galibos establecidos de los claros horizontales y verticales, sobre el Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias.

Los arreglos de claros más comunes son de tres tipos básicamente, los cuales pueden clasificarse como: dos claros, simétricos o asimétricos, tres claros o claros múltiples.

En un diseño económico de puente atirantado, la proporción de los claros, altura de torre, número e inclinación de cables y tipo de superestructura deben ser evaluados en conjunto. Para los puentes con estructura formada por dos claros asimétricos, una revisión parcial de los puentes existentes (tabla 2.1) indican que el intervalo de longitudes de los claros mayores va desde 60 a 70 % de la longitud total, (Ref. 30). Dos excepciones son los puentes Batman y Bratislava (fig. 1.2) cuyos claros mayores son el 80 % de la longitud total de la estructura del puente. La razón de los claros mayores, se debe a que el tirante trasero es un tirante singular hacia atrás anclado al caballete, distribuido en el claro corto existente.

ESTRUCTURA	CLARO PRINCIPAL en metros	LONG. TOTAL en metros	relación
Severin (A)	301	452	0.67
Karlsruhe (A)	175	292	0.60
Kniebrücke (A)	320	515	0.62
Mannheim (A)	288	412	0.70
Maya (J)	140	210	0.67
E. Huntington (E)	274	412	0.67
Batman (AU)	210	260	0.81
Bratislava (CH)	303	378	0.80
A = Alemania		CH = Checoslovaquia	
J = Japón		AU = Australia	
E = Estados Unidos			

TABLA 2.1 Relación entre la longitud del claro principal y la longitud total en estructuras de dos claros, (Ref. 30).

Un estudio de numerosas estructuras de puentes atirantados de tres claros (tabla 2.2) indican que el claro central es aproximadamente 55 % de la longitud total del puente. El resto es usualmente dividido en partes iguales en los otros dos claros extremos. Una investigación de puentes con claros múltiples indicó que los claros son normalmente de igual longitud con la excepción del claro extremo, el cual se ajusta para conectarse con el claro de acceso o los caballetes.

En este tipo de puente, los cables se distribuyen simétricamente, en los dos lados de las torres. Por conveniencia de fabricación y erección, la estructura del puente tiene un tramo de cables para el centro del claro. La relación entre la longitud del tramo sin cables, con la longitud total del claro, es próxima a 20 %, cuando solamente un tirante parte de cada lado de la torre, a 8 %, cuando varios cables parten de cada lado de la torre.

Estructura	CLARO PRINCIPAL en metros	LONG. TOTAL en metros	relación
Papineau (C)	240	420	0.57
Duisburg (A)	350	655	0.53
Rees (A)	255	463	0.55
Bonn (A)	280	520	0.54
Düsseldorf-N. (A)	260	476	0.55
Leverkusen (A)	280	492	0.57
Norderelbe (A)	172	300	0.57
Arakawa River (J)	160	280	0.57
Suehiro (J)	250	470	0.53
Onomichi (J)	215	385	0.56
Toyosato (J)	216	377	0.57
Strömsund (S)	183	331	0.55
Sitka (EU)	137	228	0.60
Luling (EU)	376	678	0.56
Pasco-Kennewick (EU)	299	546	0.55
Menomonee Falls (EU)	66.1	110	0.60

C = Canadá
A = Alemania
J = Japón

EU = Estados Unidos
S = Suiza

TABLA II.2 Relación entre la longitud del claro principal y la longitud total en estructuras de tres claros, (Ref. 30).

La versatilidad del concepto de puente atirantado se presta a una gran variedad de configuraciones geométricas. El arreglo de los cables, tipo de superestructura y estilo de las torres, pueden ser fácilmente ajustados, al variar los numerosos requerimientos de las condiciones del sitio y estética para carreteras y puentes peatonales. Una descripción y discusión de-

tallada de las diferentes formas de arreglo de cables y tipos de torres, se presenta en este capítulo.

2.2. ARREGLO DE LOS TIRANTES.

El arreglo de los tirantes es uno de los aspectos fundamentales en el diseño de los puentes atirantados. Esto tiene mucha importancia no sólo en el comportamiento estructural del puente, sino también en el método de erección y en la economía.

En la dirección transversal, la mayoría de las estructuras existentes consisten en dos planos de cables generalmente a cada lado de la estructura (Ver fig. 1.2). No obstante muchos puentes han sido construidos recientemente, con sólo un plano central de cables. En principio, es posible pensar en soluciones con tres o cuatro planos, cuando la losa es muy ancha, para reducir las fuerzas en la sección transversal. Sin embargo, en nuestros días, raramente han sido utilizados. El elemento final en la determinación del diseño de los cables es la selección del espaciamiento longitudinal.

2.2.1. POSICION DE LOS CABLES EN EL ESPACIO.

Con respecto a las diversas posiciones en el espacio, que pueden ser adoptadas por los planos en donde los tirantes se encuentran, existen básicamente dos arreglos: sistema de dos planos y sistema con solamente un plano, los cuales pueden ser simétricos o asimétricos y pueden estar situados en planos verticales u oblicuos. Estos arreglos básicos se ilustran en la figura 2.1.

2.2.1.1. SISTEMA CON UN PLANO CENTRAL.

El sistema con un plano, crea una línea de separación como una continuación natural de la carretera en los accesos al puente, este sistema ofrece la ventaja de pilas relativamente pequeñas, porque su tamaño se determina por el ancho de la viga principal.

Se puede preguntar si el uso de un plano central de cables no compensa las ventajas ofrecidas por el uso de cables múltiples. En realidad el momento torsionante al cual se asemeja un sistema, es subjetivo, y es usado para una cubierta rígida. La capacidad de flexión no ha sido explotada en todo en los claros, entre los espaciamientos de los cables. Bajo la acción de cargas vivas, la deformación de la estructura es gobernada esencialmente por los esfuerzos de los pilones y el sistema de suspensión. La losa queda sujeta a desplazamientos y su flexionamiento longitudinal incrementa su rigidez. La selección de una sección transversal rígida en flexión, no es hasta ahora básicamente

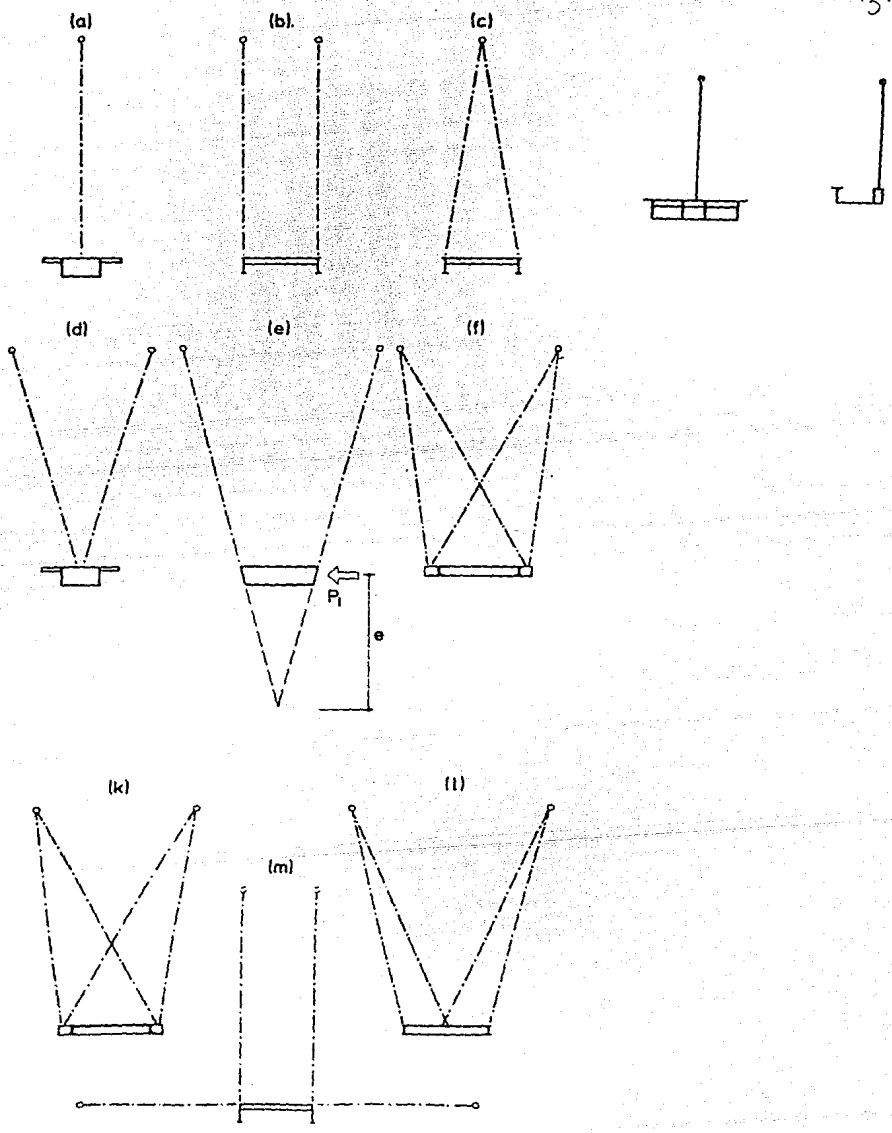


FIG. 2.1 ARREGLOS DE PLANOS DE CABLES.

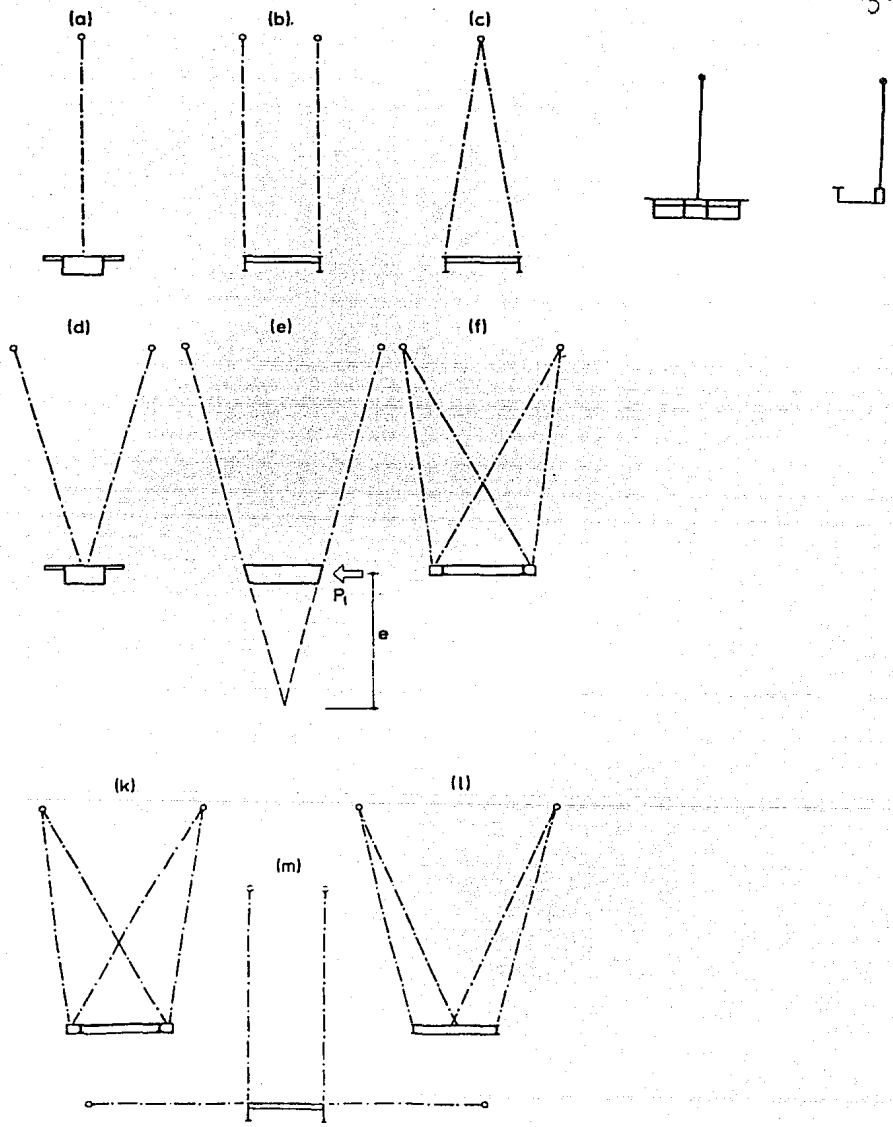


FIG. 2.1 ARREGLOS DE PLANOS DE CABLES.

favorable. Esta consideración de resistencia elemental no ocultaría la ventaja de un sistema suspendido sobre otras, la más notable es indudablemente su naturaleza estética: la presencia de un plano singular de cables hace posible evitar cualquier cruce visual de cables, lo que proporciona a la estructura una elegancia innegable. Esta impresión de transparencia aumenta el uso de pilones centrales esbeltos como el puente Brotonn, a pesar de que la colocación de pilones en el centro de la carretera principal, inevitablemente incrementa el ancho de la cubierta. Esto ocasiona una desventaja en el campo de las estructuras con grandes claros, las cuales requirieren pilones de considerable altura, así como del ancho de la base. Así también, reducir los requerimientos en el ancho de la cubierta al mínimo, es necesario para los cables y su protección (de 2 a 7 metros). Un incremento mínimo de algún orden de magnitud es necesario en el caso de suspensión lateral. Una losa rígida en torsión contribuye a la reducción de momentos de segundo orden así como a la estabilidad dinámica y aerodinámica del conjunto. Este método de suspensión se caracteriza también por poca fatiga, por carga de los cables, lo que da una losa rígida en torsión, que teniendo gran capacidad para distribuir cargas concentradas, las cuales hasta ahora limitan las variaciones de resistencia en los tirantes. En puentes muy anchos o muy largos, aparecen momentos torsionantes excesivos. Este tipo de diseño es recomendado para carreteras con dos cuerpos o dos sentidos.

Existen métodos para análisis torsional de puentes atirantados en dos planos que se basan en la energía potencial de la estructura. Estos métodos son simples y fáciles de desarrollar con la ayuda de un ordenador digital, (Ref. 10).

2.2.1.2. SISTEMAS CON SOLUCION LATERAL

La mayoría de los puentes atirantados en nuestros días tienen sistemas de soporte lateral. El plano de los tirantes puede ser vertical o inclinado hacia adentro, cuando se usan pilones tipo "A".

Este tipo de arreglo se recomienda para claros muy largos, donde las torres tipo "A" han sido muy altas y necesitan de la rigidez lateral que proporciona el conjunto o marco. Al reunir todos los cables en la parte alta de estas torres, como un efecto favorable que reduce las oscilaciones causadas por el viento, porque ayudan a prevenir los movimientos torsionales dañinos de la cubierta.

2.2.1.2.1. DIFERENTES METODOS DE SUSPENSION.

a) Puentes atirantados provistos con suspensión lateral vertical.

Los tirantes, los cuales están en tensión y rectilíneos,

ayudan a una mejor conexión rígida entre los pilones o torres y la cubierta. La deformación de ésta, depende solamente de la variación moderada de los esfuerzos en los cables y en los pilones.

La suspensión vertical no ocasiona problemas a la losa. El ancho de la losa depende de la distancia mínima requerida para el armado del pilón. Generalmente es necesario balancear la flexión transversal del pilón, ocasionada por la desviación de los cables, por medio de apuntalamiento superior.

La erección de los pilones, por ser un brazo vertical, es simple y económica.

b) Puentes atirantados con pilones en forma de "A" (Ver fig. 2.21), o pilones tipo diamante (Ver fig. 2.20).

La rigidez y estabilidad de la estructura se puede mejorar con el uso de pilones en forma de un marco tipo "A" o tipo diamante con los brazos conectados en su parte superior. La cubierta y los dos planos de tirantes inclinados conforman una sección rígida en flexión, la cual reduce considerablemente la posible rotación del corrimiento de la superficie.

La suspensión inclinada puede aumentar los problemas en dirección transversal, por lo que debe incrementarse la sección transversal de la losa o el uso de voladizos fuera de los anclajes.

La erección del pilón tipo "A" y la del tipo diamante son generalmente más complicadas que el pilón vertical.

La suspensión lateral tipo "A" es particularmente adaptable para puentes de gran claro, donde la estabilidad aerodinámica es de gran importancia.

La suspensión lateral introduce momentos flexionantes transversales, los cuales son máximos en el centro de la sección transversal, las correspondientes fuerzas cortantes y las fuerzas de anclaje que actúan en el borde de la calzada. En esta zona, el diseño de los detalles de construcción puede presentar algunos problemas con una losa de concreto. Los anclajes de los cables pueden en realidad ser del mismo ancho que algunas banquetas.

2.2.1.3. SISTEMAS CON TRES PLANOS

Las cubiertas de un puente provisto con tirantes múltiples en los lados y con una calzada muy ancha son generalmente sujetas a fuerzas de flexión transversal, mucho más grandes que las de flexión longitudinal. Este estado lleva a cubiertas muy costosas y pueden solucionarse usando un sistema de suspensión con tres planos, así los momentos flexionantes se reducen en un factor de

cuatro y los cortantes en un factor de ocho.

No obstante estas ventajas obvias, este diseño nunca ha sido adoptado, especialmente por razones estéticas.

2.2.1.4. PUENTES ATIRANTADOS CON SISTEMA DE CABLE-ESPACIAL (CUATRO PLANOS)

El sistema de cables de los puentes atirantados, generalmente se diseñan para dar apoyo vertical, o vertical y torsional, a la viga del puente; la carga transversal es transferida por la viga en flexión transversal.

Con la tendencia a incrementar la relación claro-ancho, la transferencia de cargas laterales por la viga en flexión no será tan eficiente; consecuentemente, durante la construcción y en el estado final, el desarrollo de las fuerzas estáticas y dinámicas puede ser inaceptable.

Un cambio improvisado se lleva a cabo por la aplicación del sistema cable-espacial, (Ref. 27), que aporta también soporte lateral a la viga. Estos sistemas han sido aplicados en puentes de líneas de tubería o ductos, pero nunca en puentes carreteros o ferroviarios.

Un soporte tridimensional de la viga requerirá tres planos de cables mutuamente inclinados, pero por simetría generalmente se utilizan cuatro planos.

Para ilustrar las diferencias básicas entre el sistema tradicional de cables verticales (dos dimensiones) y un sistema de cable-espacial (tres dimensiones), se considerarán los modelos estructurales de la figura 2.2.

El sistema I comprende un elemento horizontal en compresión AB y un elemento inclinado a tensión AC, correspondiente al sistema tradicional de cable de medio puente atirantado. Este sistema se usa para transmitir una fuerza vertical P_v en ese punto A, pero sin resistencia a la rotación, si se aplica una fuerza lateral P_l en ese mismo punto. El sistema I solamente será capaz de transferir una carga lateral, si el elemento AB es diseñado para resistir un momento vertical del punto B, y tiene además una rigidez a la flexión lateral.

El sistema II comprende el mismo elemento horizontal en compresión AB, pero tiene dos elementos inclinados en tensión, AC y AD. Cuando se carga con una fuerza vertical P_v en el punto A, este sistema espacial será capaz de transmitir una fuerza lateral P_l , sin requerir rigidez a la flexión de los elementos o algún apoyo rígido a momento.

La habilidad de el sistema II a transmitir una fuerza lateral P_l mejorará claramente al incrementar la distancia 2b

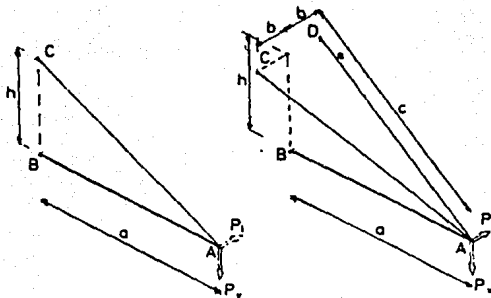


FIG. 2.2 SISTEMA BASICO Y ESPACIAL PARA EL ARREGLO DE CABLES.

cantidad relativa del material del cable

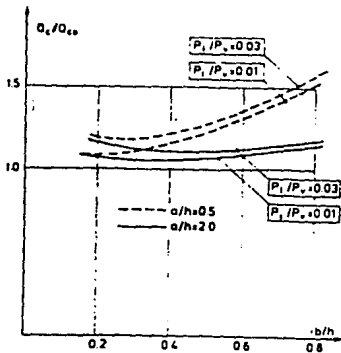


FIG. 2.3 CANTIDAD RELATIVA DE ACERO EN EL CABLE.

desplazamiento lateral relativo.

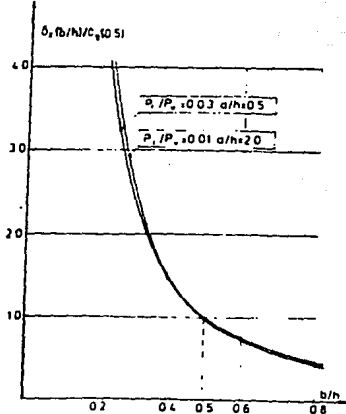


FIG. 2.4 DESPLAZAMIENTO LATERAL RELATIVO EN EL CENTRO DEL CLARO.

entre los puntos C y D. No obstante, debido a que la longitud total de los elementos en tensión AC y AD, así como su fuerza normal para la misma carga Pv se incrementa con la distancia 2b, debe existir una separación óptima entre C y D.

2.2.1.5. TRANSFERENCIA DE CARGA POR EL SISTEMA CABLE Y VIGA.

El objetivo del sistema de cables es ayudar a la viga a transferir las cargas que actúan en la superestructura, hacia los apoyos.

Cuando se considera el arreglo de los planos de cables, las cargas relevantes son: carga vertical (Pv), carga lateral (Pl) y momento torsionante (Mt), como el que se muestra en la figura 2.5.

Frecuentemente un plano de cables central se ha usado en puentes carreteros con dos calzadas. Con este arreglo, el sistema de cables, sólo contribuye a la transferencia de la carga vertical, y la viga tiene que transmitir el total de cargas laterales y momentos torsionantes. Consecuentemente, el sistema con un plano de cables central, requiere una viga con una gran rigidez lateral y torsional.

Con dos planos verticales de cables anclados en los extremos de la viga (fig. 2.6), la carga vertical y el momento torsionante pueden ser transferidos por el sistema de cables, por lo que la viga únicamente transmite las cargas laterales. Por lo tanto, no se requiere rigidez a la torsión y una sección transversal abierta consecuentemente resulta ser adecuada.

Dos planos inclinados de cables anclados a lo largo de los extremos de la viga, soportados en un punto (o en una región concentrada) del pilón básicamente, permite transferir las cargas al sistema de cables; sin embargo es necesario una viga con propiedades de rigidez a la torsión.

Un sistema con dos planos inclinados de cables anclados a lo largo de los extremos de la viga y soportados en dos puntos del pilón (fig. 2.7) permitirá la transferencia de la carga lateral Pl, solamente si la viga puede transmitir el momento excéntrico $M=Pl \cdot e$ en torsión. Ya que también los momentos torsionantes que actúan a lo largo de la cubierta (por la excentricidad de la carga viva), serán transferida por la viga, se llega a la conclusión de que se requiere una considerable resistencia y rigidez a la torsión en este elemento estructural.

Si a un sistema sin rigidez a la torsión en la viga, pero con cables inclinados como muestra en la figura 2.7, se le aplica una carga lateral, ésta se transmite a través de la viga y en adición esta fuerza lateral induce momento torsionante a la viga. Consecuentemente, no existe ventaja al inclinar los cables hacia

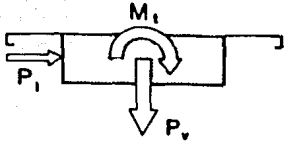


FIG. 2.5 CARGAS ACTUANDO EN LA VIGA PRINCIPAL.

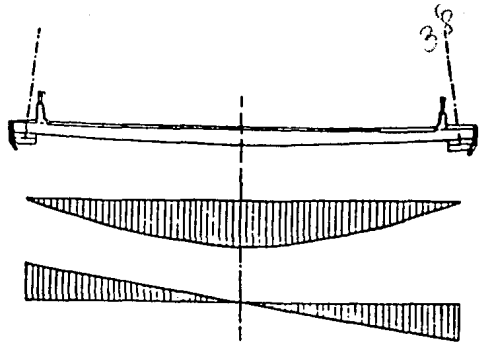


FIG. 2.6 DISTRIBUCION DE FUERZAS TRANSVERSALES CON UN ARREGLO DE CABLES CON SUSPENSION LATERAL.










TIPO DE ESTRUCTURA	TRANSF. CARGA		FORMA PILON
	CABLE	VIGA	
 viga cajón		P_v, P_l, M_t	
 plano de cables central	P_v	P_l, M_t	
 2 planos vert.	P_v, M_t	P_l	
 2 planos incl.	P_v, P_l	M_t	
 4 planos incl.	P_v, P_l, M_t		

FIG. 2.7 TRANSFERENCIA DE CARGA POR EL SISTEMA DE CABLE Y VIGA.

afuera, en sistemas con viga rígida a la torsión.

Finalmente, si la viga es soportada por cuatro planos anclados en pares, a lo largo del eje de la viga y fijados en dos puntos del pílón, (Ver Fig. 2.7) se forma un verdadero sistema de cable-espacial, sistema que es capaz de transferir cargas verticales y momentos torsionantes, sin la asistencia de la viga.

Es notable la aparente complicación de tener los dos planos de cables inclinados que se interesctan, porque pueden ser vencidos por un pequeño desplazamiento vertical de los tirantes, en cualquiera de los dos planos.

Lo anterior describe la relación entre el arreglo de planos de cable y la distribución de cargas entre el sistema de cables y la viga. Esto se resume en la figura 2.7.

Un sistema de cable-espacial comprendido con 4 planos de cables, se puede lograr en muchas configuraciones, como las que se muestran en la figura 2.1 (k,l,m).

El sistema de la figura 2.1k (con cuatro planos de cables anclados en pares a lo largo de la orilla de la calzada), se caracteriza por una gran eficiencia estructural en la transferencia de cargas laterales, pero implica la desventaja que los cables tienen que ser anclados en alguna distancia desde los extremos de la calzada, para proporcionar un gálibo vertical establecido bajo los cables inclinados.

Este problema se soluciona con el arreglo de la figura 2.1l, donde los cuatro planos de cables son anclados a lo largo de tres líneas en la viga del puente. No obstante, este arreglo requiere un sobreancho relativo en el centro de la calzada para dar el gálibo vertical necesario de la misma.

Desde un punto de vista estructural el sistema l es menos eficiente que el sistema k debido a que sólo dos de los 4 planos de cables se utilizan para transferir cargas laterales.

El arreglo de la figura 2.1m, con 2 cables verticales y dos cables horizontales, ofrece la ventaja de claro libre sobre la calzada, pero este arreglo es menos atractivo. Hasta ahora, todos los pilones requieren estructuras complejas, y la fuerza normal inducida en la viga requiere incrementar la rigidez al igual que la cantidad de acero de los cables.

2.2.1.6. COMPARACION ENTRE SISTEMAS CON CABLES VERTICALES Y SISTEMAS CON CABLE-ESPACIAL.

Para ilustrar el efecto de un sistema cable-espacial para reducir el desplazamiento lateral, se considera un puente atirantado de un sistema básico, como el que aparece en la figura 2.8.

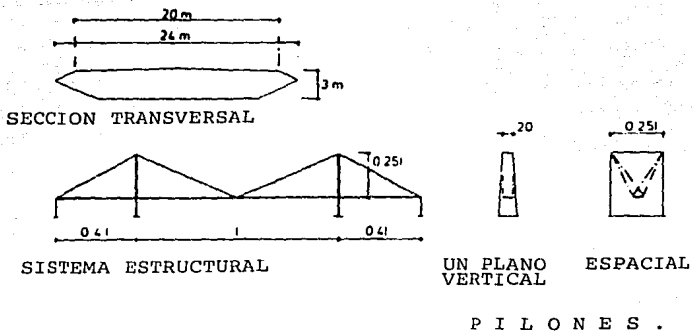


FIG. 2.8 CARACTERISTICAS DE UN PUENTE ATIRANTADO INCLUIDAS EN EL ESTUDIO COMPARATIVO DE SISTEMAS DE CABLE ESPACIAL Y PLANO.

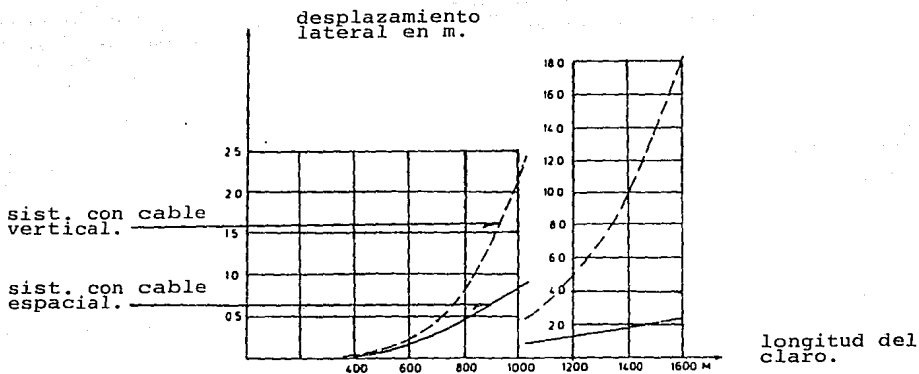


FIG. 2.9 DESPLAZAMIENTOS LATERALES DE LOS SISTEMAS DE LA FIGURA SUPERIOR.

La estructura es un puente atirantado, con cables en el espacio, con una viga cajón de acero y un ancho constante de 24 metros, con las dimensiones mostradas en la figura 2.8.

Con valores realistas para carga de viento y características de la viga, el desplazamiento lateral a medio claro, será la que se muestra en la figura 2.8.

Para claros superiores a 600 metros, el efecto del sistema cable-espacial es pequeño, pero para un claro de 1000 metros, el sistema es capaz de reducir en un 40 % de el valor obtenido para un sistema con cables verticales. Para claros superiores a 1000 metros, el movimiento lateral del sistema tradicional rápidamente se incrementa mientras que en el puente con un sistema espacial uniforme para 1600 metros de claro, es menor que $1/600$ de la longitud del claro.

Esta comparación indica que el sistema cable-espacial se debe considerar para puentes con relación claro-ancho superior a 40. Para dos carriles de circulación, con un ancho de 9 metros, se puede concluir que un sistema cable-espacial será útil para claros de 360 m o más. Por otro lado, para 6 carriles de circulación, con un ancho de 30 metros, un sistema cable-espacial probablemente no dará ventajas para claros menores a 1200 m.

2.2.2. ARREGLO LONGITUDINAL.

El arreglo de los cables en la dirección longitudinal puede variar acorde a la sensibilidad del diseñador, según los claros y altura de torres. Para claros cortos una ramificación transversal puede ser suficiente para satisfacer los requerimientos de carga. Para grandes claros centrales y diferentes anchos, una variedad de arreglos de cables satisfacen los requerimientos de ingeniería, y una agradable configuración geométrica estética.

Básicamente, hay cuatro configuraciones de cables usados en general en todo el mundo para puentes atirantados. Los arreglos se muestran en la figura 2.11.

2.2.2.1. ARREGLO RADIAL O SISTEMA CONVERGENTE.

En este sistema todos los cables parten de la cima de la torre o pilón. Estructuralmente este arreglo es quizá el mejor, tanto por tomar todos los cables en la parte alta de la torre, como por tener la máxima inclinación respecto a la horizontal, y consecuentemente, la cantidad de acero necesario es menor. Los cables transmiten la máxima componente de las fuerzas por carga muerta y viva y la componente axial de la estructura de la cubierta es mínima.

Sin embargo, la concentración de cables en la parte alta del pilón puede ocasionar problemas por congestión y por la transferencia de una fuerza vertical considerable, por lo que este detalle es bastante complejo.

Algunas ventajas de este arreglo son:

- a) El peso total necesario de los cables es sustancialmente inferior que para el tipo "Arpa" y da la separación vertical más favorable de los tirantes.
- b) La fuerza horizontal inducida por los cables en la cubierta es menor.
- c) La flexión longitudinal de los pilones es relativamente moderada.
- d) No sólo es posible, sino también necesario, seleccionar los espacios, los cuales son menores que la longitud de medio claro central. Cuando la erección de la estructura es en doble voladizo es posible tomar ventajas de la estabilidad que proveen las pilas o los caballetes, antes de cerrar el claro principal.
- e) Los movimientos de la cubierta por cambios volumétricos por temperatura, pueden ser absorbidos por juntas de expansión convencionales, colocadas al cruzar los caballetes, si la conexión horizontal entre los pilones y cubierta es libre.
- f) La flexibilidad de la estructura es favorable, donde los movimientos horizontales de la cubierta toman lugar e incrementan la estabilidad durante la actividad sísmica.
- g) La alta capacidad de los tirantes traseros, anclados en las primeras pilas o en los caballetes, reduce los desplazamientos en los pilones y cubierta.

A primera vista, el arreglo en abanico parece ser menos atractivo desde un punto de vista estético, que el tipo arpa, por que el efecto óptico del cruzamiento de los cables depende del ángulo de observación. Sin embargo, esta desventaja no se nota en estructuras de grandes claros.

Algunos autores denominan a este arreglo, como tipo abanico, pero otros consideran al tipo abanico como un sistema intermedio entre el radial y el arreglo tipo arpa.

2.2.2.2. ARREGLO TIPO ARPA O SISTEMA PARALELO.

En este sistema, los cables son conectados a las torres a diferentes alturas y colocados paralelos unos con otros. Este sistema puede ser ventajoso desde un punto de vista estético. No obstante, esto causa momentos flexionantes en la torre; además, es necesario estudiar si los soportes de los cables inferiores

pueden ser fijados en los pies de las torres o pueden ser móviles, en una dirección horizontal.

El arreglo tipo arpa da una excelente rigidez para la viga principal, si cada cable es anclado a una pila en la orilla de río.

La cantidad de acero requerida para arreglo de cables tipo arpa, es superior que para un arreglo tipo abanico. La curva con la cantidad de acero requerida, cambia con la altura de la torre, la cual también incrementa la rigidez del sistema de cables contra los desplazamientos.

2.2.2.3. ARREGLO TIPO ABANICO O SISTEMA INTERMEDIO.

Una solución intermedia entre los arreglos tipo arpa y radial o convergente, hacen posible combinar en forma satisfactoria las ventajas de estos sistemas.

Una configuración intermedia ha mostrado ser ideal y un gran número de modernos puentes se han construidos con estos principios.

Por la separación de los tirantes en la parte superior del pilón, es posible un buen diseño del anclaje con reducción del peralte, por lo que es eficaz este sistema. Los cables situados cerca del pilón son más inclinados, separados estos en forma de arpa, con esto hace posible reducir la rigidez de la conexión horizontal entre pilones y la cubierta.

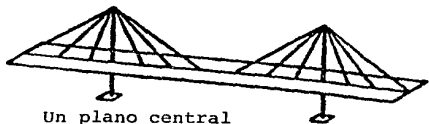
2.2.2.4. SISTEMA ESTRELLA.

El tipo estrella es un atractivo arreglo de cables, sin embargo es contradictorio el principio de que los puntos de anclaje de los cables sean distribuidos tanto como sea posible, en la viga principal.

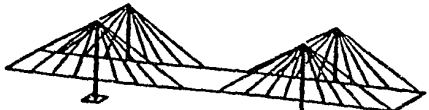
Este sistema ha sido usado solamente en el puente Norderelbe en Hamburgo; la principal razón de su uso fue la apariencia estética. Los cables no están distribuidos a lo largo de la cubierta del puente; en este arreglo, dos cables pequeños funcionan como un solo cable largo. Los dos cables pueden ser más eficientes para construir y se obtiene una mejor apariencia que un solo cable.

2.2.2.5. ARREGLOS ASIMETRICOS.

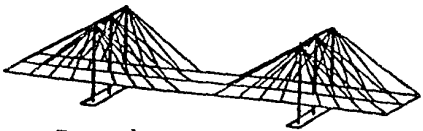
Frecuentemente las condiciones topográficas y requerimientos de espacios libres longitudinales constituyen un obstáculo con un sólo claro, sin que sea posible el balancear la estructura. En



Un plano central

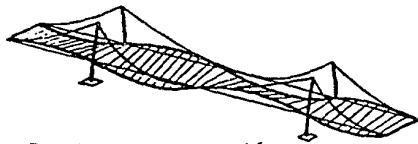


Dos planos laterales



Tres planos

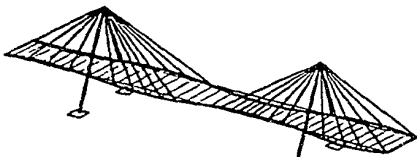
FIG.2.10 ARREGLOS TRANSVERSALES DEL SISTEMA DE TIRANTES.



Puente con suspensión convencional



Puente atirantado con suspensión vertical lateral.



Puente atirantado con pilones "A"

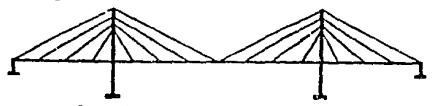
FIG. 2.12 DEFORMACIONES DE LA ESTRUCTURA DEPENDIENTE DEL METODO DE SUSPENSIÓN ADOPTADO.



Arreglo tipo arpa



Arreglo radial



Arreglo tipo abanico o semiarpa



Arreglo asimétrico

FIG. 2.11 ARREGLOS LONGITUDINALES DEL SISTEMA DE TIRANTES.

Sing.	doble	triple	múltiple	comb.	
					radial
					arpa
					abanico
					estrella

FIG. 2.13 CONFIGURACIONES DE LOS TIRANTES.

este caso, es posible emplear un tipo de suspensión, caracterizado por la concentración en los anclajes de los cables.

La elección de la inclinación de los tirantes traseros depende en gran parte de la topografía del terreno existente y en las condiciones geológicas y geotécnicas de la zona de anclaje. Desde el punto de vista de economía en los tirantes, un ángulo de 45 grados es el óptimo. Ahora, con la ayuda de la reducción del contrapeso o el anclaje necesario en la roca, hay una tendencia general a reducir la componente vertical de la fuerza de anclaje por la reducción de la inclinación de los tirantes. Los límites de este razonamiento están basados únicamente en estática, sin tomar en cuenta las consideraciones estéticas.

2.2.2.6. ARREGLOS PARA CLAROS MÚLTIPLES.

El principio de suspensión de la cubierta por medio de tirantes, se aplica igualmente a los puentes de múltiples claros; sin embargo, muy pocas estructuras de este tipo han sido construidas. El principal problema de este diseño es obtener estabilidad longitudinal adecuada, bajo la acción de las cargas asimétricas del tráfico.

De los tres elementos portantes de un puente atirantado (cubierta, tirantes y pilones) sólo los pilones pueden dar suficiente rigidez para estabilizar el sistema en la dirección horizontal. De hecho, se busca la esbeltez de una cubierta atirantada para cumplir alguna función de esta naturaleza, y la ausencia de puntos fijos intermedios, excluye el uso de cables anclados.

Han sido propuestos otros métodos de estabilización: por ejemplo, una conexión horizontal entre las cabezas de los pilones, formadas por cables anclados en los dos caballetes. Aunque esta solución artificial pueda parecer aceptable desde un punto de vista estático, esto tiene poco mérito estético y su construcción es difícil.

Para cruzar el río Ganges en la India, F. Leonhart propuso una estructura con un total de 1600 metros de longitud, con 9 claros de 160 metros y dos claros extremos de 80 metros.

2.2.3. ESPACIAMIENTO DE TIRANTES.

La selección de la configuración y número de cables, depende de la longitud del claro, tipos de carga, número de líneas o carriles de circulación, altura de las torres, economía y sensibilidad del diseñador a la estética y proporciones. Como resultado, algunos puentes tienen muchos tirantes en la cubierta, donde los cables proveen un sistema soportante elástico y continuo.

Los factores de costo tienen gran influencia en la selección del arreglo de cables. El usar pocos tirantes provoca grandes fuerzas por cable, lo cual requiere mayor complejidad en el sistema de anclaje, para la conexión de la torres con la superestructura. Estas conexiones son fuente de concentraciones de carga que requieren refuerzo adicional en el alma y en el patín de la trabe, para rigidizar la transferencia de cargas a la viga puente y distribuir uniformemente en todo el sistema estructural.

Cuando sólo unos cuantos cables soportan la estructura de la cubierta, se requieren vigas peraltadas en el claro longitudinal entre los puntos de intersección. Un gran número de tirantes simplifica el anclaje de los cables a las vigas del puente y distribuye las fuerzas más uniformemente en toda la estructura de la cubierta, con un mejor reforzamiento al existente en las vigas y nivel de cubierta. Por lo tanto, un gran número de cables pueden proveer soporte continuo; esto permite el uso de vigas poco peraltadas que también tienden a incrementar la estabilidad del puente, para soportar las fuerzas dinámicas de viento.

Algunos ingenieros prefieren el arreglo radial de cables, donde todos los cables convergen en el tope de la torre, porque los tirantes tienen un ángulo máximo de inclinación a la viga del puente. En este arreglo los cables están muy cerca a una posición óptima para soportar la carga muerta gravitacional y la carga viva y simultáneamente produce una componente axial mínima que actúa en el sistema de viga.

Cuando se usa un sistema de cables en doble plano, la configuración del tipo arpa puede ser preferida sobre el tipo radial porque éste minimiza la intersección visual de cables, al ver desde un ángulo oblicuo, por lo que el automovilista puede ver el sistema de arpa mas atractivo.

En la construcción del primer puente atirantado moderno, generalmente sólo un número limitado de tirantes se usó para soportar la cubierta rígida. Espaciamientos de 30 metros a 73 metros fueron adoptados para el puente Maracaibo en Venezuela, cuya sección transversal alcanza un peralte de 5 metros.

Se sabe, sin embargo, que las estructuras construidas en estas formas son elegantes y técnicamente firmes.

El uso de espaciamientos amplios entre tirantes, y para esto, cuando se utiliza el método de construcción de la cubierta: lanzado en doble voladizo, se usan temporalmente filas intermedias. Sin embargo una solución con un gran número de tirantes, puede presentar ventajas como las siguientes:

a) Un gran número de soportes elásticos, que llevan a una flexión longitudinal moderada en la cubierta, tanto durante la construcción y operación, como por métodos de construcción simples y económicos.

b) Los cables individuales son mas pequeños que en una estructura con tirantes concentrados, los cuales simplifican su instalación y anclaje.

c) El reemplazo de los tirantes es relativamente simple. Esta medida es vista como algo esencial, en reparaciones a los tirantes proyectados, dañados especialmente por la corrosión.

La selección de una sección rígida a la torsión se debe al método de suspensión central adoptado, el cual introduce grandes momentos torsionantes, bajo la acción del viento y cargas excéntricas.

El principio de suspensión múltiple fue rápidamente aceptado por los diseñadores. Cuando se trata de puente grande con claros de algunos cientos de metros, este diseño es realmente la única solución posible. El máximo espaciamiento de los tirantes depende de varios parámetros, en particular el ancho y la forma de la cubierta.

Cuando la cubierta es de acero o una combinación de concreto y acero, generalmente es posible construir en doble voladizo y no se aprecia la ventaja de tirantes muy juntos. Como regla general, se adoptan espaciamientos entre 15 y 25 metros. Por otro lado, cuando la cubierta es de concreto, diseños con tirantes a cada 5 ó 10 metros ofrecen numerosas ventajas, esenciales en estructuras con grandes claros. La selección del espaciamiento de los cables depende, sobre todo, en el equipo de construcción.

Cuando la cubierta se hace con secciones prefabricadas, es necesario aplicar preesfuerzo durante la erección según los tipos de sección. Sin embargo, cuando la cubierta se cuela en sitio, es posible hacer directamente uso de los tirantes, que actúan como soportes y evitan el preesfuerzo en la erección. Mientras el concreto fragua, la fuerza de compresión aplicada por el cable será transmitida a la parte ya terminada a la orilla adecuada.

Existen opiniones sobre los efectos de tirantes múltiples en la transparencia y elegancia de los puentes atirantados que han resultado sin fundamento. Representaciones con diagramas en varias publicaciones dan impresiones totalmente erróneas, desde un punto de vista técnico, por no ser posible mostrar los cables en escala correcta. Hasta aquí, a pesar de un espaciamiento longitudinal de 3 metros aproximadamente, los tirantes principales del puente en el río Ebro, no dan ninguna impresión de que exista un muro opaco. El efecto de transparencia y claridez, mostrada por fotografías, es igual de asombroso.

Los espaciamientos de 3 metros mencionados resultan muy pequeños para una cubierta de concreto, pero esta selección ha sido dictada por consideraciones estéticas, mas que por criterios de economía o estática.

2.3. TIPOS DE SUPERESTRUCTURA O SISTEMAS DE PISO.

La superestructura para un puente atirantado toma tantas formas como sistemas estructurales existen. Sin embargo, básicamente dos tipos de vigas han sido usadas más frecuentemente: "La armadura rígida" y "Los tipos de vigas con alma sólida". Las experiencias pasadas con los dos sistemas indican que el tipo de armadura rígida es más raramente usada en los diseños. Las armaduras rígidas requieren más trabajo de fabricación, son relativamente más difíciles de montar, más susceptibles a corrosión y son poco confiables.

Un incremento en rigidez a la torsión se logra al usar sección transversal tipo cajón. Esta puede ser de una o de muchas células, con lados rectangulares o similar al tipo trapezoidal. En cada uno de estos tipos, el ancho de la calzada está comprendido entre las orillas de las vigas cajón.

Cuando la calzada requiere un gran número de líneas de tráfico, la longitud transversal requiere efectivos sistemas de vigas-cajón para soportar la estructura del sistema de piso.

En la búsqueda de un sistema de piso del puente más eficiente, un gran avance se ha hecho con el desarrollo de las cubiertas de acero ortotrópico. Más puentes atirantados tienen sistema de piso ortotrópico con diferentes formas uno y otro, en lo que respecta al tipo y separación de las nervaduras. Diversos tipos de nervadura se muestran en la figura 2.16.

Una estructura ortotrópica está constituida por una placa relativamente delgada rigidizada longitudinalmente mediante costillas soldadas, las que a su vez, se apoyan en piezas transversales. La estructura resulta ortogonal y anisotrópica, es decir, con propiedades muy diferentes en cada una de las direcciones principales, desde un punto de vista elástico. La combinación abreviada de los adjetivos ortogonal y anisotrópica, ha dado lugar a la designación de ortotrópica, que se aplica a estas estructuras.

Por las experiencias en el diseño de la cubierta de puentes se ha visto un incremento en el uso del arreglo viga-cajón ortotrópico con extensiones en cantiliver para obtener el ancho necesario para albergar la calzada y con una mejor estabilidad aerodinámica. Para un sistema con un plano singular de cables, la viga cajón es preferida porque incrementa la rigidez a la torsión.

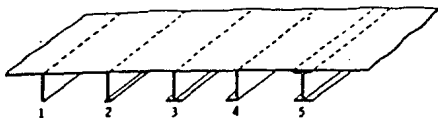
Con la aparición de los puentes con múltiples tirantes, los cuales favorecieron el desarrollo de los sistemas de piso de concreto, apareció la necesidad de proveer una sección transversal con alto grado de rigidez. La rigidez óptima no sólo depende del

VIGA	SECC. TRANSV. CUBIERTA
1 CAJON	
2 DOS CAJONES	
3 DOS CAJONES	
4 VIGA CAJON MULTIPLE	

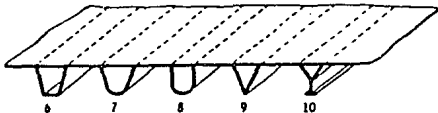
FIG. 2.14 VIGAS DE CONCRETO REFORZADO Y PRESFORZADO.

ARREGLO	SECC. TRANSV. CUBIERTA
1 2 VIGAS I	
2 UN CAJON	
3 UN CAJON Y DOS VIGAS	
4 VIGA CAJON CELULAR	
5 UN CAJON TRAPEZOIDAL	
6 2 VIGAS CAJON	
7 2 VIGAS TRAPEZOIDALES	

FIG. 2.15 TIPOS DE VIGA PRINCIPAL



(a)



(b)

FIG. 2.16 TIPOS DE NERVADURA.

a) Tipo abierto o poco resistente a la torsión.

b) Tipo cajón o rígida a la torsión.

FIG. 2.17 SISTEMA DE PISO SOPORTADO POR ARMADURAS RIGIDAS.

TIPOS DE ARMADURA RIGIDA	
T. PUENTE	SECC. TRANSV. CUBIERTA
1 CARRETERO	
2 CARRETERO Y FERROVIARIO	
3 CARRETERO Y FERROVIARIO	
4 CARRETERO Y FERROVIARIO	

espaciamiento de los tirantes. El método de suspensión y el ancho del puente son factores de igual importancia. En el caso de un puente con suspensión central, es esencial una alta rigidez a la torsión. Como una regla general, la elección es para secciones cajón o armaduras en espacio cerrado en acero o concreto.

Para puentes que usan una suspensión lateral, es generalmente posible tener sistemas de piso esbeltos, dado que la flexión longitudinal es relativamente baja o menor y que una alta rigidez a la torsión no se necesita. Las dimensiones mínimas son las que se requieren para resistir los momentos transversales y las considerables cargas concentradas en los anclajes. Estos dos efectos incrementan conforme el ancho de la cubierta incrementa. Si la cubierta tiene un ancho aproximado de 30 metros, el peralte requerido desde un análisis estático, se encuentra entre 1.2 y 2 metros. Hay hasta ahora dos criterios de diseño opuesto en las direcciones longitudinal y transversal, y no es fácil en práctica encontrar el sistema el cual provee una óptima respuesta para estos dos requerimientos. Esta dificultad es una de las razones por las que la suspensión axial a primera vista es más lógica.

En vista de lo antes mencionado, una solución que usa tres planos de tirantes parece más lógica aun, en particular para puentes muy largos. Este diseño ofrece la ventaja de un buen balance entre fuerzas en las direcciones longitudinal y transversal, el cual puede conducir a un ahorro de materiales en el sistema de piso. Como ha sido mencionado, una solución semejante tiene ciertamente los problemas estéticos. Sin embargo, es posible superar este problema en una forma satisfactoria.

Con el método de erección seleccionado y las consideraciones económicas podemos decidir el tipo de material para la superestructura. El peso propio tiene una influencia directa en la capacidad requerida para los tirantes, pilones y cimentación. Los siguientes valores pueden ser usados como indicación:

a) Sistema de piso de acero	250-350 kg/m ²
b) Sistema de piso compuesto	660-860 kg/m ²
c) Sistema de piso de concreto	1000-1500 kg/m ²

El costo de manufactura de la sección en acero es, en nuestros días muy alto, por lo que es necesario analizar muy cuidadosamente todas las consecuencias del sistema de cubierta escogida, con el fin de obtener la respuesta más satisfactoria.

2.3.1. SISTEMAS DE PISO DE ACERO.

Un sistema de piso metálico provee la respuesta óptima a las demandas por economía en el uso de materiales. Es posible limitar su peso propio a un valor, el cual es casi la quinta parte del de una cubierta de concreto.

Por otro lado, a pesar del uso de métodos más avanzados de

racionalización y automatización (en particular con losas ortotrópicas), el uso de una sección transversal de acero es, en nuestros días dos o cuatro veces más costosa que su equivalente en concreto. Sin embargo, la reducción de peso propio de la losa de la cubierta, podría resultar atractivo en los otros elementos de carga (tirantes, pilones y cimentaciones), por lo que un puente atirantado con cubierta de acero es competitivo.

Para estructuras con pequeños y medianos claros, los cables representan sólo del 10 al 20% del costo total. Hasta ahora, la economía en el costo de los tirantes es generalmente inadecuada, especialmente desde el punto de vista de resistencia a la fatiga. Las condiciones son, totalmente diferentes para los puentes con grandes claros. La reducción en el peso propio es vital y solamente sistemas de piso muy ligeros pueden ser tomados en consideración.

Los puentes construidos con un diafragma sólido en la viga principal pueden ser divididos en dos tipos: los construidos con vigas "I" y los construidos con una o más secciones cajón cerradas, como se muestra en la figura 2.15 y 2.16.

2.3.2. SISTEMAS DE PISO DE CONCRETO.

La idea de un sistema atirantado fue inicialmente desarrollada para estructuras de acero, rápidamente surgieron en la construcción los sistemas de piso de concreto, ya sea colados in situ o prefabricados. Esto apareció en la construcción de puentes por doble voladizo, con los cortos tramos directamente soportados por cables permanentes. Las fuerzas en la sección transversal hasta ahora resultan moderadas durante la construcción y el equipo necesario durante la erección se reduce al mínimo. Los altos pesos propios de las cubiertas de concreto no son de gran importancia en el caso de pequeños y medianos claros. Soluciones semejantes pueden ser también económicas para trabajos importantes. Los primeros puentes atirantados construidos de concreto fueron diseñados por R. Morandi (Maracaibo, Wadi-Kuf, Genes, etc.). Estas estructuras fueron provistas con una sección transversal bastante rígida formada por traveses precoladas, la suspensión ofrecía solamente dos soportes intermedios por tramo. En nuestros días, un diseño de este tipo es ambiguo, particularmente por el costoso equipo requerido para su erección.

Durante la década pasada muchos puentes atirantados se construyeron con viga principal y losa de concreto reforzado o presforzado. Estos puentes son económicos, poseen alta rigidez y muestran relativamente pequeños desplazamientos. El efecto de amortiguamiento de estas estructuras monolíticas es muy alto y las vibraciones relativamente pequeñas. Secciones transversales típicas de este sistema se muestran en la figura 2.14.

2.3.3 SISTEMAS DE PISO FORMADOS POR ARMADURAS.

Durante la década pasada, las armaduras fueron raramente usadas en la construcción de puentes. Comparadas a las vigas diafragma sólidas, las armaduras presentan una desfavorable apariencia visual; ellas requieren de un gran trabajo de fabricación y mantenimiento, y su protección contra la corrosión es difícil.

Así, excepto para circunstancias especiales, una viga diafragma sólida es más satisfactoria desde un punto de vista económico y estético.

Sin embargo, por razones aerodinámicas, las armaduras pueden ser usadas en lugar de vigas. También en el caso de combinaciones de tráfico de carretera y ferrocarril, cuando se usan dos cubiertas, las armaduras pueden proveer de muchos elementos para la transmisión de las cargas en dichos puentes. En la figura 2.17, se muestran secciones transversales que incorporan armaduras.

2.3.4 CUBIERTAS COMPUESTAS.

Como confirman estudios recientes y puentes actuales, el uso de una mezcla de concreto y acero en el diseño de estructuras de puentes atirantados puede mostrar considerables ventajas, las cuales sin embargo, no han sido totalmente explotadas. Debido al excesivo costo de las losas ortotrópicas, generalmente los ingenieros y las autoridades llegan a descartar esta solución, que puede ser técnicamente interesante, porque puede proveer una acertada construcción de la superficie de la calzada en concreto, además de hacer uso de ventajas inherentes en construcción metálica para los otros elementos de la estructura. El interés de este tipo de construcción reside en la apreciable reducción del peso propio y en la facilidad de erección de las partes de acero. El hecho de que el peso de la cubierta compuesta es mayor que una cubierta de acero, generalmente no es una desventaja crítica, excepto en puentes con claros muy largos.

2.4. PILONES O TORRES.

El diseño general de un puente atirantado es una tarea en la cual interesan todas las diversas partes de la estructura. Este tema muestra los tipos de papel que juega el diseño de los pilones en este proceso iterativo, por medio de una descripción cuantitativa de las condiciones específicas que deben reunir estos elementos.

2.4.1 CONFIGURACION LONGITUDINAL.

2.4.1.1 GENERAL.

La configuración longitudinal de los pilones y las condiciones estáticas que deben cumplir, en una forma apropiada, con la combinación necesaria para satisfacer los requerimientos de longitud estable adecuada y buen desarrollo bajo las condiciones de operación; el número de crujías levantadas, el procedimiento de colocación de los tirantes y las condiciones locales son parámetros relevantes en el diseño de este elemento.

2.4.1.2 PILONES PARA ARREGLOS DE LOS TIRANTES TIPO ARPA.

Con los tirantes en un arreglo tipo arpa, las cargas asimétricas del tráfico pueden solamente ser balanceadas en el costo de una flexión importante de los pilones. Estos, como sea, pueden tener no sólo adecuada resistencia a la flexión, sino también suficiente rigidez para reducir las deformaciones del sistema de piso, particularmente si ésta es flexible.

Los cables cortos del arreglo tipo arpa forman un eslabón entre pilones y cubierta, la cual resiste rigidamente cualquier desplazamiento horizontal relativo. No es posible limitar en una manera efectiva las fuerzas inducidas por contracción y deslizamiento o cambios en la temperatura, al liberar de la conexión de uno de los pilones con el sistema de piso. Cuando los puentes tienen un claro muy largo, donde los fenómenos que ocasionan desplazamientos son muy críticos, es necesario librar a la superestructura externamente en la dirección longitudinal, por medio de juntas de contracción o apoyos móviles o desplazables para la cubierta y la parte superior de uno de los pilones. Si el claro central es inferior a lo ordinario, las partes bajas de los pilones pueden ser generalmente de elementos suficientemente flexibles para evitar el uso de apoyos semejantes.

2.4.1.3 PILONES PARA ARREGLOS DE LOS TIRANTES TIPO RADIAL

El uso de los arreglos radiales en los tirantes ofrece diversas ventajas desde el punto de vista de fuerzas en los pilones, en que es posible crear un apoyo horizontal en la cabeza de los pilones usando una concentración de cables traseros, confirmando gran rigidez en toda la estructura.

El valor de la rigidez longitudinal de los pilones tiene una moderada influencia en el desarrollo estructural del conjunto. La correspondiente flexión resulta pequeña y los requerimientos de la sección transversal es dictada principalmente por las necesidades adecuadas de estabilidad, particularmente durante la erección.

Los cables cortos resultan prácticamente verticales y

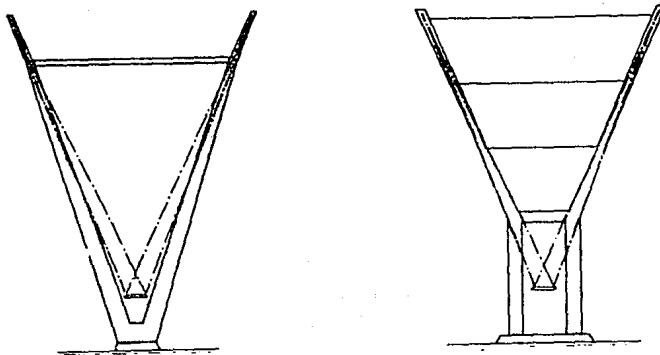


FIG. 2.18 PILONES CON PIES INCLINADOS PARA SOPORTE DE UN SISTEMA DE TIRANTES CON CUATRO PLANOS.

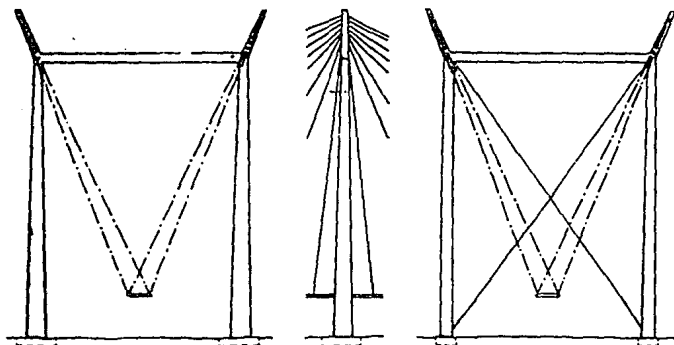


FIG. 2.19 PILONES CON PIES VERTICALES PARA SOPORTE DE UN SISTEMA DE TIRANTES CON CUATRO PLANOS.

ofrecen solamente resistencia nominal a los desplazamientos horizontales relativos entre el pilón y la cubierta. Por esto, es posible hacer reducciones efectivas en los esfuerzos inducidos por deslizamientos, contracciones y cambios de temperatura, por estar libre la conexión entre uno de los pilones y la cubierta. Los movimientos de la cubierta se pueden absorber por medio de las juntas convencionales de contracción, colocadas en los caballetes.

2.4.1.4 PILONES PARA CONFIGURACIONES EN LOS CABLES TIPO ABANICO.

El arreglo o disposición de tirantes en forma de abanico o semi-arpa (una solución entre los requerimientos estéticos y económicos) es adoptado generalmente con una visión de facilitar el diseño de los anclajes de los tirantes. La sección del pilón necesaria está íntimamente unida al tipo de sistema estático y puede resultar igual para proveer suficiente capacidad de carga a la flexión o un buen desarrollo bajo las deformaciones impuestas. Si existe una cubierta flexible, el valor de la rigidez longitudinal de los pilones puede tener una apreciable influencia en el desarrollo estructural del conjunto.

2.4.1.5 RESISTENCIA DE LAS PARTES MAS BAJAS DE LOS PILONES.

Cualquiera que sea el número de claros y el tipo de configuración de los tirantes adoptados, la estructura se comporta generalmente como un puente flotante en la dirección longitudinal. La estabilización del pilón puede tomar las fuerzas debidas al viento, frenaje de vehiculos, fricción diferencial y acciones sísmicas, mientras su rigidez garantiza la estabilidad. Esta función esencial resulta de proveer resistencia en la parte de los pilones que queda debajo del sistema de piso. Cuando la estructura es muy grande, con un considerable peso libre bajo la cubierta, o se intenta cruzar un canal (daño de impacto), la resistencia necesaria puede solamente ser garantizada por una gran pila.

2.4.2 CONFIGURACION TRANSVERSAL.

La selección entre una suspensión lateral y una central es el factor crítico, el cual gobierna el diseño transversal de los pilones. Las ventajas y desventajas de estos dos tipos de disposición de los tirantes, son las siguientes:

2.4.2.1 SUSPENSION LATERAL.

Quando se considera una suspensión lateral, el diseño de los pilones puede estar basado en las siguientes condiciones:

a) Claro libre transversal.

Convencionalmente las condiciones de espacio pueden ser ampliados y claramente definidos cuando se trata de los puentes atirantados. La caída transversal de la calzada es de especial importancia por la presencia de obstáculos laterales en la forma de brazos de los pilones y los cables. La distancia mínima requerida entre la calzada y estos elementos cargantes es fijada generalmente por las autoridades.

b) Estabilidad transversal de los pilones.

El sistema estático transversal puede permitir la estabilización de la estructura y permanecer en equilibrio, al tomar en cuenta la influencia de deslizamientos bajo la acción de cargas permanentes. La esbeltez transversal de los brazos se podría mantener dentro de límites razonables, por medio de vigas transversales.

Donde hay una estructura de dimensiones moderadas, el pilón puede ser construido como dos brazos independientes. Las fuerzas transversales, junto con los desplazamientos, los cuales pueden ser eliminados con una buena localización de los tirantes en el plano vertical.

Cuando el claro del puente y por consiguiente, la altura de los pilones son muy grandes, es generalmente necesario aumentar la rigidez transversal, para buscar reducir la flexión transversal conjuntamente con la separación de los tirantes. Esta flexión transversal puede a veces ser totalmente eliminada cuando un arreglo radial se adopta para los tirantes, concentrados éstos en el área de las trabes transversales.

En estructuras con grandes claros, la altura del pilón sobre la cubierta es suficiente para poder separar los brazos y juntarlos en la parte alta, con esto reduce el claro libre. El sistema propuesto, ofrece toda la resistencia y estabilidad necesaria para resistir las fuerzas transmitidas por los cables y por los vientos transversales. En efecto, esto puede ser un factor determinante, conjuntamente con los efectos del viento en los tirantes y pilones.

2.4.2.2 SUSPENSION CENTRAL.

Quando se usa suspensión central, los pilones deben encontrarse en condiciones básicas similares a las del punto 2.4.2.1.

Quando la estructura es de dimensiones moderadas, provistas con cables centrales en arreglo en forma de arpa, la parte superior del pilón generalmente consiste de un sólo brazo central.

Esta solución puede ser extendida a grandes claros con cables centrales arreglados en forma de semi-arpa (Puente Brotonne). La esbeltez transversal del brazo central permanece

dentro de los límites razonables, por la presencia de una fuerza ajustada horizontalmente introducida por los cables. Si el pilón central se considera como un punto de soporte, puede respetarse la distancia mínima requerida para los gálibos de la vía con un incremento en el ancho de la cubierta. Por otro lado, si el pilón es diseñado para resistir cargas de impacto de tráfico, es posible colocar la barrera de seguridad en el mismo pilón, permitiendo así algún incremento en el sistema de piso. Esta alternativa puede probar ser un factor determinante en la economía del trabajo.

Con una estructura de gran claro, debe usarse una altura considerable del pilón arriba de la cubierta, y la estabilidad transversal del pilón puede asegurarse al dividirlo debajo de la zona de anclaje (Puente Flehe). El efecto arquitectónico obtenido puede ser interesante; este tipo de solución tiene problemas económicos y estéticos, debido a las dificultades de erección y a las dimensiones requeridas para el pilón.

2.4.3 CUALIDADES DE OPERACION REQUERIDAS Y DETALLES DE CONSTRUCCION.

Experiencias obtenidas en la época de los primeros puentes atirantados muestran que el diseño del anclaje de los pilones debe reunir las siguientes tres condiciones:

a) El anclaje debe ser accesible y permitir remplazar los cables.

b) Los detalles estructurales deben permitir una colocación simple y económica de los tirantes.

c) Los componentes horizontales de las fuerzas en los tirantes, deben estar balanceados, sin la introducción de torsión en los pilones.

Estos elementos juegan un papel importante y deben ser tomados en cuenta en el diseño inicial, en la misma forma que el espacio libre del camino o el comportamiento estructural.

2.4.3.1 ANCLAJES EXTERNOS.

Quando la estructura es de tamaño moderado, pilones con secciones planas pueden ser usados y los anclajes se pueden colocar en huecos tradicionales accesibles desde afuera. Esta solución es muy conveniente para arreglos tipo arpa y semi-arpa. Sin embargo, se debe tener cuidado al ver que no son incluidos los momentos torsionales, cuyos efectos acumulados llevarían a deformaciones no deseadas bajo la acción de arrastre. La hendidura de uno de los planos de los cables evita este problema en una forma que es simple y elegante. Esta solución es perfectamente adaptada para tratar con una estructura no-simétrica, cuya necesidad de cables

más grandes se extiende en los claros traseros.

2.4.3.2 ANCLAJE POR ENGANCHAMIENTO.

Una solución elegante, intentada para simplificar lo más posible el procedimiento de construcción, incluye los formadores metálicos, ajustados con un tipo de pilones en U abiertos en los extremos. Para esto, las anclas de los tirantes son enganchadas durante la erección. Estas secciones metálicas también proporcionan un balance automático de los componentes horizontales de las fuerzas en los tirantes.

Esta solución puede llevar a un ahorro completo, a pesar del uso de elementos metálicos costosos. Esto es particularmente conveniente para sistemas de tirantes tipo arpa.

2.4.3.3 ANCLAJES INTERNOS.

Para estructuras con grandes claros, donde los pilones tienen secciones huecas, puede lograrse acceso interno al anclaje por medio de una escalera o elevador. El espacio disponible dentro de la sección debe ser suficiente para recibir al equipo necesario para colocar los tirantes y tal vez su tensión. En realidad, los cables tensados del pilón pueden reducir el número de reposiciones de los gatos y afectar los costos de erección.

2.4.4 ESTETICA Y ECONOMIA.

Debido a su función como elementos portantes, donde se concentran las cargas, los pilones tienen una gran influencia en el efecto arquitectónico completo de un puente atirantado. Un breve análisis de estructuras más notables muestra que los requerimientos estéticos no chocan con el comportamiento estructural apropiado, ni aún con aquellos detalles estructurales. En otras palabras, cuando un pilón reúne las condiciones de anclaje por enganchamiento y anclaje externo, sólo modificaciones menores se requieren para que esto sea satisfactorio desde un punto de vista estético. La referencia 19 confirma lo anterior, mostrando una colección de puentes atirantados con cualidades estéticas.

En la cara de enfrente de un pilón (visto desde la vía de tráfico) es importante enfatizar la presencia de anclajes por medio de una ranura, la cual puede ser extendida más allá de la zona de anclaje. Una ranura similar o proyección también puede ser suministrada en las caras laterales. Por el uso de celosías elevadas, es generalmente posible incorporar medidas estéticas de esta naturaleza dentro del programa de erección, con un incremento no muy apreciable en los costos de erección.

El pilón asimétrico del puente sobre el Río Ebro muestra

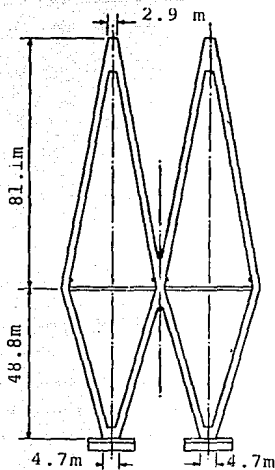


FIG. 2.20 TORRES TIPO DOBLE DIAMANTE USADAS EN EL PUENTE "FRED HARTMAN" EN EL ESTADO DE TEXAS, E. U. LAS CUALES PRESENTAN EXCELENTE ESTABILIDAD ANTE CARGAS DE VIENTO A PESAR DE SER MUY LIGERAS (REF. 22). ESTE TIPO DE TORRE TAMBIEN SE USARON EN EL PUENTE FAROE EN DINAMARCA.

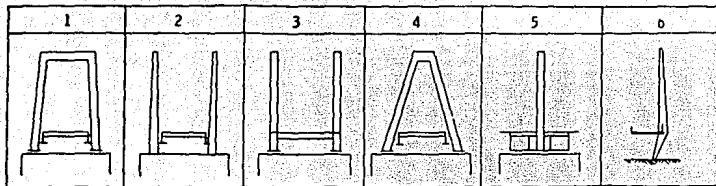


FIG. 2.21 TORRES O PILONES TIPO.
 (1. Portal; 2. Gemela; 3. Gemela; 4. Marco A; 5. Singular
 6. Lateral).

claramente la riqueza y elegancia de las formas que son posible concebir.

En otros trabajos, donde hay una altura libre considerable abajo de la cubierta, la parte más baja del pilón debe contener la condición de intensidad mencionada en la resistencia de las partes más bajas de los pilones. La apariencia estética de un pilón debe ser tratada con cuidado, usando modelos a escala si es necesario.

En el tema de erección, se debe de exponer que la construcción de los brazos inclinados de los pilones es difícil y tiene un efecto negativo en la economía de la estructura. La elección de formas curvas también puede llevar a un aumento sustancial en el costo de construcción.

2.4.5 MATERIALES.

Análisis detallados hechos durante la construcción de recientes trabajos han mostrado, en condiciones actuales de mercado, que los pilones de acero son mas caros que los de concreto. Las cualidades de operación requeridas y las demandas estáticas llevan a secciones de acero cuyas dimensiones externas no están muy abajo de una sección de concreto.

Un pilón de concreto reforzado puede ser visto como la respuesta, por el apreciable ahorro en los subsecuentes costos de mantenimiento.

La solución de acero parece ser la respuesta sólo para estructuras con suspensión central, cuando el ancho mínimo requerido de la cubierta es un factor importante en la economía total.

III. MODELOS MATEMATICOS UTILIZADOS PARA EL ANALISIS ESTRUCTURAL DE LOS PUENTES ATIRANTADOS.

Un puente atirantado es una estructura altamente hiperestática en la cual la viga rígida se comporta como una trabe soportada elásticamente en los puntos donde se anclan los cables. Excepto en el caso de un puente atirantado muy sencillo, es necesario el empleo de ordenadores digitales para la solución de este tipo de estructura, no tanto para su diseño, pero sí para su análisis.

Es necesario que los programas generen los diagramas de influencia para las fuerzas de los cables y las de la viga rígida, los momentos flexionantes y fuerzas cortantes, y las reacciones en los pilones y pilas. Las máquinas también se requieren para la rápida solución de varios parámetros de esfuerzos y cargas que se debe considerar para un diseño razonable y eficiente. Probablemente el problema más importante es la determinación de la sección óptima de la viga rígida y la configuración y diámetro de los cables.

En una aproximación simplificada a la solución de la estructura, se puede considerar como un sistema elástico lineal, el cual puede ser analizado usando los métodos estandar de rigidez o flexibilidades. Diversos programas de computación son disponibles y usan esta aproximación (Por ejem. FRAN, STRESS, STRUDL).

El desarrollo no lineal de los cables, el cual cede con el cambio de la carga axial, presenta un problema más complejo en la solución del sistema de puente, que una estructura con desarrollo lineal. Un procedimiento muy importante para el desarrollo no lineal de un sistema de puente atirantado consiste en introducir el concepto de una línea siguiente del miembro cuerda, con una modificación o idealización del módulo de elasticidad sustituido por el cable. El uso de este concepto permite la aplicación de programas para el análisis de marcos planos o tridimensionales adaptados para la importancia de la no linealidad por un procedimiento de iteración.

Bajo cargas permanentes, el desarrollo de la estructura puede ser intuitivamente entendido al considerar las etapas de construcción. Cuando el levantamiento es por tirantes inclinados, esto puede asumir que cada cable colocado soporte aproximadamente el peso de un intervalo, que corresponde generalmente a la distancia longitudinal entre dos tirantes. Este cable es tensado en la posición correcta, semejante a la del nuevo elemento, para obtener los requerimientos axiales de la calzada al terminar la construcción. Para hacer esto es necesario tomar correctamente la aplicación de otras cargas permanentes y, cuando los puentes incluyan miembros con concreto, los efectos a largo plazo de deslizamiento y contracción. El deslizamiento se confina a áreas del sistema de piso y los pilones soportan pesadas cargas en compresión. Los momentos flexionantes en la cubierta se aproximan

a los de una estructura continua con soportes rígidos. Así, estos se reducen cuando el espaciamiento entre tirantes se reduce. La componente vertical de las fuerzas en los tirantes es semejante a las reacciones en los soportes calculadas con este criterio. Las tensiones en los cables anclados hace posible reducir los momentos flexionantes en los pilones, cuando todas las cargas permanentes se aplican.

Bajo cargas de tráfico, el sistema de piso distribuye las cargas entre los tirantes, los cuales trabajan con un alargamiento elástico; la resultante de desplazamientos verticales produce flexión en el marco, la cual es sobrepuesta, debido a las cargas permanentes. Los pilones son sujetos elásticamente por los tirantes, los cuales incrementan el desplazamiento vertical, por la curvatura y las deformaciones horizontales. Para reestablecer el equilibrio, el pión soporta desde arriba las cargas verticales, a través de los cables inclinados, e implica las fuerzas normales en el sistema de piso. Excepto para un número de estructuras de diferente diseño, esta es una fuerza en compresión la cual se incrementa cerca de los pilones. Cuando los desplazamientos del puente debido al estiramiento de los tirantes son bastante grandes, una combinación con esta fuerza normal puede conducir a momentos y desplazamientos de segundo orden.

Como para una estructura convencional, el análisis de puentes atirantados consiste de diversos estados. Los primeros abarcan los cálculos para el predimensionamiento del sistema de piso, pilones y tirantes. Se debe revisar la factibilidad al trabajo, así como también estimar las cantidades requeridas para su creación. En este estado esquemático, es generalmente suficiente el uso de cálculos simplificados, sin tomar en cuenta las consideraciones secundarias o efectos a largo plazo.

En el segundo estado, se preparan los cálculos finales, para determinar los esfuerzos y deformaciones, basadas en las dimensiones finales. Esto requiere de un cálculo más detallado, por lo que es necesario tomar en cuenta los efectos de segundo orden, así como la no linealidad de los materiales en el estado límite de servicio (efectos a largo plazo, deformación térmica) y en el estado último (deformación térmica y plastificación). En una estructura mayor, el diseño puede ser completado con un análisis dinámico (Estabilidad aerodinámica, resistencia sísmica, sensibilidad a vibraciones). El diagrama de flujo para el proceso de diseño se da en la Fig. 3.1, (Ref. 55).

Este procedimiento difiere del que se usa para trabajos tradicionales, en que los efectos por cargas permanentes no pueden ser calculados directamente, pero se pueden obtener por un proceso de iteración. Cuando un tirante se tensa en el lugar, este alargamiento elástico desaparece con el movimiento de la cabeza de anclaje. En los cálculos, se debe emplear un dispositivo para eliminar estos alargamientos. Esta operación depende sobre todo, en la sección transversal de los tirantes. Por consiguiente, esto debe ser revisado después de cada modificación

de la estructura.

Otra diferencia en el proceso de análisis al usar los efectos de segundo orden, se observa en los diagramas de fuerzas y momentos.

Esto hace necesario repetir el proceso varias veces para lograr un buen uso del material, especialmente el de los tirantes.

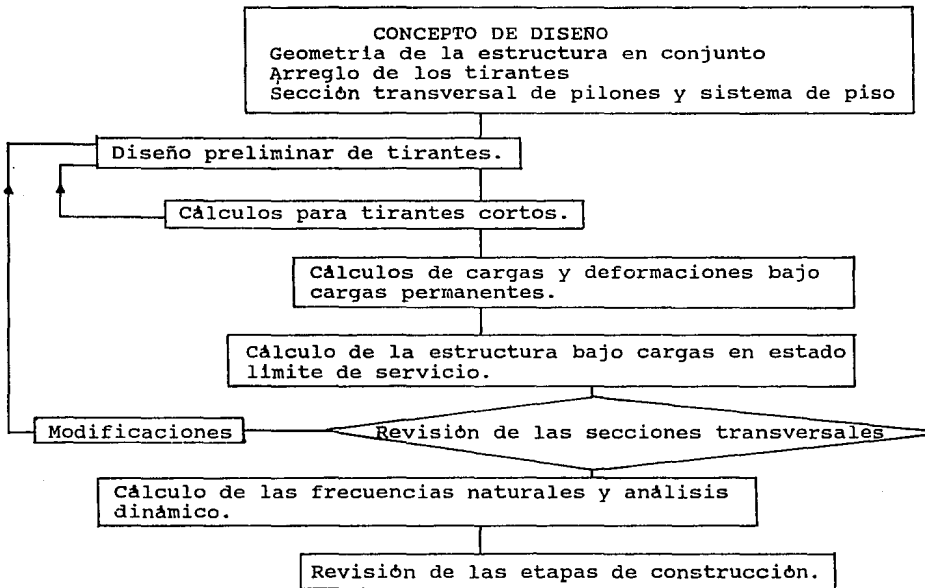


FIG. 3.1. DIAGRAMA DE FLUJO PARA EL DISEÑO DE UN PUEBTE ATIRANTADO.

3.1 IDEALIZACION DE LA ESTRUCTURA.

La generación del modelo de una estructura consiste en idealizar ésta como un sistema de miembros apropiados, los cuales permiten analizar el comportamiento con suficiente precisión, con la ayuda de un procedimiento razonable de cálculo.

Según la complejidad de la estructura y el estado de diseño que se ha de realizar, se pueden usar diferentes tipos de modelos. Estos pueden ser en el plano, ó bien sistemas espaciales, comprender la estructura completa o bien sólo una de sus partes, y pueden consistir de muchos miembros. Los pilones pueden ser representados por elementos tipo barra. De igual forma se puede representar el sistema de piso, si éste se comporta como una trabe (sección cajón rígido, verticalmente suspendido) y también, durante el diseño preliminar (Estudio de diferentes arreglos) con consideración de etapas constructivas (para revisar los sistemas parciales). La cubierta se puede representar por un elemento tipo "cascañón" durante los estados de diseño principal, si este comportamiento difiere en gran parte del de una trabe (cuando existe suspensión lateral, o bien sección transversal deformable). El uso de elementos tipo "placa" son usados también para el estudio de problemas locales, usando modelos parciales.

Los cables también se pueden representar por barras, por tener ellos un muy pequeño momento de inercia y con la idealización del Módulo de elasticidad (Módulo de Ernest), se hace posible que tome en cuenta los efectos del pandeo de los cables. Este modelo es posible, cuando se trata con estructuras donde los cables son suficientemente tensionados bajo cargas permanentes, y que cuando existe alguna fuerza de compresión, solamente se ocasiona una disminución en la tensión inicial. Existen elementos que simulan el comportamiento real de los cables y pueden integrarse dentro de un programa no lineal.

Para el análisis de puentes atirantados, se han empleado diversos métodos, (Ref. 26), entre ellos: Métodos clásicos, Métodos que idealizan la estructura como armadura, métodos matriciales, método de elemento finito, etc.

3.1.1 MODELOS EN FORMA DE MARCO PLANO.

El comportamiento de los puentes atirantados bajo las acciones de carga viva es difícil describirlo por medio de un simple método intuitivo. Por esto es ventajoso, durante el estado inicial de diseño o predimensionamiento, de tener un modelo simplificado confiable; por ejemplo, una proyección de la estructura completa en un plano, donde todos los elementos están representados por barras. Hasta ahora ha sido difícil representar la conexión entre el sistema de piso y el pilón. Esta simulación puede ser la causa de divergencia en el programa, cuando se usa un diseño con ordenador. De la simplicidad de la introducción de los datos y la velocidad al calcular los resultados, el modelo puede no solamente servir como una base para cambios de dimensiones de la estructura, sino también como una ayuda para el diseño.

Además, cuando se realizan los cálculos finales, es posible trabajar paralelamente con el sistema simplificado y el modelo de

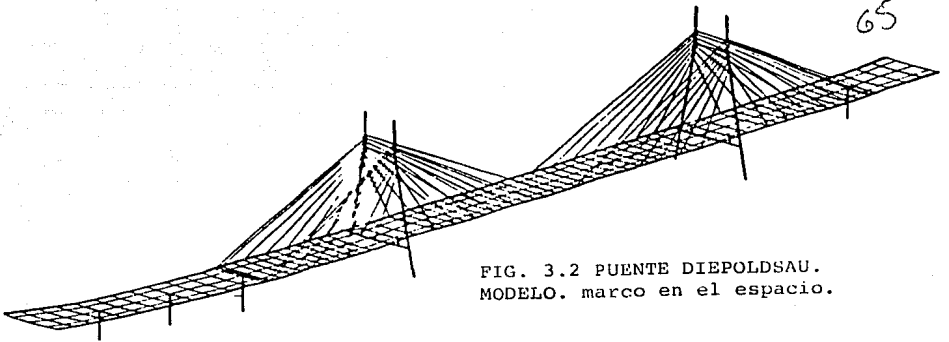


FIG. 3.2 PUENTE DIEPOLDSAU. MODELO. marco en el espacio.

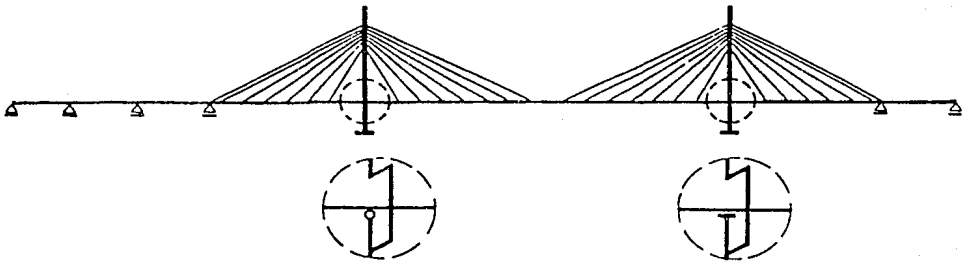


FIG. 3.3 PUENTE DIEPOLDSAU. MODELO: marco en el plano.

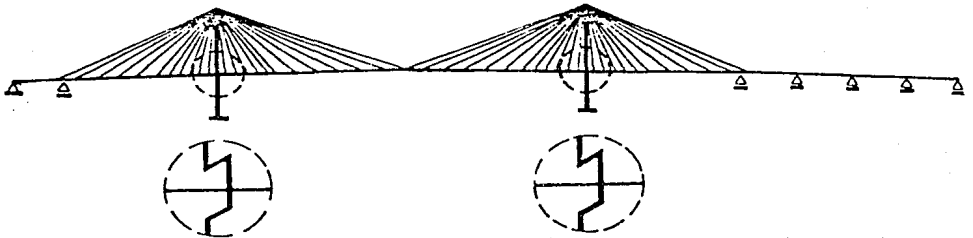


FIG. 3.4 PUENTE PASCO-KENNEWICK. MODELO: marco en el plano.

marco espacial, el cual algunas veces es indispensable. Con esto, es posible verificar el orden de magnitud de los resultados y a veces detectar algún error numérico proveniente del programa usado o de la simulación inadecuada. La Fig. 3.3 (Ref. 55), muestra un marco plano simplificado para el puente Diepoldsau, con el cual fue posible hacer un diseño preliminar.

Las dimensiones se pueden también definir con base en un modelo de marco plano. Particularmente esto se aplica a estructuras donde el pilón no experimenta flexión transversal bajo carga muerta y carga viva debida al tráfico (suspensión central; suspensión lateral, arreglo en forma de abanico). En este caso las cargas transversales en el sistema de piso se determinan por métodos tradicionales y las fuerzas en los tirantes son estimadas como si se tratara de una viga simplemente apoyada.

3.1.2. MODELOS CON MARCO ESPACIAL

En puentes importantes, puede ser necesario usar un modelo con marco espacial, con objeto de obtener un mejor resultado del análisis.

La Fig. 3.6 (Ref. 55) muestra el modelo del puente Düsseldorf-Flehe, el cual hace posible calcular los efectos de viento y gradiente de temperatura y los efectos de forma del pilón.

El sistema de piso de acero del puente Zárate-Brazo Largo, suspendido lateralmente, transmite la carga de un vehículo que circula por una línea lateral. Por efecto no lineal y la naturaleza asimétrica de las cargas transversales en la sección transversal de los tirantes, se pueden analizar con el uso del marco en el espacio, como se muestra en la Fig. 3.5, (Ref. 55).

Los cálculos del diseño final del puente en Diepoldsau necesitaron el uso de un marco espacial compuesto de elementos tipo "cascañón" (Fig. 3.2, Ref. 55). Esta estructura es el primer ejemplo práctico de una nueva idea de puentes carreteros atirantados, con un sistema de piso esbelto que consta de una losa de concreto, de 14.5 m. de ancho y espesor principal igual a 0.48 m. El marco espacial hace posible calcular la flexión transversal de los pilones, el intervalo de influencia de las fuerzas en los tirantes y la flexión longitudinal y transversal de la cubierta.

En estas estructuras, existen notables acoplamientos en las tres direcciones ortogonales en cada modo de vibrar, por lo tanto un análisis dinámico bidimensional no es adecuado, (Ref. 2).

3.1.3. MODELOS PARCIALES

En algunas veces, es aconsejable examinar un problema especial o local, con la ayuda del modelo parcial. Esto se ha hecho,

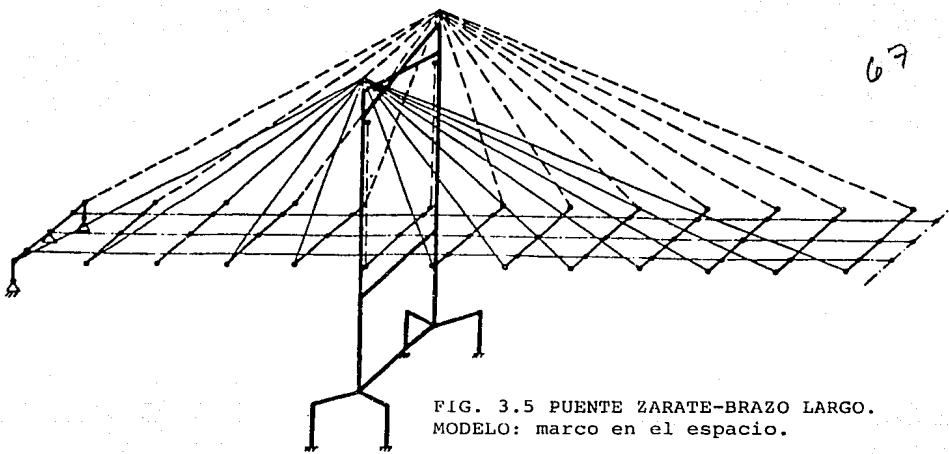


FIG. 3.5 PUENTE ZARATE-BRAZO LARGO. MODELO: marco en el espacio.

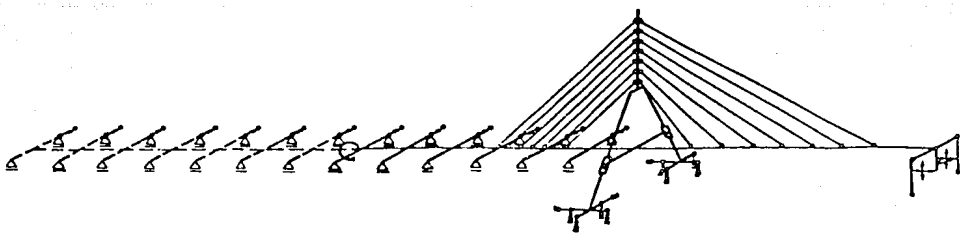
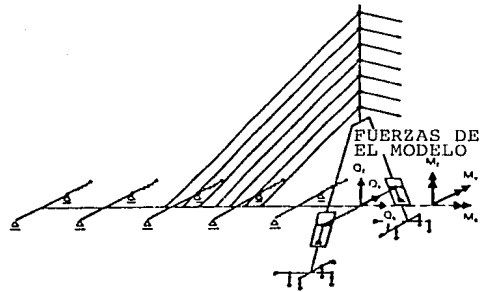
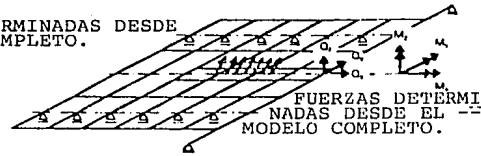


FIG. 3.6 PUENTE DUSSELDORF-FLEHE. MODELO: marco en el espacio.



FUERZAS DETERMINADAS DESDE EL MODELO COMPLETO.

FIG. 3.7 PUENTE DUSSELDORF-FLEHE. MODELO PARCIAL INTENTADO PARA EL DISEÑO DEL PILON



FUERZAS DETERMINADAS DESDE EL MODELO COMPLETO.

FIG. 3.8 PUENTE DUSSELDORF-FLEHE. MODELO PARCIAL INTENTADO PARA EL DISEÑO DE LA ZONA DE ANCLAJE DE LOS TIRANTES EN EL SISTEMA DE PISO.

por ejemplo para el puente Düsseldorf-Flehe: donde las Figs. 3.7 y 3.8, son respectivamente, un marco parcial para el diseño del pílón y un emparrillado de traveses para el diseño del anclaje, para el tirante trasero. Además, un análisis con elemento finito hace posible la introducción de las fuerzas de los tirantes, en la losa inferior de la cubierta de acero.

El diseño de la estructura en las diversas etapas de construcción, es una aplicación especial para el uso de modelos parciales. Generalmente se usan sistemas planos, que dan un gran número de estructuras diferentes para ser revisadas. Una revisión se puede hacer para garantizar que en cada una de las etapas de construcción, las cargas son menores que las usadas para el dimensionamiento; en adición, la tensión en cada nuevo tirante puede ser revisada para obtener la deformación deseada.

3.2. MODELOS PARA DIFERENTES SISTEMAS DE UN MISMO PUENTE ATIRANTADO, (Ref. 51).

3.2.1. SISTEMA BASICO.

La fig. 3.9 muestra las dimensiones, rigidez y cargas de el sistema de puente. Se seleccionó una carga de 2.0 MP/m en el claro del lado derecho, para todos los modelos. La presión fue casi la misma para todos, en el analisis con un programa de ordenador digital.

3.2.2. SISTEMA NO. 1

En el sistema número 1, la torre tiene un soporte fijo y la viga principal tiene un soporte fijo en uno de los caballetes; no existe conexión entre la torre y la viga principal en su intersección y la unión de los cables a la torre es fija (Fig. 3.10).

Este sistema satisface completamente los requerimientos del programa. No se necesitan simulaciones.

3.2.3. SISTEMA NO. 2

El sistema número 2 se muestra en la fig. 3.11. Tiene la torre con un soporte fijo. Todos los apoyos de la viga principal son móviles; no hay conexión entre la torre y la viga principal en su intersección, y la unión de los cables a la torre es fija.

El sistema número 2 difiere de el sistema 1 en que la viga se mueve en todos sus apoyos.

63

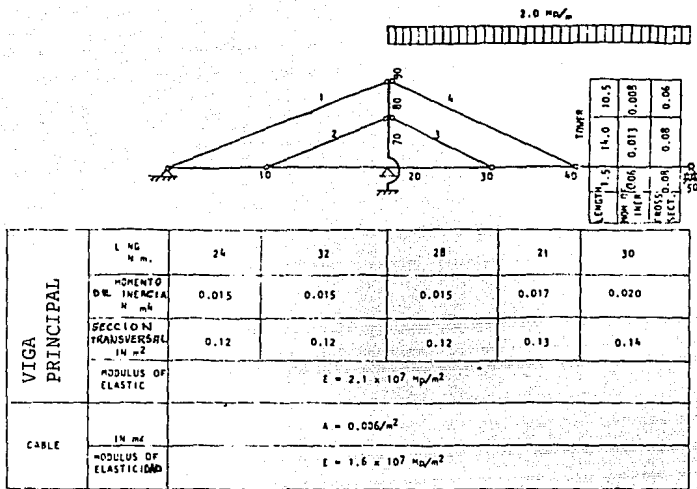


FIG. 3.9 GEOMETRIA, RIGIDEZ Y CARGA DEL SISTEMA DE PUENTE.

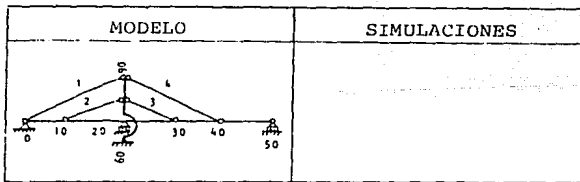


FIG. 3.10 SISTEMA NO. 1 ARREGLO GENERAL.

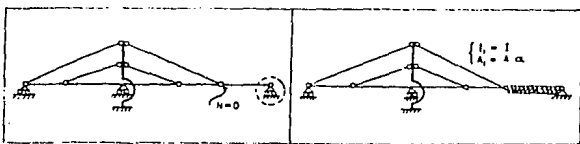


FIG. 3.11 SISTEMA NO. 2 ARREGLO GENERAL.

En ocasiones se usa la siguiente simulación: En el soporte del punto 50, se acepta un soporte de fijación horizontal, y la viga entre los puntos 40 y 50 se considera con una rigidez axial muy baja (La sección transversal A, es muy pequeña). La simulación solamente se hace en esta parte de la viga, donde inicialmente no hay fuerza axial. Si ambos soportes extremos se conectan a el cable inclinado, y por lo tanto la fuerza axial actúa através de la viga, un extremo tiene que ser deformado. Esta deformación imaginaria incluye una pieza de viga con una rigidez axial muy pequeña y con un soporte fijo en el extremo. Los calculos se hicieron con diferentes secciones transversales, $A_i = A_{50}^*$.

La aproximación obtenida por la simulación se muestra en la tabla 3.1. Donde se comparan los números con un cálculo que fue hecho con $\alpha = 10^{-4}$

α			10^{-4}	10^{-6}	10^{-8}
N_{50}			1.99	0.21	0.02
[M p]					
VIGA	max. Lm	(%)	9.22	0.98	0.12
	min. Lm	(%)	0.34	0.03	0.00
	max. Ln	(%)	2.85	0.29	0.03
	min. Ln	(%)	0.34	0.03	0.00
PILON	max. Lm	(%)	25.9	2.69	0.27
	min. Lm	(%)	8.70	0.90	0.09
	max. Ln	(%)	0.77	0.07	0.01
	min. Ln	(%)	0.36	0.03	0.01

Lm = Error para momentos; Ln = Error para fuerza axial.

TABLA 3.1 SIMULACION EN SISTEMA No. 2.

3.2.4. SISTEMA NO. 3

El sistema número 3, mostrado en la fig. 3.12, tiene una torre con un soporte fijo, un apoyo de la viga fijo, y la fuerza normal actúa en la torre, en la intersección de la viga y torre, y la unión de los cables a la torre es fija.

Este sistema difiere del sistema No. 1, porque en el punto 20, la reacción de la viga principal se introduce a la torre, como una carga vertical.

Simulación: En el sistema original número 1, la viga principal no tiene soporte en el punto 20. Un cable vertical de 1 mm de longitud se acepta para conectar la torre con la viga prin -

cial en su intersección. El área de la sección transversal de este cable puede ser muy grande (por ejemplo $A = 10^{14}$ m²) para que no ocurra inestabilidad en los cálculos. No son necesarias las diferencias en el intervalo de la simulación y la precisión es similar a la anterior.

3.2.5. SISTEMA NO. 4

El sistema número 4 que se muestra en la fig. 3.13, tiene una torre con un soporte fijo, los apoyos de la viga son móviles, la fuerza normal y transversal se transmiten a la torre desde la viga en la intersección torre-viga, y la unión de los cables a la torre fija.

Este sistema difiere del número 1, por que las fuerzas verticales y horizontales se introducen a la torre en el punto 20 (donde se intersectan la torre y la viga).

Simulación: La ausencia de un apoyo horizontal fijo, se simula como en el sistema numero 2 ($\alpha = 10^{-14}$). La conexión entre torre y viga principal se reemplaza por un cable vertical y uno horizontal, a cada 1 mm de longitud. El área de la sección transversal de estos cables es similar al sistema número 2.

3.2.6. SISTEMA NO. 5

El sistema número 5 que se muestra en la fig. No. 3.14, tiene una torre con un soporte apoyado, un apoyo fijo de la viga, no existe conexión entre la torre y la viga principal en su intersección, y la unión de los cables con la torre es fija.

			γ	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}
			M ₆₀			
			[M _{PM}]	-5.82	-0.59	-0.06
VIGA	max. Lm	(%)		1.06	0.10	0.01
	min. Lm	(%)		0.06	0.01	0.00
	max. Ln	(%)		0.16	0.02	0.00
	min. Ln	(%)		0.03	0.00	0.00
PILON	max. Lm	(%)		19.44	1.95	0.18
	min. Lm	(%)		0.05	0.00	0.00
	max. Ln	(%)		0.13	0.02	0.00
	min. Ln	(%)		0.07	0.01	0.00

Lm = Error para momentos; Ln = Error para fuerzas axiales.

TABLA 3.2 SIMULACION EN SISTEMA No. 5

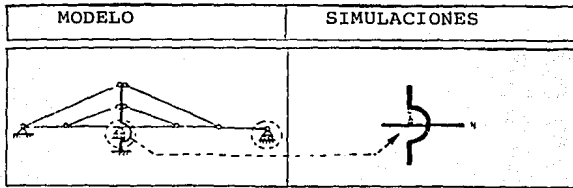


FIG. 3.12 SISTEMA No. 3
ARREGLO GENERAL.



FIG. 3.13 SISTEMA No. 4
ARREGLO GENERAL.

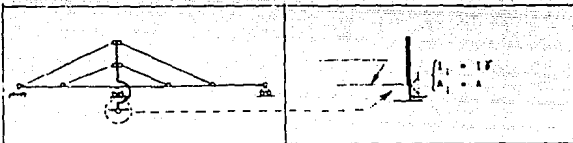


FIG. 3.14 SISTEMA No. 5
ARREGLO GENERAL.

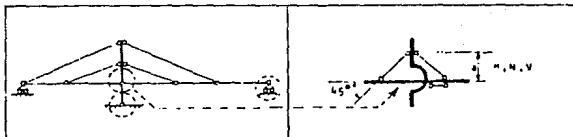


FIG. 3.15 SISTEMA No. 6
ARREGLO GENERAL.

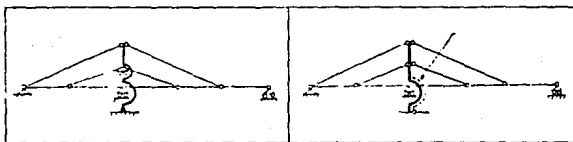


FIG. 3.16 SISTEMA No. 7
ARREGLO GENERAL.

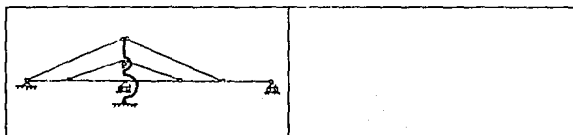


FIG. 3.17 SISTEMA No. 8
ARREGLO GENERAL.

Simulación: La torre se reemplaza por una trabe en cantiliver. El cantiliver tiene la misma longitud y el mismo momento de inercia de la torre. La trabe libremente apoyada tiene una longitud de solamente 1.5 mm y su inercia es muy pequeña $I_i = \sqrt{I_{10}}$.

Los cálculos se hicieron con diferentes valores de δ , y la exactitud obtenida se muestra en la tabla 3.2. Donde se comparan los números de un cálculo que fué hecho con $\delta = 10^{-12}$

3.2.7. SISTEMA NO. 6

El sistema número 6 que se muestra en la figura 3.15, tiene una torre con un soporte apoyado, la viga en todos los apoyos es móvil, un eslabón rígido en la intersección entre la torre y la viga, y la unión de los cables a la torre es fija.

Este sistema difiere del sistema numero 1 por lo siguiente: La torre y la viga principal tienen una conexión fija en su intersección. La torre tiene un apoyo extremo apoyado, y la viga principal tiene los apoyos móviles. En 0.5 m de ambos lados de la intersección, la torre y viga principal tienen las propiedades de la sección transversal $I = \infty$ y $A = \infty$

Simulación: La pérdida de fijación en el apoyo es simultánea, como en el sistema No. 2 y la pérdida de fijación en el extremo de la torre se simula como en el sistema numero 5. A fin de obtener la misma magnitud de los elementos de la matriz para ambas simulaciones, los valores $\alpha = 10^{-10}$ y $\delta = 10^{-12}$ se seleccionaron.

La conexión rígida entre torre y viga principal se reemplaza por tres cables cortos de rigidez axial infinita. A una distancia a sobre la intersección, dos cables se anclan a la torre. En cada lado se coloca un cable bajo un ángulo de 45 grados respecto al punto de fijación de la viga principal. El tercer cable se coloca horizontalmente. Los cálculos se hicieron para $a = 0.5$ m y para $a = 0.1$ m. No hay practicamente diferencia entre los dos resultados. Solamente las líneas de influencia para fuerzas, cerca del punto de intersección, no se muestran en esta aproximación. Por ejemplo, la línea de influencia para momento flexionante localizado a 0.5 m a la derecha del punto de intersección, muestra un error máximo de 0.05 %. Para usos prácticos, este valor puede ser despreciable.

3.2.8. SISTEMA NO. 7

El sistema número 7 que se muestra en la fig. 3.16, tiene una torre con soporte fijo, un apoyo de la viga fijo, y la torre y la viga no están conectados en su intersección; los cables 1 y 4 están fijos a la torre, mientras que los cables 2 y 3 se unen a la torre por apoyos móviles.

Aquí, la diferencia con el sistema número 1 es que los cables 2 y 3 se conectan a la torre por un apoyo móvil en dirección horizontal, y no se puede introducir fuerzas cortantes en ese punto.

Simulación: en adición a la torre actual, una torre imaginaria ideal se coloca en su mismo lugar. Los cables 1 y 4 se unen en la torre real, mientras que los cables 2 y 3 se fijan en la torre ideal. La torre ideal corresponde a la torre del sistema número 5, por que en el apoyo extremo sostenido por los cables, no puede transmitir fuerzas cortantes. Las componentes horizontales de las fuerzas en los cables 2 y 3 pueden ser iguales. Las fuerzas finales en la torre se obtienen por superposición de las fuerzas en la torre real y en la idealizada. Los cálculos se hicieron con $\nu=10^{-12}$ (ver sistema no. 5).

3.2.9 SISTEMA NO. 8

El sistema número 8 que se muestra en la fig. 3.17, tiene una torre con apoyo fijo, un apoyo fijo de la viga, la torre y la viga no están conectadas en su intersección, los cables 1 y 4 están fijos a la torre, los cables 2 y 3 están unidos a la torre por un rodillo.

Simulación: Adn cuando los dos cables se tratan por separado, hay sólo una hiperestática. Las filas y columnas en el sistema matriz corresponden a los dos cables añadidos; así, el orden de la matriz disminuye en una unidad.

3.2.10 RESUMEN DE LAS FUERZAS Y LOS MOMENTOS.

La tabla 3.3 muestra los diferentes sistemas de fuerzas de un puente atirantado en algunas secciones. Muestra también un resumen cualitativo de cómo las fuerzas son afectadas por cambios en las condiciones de apoyo, las conexiones del cable y las uniones entre la torre y la viga principal.

		SIST.1	SIST.2	SIST.3	SIST.4	SIST.5	SIST.6	SIST.7	SIST.8
C1	N	122.9	133.7	122.9	122.6	135.0	133.2	126.1	126.8
C2	N	28.1	60.7	28.1	27.1	43.1	47.5	63.7	63.1
C3	N	109.1	71.6	109.1	110.3	94.2	88.2	65.2	63.1
C4	N	97.3	127.5	97.2	96.5	108.5	107.4	133.6	134.9
P10	M	-199.5	-374.8	-199.5	-193.8	-280.1	-278.3	-391.3	-390.3
	Ne	-158.8	-122.5	-158.8	-112.3	-141.8	-122.0	-119.5	-119.3
	Nr	-184.5	-178.1	-183.6	-137.1	-181.2	-165.5	-177.9	-177.2
P30	M	15.8	180.5	15.7	9.8	85.7	87.3	203.1	210.9
	Ne	-184.5	-178.1	-183.6	-185.0	-181.2	-175.0	-177.9	-177.2
	Nr	-87.0	-114.1	-87.0	-86.3	-97.0	-96.1	-119.5	-120.7
P40	M	102.0	31.7	102.9	102.7	81.2	88.1	11.2	8.6
P60	M	-447.7	89.1	-447.8	-396.4	0.0	0.0	-103.3	-97.1
	N	-152.8	-167.0	-182.2	-181.8	-162.0	-190.1	-165.0	-164.7
P80	M	268.9	89.1	268.9	273.2	280.2	272.7	41.7	47.8
	Ne	-152.8	-167.0	-152.8	-152.5	-162.0	-159.9	-165.0	-164.7
	Nr	-92.8	-110.6	-92.7	-92.3	-102.6	-101.4	-110.3	-111.2

C = cable; P = nodo

TABLA 3.3 COMPARACION DE LOS MOMENTOS (M) Y FUERZAS NORMALES (N) EN LOS DIFERENTES SISTEMAS, BAJO UNA CARGA DE 2.0 Mp/m EN EL CLARO DEL LADO DERECHO.

3.3. TIRANTES.

3.3.1 IDEALIZACION DEL MODULO DE ELASTICIDAD.

El análisis de un puente atirantado se basa en consideraciones elásticas para los materiales y, por lo tanto, la teoría elástica del análisis estructural se usa para determinar las fuerzas que actúan en cada miembro del sistema. La fuerza del cable se considera que actúa a lo largo de la cuerda aun cuando la flecha es pequeña bajo su peso propio. Debido a la flexibilidad y cambios en la longitud y flecha, es necesario adoptar una técnica correcta dada la importancia de estas características inelásticas. Diversos métodos se han propuesto por varios autores, quienes sugieren el uso de un módulo de elasticidad equivalente para el cable. Esta aproximación es similar a la usada para miembros rectos con un módulo de elasticidad variable, que depende de la magnitud de la fuerza de tensión. El principio básico para el análisis se basa en el desarrollo de un miembro recto sustituto con un módulo de elasticidad equivalente, es idéntico al del cable curvo.

Diversos investigadores (Gimsing, Goschy, Tung y Kudder) han estudiado el problema del módulo de elasticidad, y todas las aproximaciones resultan ser iguales a la solución dada por Er-

nest, la cual se considera como el método fundamental.

Ernest desarrolló la siguiente expresión para obtener el módulo de elasticidad equivalente:

$$E_{eq} = \frac{E}{1 + \left[\frac{(\gamma l)^2}{12 \phi^3} \right] * E}$$

donde: E eq = Módulo de elasticidad equivalente
 E = Módulo de elasticidad del cable
 γ = Pesp específico del cable
 ϕ = Esfuerzo de tensión unitario en el cable

3.3.2 TRABAJO PRELIMINAR DE DISEÑO

Debido al alto grado de indeterminación de las estructuras de puentes atirantados, los cálculos exactos no son realizados con procedimientos manuales. Diversos parámetros involucrados representan un obstáculo para los cálculos manuales. Los cálculos preliminares proveen un medio, para determinar los primeros valores para determinar las áreas transversales de los tirantes. Al usar la analogía de una trabe continua apoyada elásticamente, se pueden determinar las líneas de influencia para fuerzas en los tirantes y momentos flexionantes en la viga del puente. A partir de estos resultados, se obtienen las variaciones en los esfuerzos en los tirantes y la viga, provocados por cargas concentradas que se pueden estimar.

Si las fuerzas de los cables se deben a cargas gravitacionales (carga muerta) se puede suponer que todas las deformaciones en los apoyos de la viga y pilón sean cero, condición que corresponde a una viga continua apoyada en soportes rígidos. Por tanto, la componente vertical de los tirantes, debida a carga muerta, se conoce. En una primera aproximación, la carga viva se aplica en el mismo sistema, y la fuerza por tirante P_i se puede determinar por la siguiente ecuación, de acuerdo a la fig. 3.18.

$$P_i = \frac{R}{\text{sen } \alpha}$$

Como el tirante se diseña para que trabaje bajo las condiciones de carga que se presenta, el área de la sección transversal del tirante (i) se define por:

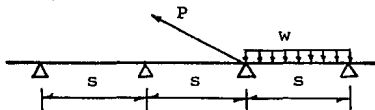


FIG. 3.18 FUERZA P EN EL CABLE.

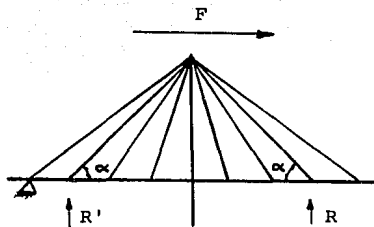


FIG. 3.19 FUERZA HORIZONTAL DEL PILON.



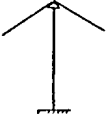
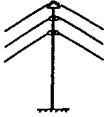
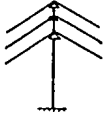
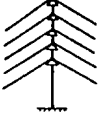
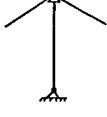
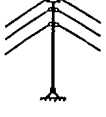
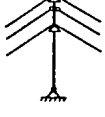
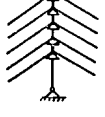
BASE	 SILLETA FIJA  RODILLO O S. MOVIL			
BASE FIJA				
BASE ARTICULADA				

FIG. 3.20 SISTEMAS ESTRUCTURALES PARA LAS TORRES.

$$A_i = \frac{R}{\sin \alpha * \uparrow \text{perm.}}$$

La reacción R se puede determinar al analizar la viga simplemente apoyada, con una carga uniformemente repartida.

Para determinar la fuerza horizontal Ph, en la parte superior del pilón, debida a carga muerta mas carga viva en el claro central y carga muerta en los claros laterales, al aceptar que el pilón no se mueve, se puede utilizar la siguiente ecuación, de acuerdo a la fig 3.19.

$$F_h = \sum \frac{R}{\tan \alpha} - \sum \frac{R'}{\tan \alpha}$$

3.4. SISTEMA ESTRUCTURAL DE LAS TORRES.

En el diseño de puentes atirantados, diferentes combinaciones son posibles para apoyo en las torres y los cables unidos a ellas, como se muestra en la fig 3.20, (Ref. 51).

3.4.1. PÍLON BASE.

Se requiere una base fija, conectada al sistema de piso o al pilón, necesaria para evitar los costosos apoyos articulados, los cuales complican la construcción. Cuando la torre está firmemente anclada en su base, esta es libre de desplazarse longitudinalmente bajo las deformaciones de los cables, cuando estos se fijan a la torre.

Torres oscilantes, con apoyos articulados en la base, proporsionan el diseño más económico y científico para puentes de grandes claros. Se eliminan así los esfuerzos por balanceo de las fuerzas de los cables que requieren de silletas móviles durante su construcción. Si se adoptan las torres oscilantes, éstas deben ser aseguradas en sus extremos durante la construcción. Esto se puede realizar por conexiones temporales con la estructura de la viga rígida, por unión o apuntalamiento a la base, o por contraventeo de las partes superiores de la torre.

3.4.2. SILLETAS.

Los cables son continuos sobre silletas localizadas dentro de las torres. Las silletas son pernos para soportar o formar

parte de los rodillos. Cuando se usan silletas fijas, la fuerza resultante horizontal para el balanceo se puede calcular y se incluye dentro del diseño de la torre, a menos que ésta sea del tipo balanceable.

Si las silletas son móviles, la excentricidad de la reacción vertical bajo diversas condiciones de carga, puede ser importante. El rodillo soporte para la silleta permite el movimiento horizontal. La resultante de las tensiones de los cables puede pasar a través de la mitad de los rodillos para transmitir una distribución pareja de esfuerzos. La fricción de los rodillos es tan pequeña que el ángulo de inclinación de la reacción resultante es despreciable.

Preferiblemente los rodillos circulares se deben emplear en torres oscilantes, para proporcionar un gran diámetro y reducir la fricción y los esfuerzos en el rodillo soporte.

La oscilación sirve para reducir los esfuerzos de flexión en las torres, debido a un desbalanceo horizontal por un jalón de cable que resulta de la condición de alguna carga especial y temperatura. Por otro lado, los apoyos articulados para las torres son caros, y aumentan las complicaciones durante su erección, incremento en el mantenimiento y substituyen la carga vertical excentrica por un jalón horizontal desbalanceado. En el conjunto, las silletas fijas proveen una solución simple y segura.

3.5. DEPENDENCIA DEL MODELO ESTRUCTURAL DEL TIPO DE ANCLAJE.

Desde el punto de vista del tipo de anclaje, los puentes atirantados se clasifican en tres tipos. Estos son: Puentes atirantados anclados completamente, semianclados y parcialmente anclados, como se muestran en la fig. 3.23. En el puente atirantado completamente anclado, la viga principal se divide en tres vigas simples. Debido a que la viga principal está en tensión axial, se necesitan anclajes enormes para resistir los empujes horizontales. En el sistema semianclado, los cables se anclan en la viga principal, para que la viga principal este sujeta a compresión axial. En el sistema parcialmente anclado, las juntas de compresión o expansión, que no transmiten fuerzas axiales, se incertan en los lados de la viga. Algunos de los cables se fijan en los anclajes y los demás en la viga principal. La viga principal tiene compresión axial en la vecindad de las torres, y en las partes medias del centro del claro, así como en la parte final de los claros laterales se genera una tensión axial. Las figs. 3.22 y 3.23 (Ref. 8), muestran los desplazamientos de la viga principal bajo dos diferentes casos de carga y la distribución de las fuerzas axiales, respectivamente.

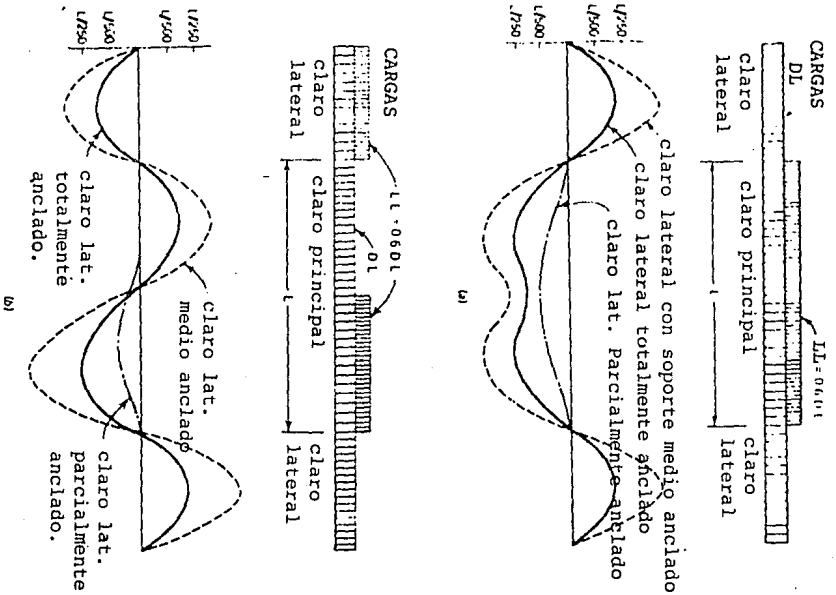


FIG. 3.22 DEFLEXIONES EN LA VIGA PRINCIPAL

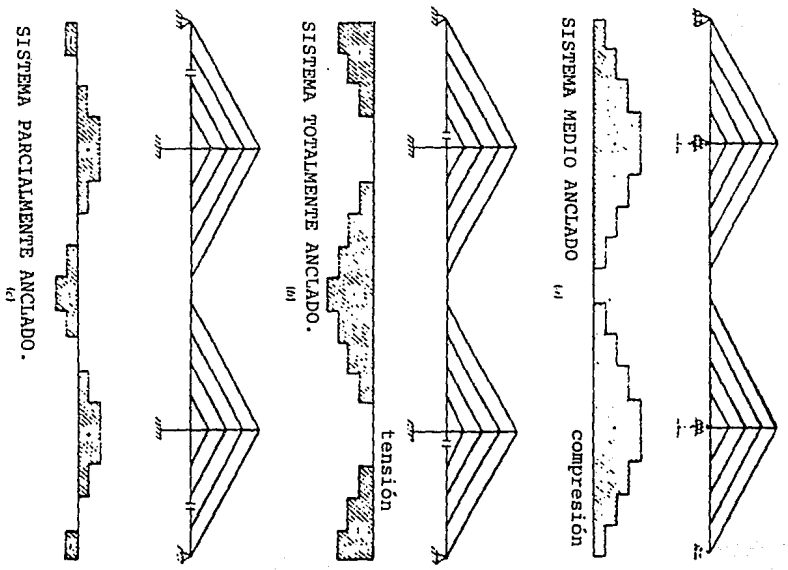


FIG. 3.23 FUERZAS AXIALES EN LA VIGA PRINCIPAL

3.6. MODELO PARA ANALISIS ELASTO-PLASTICO Y DESPLAZAMIENTO FINITO, QUE SE UTILIZA PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA DE UN PUENTE ATIRANTADO DE ACERO, CON CABLES MULTIPLES.

En 1990, un puente atirantado de acero con cables múltiples se construyó sobre el río Yodo, por la Oficina Municipal de Osaka. Para este puente, la seguridad para la estabilidad al pandeo de los pilones, analizados por el método de diseño ordinario que usa la longitud efectiva de pandeo, fue investigado por medio de un análisis de desplazamiento finito y elasto-plástico, en un modelo analítico como una estructura espacial, (Ref. 27). Como resultado, se ha comprobado que los pilones tienen mayor capacidad para transmitir cargas que la requerida por las Especificaciones Japonesas para Puentes Carreteros.

Tres modelos analíticos se muestran en la fig. 3.24, los cuales fueron adoptados para los cálculos numéricos al usar el programa EPASS.

El modelo S3, corresponde al modelo analítico para el puente completo sujeto a carga muerta, carga viva, diferencias térmicas, cargas de viento y cargas sísmicas. En este modelo la contribución del acceso P.C. al puente se idealizó por dos resortes equivalentes elásticos vertical y horizontal, como se muestra en la fig. 3.25 (a). En el puente actual, como se muestra en la fig. 3.25 (b), el miembro de anclaje en la forma "V" se usa para conectar los cables en la viga principal. No obstante, se resolvió conectar los cables del modelo completo a la viga principal directamente.

El modelo de construcción S1 no tiene el resorte final. Este modelo se usa para el análisis del sistema de puente bajo construcción, sujeto a la carga muerta de la viga principal, cables y pilones.

El modelo para el análisis del presfuerzo S2, corresponde a un estudio para analizar los esfuerzos resultantes de la sección transversal de todos los miembros del puente, inducidos por el presfuerzo de los cables. Este modelo consiste del pilón y la viga principal sola.

El análisis elasto-plástico, con desplazamiento finito se ejecutan con el modelo completo S3, bajo carga viva, viento y sísmica; mientras que el análisis elástico y de desplazamientos pequeños, se hace con el programa SPACER/STATICS, para el modelo de construcción S1, bajo las cargas muertas, el modelo para el análisis de presfuerzo S2, y el modelo completo S3, bajo la carga muerta y diferencia térmica.

Se estima una configuración inicial con el modelo completo S3, por medio de un proceso de análisis elástico lineal, mediante SPACER/STATICS.

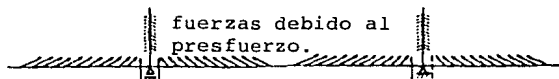
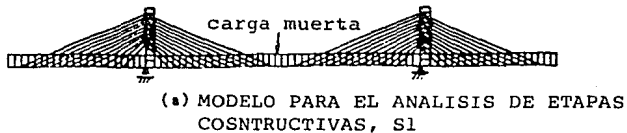


FIG. 3.24 MODELO ANALITICO.

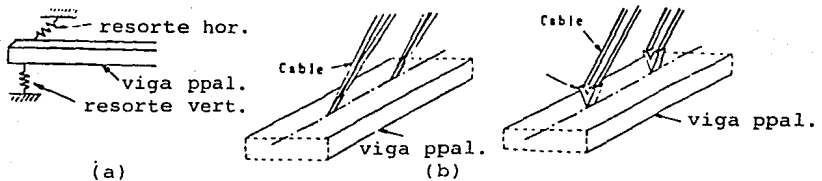


FIG. 3.25 IDEALIZACION DEL ANCLAJE DE LOS CABLES.

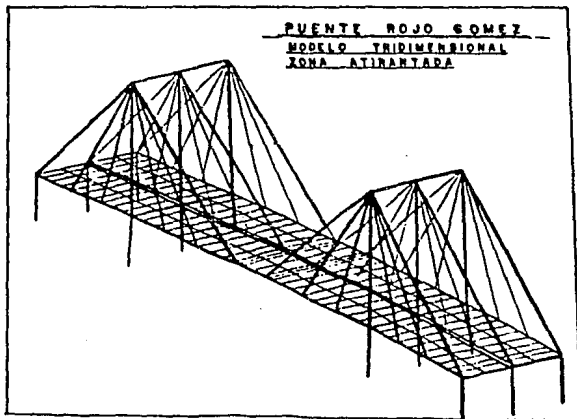


FIG. 3.26

El modelo completo S3 está compuesto de 211 nodos y 302 elementos.

3.7. MODELOS UTILIZADOS EN LOS PUENTES ATIRANTADOS VEHICULARES EN LA CIUDAD DE MEXICO SOBRE LA CALZADA IGNACIO ZARAGOZA. (Ref. 37).

Con el paso de la línea "A" del metro a lo largo de la Calzada Ignacio Zaragoza, fue necesario proyectar pasos vehiculares que la crucen. Los puentes atirantados se han utilizado mucho para salvar grandes claros, sin embargo, en puentes urbanos de claro pequeño no se han utilizado tanto, pues en general estos casos pueden resolverse con estructuras de mayor sencillez.

El hecho de que en este caso la solución atirantada haya sido recomendable, se debe a las características especiales del suelo sobre el que se construirían. Un terreno con contenido de humedad que llegan al 500% y estratos compresibles de más de 60 m de profundidad que al ser cargados se deforman extraordinariamente y obligan a buscar soluciones ligeras que permitan cimentaciones manejables.

En este caso las traveses principales, apoyadas en los tirantes, resultan de peraltes relativamente pequeños y al ser de acero son muy ligeras, sobre ellas se apoyan traveses secundarias que trabajan en sección compuesta con una losa de concreto que constituye su patín a compresión. La losa y las traveses secundarias forman el sistema de piso sobre el que se colocará la carpeta asfáltica.

El análisis de los puentes se realizó mediante programas basados en el método general de las rigideces y del elemento finito (M-Strudl y SAP86) con modelos de la estructura bidimensionales y en el espacio, formados por barras rectas, (Ver fig. 3.26). Para estos puentes, se realizó un análisis por viento de acuerdo con el reglamento de construcciones para el Distrito Federal, comprobándose que los efectos de viento no rigen en este caso.

IV. CRITERIOS PARA OBTENER LAS CARACTERISTICAS DINAMICAS DE LOS PUENTES ATIRANTADOS

Con la introducción de sistemas atirantados en el campo de la ingeniería moderna de puentes, apareció el problema de su estabilidad dinámica, y con ello, el primer problema básico, la determinación de las leyes de las vibraciones libres y la eliminación o limitación de las frecuencias indeseables y accidentales.

El papel de las fuerzas dinámicas en puentes atirantados o suspendidos es muy importante, más que para cualquier otro tipo de puente, ya que tales fuerzas pueden determinar la factibilidad del proyecto. En general hay tres tipos de problemas:

- estabilidad aerodinámica
- control de desplazamientos
- seguridad contra temblores

El comportamiento aerodinámico de un puente atirantado determina en gran parte la seguridad. Es un hecho que la carencia de estabilidad dinámica fue la razón del colapso de un gran número de puentes. Estas estructuras fueron muy susceptibles a fenómenos dinámicos, causa común de fatiga en sus sistemas de suspensión.

En estructuras sin daños, las vibraciones debidas al viento y el tráfico pueden incomodar a los usuarios. Estos efectos se limitan con resultados de pruebas.

La vibración de un cuerpo elástico es una función de su módulo de elasticidad y de su inercia, así como de la masa. Cuando la rigidez se incrementa, en general, la amplitud de vibración decrece, mientras que la frecuencia de vibración se incrementa.

En vibración libre, debido a las fuerzas de inercia, las fuerzas solamente actúan en el cuerpo y éstas se desarrollan como un resultado de la distribución de masas. Un cuerpo que vibra libremente lo hace en una o más de estas frecuencias naturales.

Si un sistema externo de fuerzas de vibración, como el viento, se aplica al cuerpo, éste vibrará en la frecuencia de las fuerzas aplicadas mas las naturales. Una condición de resonancia ocurre si la frecuencia del sistema de fuerzas aplicadas coincide con una de las frecuencias naturales del cuerpo. En la condición de resonancia, la amplitud de vibración se aproxima al infinito con el tiempo.

Teóricamente, un puente atirantado se puede considerar como un sistema con masas distribuidas, con un número infinito de

frecuencias libres.

La instalación de los cables inclinados transforma el sistema estático de una viga rígida continua a un sistema que tiene alto grado de hiperestaticidad y altera las características dinámicas.

4.1. FRECUENCIAS NATURALES Y MODOS PRINCIPALES DE VIBRACION.

4.1.1. DETERMINACION DE FRECUENCIAS NATURALES.

Para simplificar las opciones numéricas, la masa de la estructura se concentra en un número de puntos separados y se desprecia la influencia del amortiguamiento. Los métodos estudiados son los siguientes:

- 1.- Método clásico, basado en la ecuación diferencial de movimiento: método de determinantes y método de iteración matricial, (Ref. 55).
- 2.- Método de Rayleigh, basado en consideraciones de energía: método simple y método iterativo, (Ref 55).
- 3.- Método de Ritz, (Ref. 51).

4.1.2 METODO CLASICO

4.1.2.1 METODO MATRICIAL.

La ecuación de movimiento de un sistema no amortiguado con n grados de libertad, en vibración libre, escrita en forma matricial, resulta ser:

$$M * \ddot{V} + K * V = 0$$

Cuando el sistema oscila en la forma de vibración a nivel j, todas las masas llevan a cabo movimientos armónicos sincronizados, con el mismo periodo y la misma fase. Si el desplazamiento resultase:

$$V = V_j * \text{sen} (\omega_j * t + \phi_j)$$

donde V_j representa la forma característica del modo j, ω_j la frecuencia circular, ϕ_j la fase y K la matriz de rigidez, al combinar las dos ecuaciones dadas anteriormente, se obtiene:

$$- \omega_j * M * V_j * \text{sen} (\omega_j * t + \phi_j) + k * V_j * \text{sen} (\omega_j * t + \phi_j) = 0$$

Esta relación, que se verifica en todo momento, permite simplificación, al dividirla entre $\text{sen}(w_j t + \phi_j)$:

$$(K - w_j M) * V_j = 0 \quad (4.1)$$

Al multiplicar esta ecuación por la relación F/w_j , donde F es la matriz de flexibilidad, se obtiene:

$$(F/w_j^2) * (K - w_j^2 M) * V_j = (F/w_j^2) * 0$$

$$((FK/w_j^2) - FM) * V_j = 0$$

al usar la conocida relación $F * K = I$ (Matriz de identidad):

$$((I/w_j^2) - FM) * V_j = 0 \quad (4.2)$$

Con el fin de que las ecuaciones (4.1) y (4.2) tengan solución, las cuales difieren de $V_j = 0$, el determinante de los coeficientes desconocidos debe ser cero.

$$\det [K - w_j^2 * M] = 0$$

$$\det [(I/w_j^2) - F * M] = 0$$

Estas dos ecuaciones son conocidas como las ecuaciones características del sistema, la primera establecida con base de la matriz de rigidez y la segunda con base a la matriz de flexibilidades.

El desarrollo en uno u otro de los determinantes lleva a una ecuación algebraica de grado n en w^2 , y las raíces n de esta ecuación ($w_1^2, w_2^2, \dots, w_n^2$) caracterizan las frecuencias de las formas n de vibración.

Si se reemplaza w^2 por su valor en (4.1) o (4.2), se obtendría una ecuación matricial de orden n en V_j . Arbitrariamente se define a uno de los términos del vector y la deformación del modelo examinado se encuentra al resolver la ecuación matricial. La investigación para definir frecuencias y formas para la solución de la ecuación característica es tediosa para sistemas con más de tres o cuatro grados de libertad.

4.1.1.2 METODO DE ITERACION MATRICIAL (STODOLA)

Este método se distingue del anteriormente descrito, en el nivel de la solución matemática de las ecuaciones (4.1) y (4.2). En lugar de buscar una solución exacta a las ecuaciones características, se parte de un valor inicial de V_j , arbitrariamente escogido y se desarrolla un proceso iterativo. Si la ecuación (4.1) se usa, el método converge rápidamente hacia la forma fundamental; esto permite que el desarrollo del determinante se evite.

4.1.3. METODO DE RAYLEIGH.

4.1.3.1. METODO SIMPLE.

El método de Rayleigh se basa en el principio de conservación de la energía y es muy usado en el estudio aproximado de un sistema con un gran número de grados de libertad. En vibración libre no amortiguada, w se obtiene de la conservación de energía cinética y potencial. La exactitud del método depende de la valuación de la configuración, la cual se debe aproximar lo más posible a una de las formas de vibración. En general, el trabajo se limita a investigar la frecuencia fundamental.

* Una deformación razonable v_j para el sistema se obtiene por la aplicación de cargas estáticas P_j en las masas m_j .

* La energía cinética y potencial máxima, E_c y E_p , de la masa desplazada, son equivalentes.

En el caso de un sistema con un grado de libertad (Fig. 4.1), la aplicación de las ideas anteriores conduce a:

$$E_p = p v(t) / 2$$

$$E_c = m \dot{v}(t) / 2 = \frac{m \dot{v}^2}{2} w^2 \cos^2 w t$$

Por tanto

$$p \dot{v} / 2 = \frac{m \dot{v}^2}{2} w^2$$

$$w = p \dot{v} / m v^2$$

Esta expresión se generaliza para un sistema con n grados de libertad, como se muestra en la fig 4.2

$$w^2 = \frac{\sum_{i=1}^n P_i v_i}{\sum_{i=1}^n m_i \dot{v}_i} \quad (4.3)$$

En relación a la elección de la carga P_j , se considera como la deformación razonable del sistema dado por sus masas m_j , que actúan como cargas estáticas $P_i = g * m_i$ en la dirección del modo requerido. La ecuación (4.3) se convierte en:

$$w^2 = \frac{g \sum_{i=1}^n m_i v_i}{\sum_{i=1}^n m_i \dot{v}_i} \quad (4.4)$$

Es posible limitar los cálculos numéricos al seleccionar para P_j una sola carga p_i en las masas m_i con desplazamiento máximo. Si se considera un valor unitario ($p_i = 1$), se obtiene:

$$w = \frac{V \quad \max}{\sum_{i=1}^n m_i v_i^2} \quad (4.5)$$

4.1.3.2. METODO ITERATIVO.

Para incrementar la exactitud del método dado en el punto 4.1.3.1, se puede adoptar un proceso iterativo; a partir de la etapa (a) para obtener (a + 1) se obtiene:

$$P_i^{(a+1)} = \frac{g m_i v_i^{(a)}}{V_n^{(a)}}$$

$$w = \frac{\sum_{i=1}^n P_i^{(a+1)} v_i^{(a+1)}}{m_i (v_i^{(a+1)})^2} \quad (4.6)$$

El proceso puede ser repetido indefinidamente, pero su convergencia es bastante rápida, por lo que dos o tres repeticiones son generalmente suficientes para obtener un resultado satisfactorio.

4.1.3.3. APLICACION PRACTICA

Para ilustrar el método de Rayleigh se ha escogido el puente sobre el río Paraná en Argentina, una estructura para la cual los resultados de prueba en modelo a escala están disponibles, (Ref. 55). El sistema estático (fig. 4.3) se puede representar gráficamente según los principios señalados al comienzo del tema 4.1 (fig. 4.4). La subdivisión corresponde a los puntos de anclaje de los tirantes en la cubierta, la masa de cada cable se afecto por un factor de reducción de 33%. Se seleccionó un caso de carga P_j tal que la deformación estática asemejara la forma requerida del modo de vibración j , ecuación (4.3), con $m_i = q_i / g$, y $g = 9.81 \text{ m/s}^2$, y se obtiene:

$$w = \frac{g \sum_{i=1}^n P_i v_i}{\sum_{i=1}^n q_i v_i^2}$$

Para los primeros dos modos de vibración, se usan dos fuerzas simétricas, por ejemplo 10 kN, aplicadas a los nodos 13 y 14 para el primer modo y dos fuerzas asimétricas a los nodos 11 y 16 para el segundo modo. La fig. 4.5 muestra las deformaciones estáticas debidas a estos casos de carga. Al usar la fórmula

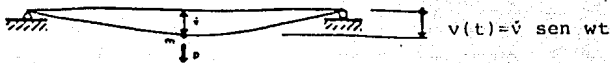


FIG. 4.1



FIG. 4.2

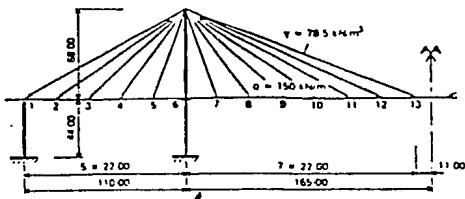


FIG. 4.3

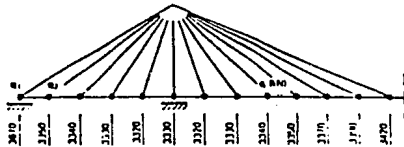


FIG. 4.4

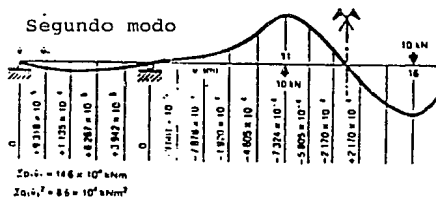
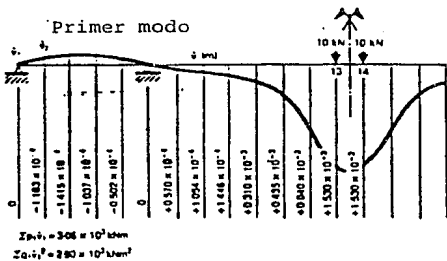


FIG. 4.5 DEFORMACIONES v_i DEL SISTEMA, DEBIDO A CARGAS P_i .

30

FRECUENCIA NATURAL
(Hz)

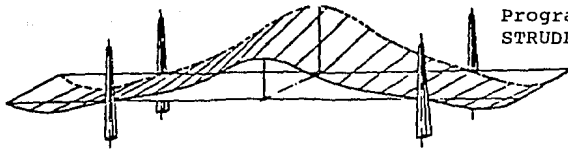
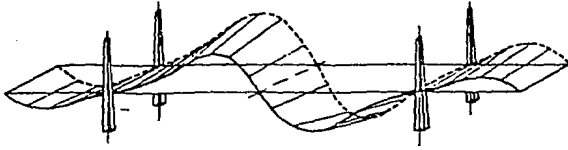
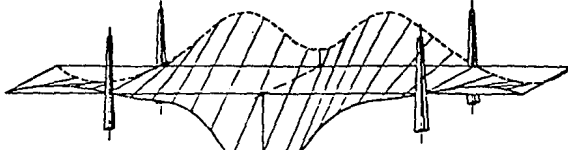
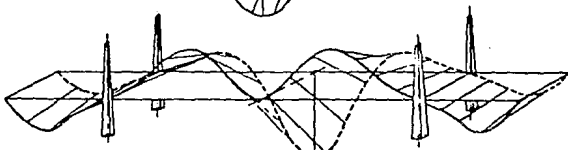
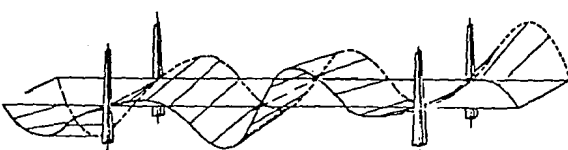
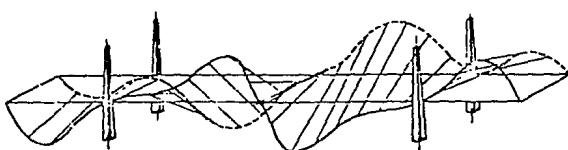
	Programa STRUDEL	Modelo
1.-Flexión simétrica		0.44 0.47
2.-Flexión asimétrica		0.56 0.587
3.-Torsión simétrica		0.61 -
4.-Flexión simétrica		0.88 0.945
5.-Flexión asimétrica		1.01 -
6.-Flexión y Torsión asimétrica		1.09 -

FIG. 4.6 MODOS DE VIBRACION DEL PUENTE ZARATE - BRAZO LARGO.

antes dicha da:

$$f_1 = \frac{0.5}{\pi} \quad w_1 = \frac{0.5}{\pi} \quad (9.81 \frac{0.00306}{0.00290})^{1/2} = 0.51 \text{ Hz}$$

$$f_2 = \frac{0.5}{\pi} \quad w_2 = \frac{0.5}{\pi} \quad (9.81 \frac{0.000146}{0.00086})^{1/2} = 0.65 \text{ Hz}$$

A pesar de los valores aproximados de los datos disponibles para esta estructura y un diseño no iterativo, los resultados obtenidos concuerdan ya sea con los resultados medidos en el modelo (para a una escala de 1 en 33 1/3), o bien con los resultados de la computadora (prograa STRUDL II), al usar un modelo matemático con 223 grados de libertad, que toma en cuenta efectos de segundo orden (fig. 4.6).

Podemos concluir que los métodos actuales para obtener las frecuencias naturales son buenos, ya que los resultados obtenidos de los cálculos numéricos han podido comprobarse con mediciones reales (Refs. 28 y 55).

4.1.4 METODO DE RITZ.

Para la determinación de la frecuencia natural, se usa el método energético y el análisis se basa en el método de Ritz bajo los efectos de carga muerta w y un momento de inercia I de la viga rígida, la cual tiene el mismo valor para el claro principal que para los laterales. Además se considera que cada tirante tiene una tensión inicial para resistir las fuerzas de compresión.

Por el principio de conservación de energía, la suma de la energía cinética y potencial, es decir la energía total de un sistema atirantado que permanece siempre constante, o

$$W + U = E = \text{Constante}$$

donde:

W = Energía cinética
 U = Energía potencial
 E = Energía total

Para vibración libre no amortiguada, la máxima energía cinética W se desarrolla cuando la energía potencial U es cero, y viceversa; además según el principio de Rayleigh el máximo valor de las dos formas de energía es igual:

$$W_{\text{máx}} = U_{\text{máx}} = E$$

La característica esencial de este método es la

determinación de la función característica, la cual es generada por la energía cinética y potencial ϕ , de un sistema oscilatorio

$$\phi = U \text{ máx.} - w^2 * W \text{ máx.}$$

al diferenciar,

$$d\phi = d (U_m - w^2 W \text{ máx.}) = 0$$

donde w denota la frecuencia circular de vibración.

4.2 ESTIMACION DE FRECUENCIAS NATURALES POR EL METODO DE RAYLEIGH

4.2.1 FRECUENCIA NATURAL EN FLEXION

De la relación (4.5), al reemplazar la carga de unidad $p_i=1$ por el propio peso de la masa con el movimiento máximo, se obtiene:

$$w^2 = \frac{g}{v \text{ máx.}}$$

por consiguiente:

$$f_B = \frac{1}{2 \pi} * \sqrt{\frac{g}{v \text{ máx.}}}$$

De numerosas pruebas en puentes atirantados, se ha demostrado que esta relación lleva a valores con un error del orden de 10%. Una mejor aproximación, que toma en cuenta la distribución de masa a lo largo de la cubierta, los tirantes y la forma del modelo fundamental, se obtiene de:

$$f_B = \frac{1.1}{2 \pi} * \sqrt{\frac{g}{v \text{ máx.}}} \quad (4.7)$$

En esta expresión, $v \text{ máx.}$ representa el desplazamiento estático máximo del sistema bajo su propio peso en dirección de la forma del modelo de vibración examinado. Para el río Paraná, es próximo a 1.40 m., por lo tanto:

$$f_B = \frac{1.1}{2 \pi} * \sqrt{\frac{9.81}{1.40}} = 0.47 \text{ Hz}$$

4.2.2 FRECUENCIA NATURAL EN TORSION

En un puente atirantado con cubierta flexible, la frecuencia torsional natural es similar a la de flexión, con la introducción de una constante geométrica. Las frecuencias correspondientes son así enlazadas por la siguiente relación, deducida de (4.3), de la naturaleza de los tirantes y de la geometría de la cubierta:

$$f_r = \frac{b * f}{2 r} \quad (4.8)$$

donde r representa el radio de giro y b la distancia transversal entre los tirantes.

Para puentes atirantados con cubiertas rígidas, la frecuencia torsional natural puede ser directamente deducida de la rigidez torsional $G J_t$ de la sección transversal por:

$$f_r = \frac{1}{2 L} * \sqrt{\frac{G J_t}{J_p}} \quad (4.9)$$

donde J_p es la inercia polar por unidad de longitud de la cubierta, J_t es la constante de torsión y L el claro principal.

4.3 VIBRACIONES CON FLEXION VERTICAL.

La experiencia en pruebas a modelos matemáticos y físicos, indica que los modos y frecuencias de oscilación de los puentes atirantados son poco afectados por el viento. Este problema fue investigado por Goschy.

Se analizará un tipo general de vibración vertical de un puente atirantado, como el que se muestra en la fig. 4.7.

4.3.1 LA ENERGIA CINETICA DEL SISTEMA DE CABLE.

La energía cinética de un elemento que tiene una masa infinitesimal de un sistema estructural en vibración se puede expresar como:

$$dW = dm \frac{v^2}{2} \quad (4.10)$$

donde:

dm = la masa del elemento cable

v = la velocidad del elemento cable bajo consideración

Ya que la vibración se considera como una oscilación armónica en flexión η puede ser determinada como una función de la amplitud $\eta(x)$ en x , la frecuencia circular vertical w y el tiempo t , o

$$\eta = \eta(x) \text{ sen } w t$$

y la velocidad es:

$$v = \frac{d\eta}{dt} = w \eta(x) \text{ cos } w t$$

La energía cinética del sistema de puente se determina por integración sobre la longitud total de la viga rígida l , por las sumatorias de los términos correspondientes a los diversos pares de cables anclados a la viga, acorde a la siguiente fórmula:

$$W = \frac{w_v^2}{2} \left(\int_l \frac{p}{g} \eta^2(x) dx + \frac{1}{3} \sum_{c=1}^n \frac{p_c}{g} \eta_c^2 S_c \right) = w_v^2 \bar{W} \quad (4.11)$$

donde:

p = la carga muerta uniforme de la superestructura

p_c = el peso del cable por unidad de longitud

S_c = la longitud de el cable inclinado

η_c = El máximo desplazamiento de la viga principal, al vibrar.

La energía cinética según la referencia 53 se puede expresar como:

$$W = \frac{m w^2 \eta^2}{2}$$

donde:

m = masa

w = frecuencia circular

η = máxima amplitud de vibración

4.3.2 LA ENERGIA POTENCIAL DE LOS CABLES.

La energía potencial de un puente atirantado puede ser calculada como:

$$U = \frac{1}{2} \int_l p(x) dx \quad (4.12)$$

Esto es igual a la energía resistente, o al trabajo interno durante la deformación de la estructura, expresado por la fórmula

$$U = V = V_1 + V_2 + V_3 \quad (4.13)$$

donde:

V1 = La energía resistente de la viga rígida

V2 = La energía resistente de los cables

V3 = El trabajo interno realizado por las fuerzas de los cables debido a deformaciones de segundo orden.

4.3.3 ESTIMACION DE LA FRECUENCIA NATURAL DEL SISTEMA DE CABLES POR EL METODO DE RITZ.

Como las ecuaciones de energía son conocidas, la frecuencia de la flexión se determina por el método de Ritz, al sumar las ecuaciones de la energía cinética y la energía potencial se obtiene:

$$dW_1 + dW_2 = V_1 + V_2 + V_3$$

o bien:

$$\frac{w_v^2}{2} \left[\int_0^L \frac{P}{g} \eta^2(x) dx + \frac{1}{3} \sum_{c=1}^n \frac{P_c}{g} \eta_c^2 s_c \right] = \quad (4.14)$$

$$= \frac{1}{2} \left[\int_0^L EI \left(\frac{d^2 \eta(x)}{dx} \right)^2 dx + \sum_{c=1}^n \frac{Ec Ac \eta_c^2 \operatorname{sen}^2 \alpha_c}{s_c} + Xc \frac{\cos^2 \alpha_c \eta_c^2}{s_c} \right]$$

al igualar el valor máximo de la energía, se determina la frecuencia natural de las oscilaciones verticales según Rayleigh, esto es:

$$w_v^2 = \frac{U}{W} \quad (4.15)$$

y el número de vibraciones por segundo, o frecuencia es:

$$\eta \ v_0 = \frac{w_v}{2\pi} \quad (4.16)$$

4.4. VIBRACION TORSIONAL.

Entre las deformaciones por flexión y torsión existen las siguientes relaciones, propuestas por Goschy.

$$\eta(x) = b \psi(x) \quad (4.17)$$

donde:

$2b$ = Separación de las vigas

$\psi(x)$ = El periodo máximo de rotación angular de la sección transversal del puente, en la absisa x . (ver fig. 4.8)

Quando la viga rígida experimenta vibraciones libres (tipo de torsión de Saint Venant), la rotación angular por unidad de longitud es:

$$\frac{d\psi(x)}{dx} = \frac{M_T}{G J_T} \quad (4.18)$$

4.4.1. LA ENERGIA CINETICA

Al sustituir la ecuación (4.16) en la ecuación (4.11), se obtiene la ecuación de la energía cinética de la vibración torsional.

$$W = \frac{w_T^2}{2} \left(\frac{P}{g} \int_L \frac{J_G}{A} \psi^2(x) dx + \frac{b^2}{3} \sum_{c=1}^m \frac{Pc}{g} \psi_c^2 S_c \right) \quad (4.19)$$

4.4.2. LA ENERGIA POTENCIAL.

Después de substituir la ecuación (4.16) en la ecuación (4.14), se obtiene la energía potencial para la vibración torsional:

$$V_T = \frac{1}{2} \int_L G J_G \left(\frac{\partial \psi(x)}{\partial x} \right) dx + \frac{b^2}{2} \sum_{c=1}^m E_c A_c \frac{\psi_c^2 \sin^2 \alpha_c}{S_c} + \frac{b}{2} \sum_{c=1}^m X \frac{\cos^2 \alpha_c \psi_c}{S_c} \quad (4.20)$$

donde:

w_T = La frecuencia circular de la vibración torsional

J_G = El momento polar de inercia de la viga rígida y de la cubierta con respecto al centro de gravedad de la sección transversal del puente.

A_G = El área de la sección transversal de la viga rígida y cubierta.

ψ_G = La rotación angular de la sección transversal del puente en el punto de anclaje del cable.

FIG. 4.7 DESPLAZAMIENTO VERTICAL DE UN ELEMENTO LONGITUDINAL (CABLE).

97

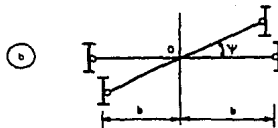
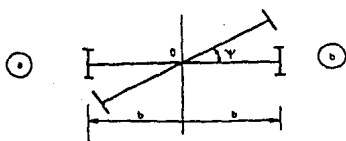
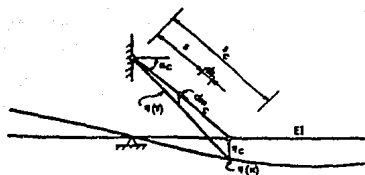


FIG. 4.8 TORSION DE LA SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE.

- a) VIGA RIGIDA ES EMPOTRADA A LAS TRABES.
- b) VIGA RIGIDA ES ARTICULADA A LAS TRABES.

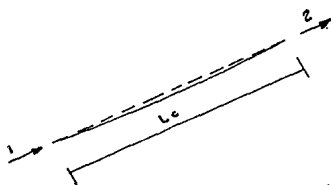


FIG. 4.9 ELEMENTO CABLE

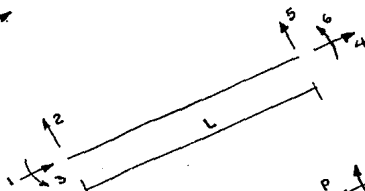


FIG. 4.10 ELEMENTO TRABE

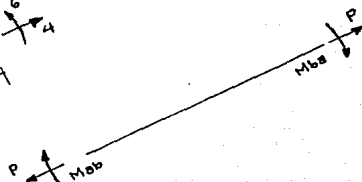


FIG. 4.11

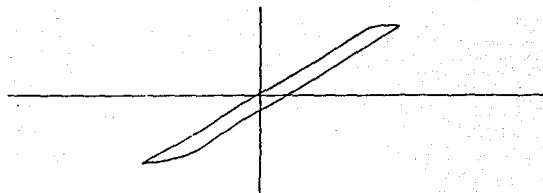


FIG. 4.12 CURVA HISTERETICA.

$G = E / 2 (1 + \nu) =$ Módulo de Young en cortante.
 $G J_c = 1/3 \phi G \Sigma v^3 h =$ La rigidez torsional de la sección transversal del puente
 $\phi =$ El factor de forma de la sección transversal del puente.
 $\nu =$ relación de Poisson.

El procedimiento para calcular la frecuencia natural es similar al procedimiento empleado para flexión vertical, con las ecuaciones 4.15 y 4.16.

4.5. CONSIDERACIONES NO LINEALES EN EL ANALISIS DINAMICO. (Refs. 2 y 6).

El modelo de un puente atirantado se forma con la viga principal, la torre principal y los cables. Cuando este modelo se transforma en un sistema de masas con múltiples grados de libertad y sujeto a fuerzas dinámicas, la ecuación de movimiento de vibración del puente en tres dimensiones (con N grados de libertad), se puede escribir como:

$$[M] \{ \ddot{Y} \} + [C] \{ \dot{Y} \} + [K] \{ Y \} = \{ F (t) \} \quad (4.21)$$

En donde, [M], [C] y [K] son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez y { Y }, { Y } y { y } son los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento respectivamente, { F (t) } es el vector de fuerzas inducidas por el viento u otras fuerzas dinámicas en cada masa en el instante t.

La no linealidad de la estructura se puede considerar en la determinación de la rigidez de la estructura en el estado de deformación por carga permanente. Un análisis dinámico lineal, hasta ahora, que parte del estado deformado bajo cargas permanentes, dará resultados para el diseño.

El comportamiento de los puentes atirantados es no lineal debido a la curvatura de los cables, a los efectos viga-columna para la cubierta y las torres, a grandes deformaciones, a la curva esfuerzo-deformación del material de los cables y al comportamiento elástico-plástico de los miembros sujetos a flexión, (ref. 26).

La primera consideración no lineal se debe al alargamiento de los tirantes individuales. Según la mecánica elemental, un cable apoyado en sus extremos y sujeto a su peso propio y a una fuerza de tensión axial externa, se deformará en la forma de una catenaria. La rigidez axial del cable cambiará, cuando cambia esta deformación lo cual sucede con el desplazamiento de los extremos del cable.

La segunda consideración no lineal en un puente atirantado

se debe al comportamiento de las torres y vigas cuando son sujetos a cargas axiales y flexión. El desplazamiento lateral de un miembro causa un momento flexionante adicional, cuando simultáneamente se le aplica una fuerza axial; esto altera la rigidez a la flexión. Además la presencia de momentos flexionantes afectará la rigidez axial de los miembros. Para otras estructuras, esta interacción puede ser ignorada; sin embargo, debido a los grandes desplazamientos que pueden ocurrir en puentes atirantados, esta interacción puede ser significativa y se debe considerar ya que tiene un importante efecto en el comportamiento de la estructura.

Un método conveniente para considerar la no linealidad en los tirantes inclinados es considerar un módulo de elasticidad equivalente, como se ha comentado en el capítulo anterior.

En diversas situaciones, debido a la flexibilidad de los puentes atirantados, los cambios en las fuerzas resultantes y desplazamientos en los miembros durante la aplicación del incremento de carga no son pequeños. Como el extremo del cable se mueve durante la aplicación de la carga, el módulo de elasticidad equivalente cambiará como un resultado del cambio de la fuerza de tensión. Para esta situación, el módulo de elasticidad equivalente al incrementar la carga resulta:

$$E_{eq} = \frac{E_c}{1 + \left[\frac{(pH)(T_i + T_f)A}{24 T_i T_f} \right]} \quad (4.22)$$

donde T_i y T_f representan los valores iniciales y finales del valor de la fuerza en tensión del cable, durante el incremento de carga. E_c es el módulo de elasticidad del material del cable. H es la proyección horizontal de la longitud del cable, p es el peso por unidad de longitud del cable. A es el área de la sección transversal.

Por usar el concepto de un módulo de elasticidad equivalente, la matriz de rigideces de los cables, para el sistema de coordenadas locales que se muestra en la figura 4.9 puede ser escrito en la forma:

$$[K_m] = \begin{bmatrix} AE_{eq}/L_c & -AE_{eq}/L_c \\ -AE_{eq}/L_c & AE_{eq}/L_c \end{bmatrix} \quad (4.23)$$

donde L_c es la longitud de la cuerda inclinada.

El comportamiento no lineal de otros miembros en la estructura, debido al efecto de grandes flexiones y deformaciones axiales, se puede considerar mediante el concepto de funciones de estabilidad. La matriz de rigideces de los miembros en flexión en dos dimensiones, en el sistema de coordenadas locales mostradas en la fig. 4.10, se puede escribir en la forma:

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{11} S_5 & 0 & 0 & k_{14} S_5 & 0 & 0 \\ 0 & k_{22} S_1 & k_{23} S_2 & 0 & k_{25} S_1 & k_{26} S_2 \\ 0 & k_{33} S_2 & k_{33} S_3 & 0 & k_{35} S_2 & k_{36} S_4 \\ k_{41} S_5 & 0 & 0 & k_{44} S_5 & 0 & 0 \\ 0 & k_{52} S_1 & k_{53} S_2 & 0 & k_{55} S_1 & k_{56} S_2 \\ 0 & k_{62} S_2 & k_{63} S_4 & 0 & k_{65} S_2 & k_{66} S_3 \end{bmatrix} \quad (4.24)$$

En donde k es el término de rigidez estandar:

$$\begin{aligned} k_{11} &= k_{44} = -k_{14} = -k_{41} = AE/L \\ k_{22} &= k_{55} = -k_{25} = -k_{52} = 12EI/L^3 \\ k_{23} &= k_{32} = k_{26} = k_{62} = -k_{35} = -k_{53} = -k_{56} = -k_{65} = 6EI/L^2 \\ k_{33} &= k_{66} = 4EI/L \\ k_{36} &= k_{63} = 2EI/l \end{aligned}$$

y S es la función de estabilidad la cual puede ser expresada en términos de la fuerza axial P y de los momentos extremos M_{ab} y M_{ba} , como se muestra en la figura 4.11.

Para una fuerza axial en compresión:

$$\begin{aligned} S_1 &= (xL)^3 \operatorname{sen}(xL) / 12 R_c \\ S_2 &= (xL)^2 [1 - \cos(xL)] / 6 R_c \\ S_3 &= (xL) [\operatorname{sen}(xL) - (xL) \cos(xL)] / 4 R_c \\ S_4 &= (xL) [(xL) - \operatorname{sen}(xL)] / 2 R_c \\ S_5 &= 1 / [1 + (EA R_{cm}) / 4 P^3 L^2] \end{aligned}$$

donde:

$$\begin{aligned} x &= (P / EI)^{1/2} \\ R_c &= 2 - 2 \cos(xL) - (xL) \operatorname{sen}(xL) \\ R_{cm} &= (xL) (M_{ab}^2 + M_{ba}^2) [\cot(xL) + \\ &\quad (xL) \operatorname{cosec}^2(xL)] - 2 (M_{ab} + M_{ba})^2 + \\ &\quad (M_{ab} M_{ba}) [1 + (xL) \cot(xL)] \\ &\quad [2 (xL) \operatorname{cosec}(xL)] \end{aligned}$$

Para una fuerza axial en tensión:

$$\begin{aligned} S_1 &= (xL)^3 \operatorname{senh}(xL) / 12 R_t \\ S_2 &= (xL)^2 [\cosh(xL) - 1] / 6 R_t \\ S_3 &= (xL) [(\cosh(xL) - 1) - \operatorname{senh}(xL)] / 4 R_t \\ S_4 &= (xL) [\operatorname{senh}(xL) - (xL)] / 2 R_t \\ S_5 &= 1 / [1 - (EA R_{tm}) / 4 P^3 L^2] \end{aligned}$$

donde:

$$\begin{aligned} x &= (P / EI)^{1/2} \\ R_t &= 2 - 2 \cosh(xL) + (xL) \operatorname{senh}(xL) \\ R_{tm} &= (xL) (M_{ab}^2 + M_{ba}^2) [\coth(xL) + (xL) \\ &\quad \operatorname{cosech}^2(xL)] - 2 (M_{ab} + M_{ba})^2 + (M_{ab} M_{ba}) \\ &\quad [1 + (xL) \coth(xL)] [2 (xL) \operatorname{cosech}(xL)] \end{aligned}$$

La matriz de rigideces de cada miembro no es constante, y puede cambiar continuamente. Es necesario un proceso iterativo

para formar la matriz de rigideces de la estructura, el cual se considera durante cualquier procedimiento de análisis.

4.6 AMORTIGUAMIENTO.

En el diseño de un puente atirantado, la atención se debe enfocar a la posibilidad de generar cualquiera de los períodos naturales de vibración. Debido a la flexibilidad relativamente grande de los puentes atirantados, éstos son más susceptibles a vibraciones diferentes a las de estructuras convencionales de vigas. Sin embargo, a causa de estas vibraciones de los puentes atirantados, la propiedad de amortiguamiento es de gran importancia.

Amortiguamiento, es un término usado en general para denotar la disipación de energía y la consecuente decadencia de oscilaciones de todo tipo. La energía se disipa en fuerzas friccionantes, las cuales son inevitables en cualquier sistema, y en la transmisión de ésta al espacio o a otro sistema. El amortiguamiento es una característica importante en sistemas estructurales sometidos a cargas cíclicas.

El amortiguamiento provoca fuerzas que causan el agotamiento gradual de las vibraciones naturales excitadas mecánicamente dentro de un miembro estructural, y reduce la eficiencia para transferir fuerzas mecánicas dinámicas a través de una estructura. Es una medida de la energía de deformación que se disipa dentro de una estructura cuando ésta se deforma, y se manifiesta cuando existen cargas dinámicas.

El amortiguamiento reduce o suprime la vibración u oscilación. Al disipar energía dentro de un material, durante la deformación.

Al analizar un puente atirantado es necesario conocer la magnitud del amortiguamiento estructural, se recomienda utilizar un valor conservador, (Ref. 53).

4.6.1 CAPACIDADES DE AMORTIGUAMIENTO

La energía total de vibración de un puente (Ref. 51), se expresa mediante la ecuación:

$$U = \frac{p w^2}{2g} \int_0^L \eta^2 dx \quad (4.25)$$

donde:

p = el peso por metro de la estructura
 w = la frecuencia circular
 η = la amplitud en cualquier punto x , a lo largo del claro

La integración a lo largo de la longitud del puente es necesaria para obtener la energía total, porque η varía a lo largo del claro, y puede ser expresada como una función de x .

Si el puente oscila en forma estable, es decir, no aumenta en amplitud, la energía total permanece constante. La energía cinética $W = mv^2 / 2$, tiene el valor máximo dado por la ecuación (4.25), la cual ocurre en el instante cuando todas las partes del puente adquieren velocidad máxima. En ese instante, la energía potencial es cero. En el desplazamiento máximo, el puente está momentáneamente en reposo y no tiene energía cinética, toda la energía se almacena como energía potencial, por la posición de la masa y a la deformación elástica en los miembros del puente.

Al considerar una unidad de longitud de la estructura, y tomar una masa m , que vibra en la frecuencia w , con amplitud η , entonces de acuerdo a la ecuación (4.25):

$$U = mw^2 \eta^2 / 2 \quad (4.26)$$

Cuando el amortiguamiento o fuerzas friccionantes, reducen la amplitud a $n - \Delta n$, la energía se reduce a:

$$U = \frac{1}{2} m w^2 [\eta^2 - 2\eta \Delta\eta + (\Delta\eta)^2] \quad (4.27)$$

al restar la ecuación (4.27) de la ecuación (4.26):

$$\Delta U = \frac{mw^2}{2} [2\eta \Delta\eta - (\Delta\eta)^2] = mw^2 \eta \Delta\eta (1 - \Delta\eta / 2\eta) \quad (4.28)$$

y la proporción de la energía perdida en un ciclo, es:

$$\psi = \frac{\Delta U}{U} = \frac{m w^2 \eta \Delta\eta}{m w^2 \eta^2 / 2} \left(1 - \frac{\Delta\eta}{2\eta} \right) = \frac{2\Delta\eta}{\eta} \left(1 - \frac{\Delta\eta}{2\eta} \right) \quad (4.29)$$

la ecuación (4.29) también expresa la proporción de energía ganada si las fuerzas excitadas causan un aumento de $\Delta\eta$ en la amplitud.

Las fuerzas de amortiguamiento pueden ser clasificadas como:

(a) Estructurales (histéresis, fricción de apoyo y de remache, rendimiento plástico de la cubierta y otros elementos, etc.) y

(b) atmosférica (fuerza de inercia contraria y fuerza viscosa del aire quieto o en movimiento).

Así, el efecto combinado de todas las fuerzas de amortiguamiento causan decadencia en la amplitud en puentes estables. Con el fin de entender la acción de amortiguamiento, es necesario considerar el carácter de amortiguamiento estructural, viscoso, de histéresis, de fricción y atmosférico.

El amortiguamiento en un puente atirantado puede ser desarrollado por varios factores tales como el amortiguamiento histerético de los materiales, la energía de disipación en los soportes, el amortiguamiento viscoso con el aire, la flecha de los cables, etc.

En las referencias 16 y 17 se estudia la relación de amortiguamiento asociado con la energía de disipación en soportes móviles y el amortiguamiento en la cimentación, concluyendo que la energía de disipación ocurre en los soportes móviles o cimentación. Los elementos estructurales (cubierta, torre y cables) se comportaron elásticamente y no existió energía de disipación. La energía de disipación asociada con la fuerza de fricción se relaciona con un decremento de amplitud de las oscilaciones libres; también se concluyó que la relación de amortiguamiento depende del modo de vibrar.

4.6.2 AMORTIGUAMIENTO ESTRUCTURAL.

El amortiguamiento estructural de una estructura complicada depende de las proporciones relativas de su histéresis y componentes de fricción (Ref. 51). La capacidad de amortiguamiento puede aumentar o disminuir con la amplitud o ser constantes. Algunas pruebas en puentes ligeros suspendidos muestran que aumenta en una cierta amplitud y después disminuye. Esta forma de curva se puede atribuir al aumento gradual de fricción, cuando el incremento de esfuerzos supera la fricción estática y causa movimientos.

Estudios experimentales con modelos seccionales de puentes han revelado que el amortiguamiento mecánico de la estructura no cambia apreciablemente para las primeras frecuencias naturales del sistema (Ref. 39).

La conexión de miembros en una estructura amortigua las vibraciones exteriores; así, en un puente atirantado forzado a oscilar por viento u otras causas, la excitación se detiene por interacción de vibración de diferentes partes y por fricción en apoyos.

Una importante fuente de amortiguamiento se produce en las juntas de la estructura. En el análisis de amortiguamiento, es im-

portante considerar la disipación de energía causada por su superficie de contacto.

Existen tres tipos de superficie de contacto importantes en el análisis de amortiguamiento de la mecánica estructural:

- a) Superficie de contacto seca, donde existe contacto metal con metal.
- b) Superficie de contacto lubricada.
- c) Superficie de contacto fija como juntas soldadas.

(a) y (b) soportan gran variedad de cargas y desplazamientos cuando la estructura está en servicio. Los tipos de movimientos, que ofrecen gran potencial para disipar energía, son los movimientos cortantes relativos en el plano de la superficie de contacto.

Actualmente, se desarrollan métodos para calcular el amortiguamiento estructural, en algunos puentes suspendidos.

El amortiguamiento estructural afecta la respuesta dinámica y su valor puede ser calculado con base en la información empírica en estructuras similares ya construidas. Por lo tanto, la colección de datos medidos en escala real se justifica. De la observación de varios informes se han obtenido resultados que se muestran en la tabla 4.1 y se resumen en siete puntos:

- 1.- Resultados dispersos, en claros cortos, muestran que los valores de amortiguamiento disminuyen al aumentar la longitud del claro o del período natural fundamental. En claros muy largos, la longitud de claro parece no afectar al amortiguamiento estructural.
- 2.- Hay poca evidencia de amortiguamiento en puentes atirantados, en mediciones en escala real.
- 3.- El amortiguamiento del modo fundamental en torsión generalmente es más pequeño que el amortiguamiento por flexión vertical en amplitudes pequeñas.
- 4.- En vibraciones de flexión vertical el amortiguamiento de modos superiores es menor que los de los modos más bajos.
- 5.- La influencia de factores estructurales locales, tal como la fricción en la conexión de diferentes componentes y juntas de expansión, es grande.
- 6.- El amortiguamiento estructural se incrementa al aumentar la amplitud.
- 7.- Los valores de amortiguamiento en estas estructuras son muy bajos, lo que indica el poco amortiguamiento potencial (Ref. 9).

NOMBRE DEL PUENTE	LONG. DEL CLARO PRINCIPAL	MODO	FLEXION		TORSION	
			FREQ. (Hz)	DECR. LOG.	FREQ. (Hz)	DECR. LOG.
Yamatogawa (Ref. 27)	355 (viga cajón de acero)	1	0.337	0.022	0.844	0.011
		2	0.416	0.030	1.670	0.013
		3	0.633	---		
		4	0.861	0.029		
Suehiro (Ref. 27)	240 (viga cajón de acero)	1	0.472	0.031	1.446	0.016
		2	0.712	0.018	2.888	0.056
		3	1.069	0.018	2.888	0.056
		4	1.264	0.015	2.978	0.057
		5	1.616	0.012	4.453	0.106
Sigoh (Ref. 27)	179 (viga cajón de acero)	1	0.454	0.069	5.630	0.060
		2	0.852	0.037	6.750	0.090
		3	1.256	0.040		
		4	2.026	0.064		
		5	2.558	0.078		
		6	3.382	0.063		
		7	4.589	0.083		
Alex Fraser (Ref. 27)	465 (mixta)	1	0.325	0.028	0.475	0.019
Katsushika (Ref. 27)	220 (viga cajón de acero en curva)	1	0.450	0.027	1.31	0.084
		2	0.820	0.022		
		3	1.180	0.042		
		4	1.670	0.070		
Hitsuishis (Ref. 27)	420 (armadura)	1	0.440	0.073	1.05	0.041
		2	0.730	0.087	1.91	0.071
		3	1.030	0.063		
Yokohama (Ref. 27)	460 (armadura)	1	0.340	0.062	0.880	0.042
		2	0.560	0.181		
		3	0.800	0.055		
Bratislava (Ref. 18)	303 (viga ca- jón)	1 (V)		0.029		0.020
		1 (H)		0.069		
		2 (H)		0.030		0.026
Tampico (Ref. 25)	360 (mixta)	1	0.403	0.022	1.070	0.016
Ewijk (Ref. 28)	260 (Viga ca- jón)	1	0.50	0.05	1.16	0.016
		2	0.91	0.028		
		3	1.54	0.019		
		4	1.72	0.022		

Tabla 4.1 AMORTIGUAMIENTO ESTRUCTURAL EN DIFERENTES MODOS

Selberg (Ref. 18) determinó el decremento logaritmico del amortiguamiento como una función del material de la cubierta, (Ver tabla 4.2).

MATERIAL	MODO DE VIBRAR			
	TORSION		FLEXION	
	1er modo	2o. modo	1er. modo	2o. 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

Tabla 4.2 AMORTIGUAMIENTO ESTRUCTURAL EN DIFERENTES MATERIALES

Existen teorías que atribuyen a la ausencia del pavimento de la cubierta, los bajos valores de amortiguamiento, sin embargo experiencias en puentes de acero similares indican que aún con el pavimento, el amortiguamiento puede ser muy bajo (Ref. 28).

La fig. 4.13 (Ref. 53), muestra la gráfica del decremento logaritmico observado en un modelo del puente Tacoma Narrows. Nótese que el decremento es substancialmente cero para amplitudes pequeñas, pero éste se incrementa conforme se incrementa la amplitud.

La principal causa de amortiguamiento del sistema de cables, es el amortiguamiento interno del cable, el cual se relaciona con las tensiones dinámicas. Las características del amortiguamiento estructural de cable-estructura, puede ser discutido cualitativamente por la aproximada evaluación de las tensiones dinámicas en los cables oscilando.

4.6.3 AMORTIGUAMIENTO VISCOSO

Si una fuerza de amortiguamiento es directamente proporcional a la velocidad de vibración del sistema, la curva representativa de la disminución de amplitud es:

$$\eta = \eta_0 e^{-cgt/2p} \quad (4.30)$$

en donde:

- η_0 = la amplitud inicial
- η = la amplitud al final de un período de tiempo t
- c = la fuerza de amortiguamiento por unidad de velocidad

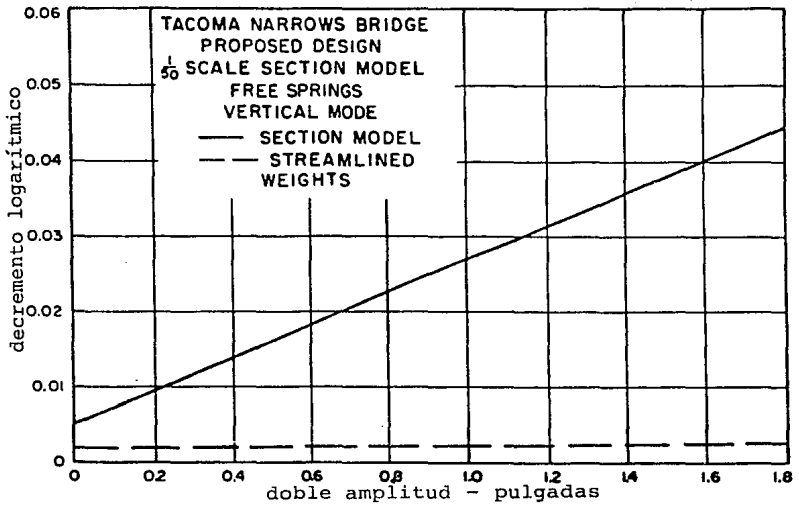


FIG. 4.13 DECREMENTO LOGARITMICO EN FLUJO DE AIRE LAMINAR.

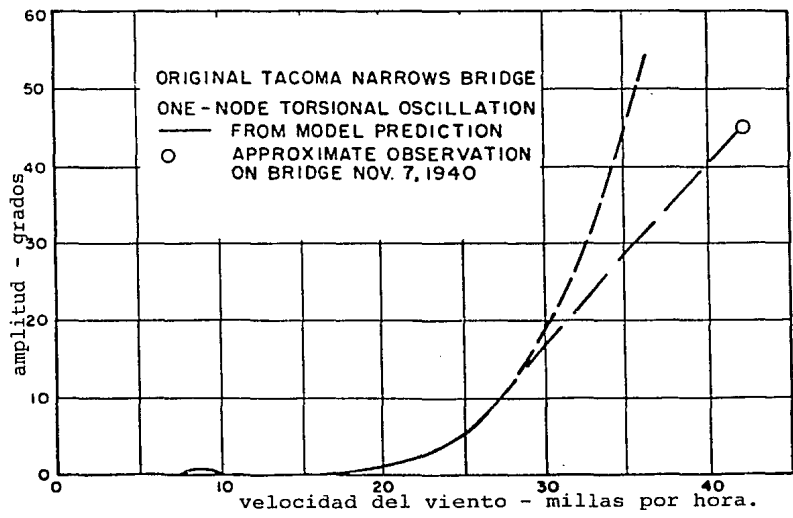


FIG. 4.14 VIBRACION TORSIONAL DEL PUENTE ORIGINAL TACOMA NARROWS.

g = la aceleración de la gravedad
 p = el peso del sistema, el cual vibra en una amplitud

La ecuación anterior (Ref. 51) se puede expresar como:

$$\eta = \eta_0 e^{-\mathcal{S}NT} = \eta_0 e^{-\mathcal{S} \omega^2 / 2\pi} \quad (4.31)$$

en donde:

$$\mathcal{S} = \frac{c g}{2 p N} = \frac{\pi c}{m p}$$

N es la frecuencia en ciclos por segundo y $\omega = 2\pi N$ es la frecuencia circular en radianes por segundo. La cantidad \mathcal{S} es el decremento logarítmico; para amortiguamiento viscoso es constante para todas las amplitudes durante una vibración dada, pero se reduce si la frecuencia ω se incrementa al cambiar c ó m .

Si $T = 2\pi / \omega$, es el periodo de un ciclo, entonces $NT=1$ y la ecuación 4.77 expresa la relación entre dos amplitudes sucesivas.

$$\frac{\eta_1}{\eta_0} = e^{-\mathcal{S}} \quad (4.32)$$

Así:

$$-\mathcal{S} = \log \left(\frac{\eta_1}{\eta_0} \right) \text{ ó } \mathcal{S} = \log_e \left(-\frac{\eta_0}{\eta_1} \right) \quad (4.33)$$

Es difícil medir con precisión el cambio en amplitud en un ciclo, pero el cambio en aproximadamente 10 ciclos puede ser medido con una precisión satisfactoria.

Si en la ecuación 4.31 $t=10 * 2\pi / \omega$, la relación $\frac{\eta_{10}}{\eta_0} = e^{-10\mathcal{S}}$ y $\mathcal{S} = .1 * \log_e (\eta_0 / \eta_{10})$ y la fuerza de amortiguamiento viscoso es fácilmente evaluado por mediciones de las amplitudes.

El decremento logarítmico es una medida directa del amortiguamiento viscoso (ver tabla 4.1). Este puede ser estimado para la estructura y se debe reproducir en el modelo.

El coeficiente de amortiguamiento puede ser calculado también por la siguiente ecuación propuesta por Kawasumi y Shima en 1965 (Ref. 25).

$$h = \frac{\mathcal{S}}{2} \left(1 - \frac{3}{8} \mathcal{S}^2 \right)$$

donde:

$$\mathcal{S} = \frac{f_d^2 - f_i^2}{f_d^2 + f_i^2}$$

y f_d y f_i son las frecuencias asociadas con un medio de la máxima ordenada del espectro de Fuerza.

En la referencia 25 se compara el valor de amortiguamiento

obtenido por tres diferentes métodos: Kawasumi y Shima, Half Power Bandwidth y decremento logarítmico, detectando notables diferencias. Estos valores se muestran en la tabla 4.3 y sugieren la necesidad de mayores investigaciones en esta área.

DECREMENTO LOGARITMICO (a)		PRUEBA PULL-BACK (b)					AMBIENTE DE VIBRACION, KAWASUMI Y SHIMA (1965)	
		KAWASUMI Y SHIMA		HALF-POWER BANDWIDTH				
f(Hz)	h(9)	h(19)	h(9)	h(19)	h(9)	h(19)	h(9)	h(19)
0.403	0.0060	0.0051	0.0086	0.0090	0.0014	0.0015	0.0041	0.0038
1.070	0.0052	0.0052	0.0050	0.0050	0.0010	0.0010	0.0020	0.0020

(a) obtenidos a lo largo de la duración del impulso generado.

(b) Obtenidos con una frecuencia de resolución de 0.0031 Hz.

(9) Estación 9 (En un extremo del centro del claro principal.

(19) Estación 19 (En el otro extremo del centro del claro principal.

Tabla 4.3. RELACION DE AMORTIGUAMIENTO CRITICO.

Las referencias 16 y 17 señalan al igual que algunos reglamentos de diseño que para el diseño de puentes atirantados, la relación de amortiguamiento es del 2 al 5% para superestructura, mientras que esta relación estimada desde pruebas de vibración forzada es generalmente más pequeña.

4.6.4 AMORTIGUAMIENTO HISTERETICO

El amortiguamiento histerético surge de la absorción de energía debido a imperfecciones de los elementos esforzados (Ref. 51).

La curva esfuerzo-deformación no es recta y es diferente para cargas descendentes que para ascendentes, como se muestra en la fig. (4.12).

El área encerrada por una curva esfuerzo-deformación completa indica la pérdida de energía por ciclo, pero los esfuerzos y deformaciones varían directamente con la amplitud de desplazamiento. Además la energía perdida es constante en el tiempo n .

Por esta razón, algunos autores consideran la energía perdida que aparece en un diagrama histerético como el trabajo hecho por una fuerza, la cual es proporcional a la amplitud, igual a $C \cos wt$, y el trabajo realizado en un ciclo es $C \pi w^2$, C es una constante, la fuerza de amortiguamiento por unidad de amplitud es

determinada experimentalmente.

La capacidad de amortiguamiento es:

$$\Psi = \frac{c \pi \eta^2}{m \omega^2 \eta^2 / 2} = \frac{2 \pi c}{m \omega^2} \quad (4.34)$$

la ecuación anterior indica que la capacidad de amortiguamiento es independiente a la amplitud, aunque exista evidencia física de dependencia con la amplitud.

4.6.5 AMORTIGUAMIENTO FRICCIONANTE DE COULOMB

La fuerza de fricción es una constante y no depende de la amplitud o frecuencia; el trabajo realizado en un ciclo puede ser expresado como una constante C_1 , en el tiempo. La capacidad de amortiguamiento o cantidad de energía de vibración amortiguada por ciclo, es:

$$\Psi = \frac{c_1 \eta}{m \omega^2 \eta^2 / 2} = \frac{2 c_1}{m \omega^2 \eta} \quad (4.35)$$

Para tal amortiguamiento, el decremento logarítmico decrece cuando la amplitud se incrementa (Ref. 51).

4.6.6 AMORTIGUAMIENTO ATMOSFERICO

Las fuerzas de amortiguamiento atmosférico provocadas por el movimiento relativo del aire y el cuerpo vibrante, pueden ser viscosas o inerciales (Ref. 51). En el caso de una estructura de puente, el flujo es esencialmente turbulento y las fuerzas son generalmente inerciales, es decir, las fuerzas varían proporcionalmente a la velocidad al cuadrado y está dada por la siguiente ecuación:

$$p = c \frac{\rho}{2} v^2 \quad (4.36)$$

donde:

ρ = la densidad de masa del aire.

V = la velocidad

C = una constante dependiente de la forma y tamaño de la construcción

El término $\rho (v^2/2)$ se conoce como la carga de velocidad.

En una estructura que vibra en aire tranquilo, la velocidad máxima debido a la vibración es igual a $w\eta \cos wt$. La fuerza es proporcional a $w^2 \eta^2$, su trabajo es proporcional a $w^2 \eta^3$ y la capacidad de amortiguamiento puede ser expresada como:

$$\psi = \frac{C_2 w}{m w^2 \eta^2 / 2} = \frac{2 C_2 \eta}{m} \quad (4.37)$$

la cual es independiente a la frecuencia y al incremento de amplitud. C_2 es una constante experimental.

En una corriente de aire, la velocidad relativa se define por el viento y el movimiento del cuerpo. Las fuerzas de interacción resultantes y el trabajo que realizan en un ciclo, no tienen ninguna relación w y η . Algunas velocidades desarrollan resonancia y tienden a incrementar la amplitud. Bajo estas circunstancias, su energía contribuye o disipa energía de vibración. Matemáticamente, su efecto puede ser tratado simplemente como un amortiguamiento negativo cuyo efecto en la vibración se mide por un decremento logarítmico negativo.

V. CONSIDERACIONES SOBRE LA ACCION DEL VIENTO EN PUEENTES ATIRANTADOS.

Los puentes con claros grandes generalmente son muy susceptibles a las vibraciones producidas por el viento, por lo que el viento es considerado uno de los casos de carga más importante para el diseño de estructuras de puentes atirantados.

En las primeras décadas de este siglo, las acciones de viento en estructuras de puente fueron tomados en cuenta por la sola consideración de las fuerzas estáticas, simplificadas para simular la presión del aire. La tecnología para estimar la resistencia contra el viento de un puente y las medidas antivibratorias han progresado rápidamente durante los últimos cincuenta años, desde el colapso del puente Tacoma Narrows en 1940, debido a inestabilidad aerodinámica, lo que inició una nueva era en el análisis de puentes, con vientos que consideran la acción dinámica.

Las características dinámicas del viento puede interactuar con la respuesta dinámica y causar inestabilidad aerodinámica. Este factor es especialmente importante en grandes claros, con poco peso, de los puentes atirantados, con la frecuencia natural inferior a 1.0 Hz.; para puentes con claros medianos y cortos, los efectos dinámicos no son importantes y las acciones del viento pueden ser consideradas como fuerzas estáticas equivalentes, determinadas a partir de la distribución de presiones alrededor del puente (Ref. 38).

En la práctica, el comportamiento aerodinámico de los puentes se estima mediante los coeficientes de arrastre, levantamiento y momento, que se pueden obtener a partir de cualquier distribución de carga. Estos coeficientes aparecen en códigos de prácticas anteriores, para casos simples. Cuando se presenta una sección no común, se tiene que recurrir a una sección geométrica similar a la incluida en las recomendaciones de los reglamentos - con su correspondiente disminución en la aproximación de los cálculos -, o bien recurrir a las pruebas de túnel de viento, las cuales no son baratas o fáciles de realizar, y normalmente no disponibles o factibles.

Actualmente se recomienda que para la verificación final se recurra a pruebas con alta tecnología en modelos elásticos en gran escala y la simulación de vientos naturales, que puedan ser desarrolladas en pruebas en túnel de viento, para reproducir condiciones cercanas a las condiciones naturales.

Los resultados de las investigaciones sobre la acción del viento en puentes, son igualmente aplicables en puentes atirantados y en puentes suspendidos, (ref. 45).

Se han desarrollado programas de computo para estudiar el

comportamiento de los puentes atirantados ante las fuerzas de viento, entre estos programas podemos mencionar:

- El DRAFTYBRIDE SISTEM (De DRAG, lift and moment Aerodynamic Coefficients of BRIDGE DEKs) (Ref. 38), basado básicamente en el modelo matemático de la solución de las ecuaciones generalizadas de Navier Stokes, en términos de las variables originales (Velocidad y presión) y de un análisis con elemento finito el cual es de gran ayuda para las primeras etapas de diseño, cuando se define la geometría de la sección transversal.

- El RAFALES y El ESCANNER, (Ref. 13), los cuales se han empleado en la revisión de los efectos del viento por la Secretaria de Comunicaciones y Transportes en los puentes atirantados de la autopista México-Acapulco, actualmente en construcción y fueron realizados por el francés A. Chauvin.

5.1 GENERALIDADES.

Al iniciar los estudios de inestabilidad del viento para un puente en particular, es necesario estimar las características del viento en el sitio. Es deseable, en la determinación de la acción del viento en una estructura de un puente atirantado, obtener la información de la velocidad del viento en el sitio en un periodo de varios años. Se requiere la velocidad, dirección, y frecuencia. Este tipo de datos es generalmente obtenido de los informes meteorológicos, o de pruebas de campo.

5.1.1 LA NATURALEZA DEL VIENTO.

La existencia de cambios térmicos en la atmósfera produce movimiento de masas de aire, de zonas de alta presión a zonas de baja presión, con velocidades que dependen de la diferencia de presiones en una zona de la superficie terrestre (Ref. 36).

En el movimiento de la tierra alrededor del sol se generan gradientes térmicos, los cuales inducen la aparición de velocidades de las masas de aire en la atmósfera, que se conoce como viento.

En un sitio específico las características del viento son dependientes de:

- a) Gradiente térmico
- b) Condiciones topográficas en la región
- c) Curvatura de la tierra
- d) Posición geométrica del punto en la tierra
- e) Condiciones locales de exposición.

Para definir el régimen local de vientos, es necesario recurrir a observaciones para estimar las velocidades en distintos puntos de la atmósfera, en la vecindad del punto de interés.

5.1.2 VELOCIDAD DE DISEÑO DEL VIENTO.

Para representar el campo de velocidades que se puede lograr medir en un punto de la atmósfera en campo abierto, se recurre a los valores estadísticos de registro obtenidos, para conocer el valor medio y la desviación estandar (Ref. 36).

Es necesario establecer un intervalo de tiempo en el cual se deban promediar las velocidades que sea significativo desde el punto de vista estructural.

Existen diversos reglamentos de diseño en el mundo que han definido intervalos de integración diferente que oscilan entre 2 y 3 segundos hasta 1 hora.

A medida que el intervalo de promediación es mayor, la velocidad media del viento resulta ser menor. Para fines de diseño se debería buscar un intervalo de promediación que permita que una ráfaga de gran tamaño actúe sobre una estructura y le transmita su energía cinética, para provocar la aparición de movimientos vibratorios.

De estudios estadísticos ha sido posible establecer que:

$$\frac{V_t}{V_h} = 1 - 0.6226 \left(\frac{\phi}{V_h} \right)^{1.2716} \log \frac{t}{T} \quad (\text{Expresión de Mc Key})$$

donde:

V_t = velocidad media en tiempo t

V_h = velocidad media horaria

ϕ / V_h = índice de turbulencia

t = tiempo para el cual se desea obtener la velocidad (en seg)

T = 3600 seg/hora

Para fines de diseño se debe buscar que una ráfaga grande, que cubra por lo menos 8 veces la dimensión horizontal perpendicular al viento.

Así, es posible transformar velocidades reglamentarias asociadas a períodos de promediación establecidos en ellos, en las velocidades de diseño adecuadas a cada estructura. Por acuerdo internacional, se acepta para esos fines la velocidad registrada en un aparato situado a 10 m de altura sobre la superficie del suelo.

A partir de esa altura, la velocidad media tiende a aumentar

y los índices de turbulencia tienden a disminuir al incrementarse la altura sobre el suelo. Esta modificación de velocidad se debe a la existencia de una capa turbulenta provocada por la fricción contra el suelo y alcanza un valor constante cuando el viento se mueve afectado únicamente por las gradientes de presión.

La variación de la velocidad con la altura se puede establecer según dos tipos de teorías:

a) Teoría estadística.

$$V_z = V_{10} \left(\frac{z}{10} \right)^\alpha \quad \text{ó} \quad V_z = V_g \left(\frac{z}{h_g} \right)^2$$

que recurre a funciones potencia.

b) Teoría aerodinámica para atmósfera neutra.

$$V_z = \frac{V^*}{K} \left(\frac{z - d}{z_0} \right)$$

donde:

- V^* = la velocidad donde el viento adquiere el valor $\sqrt{\tau/p}$
- τ = Esfuerzo cortante máximo que puede aceptar el viento
- ρ = Densidad del aire
- K = Constante de Von Karman
- d = Dimensión en donde se tiene la altura media de los obstáculos del terreno
- z_0 = Altura característica.

Las especificaciones para puentes carreteros de la AASHTO recomiendan una velocidad mínima de diseño de 160 km/h (Ref. 1) para los grupos de carga II y V pero no para los grupos III y VI, ya que para estos grupos se debe considerar el valor de la velocidad de diseño del sitio.

En cálculo estructural es común utilizar (Ref. 52):

$$V_z = V_{10} \left(\frac{z}{10} \right)^\alpha$$

donde :

- Z = Altura a la cual se intenta conocer la velocidad media del viento.
- α = exponente que depende de las características de topografía y del intervalo de promediación

Mediciones de campo han mostrado que en un sitio de medición, el exponente α es función del intervalo de promediación, como se muestra en la tabla siguiente:

	Tiempo de promediación (en segundos)						
	3	10	30	60	600	1800	3600
valor medio de α	0.26	0.25	0.26	0.27	0.30	0.34	0.36

El valor α es función de la rugosidad del terreno y de las características térmicas de la atmósfera. Al cambiar el intervalo de promediación, el exponente α cambia.

Existe además un fenómeno de variación de la dirección del viento con la altura. A medida que aumenta la altura sobre el terreno la dirección de la velocidad cambia. Algunos autores han propuesto modelos sencillos para definir la variación de la dirección de la velocidad.

Por otra parte el índice de turbulencia se modifica también con la altura y tiende a disminuir a medida que aumenta la altura, hasta que en el nivel de viento gradiente, el flujo se transforma en flujo laminar y el índice de turbulencia se anula.

Así, para identificar una atmósfera de diseño en un periodo de observación preestablecido por las dimensiones de una estructura, se debe fijar:

- El valor de la velocidad media V a 10 m de altura.
- La dirección de la velocidad a 10 m de altura
- La ley de variación de la velocidad media con la altura.
- La ley de variación de la dirección del viento con la altura.
- La variación del índice de turbulencia con la altura.
- La variación del tamaño de las ráfagas con la altura.

5.1.3 FUERZA DEL VIENTO Y ANGULO DE ATAQUE.

La fuerza que el viento produce en un objeto, no tiene la misma dirección que la de la dirección del viento medio. En el análisis aerodinámico convencional, la fuerza de viento se divide en: arrastre y levantamiento, paralelo y perpendicular a la dirección del viento. Esta misma convención se aplica a la cubierta de un puente, cuando el viento resultante es orientado a la estructura por el ángulo de ataque α , cuando llega a la sección desde abajo, se considera positivo. Es conveniente que al considerar los efectos del viento en la estructura del puente, se considere la fuerza de levantamiento que actúa perpendicular a la posición normal de la cubierta del puente y el arrastre, paralelo a la posición normal de la cubierta del puente (fig. 5.1, Ref. 30). La aplicación del criterio de orientación requiere la conversión de los datos de las pruebas del túnel de viento a un cambio de orientación en las fuerzas de arrastre y levantamiento. El viento también produce un movimiento angular y un momento torsional, en la sección transversal.

Cuando se evalúan las fuerzas de viento en una estructura,

se puede determinar la posible dirección de la velocidad crítica del viento. En puentes, generalmente se acepta que la velocidad del viento crítica es perpendicular al eje longitudinal del puente, bajo un ángulo α pre-establecido.

Las fuerzas de viento son dinámicas, ya que representan el efecto de un fluido en movimiento alrededor de la sección transversal. Es común aceptar separar los efectos de viento en dos grandes clasificaciones: efectos estáticos y efectos dinámicos. Bajo las condiciones idealizadas, las cuales nunca ocurren en la práctica, un objeto es sujeto a una corriente de velocidad y dirección constante, que no varía con el tiempo para el análisis de los efectos estáticos. Los efectos dinámicos de un flujo alrededor de un objeto aparecen en la turbulencia de un viento natural, la separación de vórtices, y cambios en el flujo principal como resultado del movimiento del objeto; la causa de este mecanismo depende de las variaciones de la fuerza del viento, con respecto al tiempo.

El ángulo de incidencia del flujo del viento, es una función de la velocidad del viento en el sitio; el ángulo decrece conforme se incrementa la velocidad del viento (Ref. 7).

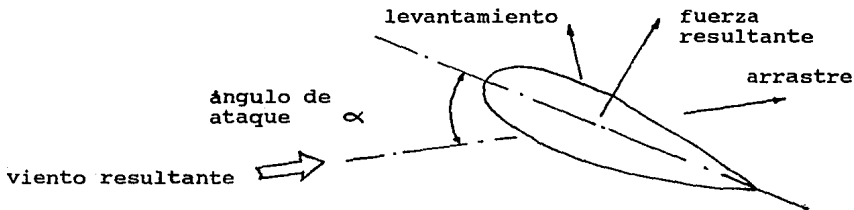


FIG. 5.1 FUERZAS COMPONENTES EN UNA SECCION AERODINAMICA

5.2. ESTABILIDAD AERODINAMICA DE LOS PUENTES ATIRANTADOS.

La viga principal, la torre y los cables son los tres elementos principales de un puente atirantado. En la determinación del diseño resistente al viento del puente, se deben examinar las características de estas componentes por separado, para simplificar y comprender el fenómeno, así como para facilitar las pruebas en túnel de viento. Sin embargo, los problemas de cada componente están interrelacionadas. Este hecho no debe ser ignorado para la valoración racional del diseño resistente al viento del puente.

5.2.1 INTERACCION ENTRE LA VIGA Y LA TORRE.

Aunque la interacción aerodinámica entre la viga principal y la torre en general es pequeña, la interacción estructural entre ellos es un problema común para cualquier puente atirantado. Cuando la viga principal se conecta elásticamente a la torre por medio de los cables. Por esto, cuando las oscilaciones aerodinámicas como aquellas exitadas por vórtices o aleteo ocurren, se nota efecto de masa (Ref. 13).

5.2.2 INTERFERENCIA DE LA TORRE EN LOS CABLES.

En el problema de interferencia de la torre en los cables, existen los problemas siguientes:

- a) La oscilación de las torres induce oscilación en los cables.
- b) La oscilación de los cables a sotavento de las torres se genera cuando los cables son afectados por el flujo de aire distorsionado por la torre (Ref. 13).

5.2.3 INTERFERENCIA DEL CABLE EN LA TORRE.

Respecto a la interferencia de los cables en la torre, los siguientes problemas se deben tomar en cuenta:

- a) Efecto de masa adicional debido a la oscilación del cable
- b) Influencia que el flujo del aire distorsionado por los cables que producen las oscilaciones aerodinámicas.

5.2.4 ESTABILIDAD DE LA CUBIERTA.

Numerosas pruebas de viento realizadas por investigadores en diversos países indican que secciones transversales escarpadas tienen características que producen desprendimiento de vórtices (Karman) que provocan grandes fuerzas verticales fluctuantes. Estas pruebas han permitido desarrollar un tipo de sección transversal que tiene las características aerodinámicas más favorables. La estabilidad aerodinámica de puentes atirantados y suspendidos se alcanza cuando la forma de la sección transversal es tal que:

- 1.- Los remolinos de viento que produce el efecto de la separación de vórtices (Karman) se disminuye o se elimina.
- 2.- Se produzca un mínimo de levantamiento y momento de volteo para disminuir las oscilaciones en flexión y en torsión.

La estabilidad aerodinámica se puede lograr para claros ex-

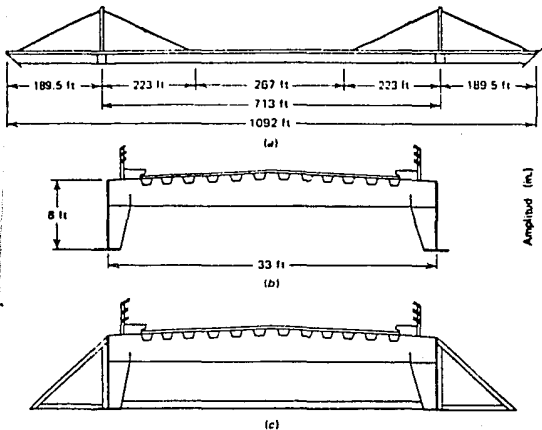


FIG. 5.2 PUENTE LONG'S CREEK

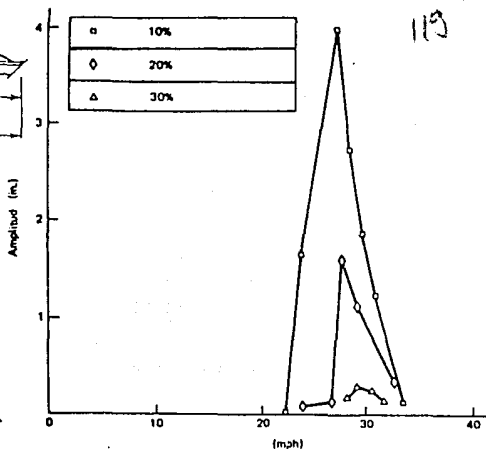


FIG. 5.3 AMPLITUD VERTICAL CON VIGA CON ALMA PERFORADA (ALTURA DEL PUENTE = 100 pies).

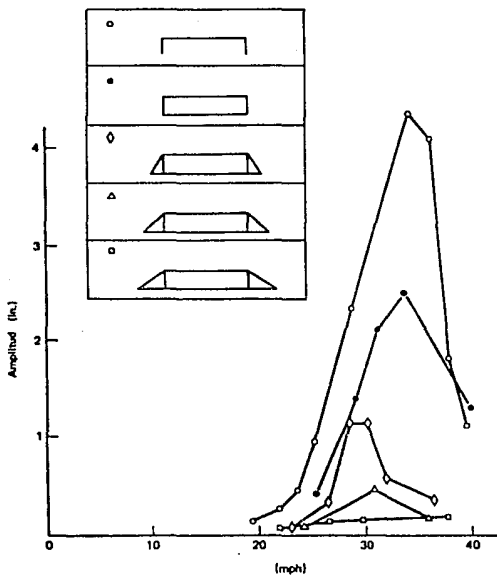


FIG. 5.4 AMPLITUD VERTICAL CON PERFILES ASIMÉTRICOS, EFECTO DE ANCHO DE PERFILADO (ALTURA DEL PUENTE = 15 pies).

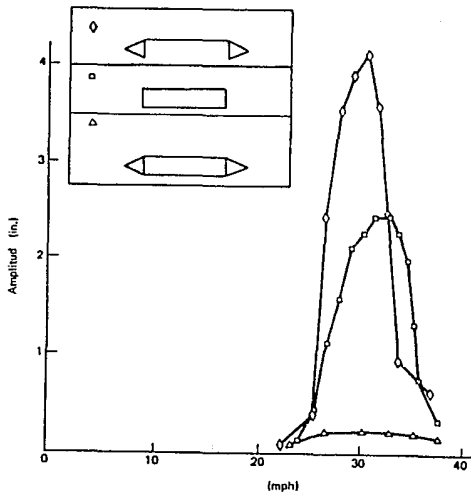


FIG. 5.5 AMPLITUD VERTICAL CON PLACAS PLAFÓN Y PERFILADOS EXTREMOS SIMÉTRICOS DE 8 PIES (ALT. DE P.=100p.).

tremamente grandes con una viga en forma aerodinamica, continua hasta el pílón. Además, se ha observado una respuesta favorable en estructuras atirantadas, comparadas con las estructuras suspendidas convencionales.

Las figuras 5.2, 5.3, 5.4 Y 5.5 (Ref 30) muestran las amplitudes verticales respecto a la velocidad del viento con diversas formas de la cubierta para el puente Long's Creek.

5.2.5. ESTABILIDAD DURANTE LA CONSTRUCCION.

Es muy importante notar que la estabilidad de la estructura completa para velocidades del viento esperadas en el sitio se debe probar. Sin embargo, esta no es necesariamente la condición de estabilidad mas crítica, ya que ocurre durante la erección, cuando los extremos no han sido totalmente conectados, y por lo tanto la rigidez total de la estructura no se ha alcanzado. En la etapa de montaje, las frecuencias son mas bajas que las que aparecen en la condición final y la relación de la frecuencia a la torsión y la frecuencia a la flexión puede aproximarse a la unidad. Varias etapas de la estructura en construcción pueden ser mas criticos que el puente completo.

En el periodo de construcción del puente Meikonishi (Ref. 11) y el Higashi Kobe Ohhashi (Ref. 13) en Japón, se observaron amplitudes de vibración de 55 cm bajo vientos de 14 m/s y lluvia, por periodos de tiempo relativamente grandes, lo cual constituye un fenómeno de inestabilidad importante.

Los estudios realizados determinaron que la causa de la inestabilidad de los cables era la conuinación de lluvia y viento.

La referencia 58 muestra los resultados de un análisis de leteo para un puente atirantado en Shanghai; China, comprobandose que el puente es estable una vez terminada la obra, pero durante la construcción, la viga en cantiliver presenta severos daños con una velocidad del viento de 17.5 m/s, por lo que se sugirio agregar temporalmente soportes rigidizantes para mejorar la capacidad de resistencia del puente ante las fuerzas del viento.

5.3. CONSIDERACIONES SOBRE LAS PRUEBAS EN TUNEL DE VIENTO PARA DETERMINAR LA ACCION DEL VIENTO EN PUENTES ATIRANTADOS

Las pruebas de túnel de viento son un método conveniente y económico para establecer las características aerodinámicas y la estabilidad de la estructura. Existen tres tipos de pruebas de túnel de viento: Pruebas en modelo completo, donde se simula la capa limite atmosférica, las pruebas estáticas en modelos par-

ciales y las pruebas en modelos "Taut Strip".

Los puentes atirantados pueden ser diseñados para resistir las fuerzas de arrastre inducidas por el viento principal. Además los puentes son susceptibles a efectos aeroelásticos los cuales incluyen divergencia torsional (o pandeo lateral), vórtices que inducen a oscilación, vibraciones, galopeo y golpeteo en presencia de fuerzas autoexcitadas. El estudio de estos efectos sólo se logra a partir de la información obtenida de las pruebas en túnel de viento.

Se ha mencionado que la acción del viento se debe tomar en cuenta tanto para el puente completo como para las etapas de construcción críticas. El fenómeno aeroelástico puede afectar además de la losa o sistema de piso, los pilones, los alambres y los cables.

Existen dudas concernientes a los resultados obtenidos de las pruebas de los modelos y del análisis respecto al comportamiento que se espera en un puente atirantado, esto se basa en dos causas: Un posible efecto de escala, y la diferencia entre el viento natural y el viento usado en los modelos probados (Ref. 53).

5.3.1. TIPOS DE PRUEBAS EN TUNEL DE VIENTO A PUENTES ATIRANTADOS.

Los siguientes tres tipos de pruebas en tuneles de viento se realizan normalmente para obtener la información del comportamiento de los puentes atirantados y puentes suspendidos.

5.3.1.1. PRUEBAS EN MODELOS DEL PUENTE COMPLETO.

Además de ser geoméricamente similar al puente completo, estos modelos deben satisfacer requerimientos similares a la distribución de masas, frecuentemente se reduce el amortiguamiento mecánico y tipos de modos de vibración. La construcción del modelo del puente completo es hasta ahora elaborado y su costo es relativamente alto, la escala usual de este tipo de modelos se encuentra entre 1/300 y 1/100.

5.3.1.2. PRUEBAS EN MODELOS "TAUT STRIP".

En este modelo, dos alambres transversales al túnel de viento sirven como la estructura interior básica, el cual se reviste para lograr semejanza geométrica a un puente dado. Los alambre tensados permiten duplicar a escala los modos de la frecuencia fundamental en flexión y torsión del puente. Estos modelos responden, al flujo del viento en el laboratorio en una forma similar al claro central del puente atirantado.

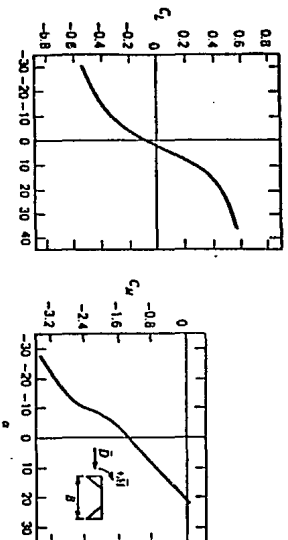
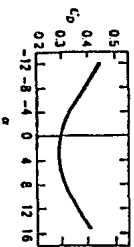
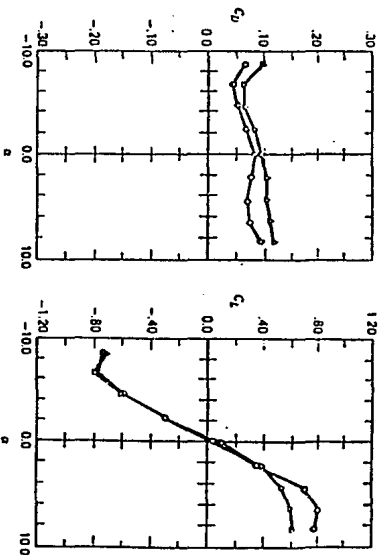


FIG. 5.6 COEFICIENTES AERODINAMICOS DE ARRASTRE
LEVANTAMIENTO (C_L) Y MOMENTO (C_M) PARA EL NUEVO
PUENTE TACOMA NARROWS.



△ con pasamanos
◇ sin pasamanos

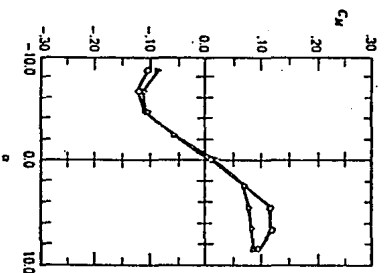


FIG. 5.7 COEFICIENTES AERODINAMICOS DE ARRASTRE
(C_D), LEVANTAMIENTO (C_L) Y MOMENTO (C_M) PARA LA
CUBIERTA DEL PUENTE BURRAD INIET.

5.3.1.3. PRUEBAS EN MODELOS PARCIALES.

Los modelos parciales consisten en representar una sección de la losa del claro crítico construida a escala, soportada con resortes en los extremos, con movimientos torsionales y verticales. Los modelos parciales son relativamente indeformables, y pueden construirse a escalas del orden de 1/50 a 1/25, cuando las discrepancias entre la escala real y el número de Reynolds modelo son muy pequeñas. Los modelos parciales generalmente se usan en el diseño preliminar y se recurre a pruebas simples para definir si la cubierta de un puente es aeroelásticamente estable. Finalmente el modelo parcial tiene la importante ventaja de permitir realizar mediciones de las características aerodinámicas fundamentales de la cubierta del puente, para realizar los estudios analíticos de éste.

Estas características incluyen:

a) El estado uniforme de empuje, levantamiento y coeficientes de momentos definidos como sigue:

$$C_D = \frac{D}{(0.5)\rho V^2 B} \quad C_L = \frac{L}{(0.5)\rho V^2 B} \quad C_M = \frac{M}{(0.5)\rho V^2 B}$$

Donde D, L y M son los empujes principales y momento por unidad de longitud respectivamente, ρ es la densidad del aire, B es el ancho de la cubierta, y V es la velocidad de viento principal en el flujo que afecta a la cubierta. Estos coeficientes dependen del ángulo α entre el plano horizontal y el plano de la cubierta del puente. Los coeficientes C_D , C_L , y C_M se muestran en la fig. 5.6 (Ref. 45) para una cubierta de puente formada por una armadura abierta del nuevo puente Tacoma Narrows y en la fig. 5.7 (Ref. 45) se muestran los coeficientes para una sección cajón de el New Burrard Crossing.

b) Los coeficientes de movimiento aerodinámico $H1^*$, $H2^*$, $H3^*$, $A1^*$, $A2^*$, $A3^*$, caracterizan a las fuerzas autoexcitadas que actúan en el puente que oscila. Estos coeficientes son reflejo de las características dimensionales de la cubierta del puente en movimiento. Ejemplos de coeficientes H_i , A_i ($i = 1, 2, 3$) para varios tipos de cubiertas de puentes se dan en las figuras 5.8

c) El numero Strouhal: λ (Número dimensional que describe el fenómeno de separación de vórtices).

Las observaciones en el puente Golden Gate (Ref. 54) han servido para demostrar la efectividad de las fórmulas que muestran los modos de vibrar y las frecuencias de un puente suspendido y también dan una considerable confianza de los métodos que han sido desarrollados para predecir el comportamiento de los puentes suspendidos bajo la acción del viento por

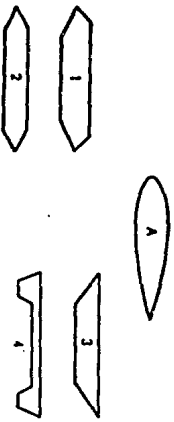
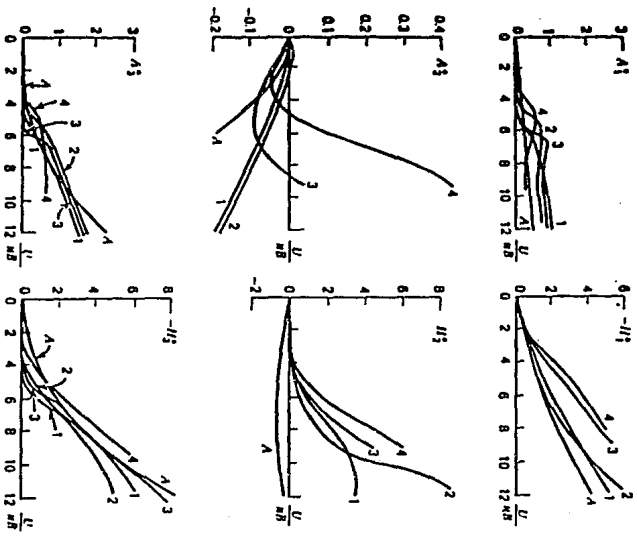


FIG. 5.8 COEFICIENTES H_i^* Y A_i^* PARA VARIAS SECCIONES VIGA CAJON.

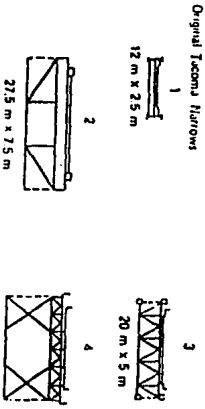
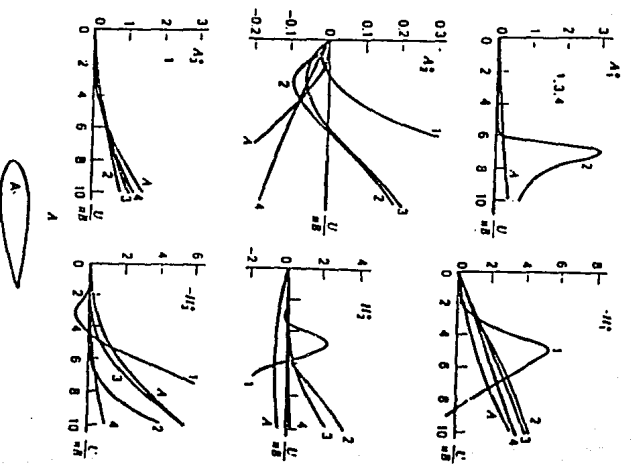


FIG. 5.8 COEFICIENTES H_i^* Y A_i^* PARA VARIAS SECCIONES.

1221

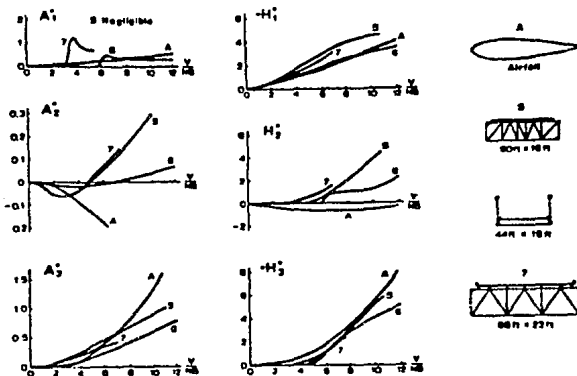


FIG. 5.8 COEFICIENTES H_i^* y A_i^* , PARA SECCIONES ARMADURA.

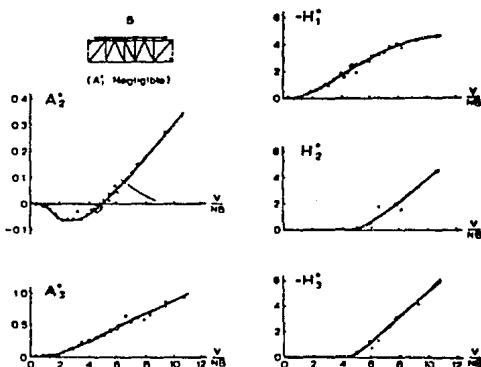


FIG. 5.8 COEFICIENTES H_i^* y A_i^* PARA LA SECCION ARMADURA NO. 5.

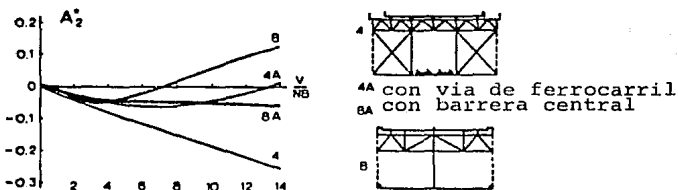
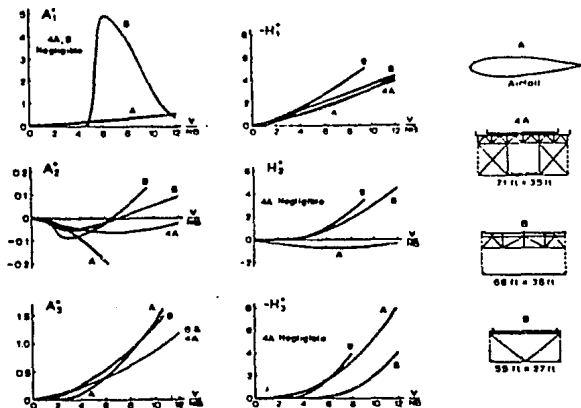


FIG. 5.8 COEFICIENTES H_i^* y A_i^* PARA SECCIONES ARMADURA.

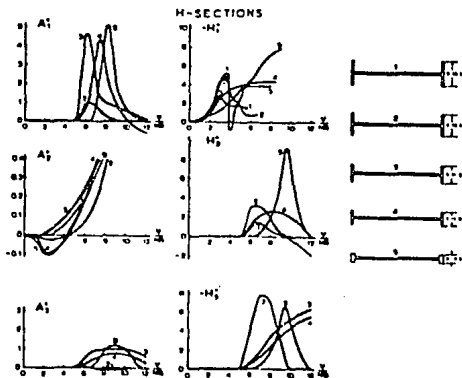


FIG. 5.8 COEFICIENTES A_i^* y H_i^* PARA SECCIONES H.

medio de pruebas en modelos seccionales.

Las referencias 56 y 57 confirman que los resultados obtenidos en pruebas con modelos parciales son satisfactorios.

Las figuras 5.8 y 5.9 muestran los resultados de varios modelos de cubiertas probadas en túnel de viento. Examinando las secciones H se puede concluir que son secciones muy desfavorables por sus características de inestabilidad aerodinámica, ya sea torsional o vertical (Ref. 41).

5.3.2. SIMILITUD DINAMICA DE LOS MODELOS.

La estructura y su modelo, deben conservar una relación en los parámetros que a continuación se describen:

$$\frac{V}{N_y D} ; \frac{V}{N_\theta D}$$

Donde N_y y N_θ son las frecuencias natural en flexión y torsión respectivamente;

$$\frac{m}{\rho D^2} ; \frac{J}{\rho D^4}$$

Donde m y J son las masas por metro de claro y momento de inercia de la masa por metro de claro, respectivamente y ρ es la densidad del aire, y

$$\delta_y ; \delta_\theta$$

son los decrementos logarítmicos en flexión vertical y en torsión, respectivamente.

En adición a los parámetros mencionados, debe existir una igualdad del centro de gravedad y del eje de movimientos torsionales entre el prototipo y el modelo. La escala de la velocidad de viento se establece a partir de la relación de frecuencias, por lo que:

$$\frac{V_p}{V_m} = \frac{D_p}{D_m} \frac{N_p}{N_m}$$

donde los subíndices p y m se refieren a prototipo y modelo.

5.3.3. SIMILITUD AERODINAMICA.

Los parámetros que establecen la equivalencia entre el prototipo y el modelo dependen del número de Reynolds (Ref. 45). Esto es poco práctico para que el modelo alcance la similaridad en el número de Reynolds con el prototipo. Sin embargo, se ha demostrado en pruebas hechas en varios puentes, que al usar sección transversal de corte afilado para cuerpos escarpados, la similitud en el flujo se presenta aunque presenta grandes variaciones en los valores de los parámetros. Investigaciones para el puente Severn concluyeron que las fuerzas en el modelo eran sensibles para números de Reynolds menores a $R = 2\ 000\ 000$.

5.3.4. INCLINACION O PENDIENTE DE LA GRAFICA DE COEFICIENTES AERODINAMICOS DE LEVANTAMIENTO.

La gráfica de levantamiento se obtiene al ordenar las mediciones de la fuerza vertical de levantamiento en un pequeño modelo parcial de la sección de la cubierta expuesta al flujo del aire en varios ángulos de incidencia en un túnel de viento.

Para una comparación, se muestran en la fig. 5.9 (Ref. 47) las gráficas de tres secciones de puentes, ordenadas a la misma escala y superpuestas. Estos datos fueron tomados de los reportes oficiales publicados, la gráfica del puente Golden Gate se obtuvo en el túnel de viento de la Universidad de Stanford; la gráfica para el puente Tacoma Narrows original (1940) se obtuvo en el laboratorio aeronáutico de Guggenheim del Instituto tecnológico de California y las gráficas para el puente Makinac en un pequeño túnel de viento del Instituto Politécnico de Virginia.

La inclinación de la gráfica de levantamiento estático representa la proporción de incremento de empuje vertical con el ángulo de incidencia (Una pequeña corrección debida a la fuerza de arrastre es hecha al ordenar las gráficas, para tomar en cuenta la inclinación del modelo).

Una inclinación negativa (El valor de la fuerza de levantamiento decrece al incrementar el ángulo de ataque) representa daño, oscilaciones verticales en inestabilidad catastrófica. Un puente que posee una sección con estas características será sujeto a oscilaciones verticales divergentes hasta llegar a amplitudes catastróficas.

Una inclinación positiva de la gráfica de fuerza de levantamiento identifica una sección estable verticalmente, sin embargo usualmente ocurren vibraciones verticales con velocidades bajas. Aunque no son catastróficas, estas vibraciones pueden provocar daño por fatiga.

En ambos casos, inestabilidad catastrófica (inclinación

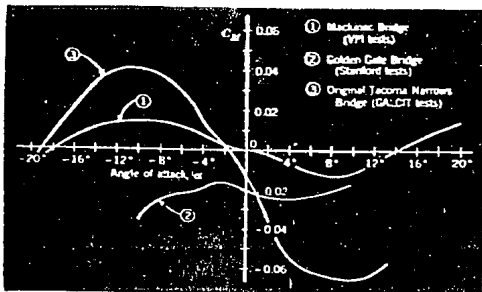


FIG. 5.9 COMPARACION DE GRAFICAS DE COEFICIENTES DE MOMENTO DE VOLTEO.

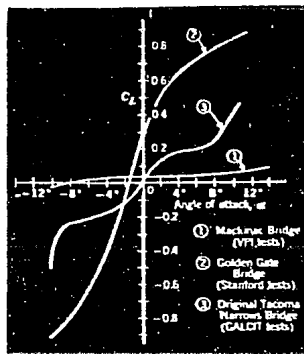


FIG. 5.9 COMPARACION DE GRAFICAS DE COEFICIENTES DE LEVANTAMIENTO.

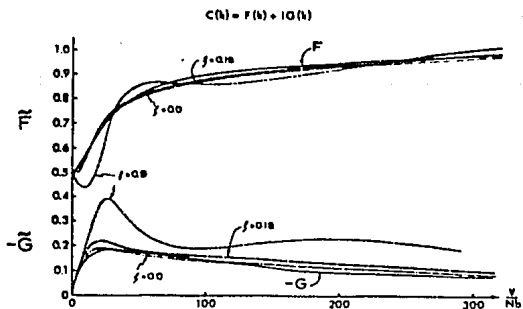


FIG. 5.10 GRAFICA DE THEODORSEN.

negativa) e inestabilidad limitada, el grado de inestabilidad vertical es proporsional a la inclinación de la gráfica, por tanto la sección de puente ideal es una que tenga una pendiente igual a cero en la gráfica de fuerza de levantamiento.

En la tabla 5.1 (Ref. 47) se listan las pendientes de las gráficas de fuerza y levantamiento (Corregidas por la fuerza de arrastre) para algunas secciones de puentes importantes. La idealización de aeroflujo y del puente ideal se incluyen para comparación.

Las pruebas en túnel de viento para secciones H siempre muestran una pendiente positiva en la curva de coeficientes de levantamiento para, un angulo de incidencia igual a cero y $d/b \leq 0.4$ (Ref. 39).

PUENTE:	PENDIENTE
Golden Gate	+ 10.5
Idealización de aeroflujo	+ 6.2
George Washington	+ 6.2
Tacoma Narrows (original)	+ 5.5
Bronx-Whitestone	+ 5.0
Mackinac (rejilla cerrada)	+ 1.9
Mackinac (rejilla abierta)	+ 0.03
Sección de puente ideal	0.0

TABLA 5.1 INCLINACION DE LA GRAFICA DE COEFICIENTES AERODINAMICOS DE FUERZA DE LEVANTAMIENTO.

5.3.5. INCLINACION O PENDIENTE DE LA GRAFICA DE COEFICIENTES AERODINAMICOS DE MOMENTO DE VOLTEO.

PUENTE:	PENDIENTE:
Tacoma (original)	- 0.52
Bronx-Whitestone	- 0.50
George Washington	- 0.19
Golden Gate	- 0.13
Mackinac (rejilla abierta)	- 0.02
Mackinac (rejilla cerrada)	0.0
Sección de puente ideal	0.0
Idealización de aeroflujo	+ 1.57

TABLA 5.2 INCLINACION DE LAS GRAFICAS DE COEFICIENTES AERODINAMICOS DE MOMENTO DE VOLTEO.

La pendiente ideal de la gráfica de los momentos de volteo o coeficientes de estos, es cero (Ref. 47). Una gráfica con pendiente negativa identifica una inestabilidad torsional

catastrófica, mientras que una gráfica con pendiente positiva aunque se dice que representa una sección estable en torsión, potencialmente es una sección con vibraciones aerodinámicas en torsión, muchas veces no catastrófica y que se presenta a bajas velocidades, en este caso las amplitudes son limitadas.

En la tabla 5.2 (Ref. 47) se listan las pendientes de las gráficas de momentos de volteo de algunas secciones de puentes.

5.4. EFECTOS DEL VIENTO EN PUENTES ATIRANTADOS

La clasificación de los efectos del viento en un puente atirantado se pueden representar mejor en la tabla 5.3 (Ref 48).

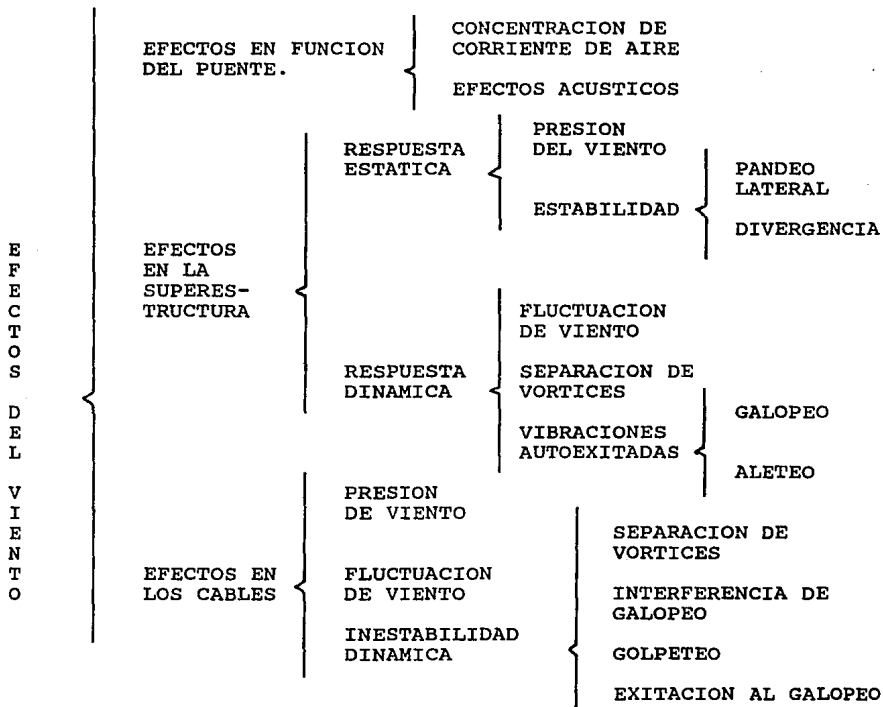


TABLA 5.3 CLASIFICACION DE LOS EFECTOS DEL VIENTO

Algunos efectos mencionados en la tabla 5.3 también pueden aparecer en otras estructuras, por ejemplo, las vibraciones de resonancia debido a la separación de vórtices (torres de chimenea, estructuras cilíndricas), galopeo (líneas de transmisión, estructuras prismáticas delgadas), efectos de la presión del viento y las componentes de la presión de viento al fluctuar.

Las cargas de viento que actúan en un puente atirantado, también pueden clasificarse como cargas aerodinámicas autoexcitadas debido al movimiento del puente y cargas turbulentas, independientes al movimiento del puente (Ref. 14).

En la investigación de falla última de puentes atirantados, las vibraciones provocadas por separación de vórtices son tan importantes como el fenómeno de aleteo. Además debe tenerse cuidado con la influencia de vórtices excitados por modos bajos ya que muestran efectos de fatiga en la estructura (Ref. 23).

Mayores efectos, particularmente varios tipos de inestabilidad aerodinámica, son típicos de estructuras de puentes y es necesario probar que resisten a estas inestabilidades. El objetivo de investigar la inestabilidad aerodinámica de los puentes trata de determinar el posible origen de la divergencia torsional, del galopeo y vibraciones de resonancia debido a la separación del flujo durante la erección del puente, para su estado final, y para determinar el posible origen de la inestabilidad aerodinámica del grupo de cables por torón.

Los efectos del componente de la presión constante del viento y de las fluctuaciones, son muy bajos en comparación con los efectos de cargas estáticas y cargas dinámicas debido al tránsito de vehículos sobre el puente.

Su inestabilidad aerodinámica, provoca vibraciones de gran amplitud. Se ha demostrado que los valores altos de los coeficientes de elasticidad de los cables E_c , en puentes con un gran número de suspensiones, produce efectos dinámicos y aerodinámicos muy favorables. Este comportamiento dinámico se debe por un lado a la no-linealidad de los cables durante la deformación, y por otro lado al sistema de amortiguamiento. El amortiguamiento se debe a la interferencia de cables en suspensión durante su vibración, ya que cada uno de ellos tiene una frecuencia natural diferente. Este amortiguamiento es capaz de prevenir el origen de vibraciones con gran amplitud en el plano vertical, por ejemplo acciones en contra de vibraciones de estructuras susceptibles a la vibración original en torsión y en flexión, galopeo y vibraciones de resonancia debido a separación de vórtices. Sin embargo, el amortiguamiento no puede prevenir las vibraciones torsionales de un puente, cuando es suspendido solamente por cables arreglados en un plano único en el eje del puente.

En la tabla 5.4 se muestran las velocidades de viento críticas de algunos puentes; estos datos fueron obtenidos del boletín oficial de la Estación Experimental de Ingeniería de la Universidad de Washington (Ref. 47).

PUENTE:	VELOCIDAD DE VIENTO CRITICA (km/h)
Bronx-Whitestone, (después de agregar armadura rigidizante)	48.3
Golden Gate	64.4
George Washington	88.5
Nuevo Tacoma Narrows	122.3
Mackinac (con la cubierta cerrada)	1016.9
Mackinac (con la cubierta abierta, como se diseño).....	infinito

TABLA 5.4 COMPARACION DE LA VELOCIDAD CRITICA PARA VARIOS PUENTES.

La fig. 5.10 muestra la amplitud alcanzada por la cubierta del puente Tacoma Narrows al variar la velocidad, con una frecuencia de 14 ciclos por minuto observada en el puente el 7 de noviembre de 1940. El círculo indica la velocidad aproximada del viento y amplitud del puente un momento antes de la oscilación torsional catastrófica (Ref. 53).

5.5. ESTADO ACTUAL DE PROBLEMAS EN RESISTENCIA AL VIENTO Y SU ESTUDIO.

La tabla 5.5 (Ref. 12) muestra el tipo de problema aerodinámico y los tipos de puentes. La resistencia al viento se ha estudiado principalmente para puentes colgantes, en particular aquellos que no estaban compuestos por piezas de vigas-armaduras. Así pues, el objetivo del problema de estabilidad al viento fue estudiar el aleteo generado a velocidades del viento muy altas, y encontrar medidas preventivas poco visibles (barrera central, emparrillado) (Tipo I), para evitar el fenómeno.

En nuestros días, ha surgido una gran variedad de puentes con un gran número de accesorios, aún con sistemas de piso formados por armaduras-vigas o sistemas de piso no compuestos, puentes suspendidos o atirantados con vigas en cajón, en los cuales se han revisado el aleteo generado por velocidades del viento altas, así como las oscilaciones generadas por la excitación de vórtices en velocidades bajas del viento, para evitar que se conviertan en problemas. Las oscilaciones por vórtices son generadas por la acción del viento que se pueden evitar con medidas tales como alerones, que sobresalen de la

sección (tipo II). En las tipo II, hay dos ideas sobre como lograr estabilidad al viento; una es proporcionar medidas para prevenir vibraciones de acuerdo a los resultados de pruebas en túnel de viento (en flujo uniforme estable), y la otra es construir sin la instalación de alguna contramedida, mientras se toma en cuenta las características del viento (ángulo de inclinación, dirección del viento, velocidad del viento, y características de turbulencia) en el sitio en consideración y aplicar medidas que sean necesarias durante la operación del puente.

En puentes atirantados con vigas en cajón escarpadas, en los que la resistencia al viento es escasa para todos los ángulos de ataque aún para viento horizontal, es difícil obtener estabilidad al viento, a menos se adopten medidas fundamentales (tipo III). En este caso, es necesario diseñar la sección de la viga mientras se presta atención a la acción del viento desde la etapa de planeación, y resulta más importante entender el comportamiento con flujo de aire turbulento, las características del viento en el lugar y las características estructurales, a fin de estimar las características de estabilidad al viento del puente real.

Para el puente Ishikari en Japón se adoptó una solución de placas discontinuas en un 35 a 50 % de la longitud total, (Ver fig. 5.11a). Para el puente Suheiro en Japón (Fig. 5.11b), el puente de Saint-Nazaire (Fig. 5.11c) y el puente Petit-Belt (Fig. 5.11d) se usaron deflectores. La figura 5.11e muestra los elementos triangulares que se colocaron en el puente de Long's Creek (Ver también las figs. 5.2, 5.3, 5.4 y 5.5), un dispositivo

análogo se usó para el puente Kniebrücke (Fig. 5.11f). La figura 5.11g muestra la forma adoptada para el puente Petit-Belt, (Ref. 35).

Se examinaron diversas secciones transversales con modelos parciales en túnel de viento, incorporando los efectos de la turbulencia en el viento, (Ref. 59), llegando a la conclusión que las secciones cajón son aerodinámicamente mejores que las cubiertas de vigas con sección plana o placas.

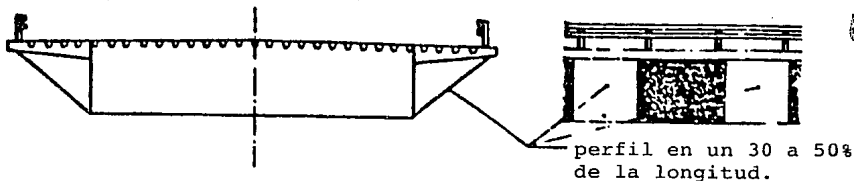


FIG. 5.11a SOLUCION PROPUESTA PARA DISMINUIR LOS EFECTOS DE SEPARACION DE VORTICES EN EL PUENTE ISHIKARI.

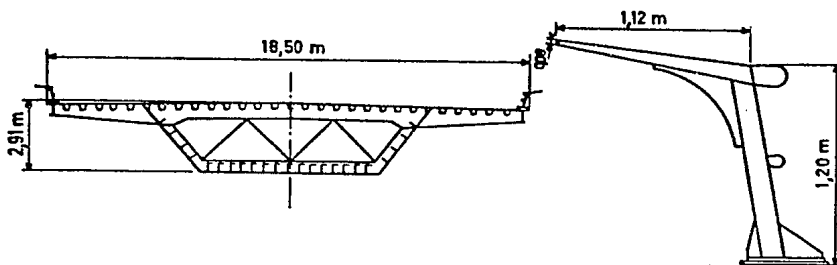


FIG. 5.11b DEFLECTORES USADOS PARA EL PUENTE SUHEIRO.

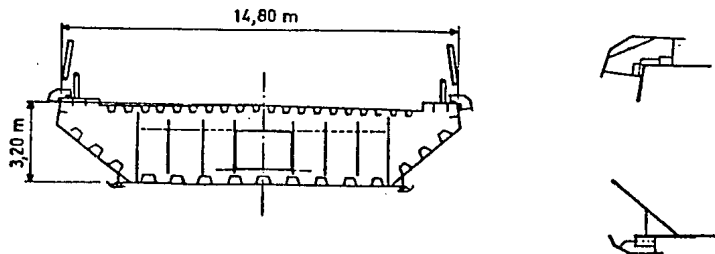
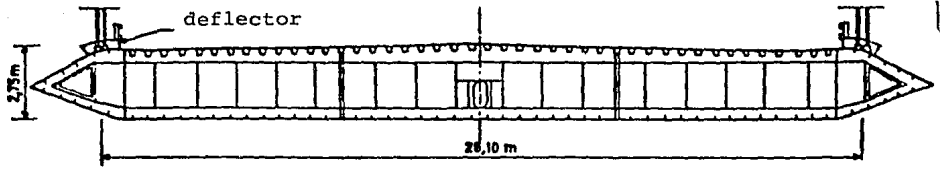


FIG. 5.11c DEFLECTORES USADOS EN EL PUENTE SAINT-NAZAIRE.



5.11d SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE PETIT-BELT.

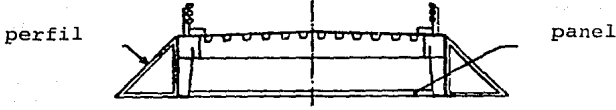
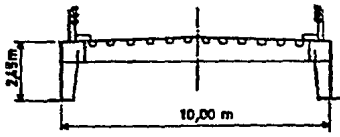


FIG. 5.11e SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE LONG'S CREEK.

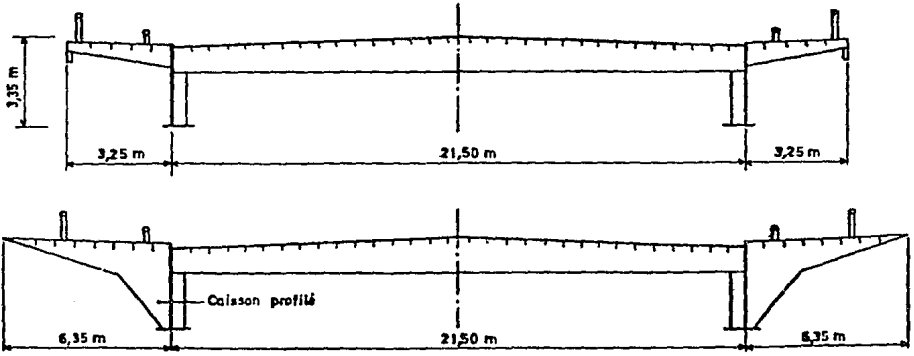


FIG. 5.11f SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE KNEIBRUEKE.

	PUEBTE TIPO I	PUEBTE TIPO II	PUEBTE TIPO III
TIPO DE PUENTE	Puente suspendido (piso no compuesto por armaduras)	Puente suspendido, puente atirantado, (piso compuesto por armaduras, armaduras con alta relación de solidez. Cajones planos)	Puente atirantado puente con vigas cajón.
PROBLEMA	Aleteo	Aleteo. Oscilaciones producidas por vórtices	Oscilaciones producidas por vórtices. Galopeo
PROPIEDADES	Su resistencia es escasa en velocidades altas del viento.	Resistencia excelente bajo viento horizontal sin requerir ninguna contramedida. También para viento que tiene un ángulo de inclinación, su resistencia es escasa para velocidad baja del viento.	Su resistencia al viento es escasa en todos los ángulos, incluyendo viento horizontal.
CONTRAMEDIDAS	Enrejado. Barrera central. (Es posible controlar perfectamente tomando contramedidas menores).	Aleros Perfilado Desviadores Spoiler (Con mayores contramedidas es posible controlar vibraciones perfectamente).	Aleros Perfilado Desviadores Aleros dobles Placas Bordes Spoiler (Dificultad para controlar perfectamente las vibraciones aun usándose contramedidas mayores).
TECNICA	(Para los simbolos A al F, véase el diagrama de flujo de la fig. 5.12) B y C	B y C (Donde las contramedidas son tomadas) B, C, E y F (Donde el puente es construido sin tomar contramedidas, aunque estas esten preparadas y listas para usarse)	A B C D E F
JEEMPLO DE PUENTES	Kanmon Hirato Onaruto	Suehiro Ishikari Yamato Osaka Hokko Hitsuishijima Eisai	Monzaku Tomari

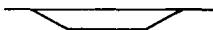
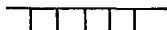


TABLA 5.5 TIPOS DE Puentes Y SUS PROBLEMAS AERODINAMICOS.

5.6 DISEÑO BAJO ACCIÓN DEL VIENTO.

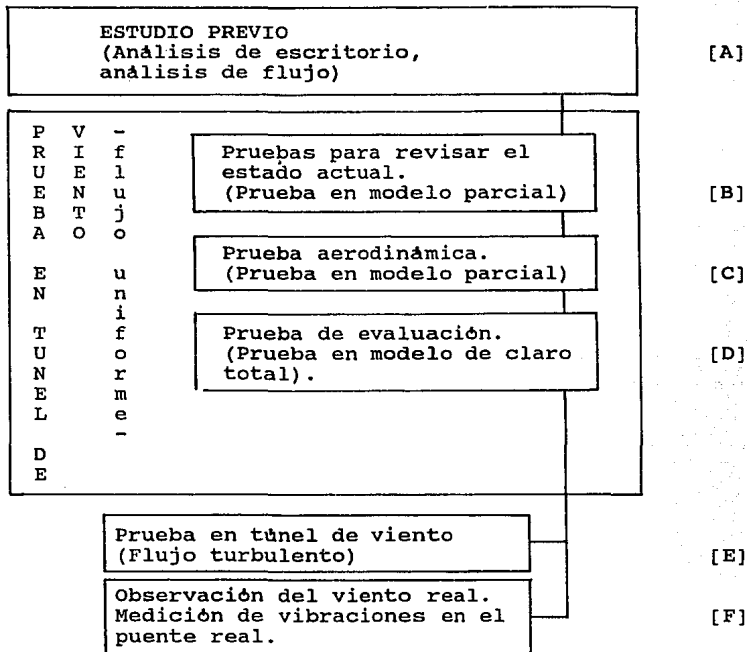


FIG. 5.12 DIAGRAMA DE FLUJO DE INVESTIGACIONES SOBRE PROBLEMAS AERODINAMICOS EN PUENTES.

Todos los pasos requeridos para el diseño de puentes bajo viento se muestran en la figura 5.12 (Ref. 12). Debido a que los puentes del tipo I y algunos del tipo II son estructuras bidimensionales (estructuras formadas por líneas) y la estabilidad al viento puede ser mejorada por medidas relativamente sencillas, con frecuencia sólo las pruebas B y C (pruebas en modelo parcial) se llevan a cabo. Además hay una tendencia reciente a construir puentes del tipo II sin considerar medidas excesivas en tanto sea posible, y por lo tanto, pruebas de respuesta en flujo turbulento, observación del viento real, y

pruebas de vibración de puentes reales señaladas en E y F, deben llevarse a cabo. Como los puentes del tipo III son en su mayoría estructuras tridimensionales (variación de la altura de la viga, vigas curvas), la consideración mencionada en D se vuelve necesaria y, al mismo tiempo, la medida A aumenta en importancia.

Así, los estudios y tipos de análisis aerodinámicos que se deben llevar a cabo dependen del tipo de puente y de los conceptos sobre diseño estable al viento.

Recientemente, existe la tendencia de mejorar el diseño con modificaciones en la sección transversal sin depender de medidas adicionales, ya que los constructores intentan eliminar las medidas extremas cuando sea posible. El comportamiento semejante a un diseño aerodinámico, el desarrollo de tecnologías para los estudios A, E y F han experimentado un importante crecimiento en los últimos años.

5.6.1 PROPOSITOS DE LAS PRUEBAS PARA ESTUDIO DE ESTABILIDAD AL VIENTO DE PUENTES.

[A]. Considerar la necesidad de hacer pruebas en túnel de viento, y efectuar la comparación relativa de secciones en el instante de la planeación inicial.

[B]. Investigación de la estabilidad al viento de la sección al diseño original. Para seleccionar la sección de diseño.

[C]. Mejoramiento de resistencia al viento (Estudio de medidas antivibratorias).

[D]. Investigación detallada de la acción del viento (Entendimiento de los efectos en tres dimensiones).

[E] y [F]. Investigación detallada de efectos no lineales del viento natural.

5.6.2 METODO DE DISEÑO PARA UN PUENTE DE GRAN CLARO, BAJO LA ACCION DEL VIENTO.

Durante los estudios de la estabilidad aerodinámica de el puente Akashi Kaikyo (Ref. 13), que es una estructura de tres claros en suspensión, con una longitud total de 3910 m y un claro central de 1990 m., se realizaron pruebas en túnel de viento en modelos completos y modelos parciales, con diversos puntos de vista: características de flexibilidad estructural, características aerodinámicas de vibración inestable, características de respuesta debido a viento turbulento, con la debida consideración de las características del viento natural que predomina en el estrecho de Akashi.

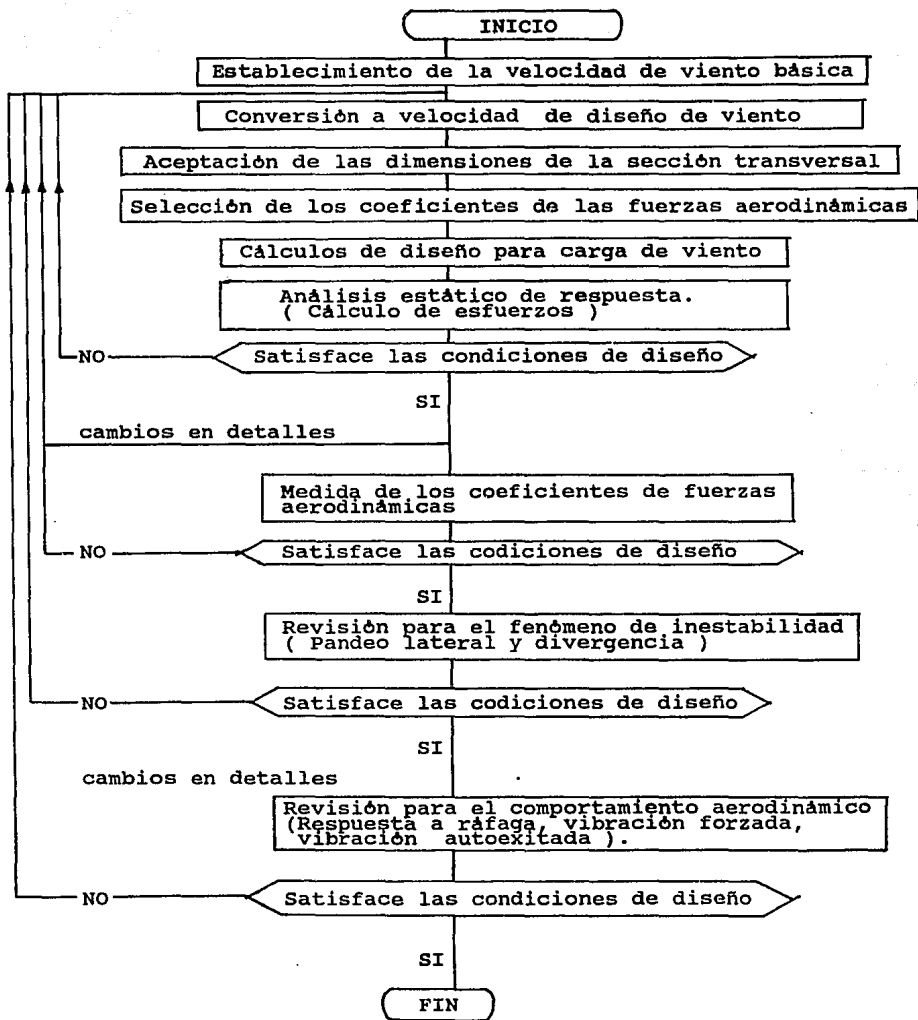


FIG. 5.13 DIAGRAMA DE FLUJO PARA DISEÑO DE PUENTES RESISTENTES AL VIENTO.

La figura 5.13 (Ref. 13) muestra el diagrama de flujo seguido para considerar la acción del viento.

En los años de 1954-1957 se construyó el puente Mackinac (Ref. 47), el cual representó los avances de los 17 años de investigaciones por el Dr. Steinman en materia de estabilidad aerodinámica.

Los principios fundamentales que se siguieron en el diseño de este puente son:

- 1.- El fenómeno de inestabilidad aerodinámica puede predecirse y prevenirse.
- 2.- Es más correcto (y más económico) eliminar las causas de inestabilidad aerodinámica por un buen diseño que construir una estructura pesada y rígida para resistir los efectos de inestabilidad aerodinámica.
- 3.- No todas las secciones transversales son aerodinámicas. Ellas pueden diferenciarse mediante la predicción de su estabilidad y se clasifican como secciones estables e inestables, y éstas en tres diferentes tipos de oscilación potencial: vertical, torsional y acopladas.
- 4.- Las características aerodinámicas y algunas propiedades de la sección transversal pueden ser determinadas mediante pruebas en túnel de viento.
- 5.- El comportamiento de un puente puede predecirse cualitativa y cuantitativamente desde una simple gráfica de levantamiento o volteamiento obtenida desde una prueba en túnel de viento. La pendiente de la gráfica determina estabilidad o inestabilidad. La curvatura de la gráfica determina los límites de las amplitudes.
- 6.- La sección de puente ideal aerodinámicamente, es la que presenta una pendiente igual a cero en ambas gráficas de levantamiento y volteamiento. Esto muestra una completa eliminación de fuerzas y momentos que producen oscilaciones aerodinámicas.
- 7.- Los puentes que carecen de estabilidad aerodinámica, pueden ser económicamente seguros mediante simples modificaciones de la sección del puente usada.

5.7. RECOMENDACIONES PARA DISEÑO AERODINAMICO DE ESTRUCTURAS DE PUENTES ATIRANTADOS.

El diagrama de flujo de la fig 5.14 (Ref. 32) proporciona una secuencia para la aplicación de las reglas para garantizar la

estabilidad aerodinámica de un puente.

Existen diversos reglamentos, recomendaciones y reglas en diferentes países para garantizar la estabilidad aerodinámica de los puentes suspendidos por cables. A manera de ejemplo mencionaremos los siguientes:

5.7.1. RECOMENDACIONES TENTATIVAS POR EL COMITE DE ESTRUCTURAS SUSPENDIDAS POR CABLES, DEL COMITE DE ESTRUCTURAS ESPECIALES, DEL COMITE DE METALES DE LA DIVISION ESTRUCTURAL, (ASCE, Refs. 3 y 4).

a) General. El diseño deberá considerar los efectos del comportamiento aerodinámico del puente. Los efectos aerodinámicos que deben ser considerados son las vibraciones eólicas de cables y torres y también el comportamiento aerodinámico de la cubierta del puente. Cuando la información no sea confiable, deberán realizarse pruebas en túnel de viento.

b) Cables y torres. El viento y los efectos de vibraciones provocados por éste en cables y torres se deberán examinar para los diversos estados de construcción, así como para la estructura completa. Los efectos de fatiga, inestabilidad estructural y los posibles daños locales se deberán considerar.

c) Movimiento de la cubierta del puente. La inestabilidad de la cubierta del puente no deberá ocurrir para velocidades menores o iguales a la velocidad del viento de diseño. Limitaciones en desplazamientos se deberán considerar para los movimientos de la cubierta del puente causados por la velocidad de viento.

d) Configuración de la cubierta del puente. Las características aerodinámicas se deberán considerar cuando se seleccione la sección transversal del puente. Además, especial atención se deberá prestar a la selección de los detalles geométricos, como el pasamanos, los cables, la barrera central, las banquetas laterales y otras componentes, con respecto a la estabilidad aerodinámica.

5.7.2. ESPECIFICACIONES DEL SUBCOMITE TECNICO EN EL DISEÑO RESISTENTE AL VIENTO PARA LOS PUENTES HONSHU-SHIKOKU PROPUESTOS, (Ref. 14).

1.- Estas especificaciones proveen los métodos para estimar las velocidades de viento para el diseño de estructuras en cualquier sitio dado, acordes a las altitudes y dimensiones de la estructura y de la localización del sitio. En estas

especificaciones no se hace referencia respecto a la selección de la velocidad del viento de diseño, y los efectos del viento en estructuras son sólo dados como fuerzas por unidad de longitud o área de estructuras.

2.- Estas especificaciones enfatizan la importancia de tomar en cuenta las condiciones de la localización de los sitios de puentes propuestos y detalles de formas estructurales. Se recomienda observar el régimen de viento en el área vecina al sitio propuesto para el puente y las pruebas en túnel de viento, con modelos topográficos para los estudios de las condiciones locales, así como de las pruebas a escala de las estructuras en el túnel de viento, que son necesarias para la estimación de los efectos del viento en estructuras.

5.7.3. REGLAS DE DISEÑO BRITANICAS PROPUESTAS, (Ref. 32).

La capacidad de una estructura para resistir los efectos dinámicos del viento, junto con otras cargas coincidentes, serán revisadas de acuerdo a partes adecuadas de las normas. Se usarán factores de seguridad que consideren los estados límite último y de servicio.

Los puentes son propensos a diferentes formas de excitación aerodinámica, que pueden provocar movimientos por flexión vertical o por torsión separadamente o, muy rara vez, vibraciones acopladas en los modos de flexión vertical-torsión. Según la naturaleza de los movimientos, pueden ser de los siguientes tipos:

- 1.- Amplitudes limitadas que podrían provocar esfuerzos inadmisibles o daños por fatiga,
- 2.- Amplitudes divergentes que se incrementan rápidamente hasta alcanzar valores grandes, que deben ser evitadas, ó
- 3.- Divergencia no oscilatoria debida a una forma de inestabilidad aerodinámica torsional, la cual debe evitarse.

1.1. Amplitudes limitadas de respuesta.

a) Oscilaciones provocadas por vórtices.- oscilaciones de amplitud limitada pueden ser provocadas por fuerzas periódicas de viento de costado, causadas por el desprendimiento de vórtices alternadamente, desde las superficies superior e inferior de la cubierta del puente. En algunos intervalos de velocidad del viento, la frecuencia de excitación puede ser lo suficientemente cercana a una frecuencia natural de la estructura para causar resonancia y, por consiguiente, oscilaciones para el viento de costado en esa frecuencia. Estas oscilaciones ocurren para los modos de flexión vertical y torsión separadamente.

b) Respuesta a la turbulencia.- Debido a la naturaleza turbulenta del viento, las fuerzas y momentos desarrollados para el viento

sobre las cubiertas del puente varían para un intervalo de frecuencia. Si existe suficiente energía en bandas de frecuencia que abarcan una o más frecuencias naturales de la estructura, se pueden presentar oscilaciones importantes.

1.2 Amplitudes divergentes de respuesta.

Los mecanismos aerodinámicos identificables que conducen a oscilaciones de este tipo, incluyen:

a) Galopeo y aleteo impedido - inestabilidades por galopeo provienen de ciertas configuraciones de la sección transversal de la cubierta, debidas a las características de la variación del arrastre del viento, levantamiento y momentos de caída, con el ángulo de incidencia o el tiempo.

b) Aleteo clásico - Este involucra el acoplamiento (interacción) entre las oscilaciones por flexión vertical y por torsión.

1.3 Divergencia no oscilatoria.

La divergencia puede ocurrir si el amortiguamiento aerodinámico torsional (la razón de cambio del momento de caída con el giro) es negativo.

2. Criterios que deben ser satisfechos:

- a) Puentes de claro superior a 200 m.
Amplitudes limitadas de respuesta por la excitación de vórtices.
Amplitudes limitadas de respuesta en la turbulencia.
Amplitud divergente de respuesta controlada.
Divergencia no oscilatoria.
- b) Efectos por excitación de vórtices.
General
Amplitudes
- c) Efectos por amplitud divergente.
Galopeo y aleteo impedido.
Aleteo clásico.
- d) Respuesta a la turbulencia
- e) Valores de diseño de efectos aerodinámicos
- f) Daños por fatiga
Fatiga causada por la excitación de vórtices
- g) Incorporación de resultados de pruebas en túnel de viento.

5.7.3.1 DEFINICION DE SIMBOLOS USADOS EN LA FIGURA 5.14 (Ref. 32).

l = Longitud del claro principal.

ϕ = Es la relación de solidez, de la cara frontal de la armadura en barlovento, definida como la relación del área neta total proyectada de las partes de la armadura al área proyectada limitada por los bordes extremos de la armadura.

f_s y f_r = Frecuencias naturales en flexión y en torsión respectivamente (Hz), calculadas para carga muerta y para la combinación de carga muerta y viento.

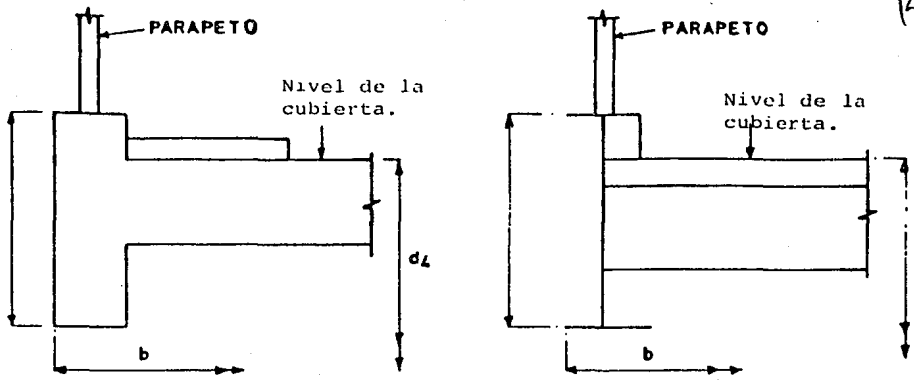
V_c = Velocidad crítica de viento por excitación de vórtices, definida como la velocidad constante de flujo de aire o la velocidad media de flujo turbulento con la cual ocurre la máxima excitación aerodinámica debido al desprendimiento de vórtices.

V_r = Valor de referencia de la velocidad de viento.

V_g = Velocidad crítica para galopeo y aleteo impedido en movimiento flexionante y torsionante.

n = Frecuencia de desprendimiento de vórtices.

N = Frecuencia natural de oscilación (Hz).



DETALLES DE LAS ORILLAS

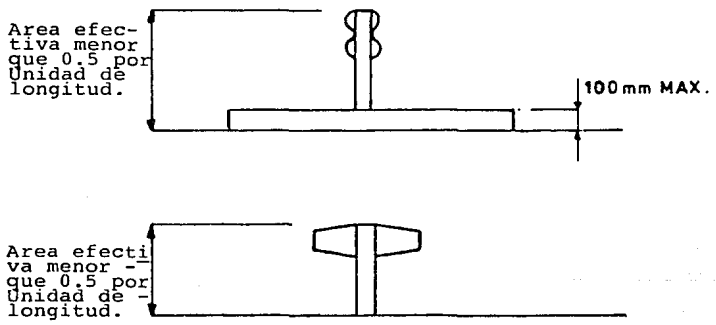
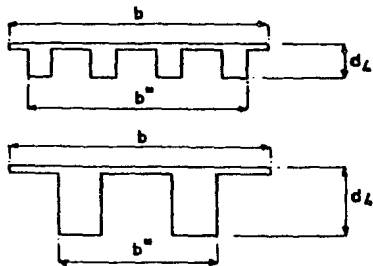
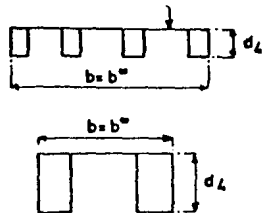


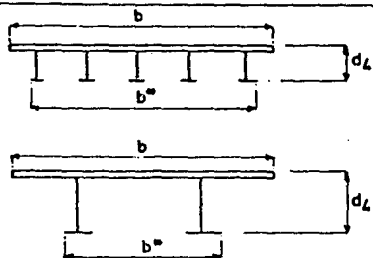
FIG. 5.14a BARRERA CENTRAL



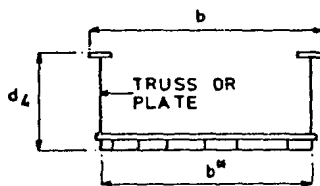
PUENTE TIPO 1



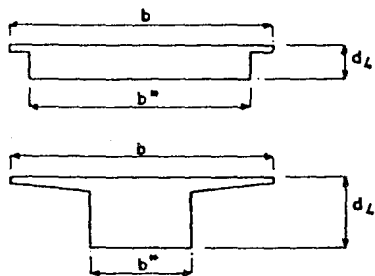
PUENTE TIPO 1A



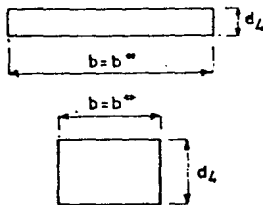
PUENTE TIPO 2



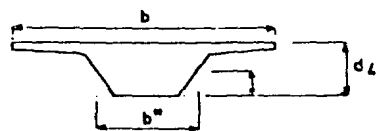
PUENTE TIPO 5



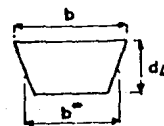
PUENTE TIPO 3



PUENTE TIPO 3A



PUENTE TIPO 4



PUENTE TIPO 4A

FIG. 5.14b TIPOS DE PUENTES (NBDF)

VI. CRITERIOS PARA EL CALCULO DE LA RESPUESTA EN PUENTES ATIRANTADOS POR EFECTOS DE VIENTO.

En puentes atirantados las dimensiones de las vigas principales pueden ser muy grandes, según donde se localiza el puente, la cubierta puede ser expuesta a vientos transversales en una extensión grande o pequeña. Un flujo de aire tiende a inducir en la estructura oscilaciones en flexión y en torsión, las cuales bajo el efecto de pequeñas variaciones en el ángulo del viento, produce levantamiento, el cual solo se puede conocer en puentes atirantados a partir de pruebas en un túnel de viento.

6.1 CRITERIOS PARA EL CALCULO DE LA RESPUESTA ESTÁTICA.

La estructura de un puente debe ser diseñada tanto para efectos de viento estático como dinámico. Las cargas de viento medio se obtienen al actuar un viento uniforme constante y las fuerzas de arrastre, levantamiento y momento se pueden determinar a partir de la siguiente ecuación básica:

$$F = (1/2) \rho V^2 C_A \quad [6.1]$$

donde F es la fuerza de arrastre o levantamiento, C es un coeficiente adimensional de arrastre y levantamiento, en función del ángulo de ataque α , A es la proyección (frontal) del área expuesta al viento, V es la velocidad del viento normal al puente y ρ es la densidad del aire. Hasta ahora, las fuerzas de arrastre y levantamiento se consideran definidas por:

$$L = (1/2) \rho V^2 C_L A \quad [6.2]$$

$$D = (1/2) \rho V^2 C_D A \quad [6.3]$$

Por unidad de longitud de claro:

$$L = \frac{\rho V^2 C_L A}{2 S} \quad [6.4]$$

$$D = \frac{\rho V^2 C_D A}{2 S} \quad [6.5]$$

donde S es la longitud del claro.

Bajo condiciones estables, las fuerzas de arrastre tienen una posición desplazada del centro de cortante de la sección, lo que causa un momento de torsión alrededor del eje de rotación. Este momento puede ser expresado como:

$$M = (1/2) p V^2 C_M A B \quad [6.6]$$

y por una unidad de longitud de claro:

$$M = \frac{p V^2 C_M A B}{2 S} \quad [6.7]$$

donde B es el ancho del puente.

La magnitud de estas fuerzas varían con los cambios en el ángulo de ataque y con la forma de la sección transversal. Debido a que el efecto de forma se puede determinar sólo por pruebas de túnel de viento, los efectos reales no se controlan en la fase de diseño. Valores empíricos, obtenidos de pruebas previas en secciones transversales similares, se usan en el diseño. Es posible obtener fuerzas a escala del levantamiento, del arrastre y del momento torsional, por medio de pruebas de modelos de escala en túnel de viento. Las figs. 5.6, 5.7, 6.1, y 6.2 muestran curvas de coeficientes adimensionales de levantamiento típico, de arrastre y de momento al variar el ángulo de ataque.

La Sociedad Japonesa de Ingeniería Civil y el Instituto de Ingeniería de Japón especifican los siguientes valores de coeficiente de arrastre (C_D) obtenidas de pruebas de túnel de viento. (Tabla 6.1, Ref. 14).

PORCION	C_D	NOTA
Estructura suspendida	2.4	Las traveses de rigidez formadas por dos traveses, con miembros peraltados y el factor de solidez mayor del 30%.
Torre principal	1.8	El valor por cada lado de la torre, con sección rectangular.
Cable	único 0.7 doble 1.0	El valor por cada lado del cable.
Barra de suspensión	0.7	El valor por cada lado de la barra de suspensión por unidad.
Carga viva, carretera	1.6	Por unidad de longitud de los vehículos.
Carga viva, ferrocarril	1.8	

TABLA 6.1 VALORES DE C_D

la referencia No. 45 en el artículo "Fuerzas de viento en

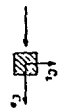










PERFIL Y DIRECCION DEL VIENTO	C_d	C_e
	200	0
	196 201	0
	204	0
	181	0
	20	0.3
	183	2.07
	199	-0.09
	162	-0.48
	201	0
	199	-1.19
	219	0

TABLA 6.2 COEFICIENTES BIDIMENSIONALES DE ARRASTRE Y LEVANTAMIENTO PROPUESTOS POR ASCE (1976,1961).

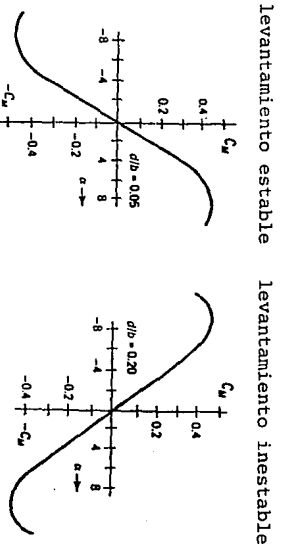
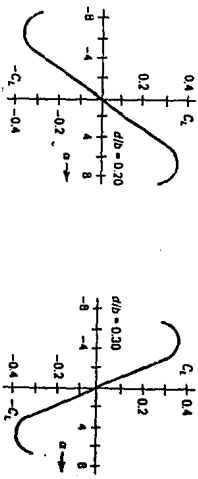
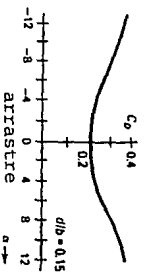


FIG. 6.1 COEFICIENTES DE ARRASTRE, LEVANTAMIENTO Y MOMENTO PROPUESTOS POR Steiman.

estructuras" propone los valores de la tabla 6.2 para los coeficientes de arrastre y levantamiento, en diferentes formas estructurales bidimensionales.

6.1.1 PANDEO LATERAL

El pandeo lateral fuera de plano de una cubierta de puente puede idealizarse como el que se presenta en una trabe simple, cargada por la fuerza del viento. La fuerza del viento actúa aproximadamente a lo largo del eje centroidal de la trabe, en la dirección de la fuerza de arrastre; la trabe tiene una rigidez a la flexión EI y una rigidez torsional GJ . Una solución para estimar la carga uniforme crítica de pandeo considera las suposiciones anteriores, atribuida a Prandtl y se define:

$$q_{cr} = \frac{28.3 \sqrt{EI \ GJ_e f}}{S^3} \quad [6.8]$$

donde S es el claro. La ecuación anterior presenta una primera estimación de la carga uniforme q_{cr} , que producirá un pandeo natural en la cubierta del puente. A partir de la ecuación 6.5, se puede obtener la velocidad del viento crítica correspondiente, normal a la sección:

$$V_{cr} = \sqrt{\frac{2 \ q_{cr}}{p C_D (A/S)}} = \sqrt{\frac{56.6 \sqrt{EI \ GJ_e f}}{p \ C_D (A \ S^2)}} \quad [6.9]$$

6.1.2 DIVERGENCIA TORSIONAL

La sección transversal de la cubierta de un puente se puede torcer bajo la acción del viento, como resultado de levantamiento excesivo y/o por fuerzas de arrastre, las cuales incrementan el ángulo de ataque, lo que causa un momento de tocedura incrementado en la cubierta. En una trabe de puente, este fenómeno produce un momento de volteo, como el que causó la falla del puente Chester, Illinois, sobre el Río Mississippi (29 de julio de 1944), ref. No. 30.

El fenómeno de divergencia torsional fué primeramente observado en las alas de las aeronaves, por su susceptibilidad a girar ante una velocidad de aire excesiva. Para formar un marco conceptual de lo que ocurre en tal situación considere una placa delgada o cualquier otra estructura análoga como la cubierta de un puente fig. 6.3. Bajo el efecto del viento la estructura deberá resistir la fuerza de arrastre (Drag force), una fuerza de levantamiento (lift force) y un momento giratorio (twisting moment).

152-0

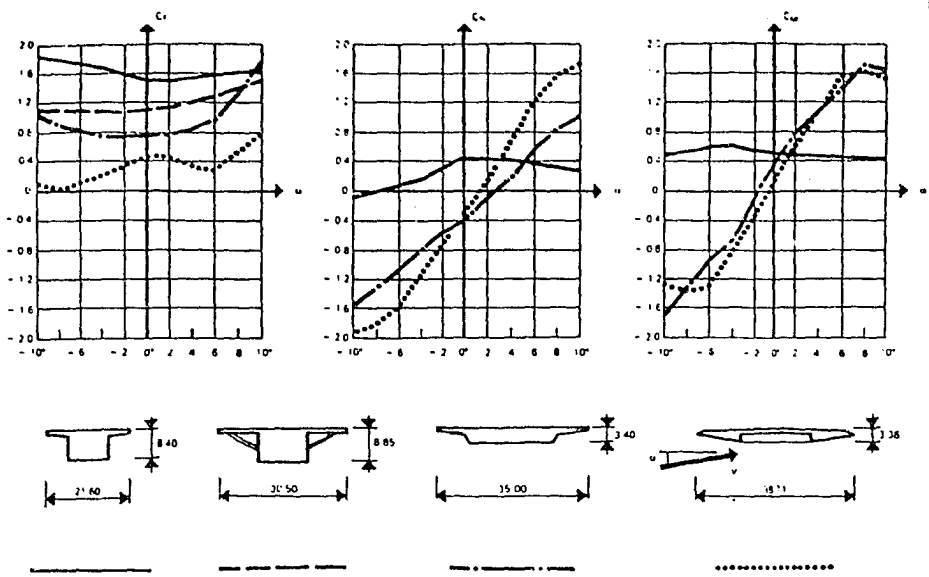


FIG. 6.2 COEFICIENTES DE ARRASTRE, LEVANTAMIENTO Y MOMENTO PARA CUATRO ESTRUCTURAS EN FUNCION DEL ANGULO DE INCIDENCIA DEL VIENTO A LA CUBIERTA.

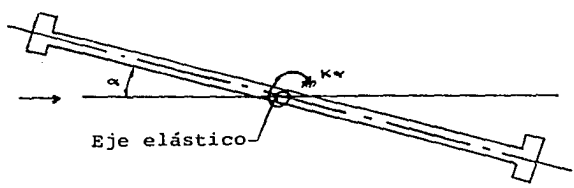


FIG. 6.3 GEOMETRIA Y PARAMETROS PARA EL PROBLEMA DE DIVERGENCIA TORSIONAL.

Mientras la velocidad del viento aumente, el momento de torsión también aumenta. Esta condición puede incrementar el ángulo de incidencia efectivo del viento relativo a la estructura, e incrementar aun más el momento de torsión, el cual requiere momentos reaccionantes adicionales para la estructura. Finalmente se alcanza una velocidad, en la que el efecto del viento induce momentos torsionantes, lo que crea una condición inestable y la estructura gira hasta destruirse. El problema es de estabilidad, similar desde el punto de vista estructural, al pandeo de una columna. Como ocurre cuando una columna rebasa la carga crítica, la divergencia torsional ocurre cuando se alcanza una divergencia crítica producida por la velocidad del viento. El fenómeno depende de la flexibilidad estructural y de la manera en la cual los momentos aerodinámicos se relacionan con el giro, es decir, no depende de la resistencia estructural última.

Los momentos torsionantes aerodinámicos se incrementan con el incremento del ángulo de incidencia. Finalmente se puede notar que existe un gran interés práctico en ingeniería civil, para conocer la velocidad de divergencia crítica.

Un análisis simplificado de la divergencia torsional se puede obtener al considerar un elemento a medio claro de la cubierta del puente. El momento de giro por unidad de longitud, debido al viento, se determina por la ecuación 6.7 como:

$$M = \frac{\rho V^2 C_M A B}{2 S}$$

El valor de C_M es una función del ángulo de ataque que puede conocerse de las gráficas de momento de las figs. 5.6, 5.7, 6.1 y 6.2 como:

$$C_M = a + b \quad [6.10]$$

donde a , es la pendiente de la curva de momento y b es la intersección en C_M con α igual a cero.

$$a = \frac{dC_M}{d\alpha} \quad b = C_{M_0}$$

al sustituir la ecuación 6.10 en la ecuación 6.7 resulta:

$$M = \frac{1}{2} \rho V^2 \left(\frac{dC_M}{d\alpha} \alpha + C_{M_0} \right) \frac{AB}{S} \quad [6.11]$$

que representa al momento que actúa en la sección. El momento resistente por unidad de claro, se relaciona con el ángulo de giro α por

$$M_r = K \alpha \quad [6.12]$$

donde K es el coeficiente de rigidez torsional, dependiente de las propiedades de rigidez a la torsión de la cubierta de la estructura.

Las ecuaciones 6.11 y 6.12 conducen a una ecuación lineal con definida por

$$K \alpha = \frac{1}{2} p v^2 \left(\frac{dC_M}{d\alpha} \alpha + C_{M_0} \right) \frac{AB}{S} \quad [6.13]$$

la cual puede ser reescrita en la forma

$$\alpha = \frac{1/2 p v^2 C_{M_0} A B / S}{k - 1/2 p v^2 (dC_M / d\alpha) (A B / S)} \quad [6.14]$$

en la ecuación 6.14 cuando el denominador tiende a cero el valor de α tiende a infinito. La velocidad para la divergencia torsional, se puede definir como:

$$k = \frac{1}{2} p v^2 \frac{dC_M}{d\alpha} \frac{A B}{S} \quad [6.15]$$

$$v_{crit} = \sqrt{\frac{2K}{(dC_M / d\alpha) (A B / S)}}$$

El desarrollo anterior considera sólo una porción de la cubierta en el claro medio de la estructura.

Marie Studnickova (ref. 48) en una investigación de los efectos del viento en puentes atirantados, propone la siguiente ecuación para calcular la velocidad crítica, en la cual la divergencia torsional pueda ocurrir durante la etapa de construcción, cuando se ha montado el claro principal del conjunto, pero no se ha conectado, es decir la viga principal se encuentra en cantiliver:

$$k = \frac{2 G I_d}{L} \quad [6.15a]$$

$$v_{crit} = \sqrt{\frac{2 k}{L p B^2 (dC_M / d\alpha \text{ para } \alpha = 0)}}$$

Para la estructura completa, la solución puede considerar cualquier elemento a lo largo del claro simultáneamente. Scanlan ha presentado la siguiente solución:

Cuando se considera una velocidad uniforme en la sección transversal de la cubierta y a lo largo del claro, el momento de torsión aplicado por el viento, en todos los elementos de la cubierta, se define por la ecuación 6.11. El momento resistente torsional (ecuación 6.12) para el claro total está definido por:

$$\{ M_r \} = [K] \{ \alpha \} \quad [6.16]$$

donde $[K]$ es la matriz simétrica de rigidez a la torsión y $\{ \alpha \}$ es la matriz columna de deformación torsional (ángulo de ataque), para n posiciones a lo largo del claro.

A partir de las ecuaciones 6.11 y 6.15

$$\lambda = \left[\frac{1}{2} p v^2 \left(\frac{dC_M}{d} \right) \frac{AB}{S} \right]$$

se obtiene la siguiente relación matricial

$$[K] \{ \alpha \} = \left[\lambda \{ \alpha \} + \left(\frac{1}{2} p v^2 C_{M_0} \frac{AB}{S} \right) \right] [1] \quad [6.18]$$

donde $[1]$ es una matriz columna unitaria.

La ecuación 6.18 se puede reescribir como:

$$([K] - \lambda I) \{ \alpha \} = \lambda \{ \alpha_0 \} \quad [6.19]$$

donde

$$\alpha_0 = \frac{C_{M_0}}{dC_M / d\alpha}$$

al sustituir $\beta = \alpha + \alpha_0$, la ecuación 6.19 resulta

$$([K] - \lambda I) \beta = [K] \{ \alpha_0 \} \quad [6.20]$$

Para obtener $([K] - \lambda I)^{-1}$ se requiere calcular β . Sin embargo, el valor de β se aproxima a cero. Al hacer este determinante igual a cero, el valor crítico de α se puede determinar. Así, la solución de la raíz λr se puede obtener a partir de:

$$([K] - \lambda I)^{-1} = 0 \quad [6.21]$$

lo que permite determinar la velocidad crítica del viento, para divergencia torsional.

$$V_{cr} = \sqrt{\frac{2 \lambda r}{p (dC_M / d\alpha) (A B / S)}} \quad [6.22]$$

Normalmente la divergencia torsional puede no ser problema, cuando la cubierta de la estructura tenga una rigidez torsional adecuada, como un resultado de otras consideraciones de diseño estructural, sin embargo, para estructuras de puentes atirantados convencionales, que resultan muy esbeltas y tienen poca rigidez torsional, la divergencia torsional se puede manifestar y producir inestabilidad al alcanzar la velocidad crítica definida por (6.22).

6.1.3. PANDEO LATERAL O DIVERGENCIA TORSIONAL.

El pandeo lateral de una cubierta de un puente de ser una condición a revisar en cubiertas muy ligeras y delgadas, ya que el empuje de la acción del viento y la autoexcitación aerodinámica pueden precipitar a una inestabilidad divergente torsional.

Otro método para determinar la velocidad crítica, también propuesto por Scanlan es el siguiente:

Los datos necesarios para el análisis se obtienen al conocer los coeficientes de momentos $C_m(\alpha)$ medidos experimentalmente y la matriz torsional de flexibilidades C_T de la cubierta. Sean x_i y x_j ($i, j = 1, 2, \dots, N$) valores de las coordenadas x a lo largo del claro. Los elementos de la matriz C_T se representan por c_{ij} y representan el ángulo de giro α , para $x = x_i$, ocasionado por un momento torsional unitario que actúa en $x = x_j$.

La matriz $[\alpha]$ representa la columna matricial de ángulos de giro α . En notación matricial;

$$[\alpha] = C_T [M] \quad [6.23]$$

Donde $[M]$ representa la matriz columna de los momentos torsionales aplicados en $x = x_j$. Estos momentos se pueden escribir como:

$$M_j = (0.5) p U^2 B^2 \Delta L_j C_M(\alpha_j) \quad [6.24]$$

Donde L_j es la longitud del claro asociada con el punto x_j . El problema es ahora susceptible de solución por iteración de las ecuaciones 6.23 y 6.24. Primero se supone $\alpha_j = 0$ para todas las j y M_j calculados con la ecuación 6.24 al sustituir estos resultados en la ecuación 6.23 se obtiene una matriz columna de valores α , la cual nuevamente se sustituye en la ecuación 6.24 lo que induce nuevos momentos, por lo que se debe repetir el proceso. Este convergirá para cualquier velocidad menor que la velocidad crítica de divergencia, la cual puede ser calculada, en forma aproximada por el método iterativo propuesto, cuando se inicia la divergencia.

El proceso puede simplificarse cuando $C_M(\alpha)$ puede

aproximarse a una función lineal

$$C_M(\alpha) = \frac{d C_M}{d \alpha} + C_{M_0} \quad [6.25]$$

Donde $C_{M_0} = C_M(0)$. Al usar la notación

$$\frac{1}{p} = \frac{1}{2} p U^2 B^2 \Delta L \quad [6.30]$$

y considerar que $\Delta L_i = \Delta L$ para todas las i , se tiene:

$$[\alpha] = C_T \frac{1}{p} \left(\frac{d C_M}{d \alpha} \alpha + C_{M_0} \right) \quad [6.31]$$

o bien:

$$\left[pI - \frac{d C_M}{d \alpha} C_T \right] [\alpha] = C_T [C_{M_0}] \quad [6.32]$$

la ecuación 6.32 no tendrá solución única, (divergencia torsional) cuando el determinante

$$\left| pI - \frac{d C_M}{d \alpha} C_T \right| = 0 \quad [6.33]$$

La ecuación 6.33 proporciona un conjunto de valores característicos r , de los cuales el menor $r=r_c$ corresponden a la velocidad $V = V_{crit}$, donde se inicia la divergencia torsional

$$V_{crit} = \sqrt{\frac{2}{r_c p B^2 \Delta L}} \quad [6.34]$$

En general solamente puentes esbeltos con baja rigidez torsional, pueden presentar divergencia torsional o pandeo lateral, para velocidades de viento en el intervalo de velocidades locales. También se debe notar que en algunas cubiertas de puentes, el momento inducido por el viento horizontal, puede resultar negativo, si la cubierta del puente gira para crear un ángulo negativo de ataque. Cuando la cubierta no es altamente susceptible a divergencia torsional, con velocidades de viento en el intervalo regional puede ser positivo, como se muestra en la gráfica de la curva, $d C_M / d \alpha$ contra α . Sin embargo la divergencia torsional se presentará en velocidad mayor.

6.2 CRITERIOS PARA EL CALCULO DE LA RESPUESTA AERODINAMICA.

6.2.1 DESPRENDIMIENTO DE VORTICES

Si un viento estable sopla contra un cilindro u otra obstrucción, se pueden generar vórtices de Von Karman; los que se pueden desprender (fig. 6.4). Los vórtices se forman cuando el viento sopla alrededor de una sección transversal y produce separación de la capa límite de esa sección. El desprendimiento de estos vórtices en el lado de sotavento produce fuerzas en la sección transversal de carácter alternante.

Es importante notar que las oscilaciones de la sección no son producidas por los vórtices. Estas son sólo una indicación física de la acción del aire cuando sopla alrededor de la sección transversal y las fuerzas resultantes que actúan se pueden inferir o calcular.

En el sotavento de cualquier objeto peraltado, se pueden desprender vórtices cuando se coloca en una corriente de viento. Si la cubierta de un puente presenta una sección sólida, como una viga placa o viga cajón, la cubierta completa, desprenderá vórtices. Las torres del puente, cables y alambres también pueden producir una estela vórticosa.

La falta de uniformidad de fuerzas producidas por la acción del viento alrededor de un objeto se puede separar en tres componentes: la fluctuación dependiente del tiempo de una fuerza resultante de la separación del flujo del viento alrededor de la sección, aún en viento constante; la no uniformidad debido al propio movimiento de la estructura y la no uniformidad o turbulencia del propio viento. Estos componentes no son necesariamente independientes, con frecuencia ocurren simultáneamente, pero son controlados por parámetros adimensionales que se mencionan a continuación.

El desprendimiento de vórtices es un fenómeno complicado en mecánica de fluidos, pero la frecuencia de desprendimiento se puede expresar por la simple ecuación, (Ref. 34):

$$\lambda = \frac{f D}{V} \quad [6.35]$$

f es la frecuencia de formación del vórtice en un lado de la estela y depende de la magnitud de la velocidad, D es el peralte de la cubierta normal al flujo del viento, V es la velocidad del viento, y λ es el número adimensional de Strouhal. El valor del número de Strouhal está en función de la geometría de la sección y del número de Reynolds adimensional definido como:

$$\text{Re} = \frac{\rho V B}{\mu}$$

[6.36]

ρ es la densidad del aire, V es la velocidad del viento, B es el ancho de la cubierta, y μ es la viscosidad del aire. La relación μ/ρ se conoce como la viscosidad cinemática del aire ν ; así el número de Reynolds se convierte en:

$$\text{Re} = \frac{V B}{\nu}$$

[6.36a]

El valor del número de Strouhal para una estructura dada, es constante en intervalos grandes del número de Reynolds. El número de Strouhal, para cilindros circulares, ha sido establecido experimentalmente para un intervalo de números de Reynolds de 100 ó 100,000 con un valor próximo a 0.2 en un flujo laminar y 0.25 en un flujo turbulento; sin embargo existen publicaciones que consideran que en el intervalo de 100,000 a 10,000,000, hay cambio apreciable en el número Strouhal, como se muestra en la fig. 6.5, existen aún debates para definir si la separación de vórtices puede ocurrir para números de Reynolds superiores a 100,000,000. El trabajo experimental en tunel de viento de la Fairbank Highway Research Station, realizado por Robert A. Komenda, estableció un valor de 0.22 para el número de Strouhal de una sección transversal de un torón en espiral. Para secciones transversales cuadradas en viento natural, el número de Strouhal es igual a 0.11. En la referencia No. 45 se proporcionan los valores del Número de Strouhal, para una gran variedad de formas, que se muestran en la tabla No. 6.3, cuando el número de Reynolds se encuentra en el intervalo de separación de vórtices.

La frecuencia de la estela vórticosa genera una fuerza oscilatoria en la sección. Cuando la velocidad de viento es tal que la frecuencia de la estela vórticosa corresponde a la frecuencia natural de la estructura o miembro, es posible que ocurran grandes amplitudes de vibración. La magnitud de la amplitud dependerá del amortiguamiento estructural y de la geometría de la sección. La esbeltez y forma de una sección de cubierta puede reducir la tendencia del flujo del aire a separarse de la sección, lo que provoca una disminución en la estela vórticosa y reduce la intensidad de los vórtices y la magnitud de las fuerzas oscilatorias; la fig. 6.6 muestra la evolución de la separación de vórtices, cuando existe una velocidad de viento sobre una estructura elástica.

La respuesta de la estructura se presenta en el intervalo de la velocidad del viento cercano al valor crítico de resonancia. Al pasar la resonancia, la velocidad incrementada causará la excitación o frecuencia de vórtice a mayor frecuencia y la amplitud disminuirá, al desaparecer la resonancia.

Las intensidades de las fuerzas periódicas causadas por el

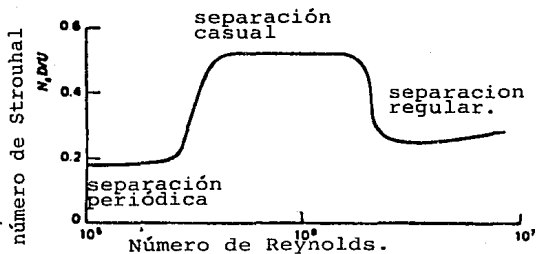


FIG. 6.5 RELACION DE NUMERO DE STROUHAL CON NUMERO DE REYNOLDS PARA UN CILINDRO CIRCULAR.

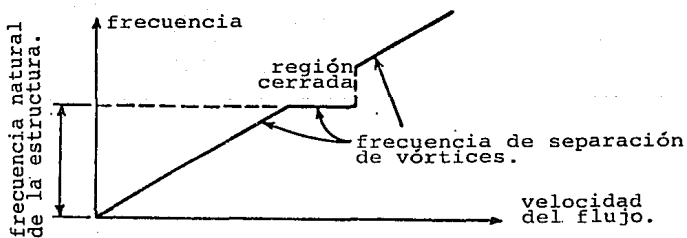


FIG. 6.6 EVOLUCION DE FRECUENCIAS DE SEPARACION DE VORTICES CON LA VELOCIDAD DEL VIENTO SOBRE UNA ESTRUCTURA ELASTICA.

fenómeno son función de la velocidad del viento y la forma de la sección. La selección de una cubierta aerodinámica esbelta, es favorable para modificar las fuerzas inducidas.

Es posible evaluar el comportamiento de las fuerzas periódicas, así como la correspondiente respuesta dinámica:

$$\text{Si } F(t) = F_0 \text{ sen } \omega t \quad [6.37]$$

Donde ω (Re, λ) es la frecuencia de vórtices, $F_0 = 1/2(\rho V^2 C h)$, ρ es la densidad del aire (aprox. $\rho = 1.3 \text{ kg/m}^3$) y C es el coeficiente de fuerza de levantamiento característico para la sección dependiente de f y de v .

$$V(t) = \frac{\pi}{\xi} \frac{1/k}{B} \frac{V}{2} \rho C h \text{ sen } \omega t \quad [6.38]$$

Donde ξ es el decremento logarítmico; $1/k$ es la flexibilidad por unidad de área superficial de la cubierta F_0/b , y B es el ancho de la cubierta.

La amplitud de las oscilaciones resultante se estima mediante:

$$\dot{v} = \frac{\pi}{\xi} \frac{1}{k B} \rho \frac{V^2}{2} C h = \frac{\pi}{\xi} \frac{1}{K} \frac{F_0}{B} = \frac{\pi}{\xi} v_s \quad [6.39]$$

Donde v_s es el desplazamiento estático debido a F_0 .

Cuando $V = f D / \lambda$, la posibilidad de excitación resonante existe y la ecuación anterior resulta:

$$k \dot{v} = \frac{\pi}{\xi} \frac{F_0}{B} = \frac{\pi}{\xi B} \frac{\rho C f^2}{2} h^3 \quad [6.40]$$

esto muestra que la amplitud se incrementa cuando:

- El ancho B de la cubierta disminuye.
- La frecuencia f se incrementa.
- El peralte h de la cubierta se incrementa.

Estas vibraciones pueden producir efectos fisiológicos en las personas que cruzan el puente y la estructura puede sufrir daños por fatiga.

Las velocidades críticas de viento que producen vórtices, son moderadas. Para el puente en Saint-Nazaire (Refs. 34 y 49), el cual tiene un peralte de 3.4 m., la frecuencia fundamental en flexión es 0.31 hz y el número de Strouhal es 0.11 por lo que la velocidad de viento que puede producir separación de vórtices es:

$$V_{cr} = \frac{0.31 * 3.4}{0.11} = 9.5 \text{ m/s} = 34 \text{ km/h}$$

No es necesario que la velocidad se mantenga en un valor constante para que el fenómeno se incremente. En efecto, bajo una cierta amplitud, las vibraciones de la cubierta imponen un ritmo propio en los vórtices, el cual se sincroniza si la frecuencia del movimiento es cercana a la del desprendimiento de vórtices. Para limitar el fenómeno de desprendimiento de vórtices, se pueden tomar los siguientes cuidados:

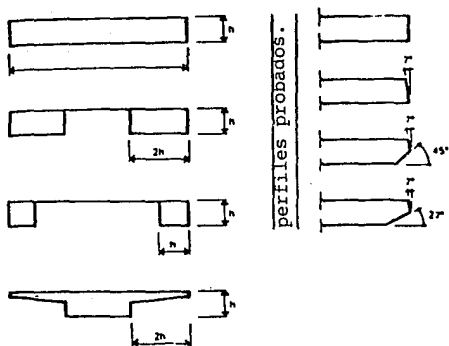
- Dar a la cubierta una forma aerodinámica, con extremos adecuados para reducir la intensidad de vórtice.
- Colocar deflectores para cambiar el flujo del aire alrededor de la sección y evitar el desprendimiento.

Pruebas de túnel de viento en un modelo del puente Long's Creek realizadas por Wardlaw, en Canadá, muestran que el desprendimiento de vórtices es limitado en amplitud y restringido a intervalos de velocidad pequeños (Ver figs. 5.2, 5.3, 5.4 y 5.5; Ref 30). Se debe notar que para estructuras flexibles en un ambiente de viento natural, la frecuencia de desprendimiento de vórtices periódica puede ser ligeramente alterado por la turbulencia en el flujo de aire y por el propio movimiento de la estructura. Por lo tanto, hay una tendencia a llegar a la frecuencia natural de la estructura sobre un amplio intervalo de velocidades de viento.

Aparentemente no existen soluciones analíticas para la eliminación de excitaciones de vórtices. Pruebas de túnel de viento pueden indicar el tipo de sección transversal que causan excitaciones mínimas. Secciones transversales deseables son aquellas que permiten un diseño de flujo laminar alrededor de ellas.

En las figuras 6.7a y 6.7b (Refs. 50 y 55) se muestra una descripción cualitativa del comportamiento de algunas secciones comunes probadas en un túnel de viento. Un estudio (Ref. 20) reveló, en particular, la necesidad de colocar deflectores en ángulos bien definidos de la sección transversal del puente de Saint-Nazaire, como puede verse en las figuras 6.8 y 6.9 (Refs. 50 y 55). Las pruebas en sitio de la estructura terminada (Ref. 49) confirmaron los resultados de las pruebas en túnel de viento.

Scanlan propone el siguiente procedimiento analítico para el cálculo de la respuesta estructural.



B/h					B/h
5.0	•	•	•	•	5.0
7.7	••	••	•	•	7.7
8.8	•••	•••	•	•	8.8
10.0	•••	•••	•	•	10.0

B/h					B/h
6.0	•	•	•••	••••	6.0
7.7	•	•	•••	••••	7.7
8.8	•	•	•••	••••	8.8
10.0	•	•	•••	••••	10.0

B/h					B/h
6.0	•	•	•	•	6.0
7.7	•	•	•	•	7.7
8.8	•	•	•	•	8.8
10.0	•	•	•	•	10.0

B/h			B/h
6.7	•	•	6.7
7.5	••	••	7.5
8.4	••••	••••	8.4
10.0	••••	••••	10.0

• malo
 •• regular
 ••• bueno
 •••• excelente

FIG. 6.7a TIPOS DE SECCIONES CAJON PROBADAS.

FIG. 6.7b DESCRIPCION CUALITATIVA DEL COMPORTAMIENTO DE SEPARACION DE VORTICES DE LAS SECCIONES PROBADAS

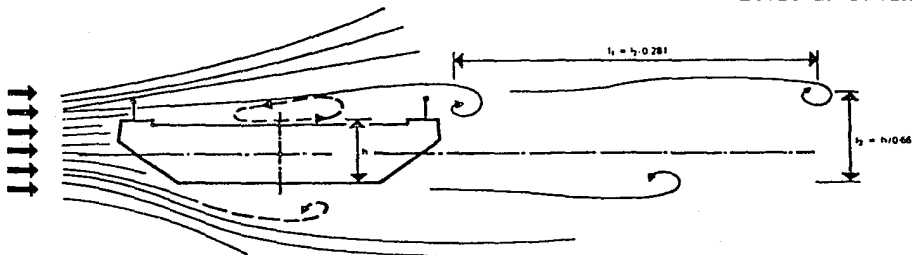


FIG. 6.8 CUBIERTA SIN DEFLECTORES.

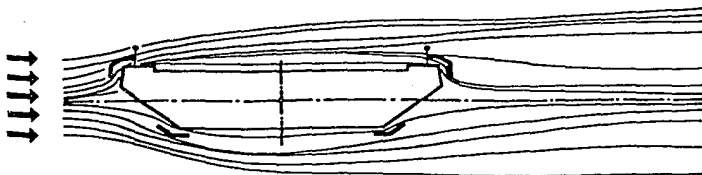


FIG. 6.9 CUBIERTA CON DEFLECTORES.

6.2.1.1 PROCEDIMIENTO ANALITICO PARA EL CALCULO DE LA RESPUESTA ANTE VORTICES INDUCIDOS.

Bajo la acción del flujo principal y de la separación de vórtices, la sección del modelo estará sujeta a una auto-excitación y a un levantamiento inducido por vórtice. Al considerar que los modos verticales y torsionales son aerodinámicamente diferentes, la ecuación de movimiento de la sección será:

$$M(\ddot{h} + 2 \zeta w_n \dot{h} + w_n^2 h) = 1/2 \rho V^2 B [KH^* B (KH^* (K) \frac{h}{V} + C_{LV} \text{sen } wt)] \quad [6.41]$$

donde w es la frecuencia circular de la separación de vórtice, y H_o y C_{LV} son los coeficientes que serán determinados. Si se dá algún desplazamiento vertical inicial, la respuesta se representa por:

$$h \approx (h_o \pm h_i e^{-\gamma wt}) \text{sen } (wt + \phi) \quad [6.42]$$

donde h_o es la amplitud del estado estudiado, ϕ es un ángulo fase, y γ y h_i son constantes identificables experimentalmente. Se puede mostrar que:

$$C_{LV} = \frac{4\gamma m w h^2 h_o}{P V_s^2 B} \quad [6.43]$$

donde $V_s = n_n A / \mathcal{A}$, $n_n = w_n / 2\pi$, A es el área expuesta de la cubierta del puente, proyectada en un plano vertical normal a la velocidad principal (por unidad de longitud), \mathcal{A} es el número Strouhal para la cubierta del puente, y que:

$$H_o^* = \frac{4m}{PB^2} \left[\zeta_n \frac{wh\gamma}{w} \right] \quad [6.44]$$

se nota que $w \propto w$.

Las cantidades adimensionales C_{LV} y H^* se aplican al cálculo del puente en la siguiente forma. Si ζ_p es la relación de amortiguamiento mecánico del prototipo, el amortiguamiento total (aerodinámico y mecánico) del prototipo se puede escribir como:

$$\zeta_p = \zeta_p - \frac{PB^2}{4m} H_o^* \quad [6.45]$$

El prototipo responde inicialmente en un modo de flexión $h(x)$ acorde a la relación:

$$h(x, t) = h_1(x) q_1(t) \quad [6.46]$$

$q(t)$ es controlada por la siguiente ecuación:

$$M_1 [\ddot{q}_1 + 2\delta p w_1 \dot{q}_1 + w_1^2 q_1] = 1/2 p V s^2 B C_{L_v} \left[\int_0^L h(x) dx \right] \sin(w_1 t + \phi) \quad [6.47]$$

En la ecuación 6.47, w_1 es la frecuencia circular del modo escogido y M_1 es la masa generalizada de ese modo:

$$M = \int_0^L h_1^2(x) m(x) dx \quad [6.48]$$

donde $m(x)$ es la masa por unidad de longitud y L es la longitud del puente prototipo. La máxima amplitud por vértice inducido en resonancia es la que se da por:

$$[h(x)]_{\max} = \frac{p V s^2 B C_{L_v} \int_0^L h_1(x) dx}{4 M_1 w_1^2 \delta p} h_1(x) \quad [6.49]$$

Por ejemplo, si $h_1(x)$ es media onda senoidal sobre el claro de un puente con una masa uniformemente distribuida, entonces el desplazamiento del claro central es:

$$[h(1/2)]_{\max} = \frac{p V s^2 B C_{L_v}}{m \pi w_1^2 \delta p}$$

El procedimiento descrito es aceptable solamente si la diferencia entre la relación de amortiguamiento mecánico del modelo y el del prototipo es pequeña. Si esta diferencia es grande, el procedimiento puede ser inaplicable por la importancia de los efectos no lineales.

Como alternativa un modelo no lineal se puede emplear. Si la descripción del movimiento de la sección se describe mediante la ecuación 6.41, la cual adquiere la siguiente forma:

$$m [\ddot{h} + 2\zeta_n w_n \dot{h} + w_n^2 h] = p V^2 B K H^* (1 - \epsilon h^2/B^2) (\dot{h}/V) \quad [6.41 a]$$

Así H^* y ϵ se convierten en parámetros aerodinámicos, y se evalúan de pruebas en modelos seccionales, por lo que se puede demostrar fácilmente que la amplitud máxima en el modo $h_1(x)$ se puede aproximar por:

$$[h_1(x)]_{\max} = \eta_0 h_1(x) \quad [6.49 a]$$

donde

$$\eta_0 = \sqrt{\frac{4 p B^2 H^* I - 8 M_1 \delta}{p B^2 H^* \epsilon I_2}}$$

con

$$I_1 = \int_0^L h_1^2(x) dx$$

$$I_2 = \int_0^L \frac{h_1^4(x) dx}{B^2}$$

y M es definida en la ecuación 6.48. En el caso de $h_1(x)$ es una mitad de onda senoidal sobre el claro, entonces $I_1 = L/2$ y $I_2 = 3L/8B^2$.

6.2.1.2 RECOMENDACIONES PROPUESTAS EN LAS NORMAS BRITANICAS DE DISEÑO, (Ref. 32).

1.- Limitación de amplitudes de respuesta por la excitación de vórtices.

1.1. Velocidades críticas del viento por la excitación de vórtices.

La velocidad crítica del viento por la excitación de vórtices V_{cr} , se define como la velocidad de flujo de aire uniforme o la velocidad media del flujo turbulento, en la que la excitación aerodinámica máxima ocurre, debida al desprendimiento de vórtices. Cualquiera de las dos velocidades se debe obtener a partir de pruebas en túnel de viento apropiadas, sobre modelos a escala o pueden ser calculados como sigue, para modos de vibración, tanto en flexión vertical, como para torsión de vigas en cajón y laminadas y para modos de vibración en flexión vertical solamente de armaduras con solidez $\phi > 0.5$.

$$V_{cr} = 6.5 f d_4 \text{ para } b^*/d_4 < 5.0$$

$$V_{cr} = f d_4 [1.1 (b^*/b_4) + 1.0] \text{ para } 5.0 \leq b^*/d_4 < 10 \quad [6.50]$$

$$V_{cr} = 12 f f_4 \text{ para } b^*/d_4 > 10$$

donde:

b^* es el ancho efectivo en metros, según se define en la figura 5.14a

d_4 es el peralte en metros, como se muestra en las figuras 5.14a y 5.14b. Cuando el peralte es variable en todo el claro, d_4 se tomará como el valor promedio del tercio medio en el claro de mayor longitud.

$f = f_B, f_T$ según convenga, son las frecuencias naturales en flexión y en torsión respectivamente (Hz), calculados para carga muerta y la combinación de carga muerta más carga viva.

1.2 Criterios limitantes.

a) Puentes con armaduras portantes, se pueden considerar estables por lo que se refiere a las vibraciones provocadas por vórtices, siempre que $\phi < 0.5$

donde: \emptyset es la relación de solidez de la cara frontal de la armadura en barlovento, definida como la relación del área neta total proyectada de los componentes del armadura, al área proyectada abarcada por los límites externos de la armadura.

b) Todos los puentes, inclusive puentes con armaduras, pueden ser considerados estables con respecto a las vibraciones provocadas por vórtices, si las velocidades críticas del viento mínimas por la excitación de vórtices, tanto en flexión como en torsión según se definió anteriormente, exceden el valor de la velocidad de diseño por viento V_r donde:

$$V_r = 1.25 K_1 K_2 V \quad [6.50 a]$$

y V es la velocidad media horaria del viento; K_1 es el coeficiente del viento relacionado con el periodo de retorno; K_2 es el factor de velocidad por hora, para adaptarlo al nivel del piso del puente.

Si ninguna de las dos condiciones es satisfecha (a) y (b), los efectos de la excitación de vórtices se deberán considerar.

2. Efectos por la excitación de vórtices.

Si un puente no puede considerarse estable aerodinámicamente, contra la excitación de vórtices, según la cláusula citada anteriormente, se deberán tomar en cuenta:

a) Los efectos de las oscilaciones máximas de cualquiera de los movimientos considerándose separadamente, calculados de acuerdo con 2.1, junto con los efectos de otra carga coincidente.

b) Daños por fatiga, evaluados de acuerdo con 2.2. sumados con los producidos por otra carga.

2.1 Amplitudes.

Las amplitudes máximas de vibraciones en flexión y en torsión, $Y_{max.}$, se obtendrán para cada modo de vibración, para cada una de las velocidades críticas de viento correspondientes, menores que V_r .

Las amplitudes máximas de los puentes pueden ser determinadas por medio de pruebas en túnel de viento apropiadas, en modelos a escala convenientes.

En puentes que no tienen claros mayores de 200 m, en los que se satisfagan las condiciones siguientes se puede efectuar una estimación de las amplitudes máximas, cuando:

a) Los detalles de los bordes se encuentren dentro de los límites siguientes:

i) Miembros con bordes sólidos, tales como vigas fascia, tendrán peralte total, menor que $0.2 d_4$, a menos que se encuentren situadas a no más de $0.5 d_4$ de la viga exterior, cuando no sobresalgan arriba de la cubierta, más que $0.2 d_4$, ni bajo a cubierta más de $0.5 d_4$.

ii) Otros miembros de borde tales como parapetos, barreras, etc. tengan una altura sobre el nivel de la cubierta menor de $0.5 d_4$ y una relación de solidez, menor que 0.5 .

iii) Cualquier barrera central entre la calzada de la autopista tendrán una area expuesta, por metro de longitud, menor que $0.5 m^2$.

b) El lugar, topografía y alineamiento del puente serán semejantes a la inclinación vertical consecuente del viento para la cubierta del puente, debido a la pendiente del terreno, que no excederá de $+ 3$ ó $- 3$ grados.

Así las amplitudes de vibración, Y_{max} , desde la mínima hasta la máxima, para los modos de vibración en flexión y torsión de vigas en cajón y vigas laminadas, y para modos de vibración en flexión solamente de armaduras, se pueden obtener por medio de las fórmulas siguientes:

$$Y_{max} = \frac{b^{1/2} d_4^{5/2} p}{4 m \xi} \quad \text{para vibraciones en flexión vertical.}$$

[6.51]

$$Y_{max} = \frac{b^{3/2} d^{7/2} p}{8 m r^2 \xi} \quad \text{para vibraciones en torsión la aplicabilidad a puentes con vigas de placas será comprobada.}$$

para puentes de los tipos 1A, 3A, 4A, 5 y 6 como está indicado en la figura 5.14a, y

para puentes de los tipos 1, 3 y 4 durante su construcción, con voladizos discontinuos de más de $2/3$ del claro, las amplitudes obtenidas por medio de las fórmulas citadas anteriormente se multiplicarán por un factor de 3.

donde:

m = masa por unidad de longitud.

r = es el radio polar de giro de la sección transversal efectiva del puente, en el centro del claro mayor, en metros.

ξ = es el decremento logarítmico de la disminución de las oscilaciones debida al amortiguamiento estructural.

Los siguientes valores de ξ se recomiendan, a menos que se tengan valores obtenidos por mediciones en puentes similares en construcción.

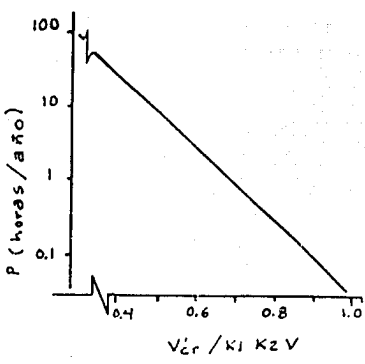


FIG. 6.10 FRECUENCIA ESPERADA DE OCURRENCIA DE LA VELOCIDAD CRITICA DEL VIENTO (horas por año de ocurrencia con velocidad dentro +/- 2.5 % del valor crítico)

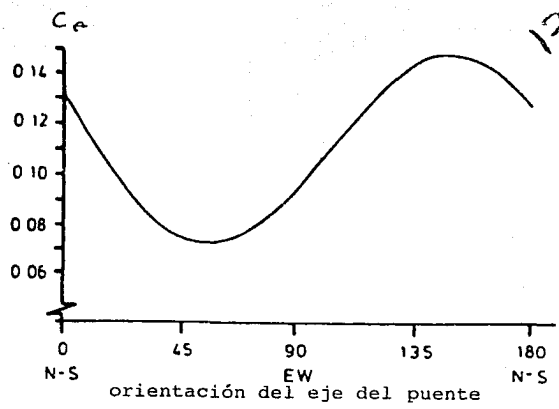


FIG. 6.11 FACTOR POR ORIENTACION DEL PUENTE EN PLANTA.

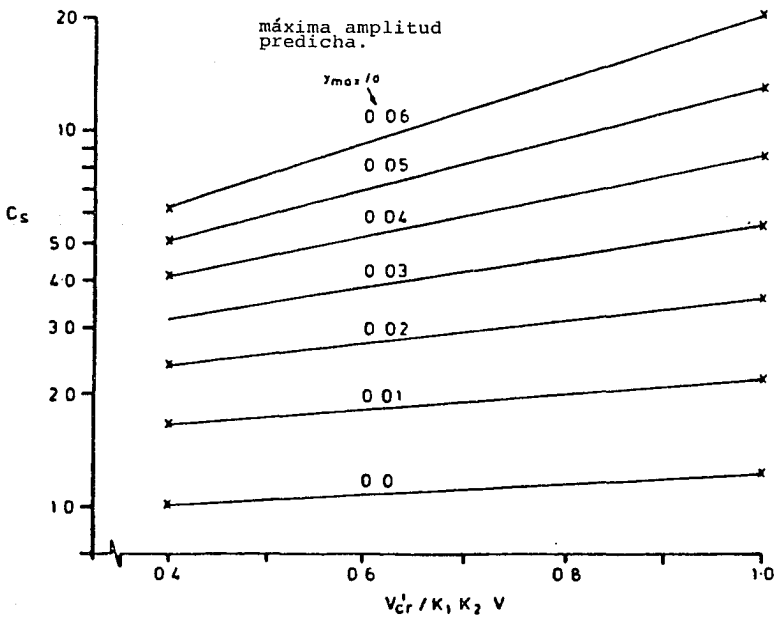


FIG. 6.12 FACTOR DE RANGO DE VELOCIDAD.

Material de construcción:

Acero	0.03
Compuesto por concreto y Acero	0.04
Concreto	0.05

Las amplitudes así calculadas se consideran como máximas y están tomadas para todos los modos de vibración apropiados, cuando las longitudes de media onda mayores que 50 m. para puentes carreteros y 30 m para puentes peatonales.

2.2 Fatiga causada por la excitación de vórtices.

El intervalo de esfuerzos se tomará igual a 1.2 veces el esfuerzo no factorizado, obtenido de la configuración del modo, para una amplitud de desplazamiento Y_{max} .

El número efectivo de ciclos por año, n , será calculado como:

$$n = 2500 f p C_{\phi} C_s \quad [6.52]$$

donde f es la frecuencia natural del modo dado y p , C_{ϕ} y C_s son dados en las figuras 6.10, 6.11 y 6.12 respectivamente.

El factor p es la frecuencia de ocurrencia de velocidades del viento dentro de $\pm 2 \frac{1}{2} \%$ de la velocidad crítica del viento.

El factor C_{ϕ} mide la frecuencia relativa de ocurrencia de vientos dentro de ± 10 grados de la normal a la línea del centro longitudinal del puente, en vientos fuertes. El factor C_s toma en cuenta la amplitud del intervalo de velocidades del viento para que las oscilaciones puedan ocurrir.

La velocidad crítica del viento para la estimación por daños por fatiga, V_{cr}' , puede ser considerada como:

$$V_{cr}' = 6.5 f d_4 \text{ para } b^*/d_4 < 1.25$$

$$V_{cr}' = f d_4 (0.8 b^*/d_4 + 5.5) \text{ para } 1.25 \leq b^*/d_4 < 10 \quad [6.53]$$

$$V_{cr}' = 13.5 f d_4 \text{ para } b^* d_4 \geq 10$$

Por otro lado, V_{cr}' se debe calcular a partir de pruebas de túnel de viento.

6.2.2 OSCILACIONES AUTOEXITADAS O ALETEO.

Una de las primeras oscilaciones aeroelásticas que fueron reconocidas fue el aleteo de la cubierta. El término "Aleteo" ha tenido diversos usos:

El aleteo clásico, se aplicó originalmente a cubiertas delgadas. Sin embargo, el término también ha encontrado aplicación en nuestros días en las cubiertas de los puentes suspendidos. Representa un fenómeno aeroelástico con dos grados de libertad de una estructura, que provoca rotación y desplazamiento vertical de la cubierta.

El aleteo con un solo grado de libertad, puede incluir al aleteo detenido, pero puede simplemente estar asociado con sistemas resistentes bajo flujos separados, ejemplos de esto lo constituyen las cubiertas con los claros suspendidos, los cuales pueden en varios instantes exhibir un grado únicamente de inestabilidad torsional.

Un importante aspecto del movimiento autoexcitado es el amortiguamiento aerodinámico, el cual puede ser negativo en algunos casos. Cuando el valor de amortiguamiento aerodinámico excede al amortiguamiento estructural, entonces la respuesta es inestable, y causa el movimiento divergente (Ref. 14).

6.2.2.1 DESCRIPCION DEL FENOMENO.

La vibración autoexcitada se produce por el cambio en la fuerza del viento, provocado por el movimiento propio, cuando esta vibración se opone al movimiento, se dice que tiene un efecto de amortiguamiento, si se agrega al movimiento, las oscilaciones pueden causar amplitudes dafinas. Solamente algunas formas son sensibles a esta condición. Sin embargo, todas las formas desarrollan un simultáneo acoplamiento aerodinámico de movimiento vertical y torsional, conocido como aleteo.

En contraste al fenómeno de separación de vórtices, las fuerzas que suministran la energía, son, en este caso, controladas por los movimientos propios. La inestabilidad resultante se conoce como aleteo. La figura 6.13 (Ref. 34 y 55) muestra en forma simplificada, este mecanismo en el caso de una fase diferente a $\pi/2$ entre flexión y torsión. Cuando se alcanza una velocidad de viento, conocida como la velocidad crítica, V_{cr} , la cubierta recibe más energía de la que puede ser disipada por amortiguamiento. Como resultado, se producen movimientos en flexión y torsión combinados, debido a las fuerzas aerodinámicas, con un rápido incremento de amplitudes, hasta llegar a la destrucción del puente.

La velocidad crítica para el aleteo de un puente atirantado puede ser tan alta como cualquier velocidad posible en el sitio, con debidas tolerancias de seguridad. Es aconsejable que para seleccionar una cubierta, ésta sea tan rígida como sea posible a la torsión, y usar dos planos laterales de cables en vez de un solo plano y fijar los cables en una línea vertical en la parte alta del pilón en forma de "A".

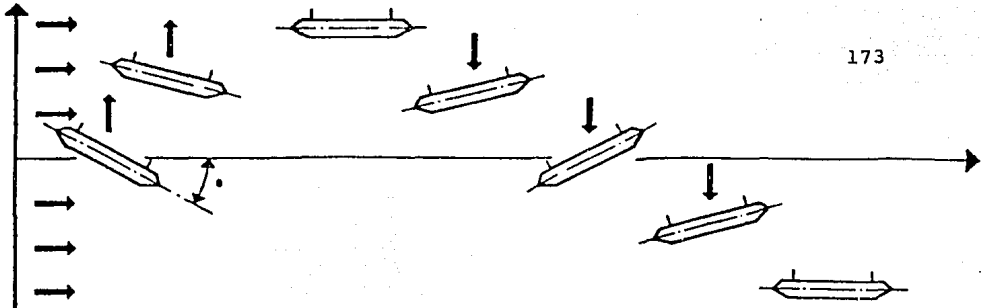


FIG. 6.13 REPRESENTACION SIMPLIFICADA DE ALETEO EN UNA CUBIERTA DE UN PUNTE

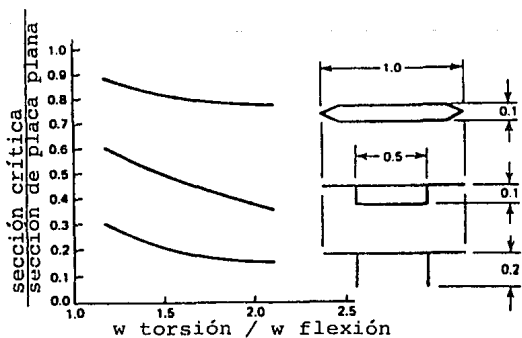
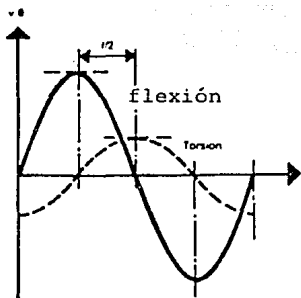


FIG. 6.15 VELOCIDAD CRITICA DE ALETEO PARA VARIAS SECCIONES TRANSVERSALES.

6.2.2.2. METODOS ESTUDIADOS.

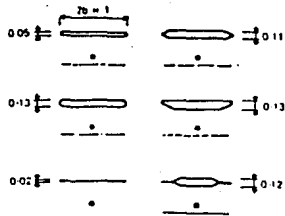
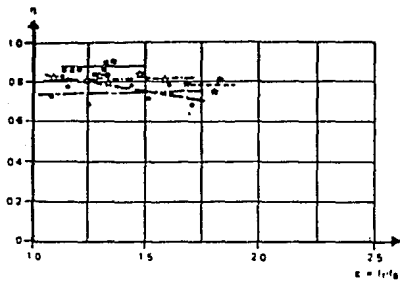
Uno de los primeros autores que estudiarón el aleteo de los puentes suspendidos después del desastre del puente Tacoma fué Steinman, quién basó sus investigaciones en los primeros trabajos de aeronautica como Karmán, Farquharson y Vincent en 1949, Bleich y Vlasov modificaron la solución de aleteo en aeronaves para hacerla aplicable a estructuras de puentes suspendidos. Hirai desarrolló la ecuación de un puente suspendido en un flujo de aire tranquilo. Scanlan expresó el movimiento de un puente suspendido usando un sistema con dos grados de libertad con características lineales y movimiento amortiguado por fuerzas proporcionales a las velocidades.

Vlasov resolvió el problema como una estructura tridimensional usando ecuaciones derivadas por estabilidad y complementandolos por los efectos de masas inerciales y fuerzas aerodinámicas.

Diversas aproximaciones teóricas al fenómeno de aleteo se han publicado. Theodorsen se interesó en el aleteo de las alas de un aeroplano. Bleich y Rocard adaptaron su teoría para aplicarla a puentes. El método semi-analítico de Klöppel (Ref. 55), consiste en calcular la velocidad crítica teórica para aleteo, mediante la teoría de Theodorsen y corrigen ésta por medio de coeficientes de reducción, η dependientes del tipo de cubierta. La velocidad crítica se muestra gráficamente en las figuras 6.16 como una función de la relación ξ entre la frecuencia natural a la flexión y a la torsión, la masa y el medio ancho b de la cubierta. El coeficiente η depende de la forma de la sección y de ξ ; éste se obtuvo por pruebas resultantes de una variedad de modelos (Fig. 6.14, ref. 55), del orden de 0.8 para secciones cajón aerodinámicas delgadas y puede variar hasta 0.1 para secciones abiertas, con traves principales con alma. Todas las formas imaginables de sección transversal no han sido probadas, por lo que el método solamente es aproximado. Sin embargo, con esto, es posible apreciar rápidamente si un puente atirantado es susceptible o no a aleteo, a partir de pocos datos sobre la geometría, peso propio y rigidez, para estimar la frecuencia natural en flexión y en torsión. La velocidad crítica obtenida se puede comparar con la velocidad de ráfaga para una duración de 30 segundos en el sitio. El viento puede llegar con un ángulo de incidencia α respecto a la horizontal, agravando el fenómeno de inestabilidad; en la práctica, este ángulo no excede de 3-9 grados (valor medio = 6 grados), por lo que se deben realizar las siguientes reducciones en el coeficiente η dependiendo el tipo de sección:

- cubierta aerodinámica:

$$\frac{\eta(\alpha = \pm 6^\circ)}{\eta(\alpha = 0^\circ)} = 1/2$$



52

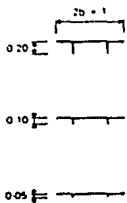
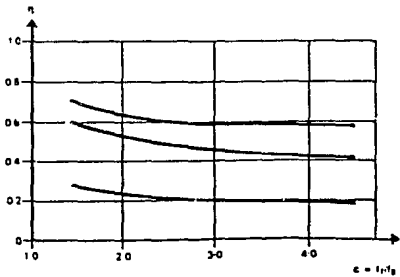
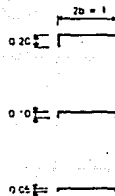
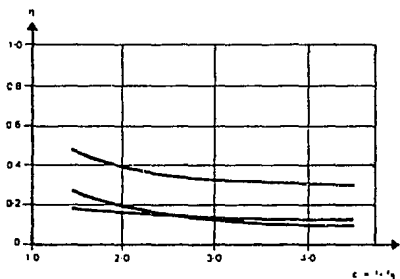
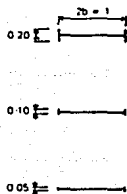
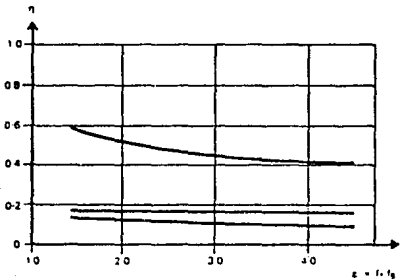


FIG. 6.14 COEFICIENTE DE CORRECCION

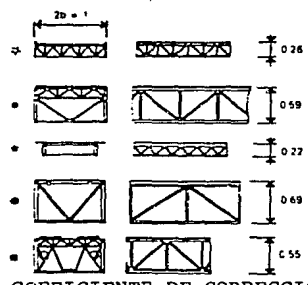
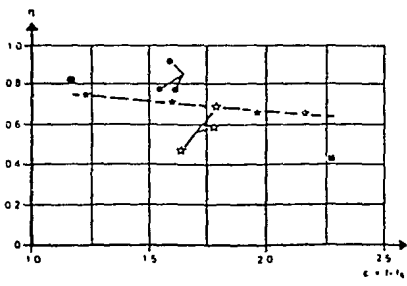
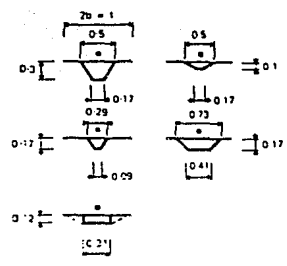
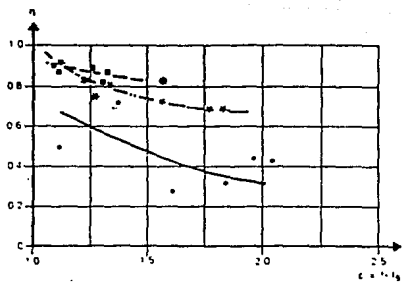
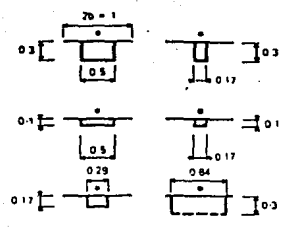
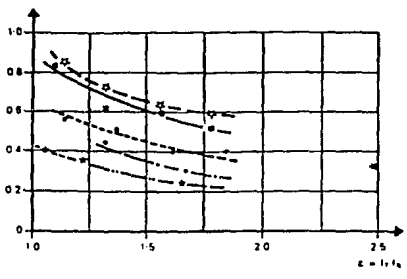


FIG. 6.14 COEFICIENTE DE CORRECCION

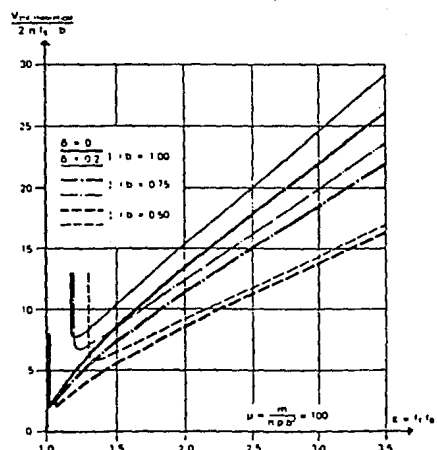
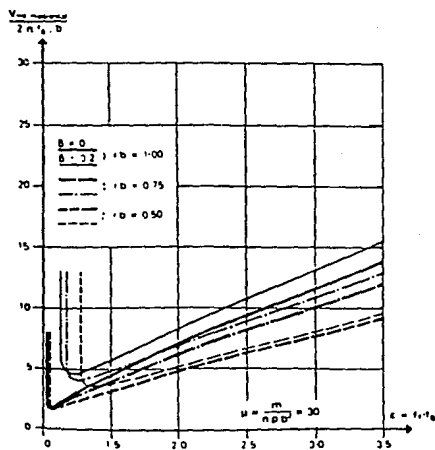
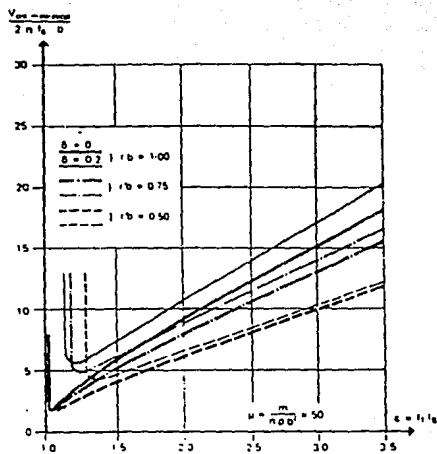
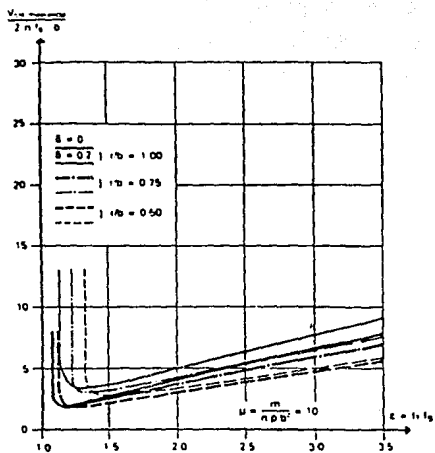


FIG. 6.16 VELOCIDAD CRITICA TEORICA PARA ALETEO

- cubierta con sección cajón: $\frac{\eta(\alpha \approx 6^\circ)}{\eta(\alpha = 0^\circ)} = 1/3$

El origen del aleteo torsional fue estimado acorde a métodos simplificados desarrollados para puentes colgantes, los cuales incorporan un gran número de mediciones y cálculos por varios autores. La velocidad crítica del aleteo torsional se determina según la referencia 48, por la fórmula:

$$V_{cr} = \frac{f_t B}{T}$$

El número de Theodorsen para secciones cajón varía de: 0.033 < T < 0.226. La misma frecuencia de las vibraciones del puente en la etapa de construcción es:

$$f_t = \frac{1}{4L} \sqrt{\frac{GI}{I_m}}$$

De acuerdo con la referencia 18, siempre que se trate de secciones muy ligeras, puede hacerse uso de las funciones de Theodorsen y del siguiente procedimiento:

La ecuación de movimiento es:

$$EJ_z = (\mu w_z^2 + L) D_h$$

$$GJ_d \alpha = (J_p w_\alpha^2 + M) D_\alpha$$

$$D_h = \frac{1 - i(\partial_z/\pi)}{1 + (\partial_z/\pi)^2} \quad D_\alpha = \frac{1 - i(\partial_\alpha/\pi)}{1 + (\partial_\alpha/\pi)^2}$$

El momento de inercia en torsión

$$L = L_1 + L_2 + L_3$$

$$L_1 = -2\pi Q b v C(k) (V_\alpha + i w_z + i b/2 w_\alpha)$$

$$L_2 = -2\pi Q b^2 (-w^2) z$$

$$L_3 = -\pi Q b^2 v i \alpha w$$

$$M = -\pi Q \frac{b^4}{8} (-w^2 \alpha) - \frac{b}{2} (L_1 - L_3)$$

C(k) es la función de Theodorsen (Ver fig. 5.10). El sistema contiene acoplamiento de ecuaciones homogéneas lineales con coeficientes. Esta solución nos lleva a valores correspondientes a la frecuencia circular de aleteo w_{crit} y a la velocidad crítica V_{crit} . La solución puede obtenerse por métodos matriciales.

La masa y la relación de las frecuencias naturales en flexión vertical y torsión, son factores que gobiernan la velocidad de viento que puede causar aleteo. Los métodos

analíticos no predicen la velocidad crítica de la cubierta del puente. Bleich ha presentado un método donde las velocidades se pueden obtener para una placa plana, la cual es considerada como una idealización de una cubierta de puente. Experiencias han indicado que la cubierta del puente puede tener una velocidad crítica menor que la de una placa plana.

German probó en tunel de viento, varios tipos de secciones transversales y obtuvo datos suficientes para determinar experimentalmente el factor de forma en algunos instantes y obtener la velocidad crítica del puente. Esta velocidad está en función de un porcentaje del valor para una placa plana con una inercia y propiedades elásticas equivalentes. Taylor, ha publicado velocidades de viento para varias secciones transversales de puentes, fig. 6.15 (Ref. 30). Esta indica que el porcentaje de variación se aproxima a 100 para formas aerodinámicas y disminuye a 20 para formas peraltadas o formas abiertas.

La referencia 18 propone la siguiente ecuación aproximada de la velocidad crítica del viento en la cual el aleteo del puente puede ocurrir:

$$V_{crit} = \frac{\sqrt{I}}{L b} \sqrt{\frac{E J_{\omega} (\eta^2 / L^2) + G J_t + (H b^2 / 2)}{p C_M A}}$$

donde:

- b es el ancho de la cubierta del puente
- L es el claro del puente
- J_{ω} es el momento de inercia de la cubierta del puente
- GJ_t es la rigidez en torsión
- H es la densidad del aire
- C_M es el coeficiente aerodinámico de momento de volteo
- A es el área por unidad de longitud de la cubierta normal al viento

6.2.2.3 METODO SEMIANALITICO PARA ANALISIS DE ALETEO PROPUESTO POR SCANLAN.

La ecuación de movimiento de una sección de cubierta unitaria sinétrica (Ref. 39) puede ser escrita como :

$$\ddot{h} + 2 \zeta_r w_n \dot{h} + w_n^2 h = H_1 \dot{h} + H_2 \dot{\alpha} + H_3 \alpha = L_n / m$$

$$\ddot{\alpha} + 2 \zeta_r w_{\alpha} \dot{\alpha} + w_{\alpha}^2 \alpha = A_1 \dot{h} + A_2 \dot{\alpha} + A_3 \alpha = L_{\alpha} / I$$

donde:

- ζ_r = Relación de amortiguamiento respecto al crítico ($r = h$ ó α)
- w_r = Frecuencia natural no amortiguada
- m = Masa
- I = Momento de inercia por unidad de claro.

Cada coordenada generalizada adimensional $\xi_i(t)$, asociada con el i ésimo modo de vibrar de la estructura completa, responde como un sólo grado de libertad bajo la fuerza generalizada $Q(t)$ acorde a:

$$I_i [\ddot{\xi}_i + 2 S_i \dot{\xi}_i + \omega_i^2 \xi_i] = Q(t) \quad [6.54]$$

En donde I_i es la Inercia generalizada (Dimensión de un momento de masa de inercia) y los ξ_i son los desacoplamientos de uno con otro, y S_i y ω_i = relación de amortiguamiento y frecuencia circular natural del i ésimo modo respectivamente.

Por conveniencia, al desarrollar la forma de la fuerza generalizada Q_i , que provoca el movimiento de la sección de cubierta (en sentido del claro) en X se obtiene la siguiente ecuación, donde $h_i(x)$, $p_i(x)$ y $\alpha_i(x)$ son los componentes (adimensionales) de modo del puente completo en la sección de cubierta x , respectivamente, en los grados de libertad: vertical, lateral y giro.

$$h(x,t) = \sum \xi_i(t) h_i(x) B \quad [6.55]$$

$$p(x,t) = \sum \xi_i(t) p_i(x) B \quad [6.56]$$

$$(x,t) = \sum \xi_i(t) \alpha_i(x) \quad [6.57]$$

La fuerza generalizada Q esta dada por

$$Q_i(t) = \int_0^L \left(L \frac{\partial h}{\partial \xi_i} + D \frac{\partial p}{\partial \xi_i} + M \frac{\partial \alpha}{\partial \xi_i} \right) dx \quad [6.58]$$

en donde L , D y M son el levantamiento, arrastre y momento por unidad de claro respectivamente, al actuar en dirección del claro.

Derivadas de aleteo se obtienen experimentalmente (6.59), para valuar la autoexcitación lineal de fuerzas asociadas con levantamiento oscilatorio, arrastre y momento por unidad de claro, referidas al centro de gravedad local (c.g.) de la sección transversal de la cubierta. Se han propuesto las siguientes ecuaciones (principalmente fuerzas dependientes de H , β y α). Se debe incluir todas las fuerzas pero algunas son consideradas insignificantes debido a la pequeña relación de inercia de aire a la inercia estructural; las fuerzas dependientes de h y p son también consideradas insignificantes debido a que los efectos aerodinámicos no son fuertemente dependientes de los desplazamientos lineales):

$$L = \frac{1}{2} \rho V^2 B \left[KH_i^*(K) \frac{\dot{h}}{V} + KH_L^*(K) \frac{B\dot{\alpha}}{V} + K^2 H_3^*(K) \alpha \right] \quad [6.59]$$

$$D = \frac{1}{2} \rho V^2 B \left[K P_1^*(K) \frac{\dot{p}}{V} + K P_2^*(K) \frac{B \dot{\alpha}}{V} + K^2 P_3^*(K) \alpha \right] \quad [6.60]$$

$$M = \frac{1}{2} \rho V^2 B \left[K A_1^*(K) \frac{\dot{h}}{V} + K A_2^*(K) \frac{B \dot{\alpha}}{V} + K^2 A_3^*(K) \alpha \right] \quad [6.61]$$

en donde $H_i^*(K)$, $P_i^*(K)$ y $A_i^*(K)$ son los coeficientes de aleteo adimensionales determinados experimentalmente y que caracterizan la autoexcitación de fuerzas aerodinámicas de la forma geométrica de la cubierta del puente, K es la frecuencia de aleteo adimensional ($K = Bw/V$) donde w está en radianes/seg. Note que las velocidades de levantamiento e inclinación (heave and sway; h y p) son consideradas para el acoplamiento con torsión (α) pero no uno a otro. H_i^* y A_i^* han sido obtenidos en muchos experimentos, representan fuerzas aerodinámicas y dependen de la velocidad reducida (V/Nb) y en formas adimensionales se escriben como:

$$H1^* = \frac{m}{p b^2 w} \quad H1 \qquad A1^* = \frac{I}{p b^3 w} \quad A1$$

$$H2^* = \frac{m}{p b^3 w} \quad H2 \qquad A2^* = \frac{I}{p b^4 w} \quad A2$$

$$H3^* = \frac{m}{p b^3 w^2} \quad H3 \qquad A3^* = \frac{I}{p b^4 w^2} \quad A3$$

En el caso de oscilación senoidal teórico clásico de un aeroflujo (Ref. 41), estos coeficientes pueden ser obtenidos por:

$$\begin{aligned} k H1^* &= -2 \pi F \\ k H2^* &= -\pi (1 + F + 2 G/k) \\ k H3^* &= -2 \pi (F - kG/2) \\ k A1^* &= \pi F \\ k A2^* &= -(\pi/2)(1 - F - 2G/k) \\ k A3^* &= \pi (F - kG/2) \end{aligned}$$

donde: $F(k) + iG(k) = C(k)$

es función de la circulación de Theodorsen definida por las funciones de Bessel o Hankel. Las gráficas de $F(k)$ y $G(k)$ se dan en la figura 5.10.

El coeficiente $A2^*$ muestra el grado de estabilidad torsional de cada puente con el movimiento vertical restringido. El coeficiente $H1^*$ representa la respuesta del movimiento vertical con el movimiento torsional inicialmente bloqueado [$\alpha(0) = 0$].

Hasta la fecha P_i^* no se ha obtenido. Se han propuesto aproximaciones cuasi-estáticas para P_i^* del siguiente tipo:

$$P_i^*(K) = \frac{-2}{K} C_0 \quad [6.62]$$

$$P_2^*(K) = KP_3^*(K) = \frac{1}{K} \frac{dC_D}{d\alpha} \quad [6.63]$$

En donde C_D es el coeficiente de amortiguamiento de la cubierta (refiriéndose al ancho de cubierta B). La autoexcitación neta de la fuerza generalizada Q_i es dada por:

$$\frac{Q_i(t)}{1/2 \rho V^2 B^3} = - \frac{K \int_0^L \dot{f}_j}{V} \left(H_1^* G_{h_j h_i} + H_2^* G_{w_j h_j} + P_1^* G_{p_j p_i} + P_2^* G_{p_j p_i} + A_1^* G_{h_j \alpha_i} \right. \\ \left. + A_2^* G_{\alpha_j \alpha_i} \right) + \frac{KV}{B} \int_0^L \dot{f}_j \left(H_3^* G_{w_j h_i} + P_3^* G_{\alpha_j p_i} + A_3^* G_{\alpha_j \alpha_i} \right) \quad [6.64]$$

Donde todos los H_i^* , P_i^* y A_i^* ($i=1,2,3$) son funciones de la frecuencia de aleteo reducida K , y

$$G_{r_m s_n} = \int_0^L r_m(x) S_n(x) dx \quad [6.65]$$

en donde $r, s = h, p$ ó α ; y $m, n = i$ ó j ($G_{r_m s_n}$ tiene la dimensión de longitud).

Se puede ver en las ecuaciones 6.54-6.58 y 6.64 que, todos los modos participan en el fenómeno de aleteo, y resultan acoplados aerodinámicamente, así como mecánicamente, debido a que la autoexcitación de las fuerzas del viento entran al sistema a través de una porción limitada de la estructura, consistente en una sola cubierta y por lo tanto, excita todos los modos.

Las características detalladas del acoplamiento involucrado en las ecuaciones 6.64 y 6.65 dependen de los valores numéricos de las derivadas de aleteo y de las integrales modales $G_{r_m s_n}$. Una descripción total de los resultados de la respuesta requiere un análisis de estabilidad y la solución del sistema completo de ecuaciones. Para un análisis semejante, es necesario encontrar la serie de modos indicados en las ecuaciones 6.55-6.57.

El acoplamiento implícito en la ecuación 6.64 constituye un mecanismo de dispersión de energía dentro de los diversos modos del puente que tienden a ser favorables para lograr la estabilidad del puente, según los valores numéricos encontrados.

6.2.2.3.1 SIMPLIFICACION DEL METODO, (Ref. 42).

Por algunas experiencias con aleteo en modelos, se ha observado lo siguiente: La inercia del aire y las contribuciones de rigidez para el aleteo son generalmente pequeñas en comparación con su contraparte estructural-mecánica. Esto se manifiesta en el

hecho de que las frecuencias estructurales no son usualmente fuertemente modificadas por las aerodinámicas, y los modos estructurales son raramente forzados, para unirse dentro de un modo de aleteo único, a menos que sus frecuencias de aire calmado sean cercanas simultáneamente.

Se puede argumentar que el acoplamiento transversal aerodinámico implícito en la ecuación 6.64 se puede ignorar en investigaciones de tipo común de aleteo, o, minimizar las tendencias modo por modo de la generación del amortiguamiento negativo de aleteo, que puede ocurrir sistemáticamente al ser analizado con una versión simple de la ecuación 6.64. Esta ecuación es:

$$\frac{Q}{1/2 \rho V^2 B^2} = \frac{K B}{V} \{ \xi_i [H_i^*(K) G_{hi} h_i + P_i^*(K) G_{pi} p_i + A_z^*(K) G_{\alpha i} \alpha_i] + \frac{KV}{B} \xi_i [A_3^*(K) G_{\alpha i} \alpha_i] \} \quad [6.66]$$

La ecuación de movimiento (Ecuación 6.54) se transforma en:

$$I_i (\ddot{\xi}_i + 2 \delta_i w_i \dot{\xi}_i + w_i^2 \xi_i) = 0 \quad [6.67]$$

donde

$$w_i = \sqrt{ \frac{w_i^2}{1 + \frac{\rho B^4}{2 I_i} A_3^*(K_i) G_{\alpha i} \alpha_i} } \quad [6.68]$$

Y

$$\delta_i = \frac{\delta_i w_i}{w_i} - \frac{\rho B^4}{4 I_i} [H_i^*(\bar{K}_i) G_{hi} h_i + P_i^*(\bar{K}_i) G_{pi} p_i + A_z^*(\bar{K}_i) G_{\alpha i} \alpha_i] \quad [6.69]$$

con $\bar{K}_i = \frac{B \bar{w}_i}{V}$ [6.70]

Dado un valor para la velocidad V , las ecuaciones 6.68 y 6.69 se pueden resolver por medio de un proceso iterativo para w y δ_i , por ejemplo, dada una gráfica de A_3^* (Usualmente graficada contra $2 \pi / K$). Una primera aproximación podría ser $w_i = w_i$.

El criterio para aleteo en la velocidad V_c será dado por $\delta_i \leq 0$, el cual corresponde a:

$$\frac{\bar{w}_i}{w_i} = \frac{\rho B^4}{4 \delta_i I_i} [H_i^*(\bar{K}_i) G_{hi} h_i + P_i^*(\bar{K}_i) G_{pi} p_i + A_z^*(\bar{K}_i) G_{\alpha i} \alpha_i] \geq 1 \quad [6.71]$$

Se puede estimar la velocidad de aleteo para cualquier modo i al considerar varias velocidades V y mediante las ecuaciones

6.68-6.70 para juzgar la susceptibilidad de aleteo para cada velocidad. Es muy común que para los cálculos se utilicen signos negativos para H_1^* y P_1^* , también que el aleteo ocurra solamente para valores positivos de A_2^* ; sin embargo H_1^* puede ser positivo en cierta circunstancia, particularmente para contornos de cubiertas muy peraltadas.

Cuando el coeficiente imaginario de \bar{F}_i es igual a cero, ocurre un amortiguamiento nulo. Para esta condición el sistema homogéneo tiene una frecuencia natural influenciado por el término A_3 , el cual es dado por la relación:

$$\left(\frac{K_i}{K}\right)^2 = \left(\frac{w_i}{w}\right)^2 = 1 + \frac{p B^4 L}{2 I_i} A_3^* G \alpha_i \quad [6.71a]$$

Sustituyendo los valores de la ecuación 6.71 para $\delta = 0$, tenemos:

$$H_1^* G_{n_i} + P_1^* G_{p_i} + A_2^* G_{\alpha_i} \geq \frac{4 \delta_i I_i}{p B^4 L} \left(1 + \frac{p B^4 L}{2 I_i} A_3^* G \alpha_i\right)^{1/2} \quad [6.71 b]$$

Lo cual puede ser interpretado como un amortiguamiento negativo y es por lo tanto condición de aleteo para el modo i .

En la práctica se ha demostrado que muy pocos modos de vibración son susceptibles a aleteo. El problema de aleteo aún se encuentra bajo investigación.

6.2.2.4 METODO SEMIANALITICO PROPUESTO POR ROCHE.

La fig. 6.17 muestra un ejemplo de aplicación de este método para el puente Honfleur (Ref. 33). Las comparaciones que se muestran se debe a que se buscaba la rigidez torsional necesaria para asumir la velocidad crítica de aleteo (la rigidez a la torsión, w_b se obtuvo cambiando la sección del tablero, el tipo de suspensión y la forma de los pilones).

Preliminar a este procedimiento, se obtuvieron los coeficientes aerodinámicos de Küssner, similar a los obtenidos por Scanlan para diversos tableros, (Ver figs. 5.8).

Para el ejemplo corresponde:

$$m = 12000 \text{ kg/ml}$$

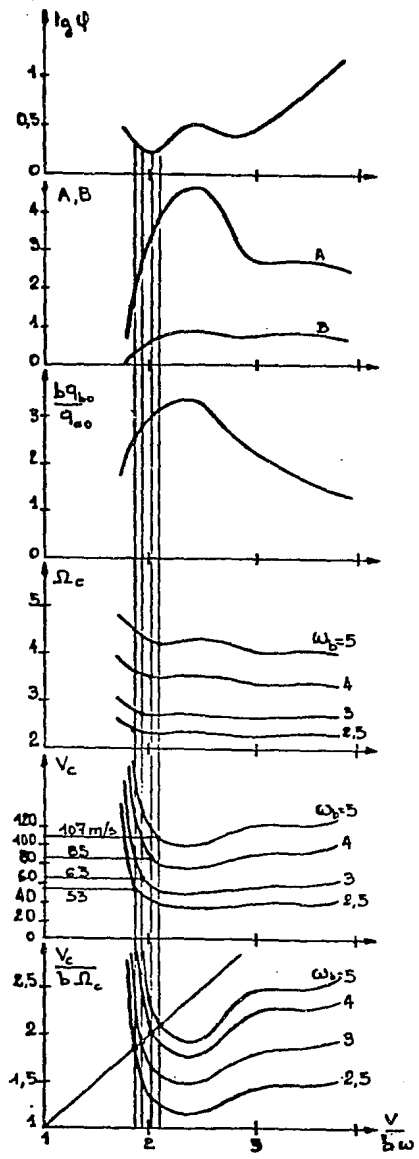
$$b = 12 \text{ m}$$

$$r^*{}^2 = 0.4 \text{ m}$$

$$p = 1.25 \text{ kg/m}^3$$

$$w_a = 2 \text{ rad/s}$$

$$w_b = 2.5; 3; 4; \text{ y } 5 \text{ rad/s}$$



$$\alpha \operatorname{tg} \psi + \beta \operatorname{tg} \psi + \gamma = 0$$

$$\alpha = R'_a m'_b + R'_b m'_a$$

$$\beta = R'_b m'_a - R'_b m'_b$$

$$\gamma = R'_a m'_b - R'_b m'_a$$

$$A = R'_a \frac{-R'_b + R'_b \operatorname{tg} \psi}{R'_b \operatorname{tg} \psi + R'_b} + R'_a$$

$$B = m'_b \frac{m'_a + m'_a \operatorname{tg} \psi}{-m'_a \operatorname{tg} \psi + m'_a} \cdot m'_b$$

$$\frac{bq_{b0}}{q_{a0}} = \sqrt{\frac{R'_a \frac{-m'_a \operatorname{tg} \psi + m'_a}{R'_b \operatorname{tg} \psi + R'_b}}{m'_b}}$$

$$\Omega_c = \sqrt{\frac{A \omega_b^2 + \frac{B}{n^2} \omega_a^2}{A + \frac{B}{n^2}}}$$

$$V_c = \sqrt{\frac{m}{\pi \rho} \frac{\omega_b^2 - \omega_a^2}{A + \frac{B}{n^2}}}$$

FIG. 6.17 EJEMPLO DE CALCULO DE LA VELOCIDAD CRITICA PARA QUE OCURRA EL ALETEO, PROPUESTO POR ROCHE.

En las ecuaciones correspondientes:

A, B = Coeficientes dependientes de los coeficientes de Küssner
 V = Velocidad del viento
 Vc = Velocidad crítica del viento
 b = Semiancho del tablero
 ka, kb, ma, mb = Coeficientes de Küssner
 m = Masa por metro lineal del tablero
 {qa}, {qb} = Coordenadas de desplazamiento inicial
 r = Radio de giro
 r* = Radio de giro reducido (=r/b)
 p = Masa volumétrica del aire
 φ = Diferencia de fase torsión-flexión
 wa, wb = Frecuencias naturales de vibración de flexión y torsión
 Ω_a, Ω_b = Frecuencias de vibraciones debidas al viento.
 Ω_c = Frecuencia de vibración crítica
 índices a y b = Flexión y torsión respectivamente

6.2.2.5 DEPENDENCIA DE LA ESTABILIDAD AEROELASTICA SOBRE LAS CARACTERISTICAS DEL PUENTE.

La estabilidad aeroelástica de un puente es controlada por tres factores:

1.- GEOMETRIA DE LA LOSA DEL PUENTE. Las formas inestables comprenden los tipos de cubiertas con vigas sólidas o "sección H"; secciones de armaduras abiertas con cerramientos, calzadas ranuradas o perforadas, en secciones transversales muy peraltadas. Por otro lado la estabilidad se favorece con formas aerodinámicas y por secciones de armaduras abiertas que contienen una superficie, con acabados que permitan el flujo del viento.

2.- FRECUENCIAS DE VIBRACION DEL PUENTE. Las altas frecuencias torsionales favorecen la estabilidad. Ejemplos de tipos de rigidez torsional son las secciones cajon cerradas, armaduras peraltadas cerradas por la calzada y rígida al viento para constituir un tubo en celosia. En otro lado, las secciones H tienen poca rigidez a la torsión. La estabilidad se mejora si la frecuencia a flexión o torsión es alta.

3.- AMORTIGUAMIENTO MECANICO DEL PUENTE. La estabilidad aeroelástica se mejora si la relación de amortiguamiento mecánico del puente es alta.

6.2.2.6. RECOMENDACIONES DE LAS NORMAS BRITANICAS DE DISEÑO.

La velocidad crítica del viento para aleteo clásico, V_f, será calculada a partir de la velocidad crítica de viento reducida

$$V_{rf} = \frac{V_f}{f_T b} \quad [6.72]$$

dada por:

$$V_{rf} = 4 \left(1 - \frac{f_B}{f_T} \right) \left(\frac{m r}{\rho b^3} \right)^{1/2} \text{ pero no menor que } 2.5$$

Por otra parte el valor de V_f puede ser determinado por medio de pruebas en túnel de viento.

NOTA: En pruebas en túnel de viento, p se debe buscar el valor de la relación de frecuencia f_B/f_T que sea menos favorable, en vez de aquella obtenida a partir de la masa nominal y de los parámetros de rigidez de la estructura. En general no se permitirá un incremento mínimo de 0.05 para el valor resultante de f_B/f_T ; además, el valor resultante de f_B/f_T no será mayor que $0.95 - 0.5/(m r / b)$.

Los valores de V_f estimados deberán satisfacer lo siguiente:

$$V_f > 1.3 V_r$$

donde V_r es la velocidad de referencia del viento.

6.2.3. GALOPEO.

La susceptibilidad de la cubierta de un puente al galopeo puede ser determinada inspeccionando las gráficas de los coeficientes de levantamiento y arrastre C_L y C_D contra α (ver por ejemplo las figs. 5.6, 5.7, 6.1 y 6.2). La condición para incipiente inestabilidad por galopeo es:

$$\frac{dC_L}{d\alpha} + C_D < 0 \quad [6.73]$$

Según el criterio de Glavert-Den Hartog (Ref. 48), la velocidad crítica para que se origine el galopeo está dada por la fórmula::

$$V_{crit} = \frac{4 m \Theta f(1)}{-(dC_L/d\alpha + C_D) \Big|_{\alpha=0}} pD \quad [6.74]$$

No se han mencionado en la literatura ejemplos de puentes suspendidos con inestabilidad por galopeo para vientos transversales de gran intensidad; aunque vibraciones de este tipo caracterizaron al puente Tacoma en sus cuatro meses de existencia (Ref. 47).

Se debe evitar el tipo de cubiertas, con pendiente en la

gráfica de la curva de levantamiento, con valores negativos, lo que conducirá a la inestabilidad, según la ecuación 6.73.

6.2.3.1 RECOMENDACIONES PROPUESTAS DE LAS NORMAS DE DISEÑO BRITANICAS, (Ref. 32).

La velocidad crítica para galopeo (V_g) puede ser calculada, por medio de la velocidad reducida:

$$VR_g = \frac{V_g}{f_B d_4} \quad \text{dada por:} \quad VR_g = C_g \left(\frac{m}{\rho} \frac{S}{d_4} \right)$$

donde:

$$\begin{aligned} C_g &= 2.0 \text{ para puentes de tipo 3 y 4} \\ &= 1.0 \text{ para puentes de tipo 3A y 4A} \end{aligned} \quad [6.74]$$

Si no se satisfacen los subincisos (i, ii e iii) de 6.2.1.2.-2.1a, se deben realizar pruebas en túnel de viento para determinar V_g .

Se debe satisfacer que $V_g > 1.3 V_r$.

6.2.4 GOLPETEO.

El golpeteo se produce al actuar la carga inestable en una estructura, por fluctuaciones de la velocidad en el flujo que recibe. Si estas fluctuaciones de velocidad son claramente asociadas con la turbuencia separada en la estela anterior al cuerpo, la carga inestable se define como estela de golpeteo. Modelos analíticos efectivos del fenómeno de estela de golpeteo comunmente no existen en el campo de la ingeniería. Por otro lado, existen contribuciones notables para el problema de golpeteo en una atmósfera turbulenta, para estructuras que asemejan una línea.

El flujo turbulento incidente, que se desarrolla en un flujo atmosférico sobre terreno relativamente homogéneo, origina el fenómeno de golpeteo. Es posible modelar la respuesta de fuerzas de golpeteo para estructuras que exhiban y no exhiban interacción aeroelástica con las fuerzas del viento.

Expresiones aproximadas para un valor medio aceptable de la respuesta al golpeteo para la posición de deformación media se han desarrollado (Ref. 45). Si no existe acoplamiento en los modos de vibrar vertical y torsional, y además se usan aproximaciones, que aceptan que remolinos con frecuencias iguales o cercanas a la frecuencia natural del puente son significativas

Estas ecuaciones consideran a un puente con las siguientes

características: L es el claro del puente, B es el ancho de la cubierta, $\alpha_r(x)$ y $h_r(x)$ son los eresimos modos de vibrar en torsión y flexión, x es la coordenada a lo largo del claro, $n_{\alpha r}$ y n_{hr} son las eresimas frecuencias naturales de vibración en torsión y flexión, $\delta_{\alpha r}$ y δ_{hr} son los amortiguamientos mecánicos en el eresimo modo de vibrar en torsión y flexión, m(x) es la masa de la cubierta del puente por unidad de longitud, I(x) es el momento de inercia de la masa por unidad de longitud, sobre el eje efectivo de rotación estructural (eje elástico), r es la distancia del centro de masas al eje elástico de la cubierta del puente, A es el area neta por unidad de claro de la cubierta del puente proyectada en un plano vertical normal a la velocidad media y z es la altura de la cubierta del puente sobre el nivel de aguas medias. Si $\alpha(x)$ representa la fluctuación del angulo de giro sobre la posición media α_0 dada por la ecuación (6.75) y que h(x) es el desplazamiento vertical, el valor medio aceptable de $\alpha(x)$ y $h(x)/B$ se pueden escribir como:

$$\alpha_0(x) = \sum_i \frac{\int_0^L 1/2 \rho V^2 B^2 C_{Me} [\alpha_0(X_i)] \alpha_i(X_i) dx_i}{4 \pi^2 \eta \alpha_i^2} \alpha_i(x) \quad [6.75]$$

$$\sigma_{\alpha}^2(x) \approx \sum_{r=1}^N \frac{\pi \alpha_r^2(x)}{4 \delta_{\alpha r} K_{\alpha r}^3} \left(\frac{p B^4 L}{I_r} \right)^2 \left(\int_0^L \frac{\alpha_r^2(x) dx}{L} \right) \frac{2(c_{\alpha} - 1)}{c_{\alpha}^2} \frac{S_{Mv}(\bar{n}_{\alpha r})}{V^2} \quad [6.76]$$

$$\sigma_{h/B}^2(x) \approx \sum_{r=1}^N \frac{\pi h_r^2(x)}{4 \delta_{hr} K_{hr}^3} \left(\frac{p B^2 L}{M} \right)^2 \left(\int_0^L \frac{h_r^2(x) dx}{L} \right) \frac{2(c_h - 1)}{c_h^2} \frac{S_{Lv}(\bar{n}_{hr})}{V^2} \quad [6.77]$$

Donde N es el numero de modos de vibración en torsión o flexión, V es la velocidad media del viento, y p es la densidad del aire (aprox. = 1.25 kg/m³). Para la ecuación 6.76:

$$\bar{K}_{\alpha r} = K_{\alpha r} \left[1 - \frac{I_{\alpha r}}{I} A_3^* \left(\frac{V}{n B} \right) \right]^{1/2} \quad [6.76a]$$

$$K_{\alpha r} = \frac{B (2 \pi n \alpha_r)}{V} \quad [6.76b]$$

$$I_{\alpha r} = \int_0^L p B^4 \alpha_r^2(x) dx \quad [6.76c]$$

(Momento de Inercia aerodinámico en el eresimo modo)

$$I_r = \int_0^L I(x) \alpha_r^2(x) dx \quad [6.76d]$$

(Momento de inercia generalizado en el eresimo modo)

$$\delta_{\alpha r} = \frac{1}{\bar{K}_{\alpha r}} \left[2 \delta_{\alpha r} K_{\alpha r} - \frac{I_{\alpha r}}{I_r} \bar{K}_{\alpha r} A z^* \left(\frac{V}{n B} \right) \right] \quad [6.76e]$$

$$\bar{n}_{\alpha r} = \frac{V \bar{K}_{\alpha r}}{2 \pi B} \quad [6.76f]$$

$$c_{\alpha} = \frac{15 \bar{n}_{\alpha r} L}{V} \quad [6.76g]$$

$$S_{M_V} (\bar{n}_{\alpha r}) \approx C_{M_E}^2 S_u (\bar{n}_{\alpha r}) + 1/4 C_{M_E}^2 S_w (\bar{n}_{\alpha r}) \quad [6.76h]$$

$$C_{M_E} = C_M (\alpha_0) + \frac{A r}{B^2} C_D (\alpha_0) \quad [6.76i]$$

$$S_u (\bar{n}_{\alpha r}) = \frac{u^{*4}}{\bar{n}_{\alpha r}} \frac{200 f_{\alpha r}}{(1 + 50 f_{\alpha r})^{3/3}} \quad [6.76j]$$

(Espectro de fluctuaciones de velocidad longitudinal, según Davenport, ref. No. 45)

$$S_w (\bar{n}_{\alpha r}) = \frac{u^{*2}}{n} \frac{3.36 f_{\alpha r}}{1 + 10 f_{\alpha r}} \quad [6.76k]$$

(Espectro de fluctuaciones de velocidad vertical)

$$f_{\alpha r} = \frac{\bar{n}_{\alpha r} z}{V} \quad [6.76l]$$

$$u^* = \frac{V (Z \text{ ref})}{2.5 \ln(Z \text{ ref}/Z_0)} \quad [6.76m]$$

Las cantidades $A z^*$, A_3^* , $C_M (\alpha_0)$, $C_D (\alpha_0)$, $C_{M_0} = dC_M / d\alpha|_{\alpha=0}$ (Ecuaciones 6.76a, 6.76e, 6.76h y 6.76i) son propiedades aerodinámicas de la sección de la cubierta del puente, que se pueden determinar experimentalmente. En la ecuación 6.76m, Z ref es cualquier altura de referencia en la cual la velocidad media del viento V (Z ref) se especifica (por ejemplo la altura del puente sobre el nivel de aguas medias ordinarias): Z ref es la longitud aproximada característica al terreno. Para la ecuación 6.77:

$$K_{hr} = \frac{B (2 \pi n_{hr})}{V} \quad [6.77a]$$

$$\bar{S}_{hr} = \delta_{hr} - \frac{M_{\alpha r}}{2M_r} H_1^* \left(\frac{V}{n B} \right) \quad [6.77b]$$

$$M_{\alpha r} = \int_0^L \rho B^2 h_r^2 (X) dx \quad [6.77c]$$

(masa aerodinamica en el eresimo modo)

$$M_r = \int_0^L m (X) h_r^2 (X) dx \quad [6.77d]$$

(masa generalizada en el eresimo modo)

$$C_n = \frac{15 n_{hr} I}{V} \quad [6.77e]$$

$$S_{L_V} (n_{hr}) = C_L^2 (\alpha_0) S_u (n_{hr}) + 1/4 \dot{C}_{L_E}^2 S_w (n_{hr}) \quad [6.77f]$$

$$\dot{C}_{L_E} = \dot{C}_{L_E} + \frac{A}{B} C_D (\alpha_0) \quad [6.77g]$$

$$S_u (n_{hr}) = \frac{u^{2+}}{n_{hr}} \frac{200 f_{hr}}{(1 + 50 f_{hr})^{5/3}} \quad [6.77h]$$

$$f_{hr} = \frac{n_{hr} Z}{V} \quad [6.77i]$$

$$S_w (n_{hr}) = \frac{u^{2+}}{n_{hr}} \frac{3.36 f_{hr}}{1 + 10 f_{hr}^{5/3}} \quad [6.77j]$$

Las cantidades H_1^* , $C_L (\alpha_0)$, $C_D (\alpha_0)$, y $C_{L_E} = dC_L / d\alpha_{\alpha=0}$ (ecuaciones 6.77b, 6.77f y 6.77g) son propiedades aerodinámicas del puente obtenidas de experimentos controlados. La cantidad u^* en la ecuación 6.77h, se debe ver la ecuación 6.76m.

La característica principal del puente que influye sobre la respuesta al golpeteo esta considerada en los parámetros de las ecuaciones 6.76 y 6.77. Es notorio que el ancho de la cubierta del puente es significativo en la respuesta al golpeteo. Puentes con sección que presentan un alto arrastre o para los que tienen pendientes demasiado inclinadas en sus graficas curvas de levantamiento y momento, tienden a ser mas susceptibles al golpeteo. Las propiedades de amortiguamiento mecanico del puente son muy

importantes; al incrementar el amortiguamiento mecánico y la rigidez reducen la respuesta al golpeteo.

Existen planteamientos semianalíticos para valuar las fuerzas y momentos que produce el golpeteo, sin embargo no se pueden aún resolver, porque requieren la valuación de coeficientes bajo flujo turbulento. La referencia 43 muestra este planteamiento hecho por Roberto Scanlan y muestra también la necesidad de continuar investigando en este campo.

VII. APLICACION DE CRITERIOS DE ANALISIS PARA
UN EJEMPLO ESPECIFICO

DESCRIPCION:

La sección transversal y longitudinal del puente que se revisa se muestra en las figuras 7.1 y 7.2. De un análisis dinámico con programas lineales se han obtenido los periodos de vibración que se muestran en la tabla 7.1. Al representar gráficamente algunas formas características de estos periodos, se obtienen las configuraciones que se muestran en la figura 7.3.

Los desplazamientos máximos provocados por cargas permanentes en los nodos 31 y 17 del modelo matemático se muestran en la tabla 7.2

AMORTIGUAMIENTO (%)	31-LDV (CM)	31-TDT (CM)	17-TDT (CM)	17P-TDT (CM)
2.5	3.64	2.88	20.68	7.58
5	2.67	2.26	16.56	5.37
7.5	1.95	2.00	14.36	4.29

LDV - DESPLAZAMIENTO VERTICAL
TDT - DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL
17P - MARCO PORTAL, NODO 17

TABLA 7.2 MAXIMOS DESPLAZAMIENTOS DE LOS NODOS 17 Y 31 DEL MODELO MATEMATICO PROVOCADOS POR CARGAS PERMANENTES.

7.1. VELOCIDAD DEL VIENTO DE DISEÑO.

La estructura se localiza en una zona con una velocidad regional de 120 km/h.

Respecto a la velocidad de diseño, diversos reglamentos, como el Británico, de Canadá, de Austria, y de la C.F.E. (Ref. 21) establecen que:

$$V_d = F_v \times F_d \times F_t \times V_r$$

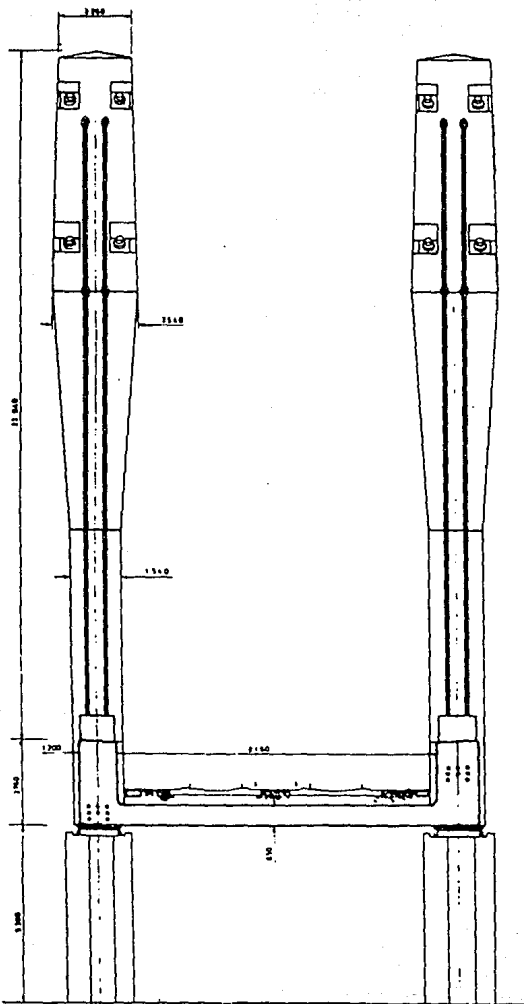
Donde V_r es la velocidad regional, obtenida por estimación probabilística en una región donde exista observatorio, en nuestro caso $V_r=120$ km/h.

F_t = Factor de topografía

Mode order	Period T(sec)	Types of vibrations
1	1.274	vertical
2	0.726	vertical
3	0.706	torsional
4	0.482	vertical
5	0.430	torsional
6	0.401	transversal
7	0.345	longitud.
8	0.343	torsional
9	0.234	torsional
10	0.233	longitud.
11	0.224	vertical
12	0.205	torsional
13	0.199	vertical
14	0.182	transversal
15	0.152	transversal
16	0.120	transversal

TABLA 7.1 ALGUNOS DE LOS PERIODOS NATURALES CALCULADOS.

FIG. 7.2 SECCION TRANSVERSAL.



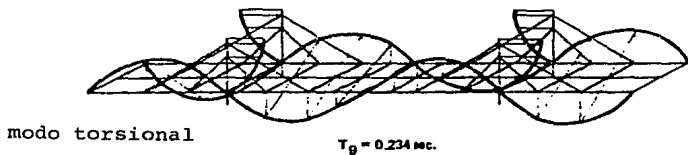
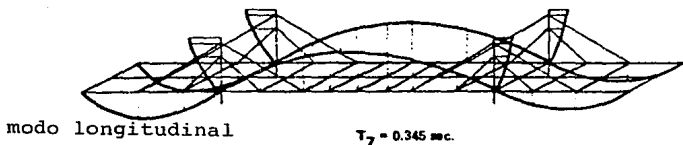
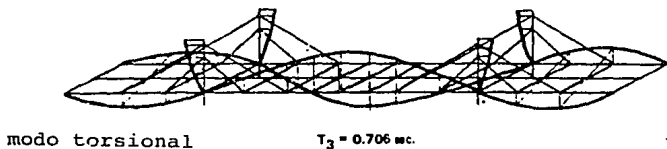
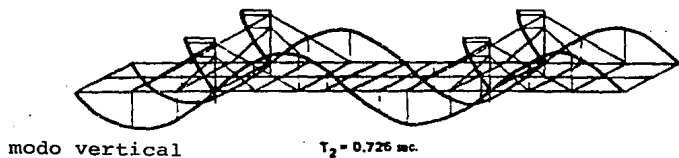
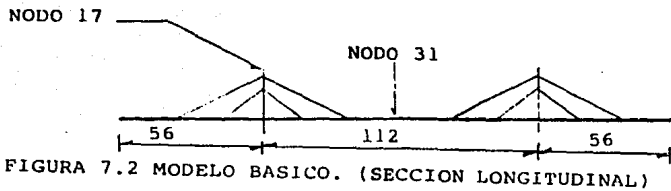


FIGURA 7.3 REPRESENTACION GRAFICA DE ALGUNOS DE LOS MODOS DE VIBRAR.

Fd = Factor de exposición local y de variación de la velocidad con la altura.

Fv = Factor de importancia que depende del periodo de retorno.

Para la selección de Ft se recurre al reglamento; al suponer que la estructura se encuentra en sitios expuestos, cimas de cerros, cañadas cerradas o valles con pendientes mayores a 10% todas aisladas, ... Ft = 1.1

Para la selección de Fd en la mayor parte de los reglamentos se propone la variación de una función de potencia en vez de la variación logarítmica.

Para la definición de Fd se acepta:

$$F_d = F_c \times F_h$$

donde Fc toma en cuenta el tamaño de la construcción y Fh la variación con la altura.

Para una estructura tipo C, y terreno tipo 1; ... Fc = 0.9
 $\alpha = 0.1$ y $\tau = 215$

$$F_h = 1.4 \left(\frac{10}{\tau} \right)^\alpha \quad \text{si} \quad Z \leq 10$$

$$F_h = 1.4 \left(\frac{10}{215} \right)^{0.1} = 1.03 \quad \text{por lo tanto} \quad F_d = 1.03 \times 0.9 = 0.927$$

Los datos previamente mencionados son valores que aparecen en reglamentos de manera frecuente y se refieren a velocidades de diseño promediadas en intervalos de 3 segundos.

Para estimar Fv se recurre a la estimación de:

$$\frac{V_z}{V_{30}} = \sqrt{\frac{R}{30}}$$

Por clasificarse la estructura como una obra de infraestructura importante para el servicio público, el periodo de retorno se considera igual a 200 años.

$$F_v = \sqrt[7]{\frac{200}{30}} = 1.31$$

Por lo tanto, la velocidad de diseño del viento será:

$$V_d = 1.31 \times 0.927 \times 1.1 \times 120 \text{ km/h} = 160.3 \hat{=} 160 \text{ km/h}$$

(Este valor resultó ser igual a la velocidad de diseño de las normas AASHTO para puentes carreteros).

7.2 FUERZAS ESTÁTICAS PARA DISEÑO.

7.2.1 FUERZA DE ARRASTRE.

La fuerza de arrastre está definida por:

$$F = (1/2) \times p \times v^2 \times C_D \times A$$

$$F = (1/2) \times 1.3 \times 44.44^2 \times C_D \times A$$

$$F = (1283.95 \text{ N/m}^2) \times C_D \times A$$

Los valores de C_D son variables y se pueden obtener de la tabla 6.1, así:

a) Para la cubierta.

$$F = (1283.95 \text{ N}) (2.4) = 3081.48 \text{ N/m}^2 = 314.12 \text{ kg/m}^2$$

b) Para la torre principal.

$$F = (1283.95 \text{ N}) (1.8) = 2311.11 \text{ N/m}^2 = 235.59 \text{ kg/m}^2$$

c) Para la carga viva.

$$F = (1283.95 \text{ N}) (1.6) = 2054.32 \text{ N/m}^2 = 209.41 \text{ kg/m}^2$$

Si comparamos los valores obtenidos anteriormente con los valores de fuerzas estáticas recomendadas por la AASHTO para diseño de puentes (Ref. 1), teniendo en cuenta que la velocidad de diseño coincide en 160 km/h.

a) Para la cubierta.

$$F = 244.12 \text{ kg/m}^2 < 314.12 \text{ kg/m}^2$$

por lo tanto para AASHTO, $C_D = 1.87$

b) Para la torre principal (Con ángulo de esviaje = 0)

$$F = 274.63 \text{ kg/m}^2 > 235.59 \text{ kg/m}^2$$

por lo tanto para AASHTO, $C_D = 2.0$

c) Para la carga viva (Con ángulo de esviaje = 0)

$$F = 148.82 \text{ kg/m}$$

Si un camión tiene 3.6 m y la ocurrencia es el 25%

$$F = 209.41 \times 3.6 \times 0.25 = 188.47 \text{ kg/m}$$

Con los resultados anteriores podemos corroborar el criterio de análisis. Es importante hacer notar que AASHTO considera el ángulo de esviajamiento para definir C_D en la subestructura, para

la superestructura C_o es constante e igual a 1.87.

7.2.2. FUERZA DE LEVANTAMIENTO.

La fuerza de levantamiento resultante de la superestructura es definida por:

$$F_L = (1/2) \times p \times V^2 \times C_L \times A$$

$$\text{donde } A = 112 \times 2.74 = 306.88 \text{ m}^2$$

$$C_L = 0.48 \quad \text{según, tabla 6.2}$$

$$F_L = (1/2) \times 1.3 \times 44.44 \times 0.48 \times 306.88 = 189091 \text{ N}$$

$$\text{o bien } F_L = 1688.3 \text{ N/m} = 172.1 \text{ kg/m}$$

El coeficiente C_L debe valuarse en un túnel de viento para obtener resultados más reales, ya que los valores dados en la tabla 6.2 corresponden a secciones preestablecidas que difícilmente coinciden con la geometría del puente.

7.2.3 MOMENTO TORSIONANTE.

El momento torsionante se define como:

$$M = (1/2) \times p \times V^2 \times C_M \times A \times B$$

Donde $C_M = -1.5$ para $\alpha = -6$ grados, según la gráfica de la figura 5.6, ya que la sección transversal se asemeja a la del nuevo puente Tacoma Narrows.

$$M = (1/2) \times 1.3 \times 44.44^2 \times (-1.5) \times 306.88 \times 11.56$$

$$M = -6,818,688 \text{ N-m} = -695,075 \text{ kg-m}$$

$$\text{o bien } M = -6.206 \text{ ton - m / m.}$$

Se ha seleccionado el valor de $\alpha = -6$ grados por ser un valor medio de incidencia del viento respecto a la horizontal y que comunmente se utiliza. Köppel recurre a un factor de corrección η para la valuación aproximada de la velocidad crítica de aleteo, ya que considera una variación del ángulo de incidencia del viento de 3 a 9 grados.

7.3. COMPORTAMIENTO AERODINAMICO.

7.3.1 SEPARACION DE VORTICES.

La velocidad del viento que puede producir separación de vórtices se obtiene a partir de la ecuación 6.35:

$$V_{cr} = \frac{f D}{\lambda}$$

donde f es la frecuencia fundamental en flexión, D es el peralte de la cubierta normal al flujo del viento y λ es el número de Strouhal.

Para este ejemplo

$$f = 1/T = 1/1.274 \text{ seg.} = 0.785 \text{ hz.}$$

al considerar al primer modo de vibrar, con la frecuencia fundamental en flexión vertical.

$$D = 2.76 \text{ m.}$$

$$\lambda = 0.168 \text{ según tabla 6.3}$$

por lo tanto:

$$V_{cr} = \frac{0.785 \times 2.76}{0.168} = 12.9 \text{ m/s} = 46.4 \text{ km/h}$$

$$(V_{cr} < \text{Velocidad de diseño} = 160 \text{ km/h})$$

al revisar el número de Reynolds, según lo establece la ecuación 6.36a

$$Re = \frac{V B}{\nu}$$

Donde V es la velocidad del viento, B es el ancho de la cubierta, ν es la viscosidad cinemática del aire.

$$V = 12.9 \text{ m/s}$$

$$B = 11.56 \text{ m}$$

$$\nu = 0.000015$$

$$Re = \frac{12.9 \times 11.56}{0.000015} = 9941600 = 9.9 \times 10^6$$

($10^5 < Re < 10^7$), por lo tanto el número de Strouhal permanece constante.

Según la ecuación 6.37 y el método de Köppel

$$F_o = p \frac{v^2}{2} C h$$

Donde p es la densidad del aire, C es el coeficiente de fuerza de levantamiento característico para la sección.

$p = 1.3 \text{ kg/m}^3$ aprox.

$C = 0.48$ (según tabla 6.2)

$$F_o = 1.3 \frac{12.9^2}{2} \times 0.48 \times 2.76 = 143.3 \text{ N/m} = 14.6 \text{ kg/m}$$

Se puede calcular la amplitud de oscilación, mediante la ecuación 6.39:

$$\downarrow = \frac{\pi}{\xi} v_s$$

donde v_s es el desplazamiento estático debido a F_o y ξ es el decremento logarítmico.

$\xi = 0.05$ para el sistema completo de una superestructura de un puente atirantado, según especificaciones propuestas por Hirai y Okubo

$$v_s = F_o \frac{\downarrow \text{máx.}}{W_{pp}}$$

Con los resultados que se muestran en la tabla 7.2,

$$\downarrow \text{máx} = 2.67 \text{ cm}$$

El peso propio de la cubierta del claro principal (W_{pp}):

(Se considera una cubierta de concreto)

$$W_{pp} = (1.2 \times 2.76 \times 2 + 9.16 \times 0.65) \times 2.4 + 0.5 \times 9.16 \times 2$$

$$W_{pp} = 39.347 \text{ ton/m} = 39347 \text{ kg/m}$$

Por lo tanto:

$$v_s = 14.6 \text{ kg/m} \frac{26.7 \text{ mm}}{39347 \text{ kg/m}} = 0.01 \text{ mm}$$

$$\downarrow = \frac{3.1416}{0.05} \times 0.01 = 0.62 \text{ mm.}$$

7.3.1.1. VELOCIDAD CRITICA DEL VIENTO POR LA EXITACION DE VORTICES SEGUN RECOMENDACIONES DE LAS NORMAS BRITANICAS DE DISEÑO PROPUESTAS (NBDP, Ref. 32).

$$b / d_4 = 11.56 / 2.76 = 4.18$$

por lo tanto $V_{cr} = 6.5 f d_4 \dots$ para $d/d_4 < 5.0$

$$V_{cr} = 6.5 \times 0.785 \times 2.76 = 14.0 \text{ m/s} = 50.4 \text{ km/h} > 46.44 \text{ km/h}$$

($V_{cr} < \text{Velocidad de diseño} = 160 \text{ km/h}$)

Los valores anteriores nos indican que es conveniente una prueba en túnel de viento, teniendo en cuenta que las amplitudes pueden variar al variar el ángulo de incidencia del flujo de aire y pueden iniciar las vibraciones autoexcitadas.

En caso de resultar una sección inestable al viento, se debe corregir la geometría de la sección transversal de la cubierta, pudiéndose emplear elementos triangulares como los que se emplearon para el puente Long's Creek.

Cabe recordar que un factor que contribuyó al colapso del puente Tacoma Narrows fue la aparición de un Vórtice Karman de aproximadamente 12 metros de largo, el cual ocurrió durante un viento constante de 67 km/h. Las oscilaciones ocurrieron por dos horas cuando la velocidad de viento alcanzó 61 km/h. Cuando el viento aumentó a 67 km/h, la estructura entró en un modo de vibración torsional, el cual provocó una rotación angular próxima a 45 grados con la cubierta en cada dirección. Esta continuó por otra hora, hasta que la falla ocurrió (Ref 30).

7.3.1.2. AMPLITUD MAXIMA SEGUN NBDP.

$$Y_{\text{máx}} = \frac{b^{1/2} d_4^{5/2} p}{4 m \xi}$$

donde:

m = masa por unidad de longitud.

$$Y_{\text{máx}} = \frac{11.56^{1/2} \times 2.76^{5/2} \times 1.3}{4 \times 39347 \times 0.05} = 0.0071 \text{ m} > 0.00062 \text{ m}$$

Si las gráficas de coeficientes aerodinámicos de fuerza de levantamiento o de momento de volteo, indican estabilidad en la

estructura pero presentan pendiente positiva, se deberá revisar los daños por fatiga.

La velocidad crítica por fatiga según la ecuación 6.53 puede ser considerada para

$$1.25 \leq b^*/d4 < 10 \quad \text{como:}$$

$$V_{cr.} = f d4 (0.8 b^*/d4 + 5.5)$$

$$\text{en nuestro caso:} \quad 1.25 \leq 4.18 < 10$$

$$V_{cr.} = 0.785 \times 2.76 (0.8 \times 4.18 + 5.5)$$

$$V_{cr.} = 19.16 \text{ m/s} = 69 \text{ km/h}$$

7.3.2. ALETEO

Usando el metodo de Köppel's dado en 6.2.2.2 se tiene

$$u = \frac{m}{\pi p b} = \frac{39347}{3.1416 \times 1.3 \times (11.56/2)} = 288.4$$

$$r = \text{radio de giro} = 4.6 \text{ m}$$

$$r/b = 4.6/5.78 = 0.8$$

$$\delta = 0.05$$

$$E = \frac{f_t}{f_b} = 1.42$$

$$V_{crit.} \text{ teórica} = c \times 2 \times 3.1416 \times f_b \times b \times \eta$$

según las gráficas de la figura 6.16 $c = 13.5$
y de la fig. 6.14 $\eta = 0.5$

$$V_{crit.} \text{ teórica} = 13.5 \times 2 \times 3.1416 \times 0.785 \times 5.78 \times 0.5 \\ = 192.4 \text{ m/s} = 692.6 \text{ km/h}$$

($V_{crit} > V$ de diseño)

7.3.2.1 VELOCIDAD CRITICA DEL VIENTO PARA ALETEO CLASICO SEGUN NBDP.

$$V_f = V_{rf} \times f_t \times b$$

donde

$$V_{rf} = 4 \left(1 - \frac{f_b}{f_t} \right) \sqrt{\frac{m r}{p b^3}} \quad \text{pero no menor que 2.5}$$

$$V_{rf} = 4 \left(1 - \frac{0.785}{1.416} \right) \sqrt{\frac{39347 \times 4.6}{1.3 \times 5.78^3}} = 59.5$$

$$V_f = 59.5 \times 1.416 \times 5.78 = 487.3 \text{ m/s} = 1754 \text{ km/h}$$

($V_f \gg V$ de diseño)

Teóricamente la velocidad del viento es muy alta para que se presente el aleteo o vibraciones autoexcitadas, sin embargo, éstas pueden aparecer al cambiar las condiciones estáticas por efecto de la separación de vórtices. Esta condición solo puede conocerse mediante pruebas de túnel de viento y su correspondiente cálculo semoanalítico con los coeficientes aerodinámicos obtenidos de estas pruebas.

7.3.3. GALOPEO.

La velocidad crítica al galopeo según las NBDP. está dada por la ecuación:

$$V_g = V_{rg} \times f_b \times d_4$$

$$\text{donde } V_{rg} = C_g \left(\frac{m}{p} \frac{\xi}{d_4^2} \right)$$

$C_g = 1$ para puentes tipo 3A y 4A (Aunque nuestro puente se asemeja más al tipo 5, emplearemos este valor para fines demostrativos.)

$$V_{rg} = 1 \frac{39347 \times 0.05}{1.3 \times 2.76^2} = 198.7$$

$$V_g = 198.7 \times 0.785 \times 2.76 = 430.4 \text{ m/s} = 1549 \text{ km/h}$$

($V_g \gg V$ de diseño)

VIII. COMENTARIOS FINALES.

Una de las cargas más importantes para el diseño de puentes atirantados de gran claro es el viento, lo que se ha comprobado a lo largo de la historia; sin embargo, existen aún muchas interrogantes sobre el comportamiento de las estructuras ante estas acciones.

El colapso del puente Tacoma Narrows fue un acontecimiento importante en la investigación estructural, ya que marcó el inicio de una nueva época en la búsqueda de las leyes del comportamiento aeroelástico de las estructuras ante el viento.

El progreso en la técnica para predecir el comportamiento aerodinámico de un puente es acelerado, y la exactitud de su estimación será además mejorada en el futuro. Sin embargo, todas estas técnicas de predicción están basadas en la consideración de un determinado viento ambiental o amortiguamiento estructural de un cierto puente real. El desarrollo de técnicas en estas dos áreas es esencial en orden de alcanzar la precisión en la resistencia al viento de los puentes en el futuro.

La construcción de puentes atirantados y suspendidos corresponde a una solución económica y estética para los problemas de comunicación en la actualidad. La introducción de acero de alta resistencia, las cubiertas tipo ortotrópicas, el mejoramiento de las técnicas, el progreso en el análisis estructural con el empleo de computadoras y el entendimiento del comportamiento no lineal ha llevado a una gran aplicación de puentes atirantados en todo el mundo y es necesario continuar con la tarea de investigar en este campo.

La reducción de carga permanente, produce un aumento en los efectos del viento en la estructura relativos a la inercia de ésta. Al incrementar la flexibilidad decrece la frecuencia natural de vibración. Las estructuras recientes son más sensibles, no sólo a los efectos estáticos del viento, sino también para los efectos dinámicos.

Se ha observado que la estabilidad aeroelástica de un puente es controlada por tres factores: geometría de la cubierta, frecuencias de vibración y el amortiguamiento mecánico del puente.

Se puede concluir que los métodos actuales para obtener las frecuencias naturales son buenos, ya que los resultados obtenidos de los cálculos numéricos han podido comprobarse con mediciones reales.

El amortiguamiento mecánico de un puente atirantado es una cantidad extremadamente variable y depende de muchos factores, entre ellos: el material con el cual está hecho, el modo de

vibración, el tipo de juntas, la condición de apoyo, etc.

El comportamiento de los puentes atirantados es no lineal debido a la curvatura de los cables, a los efectos viga-columna para cubierta y torres, a grandes deformaciones, a la variación de la deformación respecto a los esfuerzos en los cables y al comportamiento elastoplástico de los miembros sujetos a flexión.

Frecuentemente, se han observado movimientos no oscilantes en la cubierta del puente; además, los pilones han presentado desplazamientos normales al plano de los cables debido a excitación por separación de vórtices, sin tener en cuenta que los efectos dinámicos de ráfagas horizontales son altamente significantes, sin embargo, los planteamientos semianalíticos para considerar los efectos del viento en puentes atirantados no le dan gran importancia a estos fenómenos ya que se basan en una estructura con dos grados de libertad, movimiento vertical y giro, despreciando el movimiento horizontal.

Las incertidumbres en el comportamiento del flujo del aire, hacen necesario recurrir a pruebas en túnel de viento y muchas veces, ellas no están al alcance de muchos países; en esta situación se recurre a estudios hechos a estructuras semejantes, con lo que disminuye la exactitud de los resultados.

En nuestro país, ya se han construido con éxito varios puentes atirantados, y se proyectan ya, 4 nuevas estructuras para salvar obstáculos naturales en las vías de comunicación; sin embargo, se tiene que recurrir a técnicos y laboratorios extranjeros para la revisión de estas estructuras ante las acciones de viento. Es importante hacer notar la carencia en nuestro país de información literaria y técnica en esta área y más aún, en nuestro idioma. ¿Por qué no apoyar a este tipo de investigación para que sean los propios técnicos mexicanos quienes diseñen nuestra infraestructura?.

Los puentes son estructuras, las cuales reflejan el desarrollo de la disciplina de ingeniería científica.

IX. REFERENCIAS.

- 1.- American Association of State Highway and Transportation Officials "STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES", Fourteenth Edition 1989; Interim Specifications - Bridges -1990; Interim Specifications - Bridges - 1991.
- 2.- Ahmed M. and Nazmy A. "3-D NONLINEAR SEISMIC BEHAVIOR OF CABLE-SAYED BRIDGES", Journal of Structural Engineering, Vol 117, No. 11, November, 1991.
- 3.- Committee on Cable-Suspended Structures of the Committee on Special Structures of the Committee on Metals of the Structural Division. "TENTATIVE RECOMMENDATIONS FOR CABLE-STAYED BRIDGE STRUCTURES", Journal of the Structural Division, Vol. 103, No. ST5, May, 1977.
- 4.- Committee on Cable-Suspended Structures of the Committee on Special Structures of the committee on Metals of the Structural Division. "TENTATIVE RECOMENDATION FOR CABLE-STAYED BRIDGE STRUCTURES AND COMENTARY ON THE T.R.F.C-S.B.S." Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. ST11, November 1978.
- 5.- Davenport A. "BUFFETING OF A SUSPENSION BRIDGE BY STORM WINDS" Journal of the Structural Division, Vol. 88, No. ST3, June 1962.
- 6.- Fleming J. and Egeseli E. "DYNAMIC BEHAVIOUR OF A CABLE-STAYED BRIDGE" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 8, 1980.
- 7.- Gade H., Harold B. and Podolny W. "RECENT AERODYNAMIC STUDIES OF LONG/SPAN BRIDGES" Journal of the Structural Division ASCE Vol. 102, No. ST7, July 1976.
- 8.- Gilsanz E. R. and Biggs J. M. "CABLE-STAYED BRIDGES: DEGREES OF ANCHORING" Journal of Structural Engineering, Vol. 109, No. 1, January, 1983.
- 9.- Godden W. and Aslam M. "DYNAMIC MODEL STUDIES OF RUCK-A-CHUKY BRIDGE" Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. ST12, December 1978.
- 10.- Hassan I.A. "ANALYSIS OF DOUBLE-PLANE CABLE-STAYED BRIDGES" Journal of Structural Engineering, Vol 113, No. 10 October 1987.
- 11.- Hikami Y. and Shiraiishi N. "RAIN-WIND INDUCED VIBRATIONS OF CABLES IN CABLE STAYED BRIDGES" Journal of wind Engineering and Industrial Aerodynamics, No. 29, 1988.
- 12.- Hiroshi S., Tooru S., Yohachiro W., Akihiro H. and Takajhi I. "STABILITY OF BRIDGES AGAINST WIND" Mitsubishi Heavy Industries, Ltd, Technical Review, Vol. 25 No. 1, Feb. 1988.

- 13.- ICYVE, "EIGHTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON WIND ENGINEERING", The University of Western Ontario, 8-12 July 1991.
- 14.- Japan Society of Civil Engineers and Architectural Institute of Japan "PROCEEDINGS OF THE SYMPOSIUM ON THE EXTERNAL FORCES AND STRUCTURAL DESIGN OF HIGH-RISE AND LONG-SPAN STRUCTURES" Japan Society for Promotion of Science, Tokyo, September, 1965.
- 15.- Jean-Guy Beliveau, Rimas Vaicaitis, and Masanobu Shinozuka, "MOTION OF SUSPENSION BRIDGE SUBJECT TO WIND" Journal of the Structural Division, June 1977.
- 16.- Kawashima K., Unjoh Shigeki and Azuta Y. "DAMPING CHARACTERISTICS OF CABLE-STAYED BRIDGES", Proceedings of Nighth World Conference on Earthquake Engineering, August 2-9, 1988, Tokyo-Kioto Japan (Vol. VI).
- 17.- Kawashima K. and Unjoh S. "DAMPING CHARACTERISTICS OF CABLE-STAYED BRIDGES ASSOCIATED WITH ENERGY DISSIPATION AT MOVABLE SUPPORTS" Structural Eng./Earthquake Eng., Vol 6, No. 1, April 1989.
- 18.- Kolusek V., Pirner M. Fisher O. and Naprteks "WIND EFFECTS ON CIVIL ENGINEERING" Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 1989, Vol. II.
- 19.- Leonhardt F. "DEVELOPING GUIDELINES FOR AESTHETIC DESIGN" Bridge Aesthetics around the world, Washington D.C. 1991.
- 20.- Loiseau H. and Szechenyi E. "ETUDE DU COMPORTEMENT AEROELASTIQUE DU TABLIER D' UN PONT A HAUBANS" Journees de L'A.F.P.C.
- 21.- López L., de Buen R., Sánchez Sesma J. "ACTUALIZACION DEL PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO POR VIENTO DE ESTRUCTURAS EN MEXICO", VIII Congreso de Ingeniería Civil 1991.
- 22.- Lovett Thomas G. and Warren Dennis W. "DOUBLE DIAMONDS: NEW BRAND FOR A TEXAS BRIDGE" Civil Engineering, April 1992.
- 23.- Matsumoto M. and Prenzinger, " CONSIDERATION OF HIGHER VORTEX-EXCITED MODES IN RELIABILITY ANALYSES OF BRIDGE STRUCTURES", Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 32, 1989.
- 24.- Marêcos J., Castanheta M. and Trigo T. " FIELD OBSERVATION OF TAGUS RIVER SUSPENSION BRIDGE" Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 95, No. ST4, April 1969.
- 25.- Muria Vila D., Gómez R. and King. C. "DYNAMIC STRUCTURAL PROPERTIES OF CABLE-STAYED TAMPICO BRIDGE" Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 117, No. 11, November 1991.
- 26.- Narayanan G. "A STATE OF THE ART REPORT ON STATIC AND

DINAMIC RESPONSE OF CABLE STAYED BRIDGES", Indian Institute of technology, Madras 600 036, INDIA.

27.- Otsuka, H. "INNOVATION IN CABLE STAYED BRIDGES". Papers presented at the International Symposium for Innovation in Cable-Stayed Bridges held in Fukuoka, Japan. April 18-19 1991.

28.- Persoon A.J. "THE WIND INDUCED RESPONSE OF A CABLE-STAYED BRIDGE" Proceeding of a conference held at the Institution of Civil Engineers, London 25-26, March 1989.

29.- Podolny W. Jr. and Fleming J., "HISTORICAL DEVELOPMENT OF CABLE-STAYED BRIDGES", Journal of the Structural Division, September, 1972.

30.- Podolny, W. Jr. and Scalzi, "CONSTRUCTION AND DESIGN OF CABLE-STAYED BRIDGES". J. Wiley and Sons, 1976.

31.- Polgarny W. and Scalzi, J. "CONSTRUCTION AND DESIGN OF CABLE-STAYED BRIDGES". J. Wiley & Sons, N. York, 1985.

32.- Proceedings of a conference held at the Institution of Civil Engineers, "BRIDGE AERODINAMICS" Institution of Civil Engineers by Thomas Telford Limited, London, 1981

33.- Roche J. "CALCUL DU COMPORTEMENT AEROELASTIQUE D'UN PONT A PARTIR DES COEFFICIENTS DE PRESSION INSTATIONNAIRES" Journees de L'A.F.P.C.

34.- Roche J. "LES METHODES D'ETUDE AERODYNAMIQUE DES PONTS A HAUBANS" Journees de L'A.F.P.C., Juin 1978.

35.- Roche J. "PROBLEMES AEROELASTIQUES DES PONTS A HUBANS" Journees de L'A.F.P.C.

36.- Rodriguez C. N. "APUNTES DE LA CLASE DE DISEÑO EOLICO" D.E.P.F.I.-U.N.A.M., 1992.

37.- Sánchez M. J. y Urrutia S. C. "PUENTES VEHICULARES ATIRANTADOS EN LA CIUDAD DE MEXICO" VIII Congreso de Ingeniería Civil, 1991.

38.- Santo H.P. and Branco F.B. "WIND FORCES ON BRIDGES - NUMERICAL VS EXPERIMENTAL METHODS" Journal of wind Engineering and Industrial Aerodynamics, No. 32, 1989.

39.- Scanlan Robert and Sabzevari Ali "AERODYNAMIC INSTABILITY OF SUSPENSION BRIDGES" Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 94, No. EM2, April 1968.

40.- Scanlan Robert and Sabzevari Ali "AERODYNAMIC INVESTIGATION OF BOX GIRDER BRIDGES", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 95, No. ST7, July 1969.

- 41.- Scanlan Robert and Tomko John "AIRFOIL AND BRIDGE DECK FLUTTER DERIVATIVES", Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 97, No. EM6, December 1971.
- 42.- Scanlan Robert. "INTERPRETING AEROELASTIC MODELS OF CABLE-STAYED BRIDGES", Journal of Engineering Mechanics, Vol. 113, No. 4, April, 1987.
- 43.- Scanlan Robert. "ROLE OF INDICIAL FUNCTIONS IN BUFFETING ANALYSIS OF BRIDGES", Journal of Structural Engineering, Vol. 110, No.7, July 1984.
- 44.- Scanlan Robert. " AEROELASTIC ANALYSIS OF CABLE-STAYED BRIDGES", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 116, No. 2, Feb. 1990.
- 45.- Scanlan Robert and Simiu Emil "WIND EFFECTS ON STRUCTURES" A Wiley-Interscience Publication 1978.
- 46.- Secretaria de Comunicaciones y Transportes "LA CONSTRUCCION DE PUENTES EN MEXICO", México D.F., 1985
- 47.- Steinman "MACKINAC BRIDGE - DESIGNED FOR COMPLETE AERODYNAMIC STABILITY" Journal of civil Engineering, May 1956.
- 48.- Studnickova Marie. "INVESTIGATION OF WIND EFFECTS ON A MULTI-CABLE-STAYED BRIDGE WITH PRESTRESSE CONCRETE" Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 23 (1986).
- 49.- Szechenyi Edmond and Loiseau Henri "MESURES AERODYNAMIQUES ET DYNAMIQUES, SUR LE PONT DE SAINT-NAZAIRE" Journees de L'A.F.P.C.
- 50.- Szechenyi Edmond and Tourjansky "STABILITE AEROELASTIQUE DES PONTS SUSPENDUS A HAUBANS" Journees de L'A.F.P.C.
- 51.- Troitsky, M.S. "CABLE-STAYED BRIDGES - THEORY AND DESIGN". Crosby Lockwood S., Great Britain, 1977.
- 52.- Vilar Rojas J., Muñoz B. y Sánchez Sesma J. "VELOCIDADES REGIONALES PARA DISEÑO EOLICO EN LA REPUBLICA MEXICANA", VIII Congreso de Ingeniería Civil 1991.
- 53.- Vincent G. and Labse M. "CORRELATION OF PREDICTED AND OBSERVED SUSPENSION BRIDGE BEHAVIOR" Journal of the Structural Division, paper No. 3388, Vol. 127, 1962, part II.
- 54.- Vincent G. "GOLDEN GATE BRIDGE VIBRATION STUDIES" Journal of Structural Division, ASCE, paper No. 3389, Vol. 127, 1962, part II.
- 55.- Walther, René "CABLE-STAYED BRIDGES". Thomas Telford, London
- 56.- Wianecki J. "ETUDE AERODYNAMIQUE DU PONT DES MEULES",

Journees de L'A.F.P.C.

57.- Wianecki J. "VIBRATIONS DUES AU VENT DU PONT DE BROTONNE",
Journees de L'A.F.P.C.

58.- Xiang Haifan, Xie Jiming and Lin Zhixin, "AERODINAMIC STUDY
ON A PROPOSED CABLE-STAYED BRIDGE N SHANGHAI, CHINA" Journal of
Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 29 , 1988.

59.- Zan S., Tanaka H., Yamada H., and Wardlaw R.L. "PARAMETRIC
INVESTIGATION OF WIND - INDUCED CABLE-STAYED BRIDGE MOTION USING
AN AEROELASTIC MODEL, Journal of Wind Engineering and Industrial
Aerodynamics, No. 32, 1989.